

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



**Ecole Nationale Polytechnique d'Alger**

**Département : Hydraulique**

Laboratoire matériaux de génie civil et environnement

**Mémoire de projet de fin d'études**

**Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique**

**Modélisation d'un système pluvial urbain-cas  
de la ville d'Alger**

Par : **BENHAMMADI Rima**

Présenté et soutenu publiquement le 24/06/2019 devant le jury composé de :

<b>Président</b>	Pr Benyoussef El Hadi	ENP Alger
<b>Promoteurs</b>	Dr. Boutaghane Hamouda Pr. Bermad Abdelmalek M <sup>me</sup> Lameche El Khansa	Univ. Annaba ENP Alger DRE Sétif
<b>Examineurs</b>	Dr. Lefkir Abdelouahab Pr. Hasbaia Mahmoud	ENSTP –Kouba Univ. M'sila
<b>Invité</b>	M <sup>me</sup> Meribai Fadila	SEAAL



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



**Ecole Nationale Polytechnique d'Alger**

**Département : Hydraulique**

Laboratoire matériaux de génie civil et environnement

**Mémoire de projet de fin d'études**

**Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique**

**Modélisation d'un système pluvial urbain-cas  
de la ville d'Alger**

Par : **BENHAMMADI Rima**

Présenté et soutenu publiquement le 24/06/2019 devant le jury composé de :

<b>Président</b>	Pr Benyoussef El Hadi	ENP Alger
<b>Promoteurs</b>	Dr. Boutaghane Hamouda Pr. Bermad Abdelmalek M <sup>me</sup> Lameche El Khansa	Univ. Annaba ENP Alger DRE Sétif
<b>Examineurs</b>	Dr. Lefkir Abdelouahab Pr. Hasbaia Mahmoud	ENSTP –Kouba Univ. M'sila
<b>Invité</b>	M <sup>me</sup> Meribai Fadila	SEAAL

### ملخص

كما يتضح من الفيضانات المتواصلة خلال موسم الأمطار ، فإن شبكة الصرف الصحي لمدينة الجزائر تعاني من العديد من الحالات الشاذة المتعلقة بعدم قدرتها على التكفل بالأمطار العاصفة بشكل مناسب. ولتحقيق هذه الغاية، حددنا لأنفسنا الهدف المتمثل في القيام، من خلال هذا العمل، بإجراء دراسة متعمقة للشبكة المعنية، تتألف من تشخيص يهدف إلى تحسين أدائها. تحقيقاً لهذه الغاية ، لقد قمنا بنمذجة الشبكة المعنية من أجل فهم سلوكها بشكل أفضل وإخراج النقاط السوداء لمستجمع المياه للجزائر العاصمة وسط.

للقيام بذلك، قمنا بالمعايرة والتحقق من صحة النموذج تحت Mike Urban MOUSE ، لتسليط الضوء على الأعطال الهيدروليكية واكتشافها، وذلك من خلال اللعب على العديد من المعلمات المؤثرة.

كلمات البحث: شبكة الصرف الصحي , Mike Urban MOUSE , المعايرة , التحقق, الأعطال , مستجمع المياه للجزائر وسط.

### Abstract

As evidenced by the frequent overflows during the rainy season, the urban stormwater network of Algiers city presents numerous anomalies related to its inability to properly buffer the stormy rains due to the extension of the urban fabric and the sub-dimensioning of some sewers. To this end, we have set ourselves the focus of modeling the network in question in order to better understand its behavior and to bring out black spots after the modelling. To do this, we have calibrated and validated certain areas of the model of the watershed center under Mike Urban MOUSE, to highlight and detect hydraulic malfunctions, this by playing on several influential parameters.

**Keywords:** combined sewerage network, Mike Urban MOUSE, calibration, validation, malfunctions, catchment of Algiers's centre.

### Résumé

Comme le témoignent les débordements fréquents durant la saison pluvieuse, le réseau d'assainissement pluvial urbain de la ville d'Alger présente de nombreuses anomalies liées à son incapacité à tamponner correctement les pluies orageuses du fait de l'extension du tissu urbain et du sous-dimensionnement de certains collecteurs. A cet effet, nous nous sommes fixés comme point de mire d'effectuer une modélisation du réseau en question dans le but de mieux comprendre son comportement et de faire ressortir à l'issue de celle-ci les points noirs.

Pour ce faire, nous avons calé et validé certaines zones du modèle du bassin versant centre sous Mike Urban MOUSE, afin de faire ressortir et de détecter les dysfonctionnements hydrauliques, ceci en jouant sur plusieurs paramètres influants.

**Mots-clés:** réseau d'assainissement, Mike Urban MOUSE, calage, validation, dysfonctionnements, bassin versant centre d'Alger.

## Remerciements

---

Mes remerciements vont en premier lieu à **Mr Boutaghane** pour les nombreux conseils qu'il m'aura prodigués et pour les notions et explications qui auront contribué à enrichir et à fructifier mes connaissances en hydrologie urbaine.

Je remercie également **Mr Bermad** de m'avoir aidé à peaufiner ce travail et de m'avoir apaisé avec son inspirante zénitude.

Je tiens aussi à remercier les membres de la **SEAL** et de la **DRE** qui m'ont beaucoup aidé dans la collecte des données, je pense là particulièrement à **Mr Bougaoua** et à **sa femme**, à **Mme Meribai**, à **Mr Kebir**, à **Mr Aris**, à **Mr Boudjouad**, à **Mr Boukhari**, à **Mr Tabet** du bureau d'études Hydroprojet, à **Mme Ayad**, à **Mr Nacef**, à **Mr Ouardi** ; ainsi qu'aux dévoués ingénieurs polytechniciens qui m'ont initié à MOUSE : **Mr Guelmane M.A.** et **Mr Brahimi A.F.**

Enfin, j'adresse un grand merci à **Mme Lameche** pour m'avoir accompagné, soutenu et aidé tout au long de la collecte des données.

## Dédicace

---

Je dédie cet humble ouvrage à ma plus grande inspiration, à celle qui a éclairé les sombres méandres par lesquels j'aurai pu passer, qui a toujours épongé mes peines et qui a de tout temps été à l'écoute de mes incessantes doléances : ma très chère et tendre mère, à mon père, à mon frère Mostepha, à ma sœur Meriem, à mon adorable neveu Yacine...

A toute ma famille ...

A toutes celles et à tous ceux que je porte dans mon cœur...

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des notations

Liste des acronymes

Introduction générale .....	14
<b>CHAPITRE I: BIBLIOGRAPHIE GENERALE SUR LA MODELISATION DES SYSTEMES</b>	
D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL URBAIN .....	15
I.1. INTRODUCTION .....	16
I.2. Qu'est qu'une modélisation ? .....	17
I.3. Enjeu des inondations dans les réseaux d'assainissement .....	17
I.4. Les modèles hydrodynamiques .....	18
I.4.1. Le modèle complet de Saint-Venant .....	18
I.4.2. Le modèle de l'onde dynamique .....	19
I.4.3. Le modèle de l'onde diffusante .....	20
I.5. Les modèles conceptuels .....	21
I.5.1.A. MODELE A RESERVOIR LINEAIRE .....	23
I.5.1.B. MODELE A RESERVOIR NON LINEAIRE .....	24
I.5.2. TRANSFORMATION PLUIE-DEBIT .....	25
I.6. Modélisation des mises en charge .....	26
I.6.1. Méthode du stockage .....	27
I.6.2. Méthode de la translation simple .....	27
I.6.3. Méthode de Preissmann .....	27
I.7. Méthodes d'infiltration .....	28
I.7.1. METHODE D'HORTON .....	28
I.7.2. METHODE DE GREEN & AMPT .....	30
I.7.3. Méthode du SCS-CN (Soil Conservation Service - Curve Number) .....	30
I.8.1. Méthode rationnelle .....	31
I.8.2. Méthode de l'hydrogramme unitaire .....	31
I.9. DEMARCHE A SUIVRE POUR UNE MODELISATION .....	31
I.10. CONCLUSION .....	32
<b>CHAPITRE II: COLLECTE ET PREPARATION DES DONNEES</b> .....	34
II.1. INTRODUCTION .....	35
II.2. Présentation de la zone d'étude .....	35
II.2.1. Géologie .....	35
II.2.2. Réseau hydrographique .....	35
II.2.3. Pluviométrie .....	36
II.2.4. Configuration du vent et de la houle .....	37
II.2.5. Démographie et urbanisme .....	37
II.3. Présentation du réseau actuel .....	38
II.4. Collecte et préparation des données .....	38
II.5. Stratégie de calage .....	40
II.6. Conclusion .....	41
<b>CHAPITRE III: CONSTRUCTION DU MODELE INFORMATIQUE, TEST ET VERIFICATION</b> .....	42
III.1. INTRODUCTION .....	43
III.2. Choix du logiciel .....	43
III.3. Construction du modèle .....	45

## Table des matières

---

III.3.1. Schématisation .....	45
III.3.2. Actualisation de la modelisation.....	46
III.3.3. Données d'entrée .....	47
III.3.4. Spécification des conditions aux limites.....	51
a. Charges BV .....	51
b. Charges réseaux .....	53
c. Niveaux exutoires .....	55
d. Eléments cond.lim.....	55
III.3.4. Simulation et visualisation des résultats .....	55
III.4. Critères d'évaluation de la performance du modèle .....	59
III.5. Calage .....	61
III.5.1. HYPOTHESES.....	61
III.5.2. PARAMETRES CALES .....	61
III.5.3. RESULTATS .....	63
III.6. Résultats de la validation .....	68
III.7. Conclusion .....	75
<b>CHAPITRE IV: ANALYSE ET EXPLOITATION DU MODELE .....</b>	<b>59</b>
IV.1. INTRODUCTION .....	77
IV.2. Courbes IDF.....	77
IV.3. Pluie de projet .....	78
IV.4. Résultats de la simulation .....	80
IV.4.1. Simulation de la pluie de projet de période de retour T=10 ans .....	80
IV.4.2. Simulation de la pluie de projet de période de retour T=100 ans .....	85
IV.4.3. Test de la robustesse du modèle avec un événement réel .....	92
Conclusion générale .....	96
Références bibliographiques .....	97

**Liste des tableaux**

<i>Tableau I. 1: Classification et interprétation du nombre de Froude.....</i>	<i>20</i>
<i>Tableau I. 2: Comparaison entre les modèles de Muskingum et de BSV.....</i>	<i>25</i>
<i>Tableau I. 3: Valeurs des paramètres d'infiltration de Horton recommandées en fonction du type de sol (UDFCD, 2006).....</i>	<i>29</i>
<i>Tableau II. 1: Variation annuelle de la pluviométrie de la wilaya d'Alger.....</i>	<i>36</i>
<i>Tableau II. 2 : Evolution démographique de la wilaya d'Alger de 1998 à 2025 établie par l'ONS.....</i>	<i>37</i>
<i>Tableau II. 3: Emplacement et durée d'observation des capteurs du réseau d'Alger centre ..</i>	<i>40</i>
<i>Tableau II. 4: Critères de sélection d'un événement selon l'OMM.....</i>	<i>41</i>
<i>Tableau III. 1: Comparaison entre différents logiciels de drainage urbain (Giangola-Murzyn, A. (2014)).....</i>	<i>44</i>
<i>Tableau III. 2: Performance du modèle en fonction de l'intervalle de variation du NSE.....</i>	<i>60</i>
<i>Tableau III. 3: Plage de variation des paramètres calés du modèle pluie-débit.....</i>	<i>62</i>
<i>Tableau III. 4: Plage de variation des paramètres de la fonction d'infiltration d'Horton pour les sous-bassins périurbains.....</i>	<i>62</i>
<i>Tableau III. 5: Résultats du calage.....</i>	<i>63</i>
<i>Tableau III. 6: Résultats de la validation.....</i>	<i>68</i>
<i>Tableau IV. 1: Coefficients a et b pour les trois stations de l'ANRH.....</i>	<i>77</i>
<i>Tableau IV. 2 : Intensité maximale des pluies de projet pour six périodes de retour.....</i>	<i>79</i>

**Liste des figures**

<i>Figure I. 1: Classification de Klauark Leite (1990) des modèles hydrologiques .....</i>	<i>16</i>
<i>Figure I. 2: Lag time (source: Watershed Moments: Thoughts from the Hydrosphere - WordPress.com) .....</i>	<i>23</i>
<i>Figure I. 3: Schéma récapitulatif de la transformation pluie débit (ENPC LEESU) .....</i>	<i>26</i>
<i>Figure I. 4: Fente de Preissman utilisée pour la modélisation des écoulements en charge....</i>	<i>27</i>
<i>Figure I. 5: Paramètres du modèle d'infiltration d'Horton.....</i>	<i>29</i>
<i>Figure I. 6:Schéma récapitulatif des étapes d'une modélisation .....</i>	<i>32</i>
<i>Figure II. 1 : Réseau hydrographique de la wilaya d'Alger (Source : AGIRE- AHS).....</i>	<i>36</i>
<i>Figure II. 2: Emplacement des pluviomètres de la SEAAL dans le bassin versant centre .....</i>	<i>39</i>
<i>Figure III. 1: Réseau principal de la zone centre d'Alger sur Google Earth.....</i>	<i>47</i>
<i>Figure III. 2: Sélection de l'élément à construire .....</i>	<i>47</i>
<i>Figure III. 3: Exemple de saisie d'un sous-bassin.....</i>	<i>48</i>
<i>Figure III. 4: Modèles hydrologiques disponibles dans MOUSE.....</i>	<i>48</i>
<i>Figure III. 5: Exemple de saisie d'un nœud.....</i>	<i>49</i>
<i>Figure III. 6: Exemple de saisie d'un collecteur .....</i>	<i>50</i>
<i>Figure III. 7: Réseau d'assainissement de la région centre sur MOUSE .....</i>	<i>51</i>
<i>Figure III. 8: Spécification des conditions aux limites .....</i>	<i>52</i>
<i>Figure III. 9: Introduction du fichier de la condition aux limites sur le BV.....</i>	<i>53</i>
<i>Figure III. 10: Spécification de la condition aux limites amont du réseau.....</i>	<i>54</i>
<i>Figure III. 11: introduction du fichier résultat de la simulation hydrologique .....</i>	<i>54</i>
<i>Figure III. 12: Spécification des conditions aux limites aval.....</i>	<i>55</i>
<i>Figure III. 13: Fixation des paramètres de la simulation.....</i>	<i>56</i>
<i>Figure III. 14: Fixation des paramètres de la simulation.....</i>	<i>57</i>
<i>Figure III. 15: Fixation des paramètres de la simulation.....</i>	<i>57</i>
<i>Figure III. 16: Sélection des résultats à afficher.....</i>	<i>58</i>
<i>Figure III. 17: Visualisation des résultats de la simulation.....</i>	<i>59</i>
<i>Figure III. 18: Résultats du calage d'AN3 RS 2 avec la pluie du 05/04/2016 à 04 :45 au 05/04/2016 à 15 :00 .....</i>	<i>64</i>
<i>Figure III. 19: Résultats du calage d'AN DVO avec l'événement du 21/11/2015 à 14 :45 au 22/11/2015 à 02 :30 .....</i>	<i>65</i>
<i>Figure III. 20: Résultats du calage du capteur Nord Aval avec l'événement du 10/01/2017 à 11 :15 au 11/01/2017 à 11 :42 .....</i>	<i>66</i>
<i>Figure III. 21: Résultats du calage du capteur de Fellahi RD2 avec la pluie du 14/11/2016 à 08 :30 jusqu'au 15/11/2016 03 :30 .....</i>	<i>67</i>
<i>Figure III. 22: Résultats de la validation d'AN 3 RS 2 avec l'événement fort du 13/12/2018 de 13 :30 au 14/12/2018 à 19 :45.....</i>	<i>68</i>
<i>Figure III. 23: Résultats de la validation d'AN DVO avec la pluie forte du 22/03/2016 à 01 :00 jusqu'au 23/03/2016 à 09 :00.....</i>	<i>69</i>
<i>Figure III. 24: Résultats de la validation pour AN 3 RS 2 avec l'événement moyen du 02/02/2018 à 12:45 jusqu'au 03/02/2018 à 14:15 .....</i>	<i>70</i>
<i>Figure III. 25: Résultats de la validation pour AN DVO avec l'événement moyen du 02/02/2018 à 12:45 jusqu'au 03/02/2018 à 14:15 .....</i>	<i>70</i>
<i>Figure III. 26: Résultats de la validation de Nord Aval avec l'événement du 16/01/2017 à 05 :44 jusqu'au 17/01/2017 à 16 :30.....</i>	<i>71</i>

<i>Figure III. 27: Résultats de la validation de Fellahi RD2 avec la pluie du 15/11/2016 à 16 :45 au 16/11/2016 à 07 :45 .....</i>	<i>72</i>
<i>Figure III. 28: Résultats du calage pour la zone de Guaridi 1 avec l'événement du 30/04/2018 à 18 :00 jusqu'au 01/05/2018 à 04 :30.....</i>	<i>73</i>
<i>Figure III. 29: Résultats du calage pour le déversoir d'orage rive gauche N°4 avec l'événement du 21/12/2016 à 04 :15 jusqu'au 22/12/2016 à 11 :15.....</i>	<i>74</i>
<i>Figure III. 30: Résultats du calage pour le déversoir d'orage rive gauche N°8 avec la pluie du 23/11/2015 à 17:15 jusqu'au 25/11/2015 à 00:00 .....</i>	<i>74</i>
<i>Figure III. 31: Résultats du calage pour l'aval de l'ancien collecteur Kniss avec l'événement du 07/11/2016 à 09 :30 jusqu'au 08/11/2016 à 23 :11 .....</i>	<i>75</i>
<i>Figure IV. 1: Courbe IDF de la station Bir Mourad Rais .....</i>	<i>78</i>
<i>Figure IV. 2: Pluie de projet type double triangle (Source : Notice CANÖE).....</i>	<i>79</i>
<i>Figure IV. 3: Pluies de projet double triangulaires symétriques pour six périodes de retour construites par la SEAAL.....</i>	<i>80</i>
<i>Figure IV. 4: Résultats de la simulation de la pluie de projet pour T=10 ans au niveau du collecteur d'Oued Kniss.....</i>	<i>81</i>
<i>Figure IV. 5: Résultats de la simulation à l'aval du collecteur Nord pour T=10 ans .....</i>	<i>82</i>
<i>Figure IV. 6: Résultats de la simulation au niveau de rive droite Fellahi pour T=10 ans.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure IV. 7: Résultats de la simulation au niveau de la zone d'Ain Naâdja pour T=10 ans .</i>	<i>84</i>
<i>Figure IV. 8: Résultats de la simulation au niveau de la décharge d'Oued Ouchaiah pour T=10 ans .....</i>	<i>85</i>
<i>Figure IV. 9: Points noirs pour T=100 ans .....</i>	<i>87</i>
<i>Figure IV. 10: Tronçon d'Oued Ouchaiah débordant pour la pluie de projet T=100ans avant la modélisation de la nouvelle décharge.....</i>	<i>88</i>
<i>Figure IV. 11: Tronçon précédent ne débordant pas pour la pluie de projet T=100ans après la modélisation de la nouvelle décharge.....</i>	<i>88</i>
<i>Figure IV. 12: Débordement d'un tronçon des Barranès avant la modélisation du dédoublement M'Kacel pour la pluie de projet T=100 ans.....</i>	<i>89</i>
<i>Figure IV. 13: Non débordement du tronçon précédent après modélisation du dédoublement M'Kacel pour la pluie de projet T=100 ans.....</i>	<i>90</i>
<i>Figure IV. 14: Débordement d'un tronçon de l'ancien collecteur intercommunal CIC avant la modélisation de son dédoublement pour la pluie de projet T=100 ans.....</i>	<i>91</i>
<i>Figure IV. 15: Non débordement de la plupart des points du tronçon précédent après modélisation du dédoublement du CIC pour la pluie de projet T=100 ans.....</i>	<i>92</i>
<i>Figure IV. 16: Débordement d'un tronçon de collecteur du côté de Dar El Beida pour la pluie du 01/10/2018 à 16:15 jusqu'au 02/10/2018 à 06:00.....</i>	<i>93</i>
<i>Figure IV. 17: Débordement d'un tronçon de collecteur (Tripoli 2) du côté de Hussein dey pour la pluie du 01/10/2018 à 16:15 jusqu'au 02/10/2018 à 06:00.....</i>	<i>94</i>

**Liste des notations**

Symbole	Signification	Unité
a	Célérité de l'onde de pression	[m/s]
a	Coefficient de Montana	[-]
A	Section mouillée	[m <sup>2</sup> ]
b	Exposant climatique de Montana	[-]
B	Largeur au miroir	[m]
c	Célérité de l'onde de crue	[m/s]
C	Coefficient de ruissellement	[-]
C <sub>a</sub>	Coefficient fractionnaire	[-]
CN	Curve Number	[-]
f	Capacité d'infiltration à l'instant t	[mm/h]
F	Hauteur cumulative d'infiltration	[mm]
f <sub>0</sub>	Capacité initiale d'infiltration du sol	[mm/h]
f <sub>c</sub>	Capacité finale d'infiltration du sol	[mm/h]
F <sub>r</sub>	Nombre de Froude	[-]
g	Accélération de la pesanteur prise égale à 9.81	[m/s <sup>2</sup> ]
h	Hauteur d'eau	[m]
h <sub>0</sub>	Charge de pression en surface	[mm]
I	Pente du fond	[m/ml]
I <sub>a</sub>	Pertes initiales	[mm]
IMP	Coefficient d'imperméabilisation	[%]
I(T, t)	Intensité de période de retour T et de durée t	[mm/h]
J	Perte de charge	[m/ml]
k	Taux de décroissance de l'infiltration	[T <sup>-1</sup> ]
K	Temps de réponse du bassin versant (Lag-time)	[T]
K <sub>s</sub>	Conductivité hydraulique du sol à saturation	[mm/h]
L	Longueur du plus parcours de l'eau	[m]
R	Hauteur de ruissellement	[mm]
q	Débit latéral éventuel entrant ou sortant par unité de longueur	[m <sup>2</sup> /s]
Q	Débit pluvial	[m <sup>3</sup> /s] ou [l/s]
Q <sub>e</sub>	Débit entrant	[m <sup>3</sup> /s]
Q <sub>s</sub>	Débit sortant	[m <sup>3</sup> /s]

## Liste des notations

---

S	Aire du bassin versant	ha
t	Temps	[T]
U	Vitesse moyenne de l'écoulement sur la section A	[m/s]
x	Abscisse d'un point sur un tronçon	[m]
y	Tirant d'eau	[m]
$\Delta\theta$	Déficit d'humidité	[-]
$\psi$	Pression de succion capillaire	[mm]

**Liste des acronymes**

AGIRE-AHS : Agence Nationale de Gestion Intégrée des Ressources en Eau (Algérois - Hodna – Soummam)

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques

BV : bassin versant

BSV : Barré de Saint-Venant

CAL: conditions aux limites

CI: condition initiale

DHI: Danish Hydraulic Institute

ICM: Integrated Catchment Modelling

IDF: Intensité-Durée-Fréquence

IETD: Inter-Event Time Definition

MOUSE: MOdel for Urban Sewers

NRCS: Natural Resources Conservation Service

NSE: Nash-Sutcliffe efficiency

ONM : Office National de la Météorologie

ONS : Organisation nationale des statistiques

OMM: Organisation météorologique mondiale

RMSE: Root mean square error

RTC: real time control

SEAAL : société des eaux et de l'assainissement d'Alger

SGA : Schéma général d'Alger

SIG: système d'informations géographiques

SSA: Storm and sanitary analysis

STEP: Station d'épuration des eaux usées

SWMM: Storm Water Management Model

UDFCD: Urban Drainage and Flood Control District

# *Introduction Générale*

## Introduction générale

Les débordements des réseaux d'égout ont de tout de temps suscité l'intérêt des ingénieurs hydrauliciens du fait de l'impact péjoratif qu'ils ont sur le milieu environnant et du caractère stochastique de leur occurrence, toujours dans un souci d'hygiène et de protection.

Ces réseaux étant enfouis, on ne s'est pas rendu compte de leur délabrement progressif au fil du temps jusqu'à ce qu'ils aient commencé à le manifester de manière plausible en régurgitant une partie du flux en signe de saturation de leur capacité de rétention.

Il existe d'ailleurs une myriade de logiciels développés et dédiés spécialement à leur étude ainsi qu'à la cartographie des zones à risque, on peut évoquer les plus connus : MOUSE, CANOE, SWMM.

Face à l'accroissement vertigineux de la population de la ville d'Alger, aux implantations continues complexes constituant des obstacles au cheminement naturel de l'eau et perturbant de ce fait son cycle habituel, qui connaît à son tour des bouleversements parfois drastiques dûs à la problématique du changement climatique ; nous mènerons une approche visant à dégager les zones inondables, autrement dit les points noirs du réseau d'assainissement de la ville d'Alger par une modélisation sous Mike urban Mouse.

Cette approche bien que pas très récente, n'est pas très employée en Algérie. On préfère utiliser les méthodes classiques telles que la méthode rationnelle ou la méthode de Caquot pour les dimensionnements et les diagnostics des réseaux d'assainissement, or ces méthodes statiques ne fournissent que la pointe de l'hydrogramme de crue qu'elles surestiment par la même occasion et c'est d'ailleurs ce qui justifie notre démarche qui ne tardera irréfutablement pas à connaître un grand essor dans les années à venir.

Une fois le modèle construit, celui-ci sera calé et validé dans les zones où l'on dispose de mesures in-situ afin de s'assurer de sa robustesse pour reproduire au mieux le phénomène naturel qui n'est autre que la transformation pluie-débit en milieu urbain.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail qui s'articule autour de quatre (04) chapitres :

- Le premier porte sur des généralités sur la modélisation des réseaux d'assainissement du routage hydrologique au routage hydraulique;
- Le second explicite les étapes relatives à la collecte et à la préparation des données afin de construire le modèle ;
- Le troisième comprend les étapes de construction, de test et de vérification;
- Le quatrième consiste en un post-traitement du modèle calé et validé en utilisant des pluies de projet de différentes périodes de retour.

Enfin, nous clôturerons le tout par une conclusion générale ainsi que par des recommandations et des perspectives relatives à des sujets pouvant donner suite à cette étude.

*CHAPITRE I:*

---

*Bibliographie générale sur la  
modélisation des systèmes  
d'assainissement pluvial urbain*

## I.1. Introduction

La modélisation des réseaux d'assainissement et des différents phénomènes qui y prennent place revêt une importance capitale dans leur gestion et leur réhabilitation.

En effet, avec l'essor des moyens et outils informatiques, d'innombrables méthodes et modèles ont été développés, pour venir compléter et consolider la théorie, et ne cessent d'être améliorés pour parvenir à la quintessence de la performance sans jamais vraiment l'atteindre. Deux types de modèles sont utilisés pour décrire ces différents phénomènes: Les modèles hydrologiques servant à générer un hydrogramme à l'exutoire de chaque sous-bassin, et les modèles hydrauliques qui serviront à propager cet hydrogramme dans les tronçons du réseau d'assainissement.

Par ailleurs, on distingue trois grandes familles pour les écoulements à surface libre (J.L. Bertrand-Krajewski (2006), N. Chkir (1994)) :

- Les modèles hydrodynamiques (mécanistes): issus de la mécanique des fluides et de l'hydraulique dérivant du modèle complet de Barré de Saint-Venant et décrivant en détail la réalité du phénomène physique;
- Les modèles conceptuels: issus de la dynamique des systèmes, comme le modèle de Muskingum, le modèle du réservoir linéaire. Mais ils ne décrivent pas les processus physiques dans tous leurs éléments.
- Les modèles empiriques : construits autour de relations mathématiques directes entre variables d'entrée et variables de sortie comme les modèles à boîte-noire (Data-Driven).

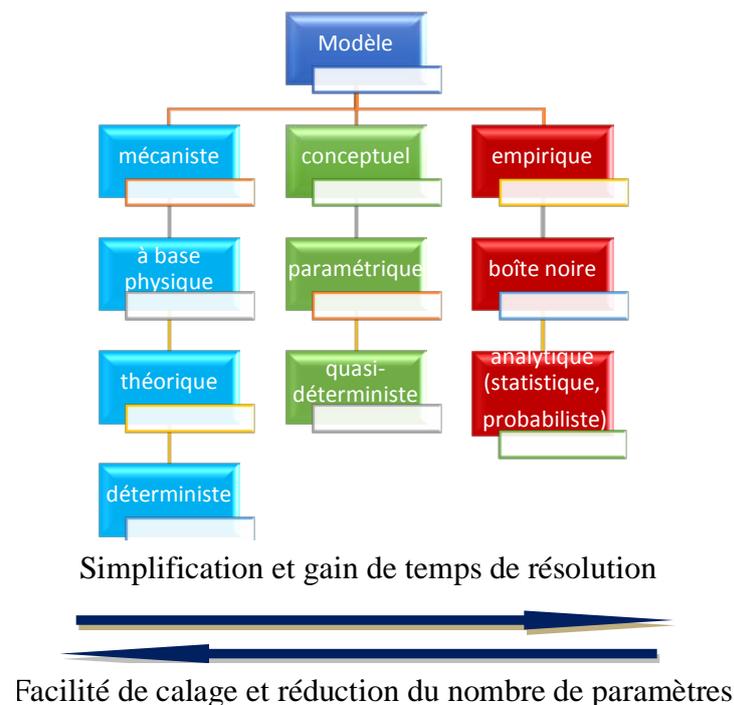


Figure I. 1: Classification de Klauark Leite (1990) des modèles hydrologiques

Ces derniers peuvent également être globaux, semi-distribués ou distribués selon qu'ils prennent ou non en compte la variabilité spatiale et le caractère hétérogène de la pluie et des

différents processus hydrologiques qui surviennent sur le bassin versant et cela par un choix approprié des fonctions de production et de transfert. (C. Zoppou, 2001)

La prise en compte de la complexité du réseau (singularités, ouvrages spéciaux...) et de celle des écoulements (conditions aux limites, influences aval...) constitue de plus une condition sine qua non pour mener à bien la modélisation des écoulements à surface libre dans les réseaux d'assainissement.

En addition aux deux types de modèles précités, il en existe d'autres spécifiques au transport solide, à la description des mises en charge du réseau, à la transformation pluie-débit, à l'infiltration... et qu'on ne peut occulter, sous peine d'aboutir à des résultats fortement biaisés donc à une mauvaise compréhension du comportement du système.

Il est cependant à noter que bons nombres de simplifications, comme nous le verrons dans ce chapitre, s'imposent dans toute modélisation car il est souvent difficile d'inclure tous les aspects du phénomène étudié.

## **I.2. Qu'est qu'une modélisation ?**

Une modélisation est une représentation simplifiée d'un phénomène réel complexe souvent par des approximations des mécanismes le régissant.

On y a recours dans le cas de l'impossibilité ou la difficulté de suivre l'évolution de celui-ci in situ et ce afin d'essayer d'en comprendre le fonctionnement aussi bien à court qu'à long terme.

En hydrologie urbaine ; discipline environnementale qui s'attache à l'étude du cycle de l'eau en milieu urbain ; et plus particulièrement en assainissement, la modélisation revêt une importance majeure dans la prévision des déversements et la compréhension de l'organisation des différents processus superficiels et souterrains, elle est donc inéluctable dans tout bon diagnostic d'un réseau de collecte.

## **I.3. Enjeu des inondations dans les réseaux d'assainissement**

Avec l'extension effrénée des villes, le dédale souterrain s'est vu pousser des bras à chaque nouveau recoin, augmentant de ce fait le débit total transitant dans le réseau et par conséquent le risque de débordement qui affiche de plus en plus une tendance à la hausse, si bien que des orages de fréquence égale ou même inférieure à celles avec lesquelles ce dernier aura été dimensionné soient à l'origine de mises en charge préjudiciables pour les milieux environnants. Ces inondations touchent particulièrement les réseaux de type unitaire mais moins les réseaux de type séparatif ou pseudo-séparatif, du fait que le mélange eaux usées-eaux pluviales accroît la charge et donc le risque de débordement dans ces premiers.

Conjugué à cela, les inondations des cours d'eau situés à l'intérieur des villes dont la cause première est souvent le ruissellement pluvial et parfois la remontée de la nappe ou les crues torrentielles, aggravent la situation, notamment au niveau des émissaires en contact direct avec un cours d'eau.

Cette problématique tarabuste de plus en plus l'esprit des hydrauliciens modélisateurs qui en ont fait leur principale besogne et qui cherchent à travers la modélisation à réduire son impact sur le milieu naturel et urbain souvent au même ordre de priorité.

Plusieurs modèles, permettant d'étudier les différents mécanismes de ce fléau, existent, on distingue principalement :

#### I.4. Les modèles hydrodynamiques

Il s'agit de modèles issus de la mécanique des fluides et de l'hydraulique et obtenus par simplification des équations de Saint-Venant (1D). Ces modèles mécanistes s'attachent à reproduire de la manière la plus fidèle possible la réalité et les rouages du phénomène physique par une discrétisation spatiale assez fine des processus.

##### I.4.1. Le modèle complet de Saint-Venant

La plupart des codes de calcul utilisés de nos jours pour la description des écoulements à surface libre en régime transitoire dans les réseaux d'assainissement, utilisent les équations complètes de Barré de Saint-Venant (BSV)(1D), qui représentent la moyenne spatio-temporelle des équations de Navier-Stokes et qui se composent de :

###### a. L'équation de continuité

$$\frac{\partial Q(x,t)}{\partial x} + \frac{\partial A(x,t)}{\partial t} = q \dots (I. 1)$$

qui exprime la conservation de la masse de fluide et qui est appliquée le long des collecteurs.

###### b. L'équation dynamique

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial(U)}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g (I - J) \dots (I. 2)$$

(1)      (2)      (3)      (4) (5)

qui exprime la conservation de l'énergie ou de la quantité de mouvement sans apports latéraux et qui est appliquée au niveau des nœuds.

Dans lesquelles :

A [m<sup>2</sup>] : la section mouillée,

g [m/s<sup>2</sup>] : l'accélération de la pesanteur et prise égale à 9.81,

h [m] : la hauteur d'eau,

I [m/m] : la pente,

J [m/m] : la perte de charge,

q [m<sup>2</sup>/s] : le débit latéral éventuel entrant ou sortant par unité de longueur,

Q [m<sup>3</sup>/s] : le débit total,

t [s] : le temps,

U [m/s] : vitesse moyenne de l'écoulement sur la section A,

x [m] : l'abscisse d'un point d'un tronçon,

- (1) : premier terme d'inertie (énergie due à l'accélération dans la direction (Ox), il dépend essentiellement du temps et donc de la vitesse de montée de la crue),  
(2) : Deuxième terme d'inertie (accélération convective et qui dépend de la géométrie de la canalisation),  
(3) : terme de pression lié à la pente de la surface libre,  
(4) : terme de gravité,  
(5) : terme de frottement lié à la perte de charge.

Ces équations aux dérivées partielles, données ci-dessus sous leur forme conservative, ne possèdent pas de solution analytique, mais peuvent être résolues de manière numérique, par une double discrétisation dans l'espace et dans le temps, soit par la méthode des différences finies (généralement à schéma implicite), par la méthode des volumes finis, par la méthode des caractéristiques ou par la méthode des éléments finis et ce suivant la complexité de la géométrie étudiée et des moyens dont on dispose.

De plus, les hypothèses suivantes doivent être faites :

- Le fluide est incompressible (masse volumique constante) ;
- L'écoulement est unidimensionnel selon un axe (Ox) ;
- La pente du fond est faible ( $\alpha = \sin\alpha = \tan\alpha$ , où  $\alpha$  est l'angle entre le fond et l'horizontale) ;
- Les pertes de charges en régime transitoire sont supposées être calculables de la même manière que pour les écoulements permanents, généralement avec les formules empiriques de Chézy, Bazin, Manning-Strickler... ;
- La distribution des pressions est hydrostatique et l'accélération verticale est négligeable car l'écoulement est supposé uniforme ;
- La distribution des vitesses sur une section mouillée est supposée uniforme.

**N.B** : Les hypothèses du modèle de BSV ne s'appliquent que sur les parties courantes du réseau et non au niveau des singularités.

Il faudra, en outre, avoir une bonne connaissance des conditions initiales (débit de temps sec...) et aux limites (décharge, seuil des déversoirs, pompes...), et prendre des pas de temps de discrétisation temporelle et spatiale très courts afin d'assurer la stabilité numérique de convergence.

Plusieurs simplifications ont été par la suite apportées à ces équations dans le but de les linéariser et ont donné lieu à de nouveaux modèles simplifiés ayant pour finalité de rendre le calcul plus rapide tout en veillant à garantir un certain seuil de performance :

#### **I.4.2. Le modèle de l'onde dynamique**

Appelé aussi modèle à inertie prépondérante et frottements négligeables, les termes (4) et (5) de l'équation dynamique de Saint-Venant y sont négligés, d'où :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + g \frac{\partial h}{\partial x} + U \frac{\partial(U)}{\partial x} = 0 \dots (I. 3)$$

Ce dernier peut être utilisé dans le cas où la pente du fond est nulle ou quasi-nulle (faible) (propagation des intumescences sur les canaux) mais nécessite cependant un pas de temps assez petit allant de la minute à la seconde.

### I.4.3. Le modèle de l'onde diffusante

Appelé aussi modèle à frottements prépondérants et inertie négligeable, les termes (1) et (2) de l'équation dynamique de Saint -Venant y sont négligés, il en découle alors :

$$\frac{\partial h}{\partial x} = I - J \dots (I. 4)$$

Ce dernier est utilisé dans le cas des canaux à faible pente et permet de prendre en compte l'amortissement de l'onde de crue, sans apports latéraux, de l'amont vers l'aval par un coefficient de diffusion, ainsi que les conditions aval.

Ces deux derniers modèles ne correspondent pas forcément à un déplacement réel de la matière, c'est-à-dire que dans certaines configurations seule l'onde se déplace et pas les particules fluides comme dans le cas des ondes que l'on observe à la surface d'une étendue d'eau (lac, étang...) lorsqu'on y jette un caillou. Cela nous amène à définir le nombre de Froude ( $F_r$ ) qui est un nombre adimensionnel reliant la vitesse du fluide  $U$  à la célérité de l'onde de débit  $c$ , il est utilisé pour décrire les écoulements à surface libre et est formulé comme suit :

$$F_r = \frac{U}{c} = \frac{U}{\sqrt{gy}} = \frac{\text{forces d'inertie}}{\text{forces gravitationnelles}} \dots (I. 5)$$

Où :  $y$  est le tirant d'eau en m.

Tableau I. 1: Classification et interprétation du nombre de Froude

Valeur de $F_r$	Régime	Interprétation
= 1	Critique	Ecoulement transitoire, instable
< 1	Fluvial	L'onde de crue se déplace plus vite que le fluide ce qui explique pourquoi la perturbation remonte jusqu'à l'amont
> 1	Torrentiel	Le fluide se déplace plus vite que l'onde d'où le fait que la perturbation ne remonte pas vers l'amont

#### I.4.4. Le modèle de l'onde cinématique

Si de plus le terme (3) est négligeable, on obtient l'équation de l'onde cinématique ci-après :

$$I = J \dots (I. 6)$$

L'écoulement sera donc supposé uniforme et la vitesse pourra être exprimée par la formule de Manning-Strickler :

$$V = \frac{1}{n} \sqrt{i} R^{\frac{2}{3}} \dots (I. 7)$$

Avec :  $n [s/m^{\frac{1}{3}}]$ : coefficient de Manning ( $K = \frac{1}{n}$  (coefficient de Strickler)) ;

$I [m/m]$  : pente du fond ;

$R [m]$  : rayon hydraulique égal au rapport de la section mouillée et du périmètre mouillé.

Le modèle obtenu est de type conceptuel et n'est applicable que dans le cas où l'écoulement est indépendant des conditions aval c'est-à-dire que l'onde ne se propage que vers l'aval, ce qui correspond aux conditions d'écoulement du régime torrentiel ( $F_r > 1$ ). Il est donc préférable de l'utiliser pour des conduites à forte pente.

Conséquemment, on peut déduire que ce modèle ne permet pas de décrire les inversions du sens de l'écoulement d'autant plus qu'il ne fait que translater un hydrogramme d'entrée en un hydrogramme de sortie sans déformer l'onde de crue c'est-à-dire sans atténuer le débit de pointe, mais il n'en demeure pas ainsi lorsque la célérité de l'onde  $c$  dépend du débit et donc du temps. (Bourrier. (1997), J-M, Tanguy. (2009))

L'avantage principal de cette méthode est qu'elle utilise un pas de temps assez grand variant entre 5 et 15 minutes rendant la simulation très rapide.

En résumé, on distingue:

- Le modèle de l'onde dynamique où l'on néglige les termes de frottement et où les termes d'inertie sont prépondérants ;
- Le modèle d'onde diffusante (relation non-univoque hauteur-débit (effet hystérésis)) où l'on néglige les termes d'accélération ;
- Le modèle d'onde cinématique (relation univoque hauteur-débit) où l'on néglige les termes d'accélération et de pression.

L'emploi des modèles mécanistes pour la simulation du ruissellement reste très limité tant que les informations de base sur la structure de la zone d'étude (bassin urbain, géométrie) restent inconnues. C'est bien pour cette raison que les modèles conceptuels ont une large application.

#### I.5. Les modèles conceptuels

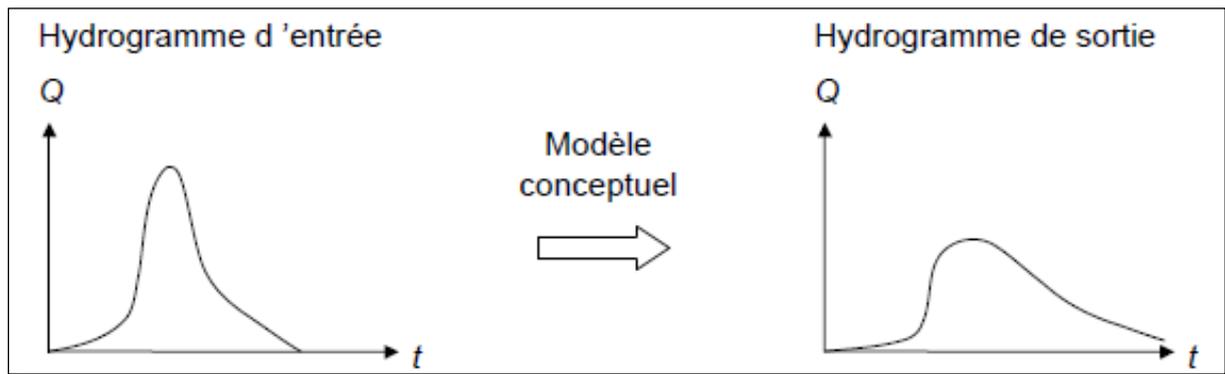


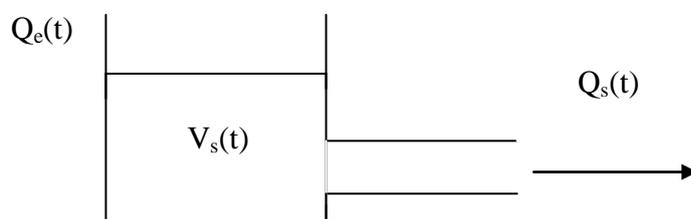
Figure 1.1: principe de fonctionnement d'un modèle conceptuel (Bertrand Krajewski, 2006)

Devant le caractère épineux et chronophage des méthodes mécanistes dérivées de l'hydrodynamique, de nombreux chercheurs ont mis au point des modèles plus simples, nous ne donnerons dans ce qui suit que les plus courants, qui décrivent le **comportement global** du système. Autrement dit, ils ne donnent pas en détail les phénomènes physiques mis en jeu. Pour ce faire, ils transforment un hydrogramme d'entrée en un hydrogramme de sortie, dont la pointe est diminuée dans un tronçon de collecteur. La plupart d'entre eux sont des modèles à réservoirs ou de stock c'est-à-dire que leur fonctionnement est assimilé à celui d'un réservoir, ou de plusieurs réservoirs en série ou en parallèle.

Ces modèles utilisent deux (02) équations :

- L'équation de stockage qui représente une loi de fermeture (empirique ou déterministe) exprimant la loi de vidange du réservoir. La linéarité du modèle est inextricablement liée à celle de cette équation, si celle-ci est linéaire le modèle le sera et inversement.
- L'équation de continuité traduisant la conservation de la masse.

$$\frac{dV_s}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \dots (I. 8)$$



### I.5.1. Les modèles de stockage de Muskingum

Il s'agit du plus populaire des modèles de stock, il fut mis au point pour la première fois aux Etats-Unis en 1934 par le Corps des Ingénieurs de l'Armée des U.S. pour contrôler les crues de la rivière Muskingum, dans le bassin de l'Ohio (J.L. Bertrand - Krajewski, 2006). Ce

modèle hydraulique et conceptuel de transfert est linéaire car son équation de stockage l'est, celle-ci s'écrit sous la forme suivante:

$$V_s(t) = k [\alpha Q_e(t) + (1 - \alpha)Q_s(t)] \dots (I. 9)$$

Où : k est un coefficient appelé lag-time de dimension temporelle qui traduit le temps de stockage dans le réservoir, il représente le décalage temporel entre le barycentre du hyétogramme de pluie nette et celui de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin. Il varie d'un événement pluvieux à un autre;

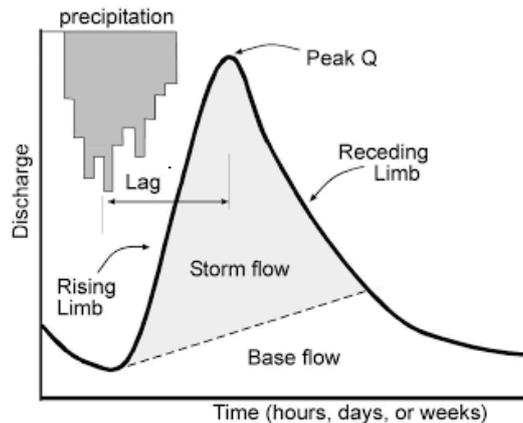


Figure I. 2: Lag time (source: Watershed Moments: Thoughts from the Hydrosphere - WordPress.com)

$\alpha$  est un coefficient compris entre 0 et 1 qui pondère l'influence de  $Q_e$  et  $Q_s$  dans l'équation (I.9).

Ces derniers comme les paramètres des modèles mécanistes peuvent être constants ou variables (calculés itérativement à chaque pas de temps et à chaque pas d'espace).

Si on élimine  $V_s(t)$  en dérivant l'équation (I.9) par rapport au temps, on obtient la relation suivante reliant  $Q_e$ ,  $Q_s$  et leur dérivées  $\frac{dQ_e}{dt}$  et  $\frac{dQ_s}{dt}$ :

$$Q_e(t) - Q_s(t) = k \cdot \alpha \cdot \frac{dQ_e}{dt} + k \cdot (1-\alpha) \cdot \frac{dQ_s}{dt} \dots (I. 10)$$

Les modèles appelés modèles **Muskingum** sont les modèles qui intègrent l'équation (I.10) appelée équation de transfert d'onde.

En fonction de la valeur de  $\alpha$ , on distingue (02) classes de modèles :

### I.5.1.a. Modèle à réservoir linéaire

Si on prend  $\alpha=0$ , il en découle alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_s(t) = k \cdot Q_s(t) \dots (I. 11) \text{ (Equation de stockage)} \\ \end{array} \right.$$

$$Q_e(t) - Q_s(t) = k \cdot \frac{dQ_s}{dt} \dots (I. 12) \text{ (Equation de continuité)}$$

C'est un modèle qui est très simple à appliquer car il ne requiert qu'un seul paramètre  $k$  fonction de la structure du bassin, qu'il assimile à un réservoir qui temporise l'arrivée des pluies de manière linéaire, et de l'intensité de la pluie.

Il considère que le volume de stockage n'est fonction linéaire que du débit sortant (hypothèse valable que pour de petits bassins) à l'inverse du modèle à réservoir non linéaire où il est fonction non linéaire à la fois du débit entrant et du débit sortant. Ce dernier peut représenter le bassin versant comme un seul ou plusieurs réservoirs et ce en fonction de la taille et de l'urbanisation de celui-ci, on optera par exemple pour un modèle double réservoir linéaire si l'on veut écraser la réponse du BV. (A.S. Melching et al. (2005), J.T. Pederson et al. (1980))

De plus et contrairement au modèle à réservoir non linéaire, les fonctions de production et de transfert  $y$  sont supposées constantes et indépendantes de l'état hydrique initial du sol.

Bien que les processus hydrologiques impliqués, tant en surface (sous-bassins) qu'en souterrain (réseau et écoulement souterrain), soient non linéaires ; le modèle à réservoir linéaire peut très bien les décrire. (J. Garfias et al, 1996)

#### **I.5.1.b.      Modèle à réservoir non linéaire**

$$\begin{cases} V_s(t) = k \cdot Q_s^{\frac{2}{3}} \dots (I. 13) \\ Q_e(t) - Q_s(t) = k \cdot \frac{dQ_s}{dt} \dots (I. 14) \end{cases}$$

Ce modèle considère les fonctions de production et de transfert comme étant variables et dépendantes des conditions initiales du sol (degré de saturation, humidité...), ce qui le rend plus difficile à résoudre et à manier que le précédent.

Toutefois, le modèle à réservoir non linéaire considère que le phénomène de ruissellement a lieu instantanément dès la tombée de la pluie et ce quel que soit le degré de mouillabilité du sol, il ne tient donc pas compte des singularités comme le fait le modèle de l'onde cinématique ou les autres modèles dérivant de BSV. (S. Melching et al, 2005).

Tableau I. 2: Comparaison entre les modèles de Muskingum et de BSV

Modèle	BSV	Muskingum	Commentaires
Influences aval	Oui	Non	Ni l’équation de continuité, ni l’équation de stockage du modèle de Muskingum ne comportent le terme du tirant d’eau (y) or c’est ce dernier qui crée les influences aval, il est donc complètement inadapté dans le cas des zones à faible pente
Mise en charge	Oui	Non	-
Ressaut	Non	Non	BSV ne peut pas être employé pour décrire un ressaut car l’hypothèse de pression hydrostatique n’est plus remplie. De plus, la méthode des caractéristiques n’est pas valable pour des problèmes de discontinuité tel que le ressaut.
Résolution	Numérique	Analytique ou numérique	-
Transitoire	Oui	Oui	-
Contraintes	CI et CAL	Ses paramètres n’ont pas de signification physique	Le fait que les paramètres de Muskingum n’aient pas de signification physique les rend difficiles à évaluer

Les modèles conceptuels constituent donc de par leur simplicité de bons substituts aux modèles mécanistes qui exigent la laborieuse tâche de définir de manière rigoureuse et pointue le réseau (pente, rugosité, géométrie...) et ses singularités, en plus du fait que l’amélioration de la performance qu’induisent ces derniers se paye au prix d’un coût de calcul sensiblement plus élevé. A contrario, les modèles conceptuels permettent de par leur approche globale de réaliser des économies de ressources (temps et mémoire) et de tenir compte de l’effet de stockage, cependant ils supposent que les transferts dans les bassins sont instantanés. (J-M. Tanguy, 2009)

### I.5.2. Transformation pluie-débit

« La transformation pluie-débit est un processus complexe, fortement non linéaire et qui présente une variabilité spatiale et temporelle » (Rajurkar et al. (2002) dans Abda et al. (2015)). Celle-ci se fait au moyen des **fonctions de production** et de **transfert**, qui sont

toutes deux des opérateurs des modèles conceptuels et des éléments clés de la modélisation quantitative ou qualitative.

La fonction de production (méthodes d'estimation de l'infiltration (pertes au ruissellement)) permet de déduire la pluie nette (ruissellement) de la pluie brute. La fonction de transfert, quant à elle, utilise des modèles nécessairement conservatifs et qui décrivent la déformation de l'onde de crue lors de son transfert à travers le BV, elle transforme la pluie nette (hyétogramme) en hydrogramme que l'on injecte par la suite à l'entrée du réseau d'assainissement.

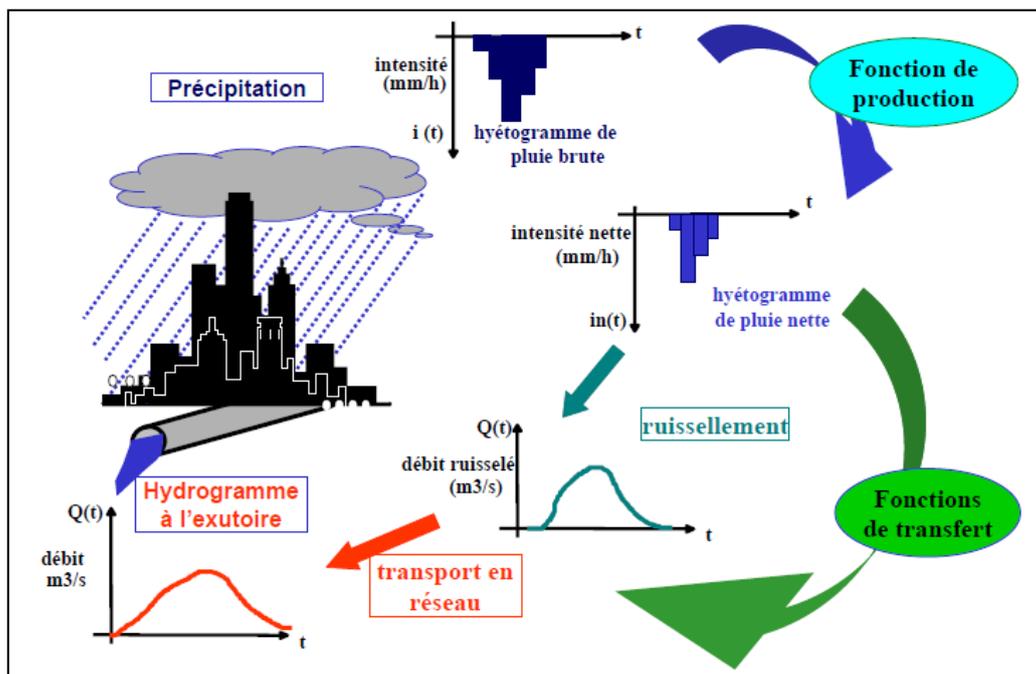


Figure I. 3: Schéma récapitulatif de la transformation pluie débit (ENPC LEESU)

Contrairement à la méthode rationnelle ou à celle de Caquot, l'utilisation de la technique de transformation pluie-débit permet d'avoir une meilleure estimation du débit de pointe attendu qu'elle retient l'effet de stockage qui a lieu en surface dans les sous-bassins.

## I.6. Modélisation des mises en charge

Lors d'un événement de crue majeur, les mises en charge sont souvent inévitables et présentent le principal inconvénient de pouvoir se propager d'aval en amont (inversion du sens de l'écoulement).

Il a donc été convenu que seule l'approche mécaniste permet de les représenter correctement dans un réseau d'assainissement, mais il y a un prix à payer : celui de la complexité et de la

lourdeur de la résolution complète des équations de BSV (schéma implicite). Mais d'autres méthodes existent, on peut citer de manière non exhaustive :

### I.6.1. Méthode du stockage

La portion du volume d'eau en charge est **stockée** momentanément jusqu'à ce que l'écoulement redevienne à surface libre tout en veillant à ne jamais dépasser la capacité du collecteur à SL, comme si le réseau disposait d'un réservoir fictif dans lequel il est possible de dériver tout excès, cette méthode retarde le transfert du débit à l'aval et ne tient pas du tout compte de la réalité du phénomène de mise en charge ni de ses conséquences sur l'amont. (J.L. Bertrand - Krajewski, 2006)

### I.6.2. Méthode de la translation simple

Cette méthode consiste en une translation directe du volume en charge de l'amont à l'aval du tronçon selon la méthode du time offset (décalage), elle accélère donc le transfert du débit qu'elle surestime du fait qu'elle translate l'hydrogramme sans en atténuer la pointe et ne prend en compte ni le stockage ni l'influence de l'aval sur l'amont.

Ce modèle représente un cas particulier du modèle d'onde cinématique avec une célérité constante.

### I.6.3. Méthode de Preissmann

Les équations de Saint-Venant n'étant applicables que dans le cas des écoulements à surface libre c'est à dire présentant une interface eau-air, leur utilisation dans le cas des écoulements en charge n'est donc pas possible sans l'introduction de l'artifice de la fente de Preissman. Celui-ci considère la conduite ouverte à sa partie supérieure sur toute sa longueur par une petite fente rectangulaire fictive, ceci permet de localiser la mise en charge et d'estimer une hauteur fictive représentative de celle-ci ( $H$ ). De plus, la création d'une ouverture au niveau de la génératrice supérieure de la conduite permet de conserver la largeur au miroir ( $B$ ) et donc de continuer à utiliser les équations de BSV.

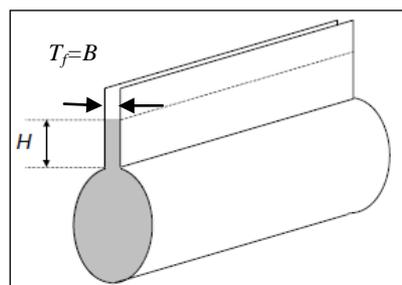


Figure I. 4: Fente de Preissman utilisée pour la modélisation des écoulements en charge

La largeur de la fente  $T_f$  se calcule avec la formule suivante :

$$T_f = \frac{g.A}{a^2} \dots (I. 15)$$

Avec :  $a$  [m/s] : célérité de l'onde de pression de la conduite en charge;

$A$  [m<sup>2</sup>] : section transversale de la conduite ;

$g$  [m/s<sup>2</sup>] : accélération de la pesanteur prise égale à 9.81

Comme la célérité de l'onde de gravité de l'écoulement artificiellement à surface libre

$$c = \sqrt{\frac{g.A}{T_f}} \dots (I. 16), \text{ il apparait alors que } c = a.$$

« On lui connaît cependant deux limitations :

- Elle ne permet pas de simuler les écoulements en charge à la pression sub-atmosphérique c'est-à-dire pour les dépressions provoquées lors de la transition à l'écoulement à surface libre,
- Les schémas numériques usuels présentent des instabilités dès lors que la célérité de l'onde de pression de la conduite en charge devient trop grande. » (F. Kerger et al, 2008)

C'est pour cette raison que sa version modifiée « Fente de Preissmann négative » a été développée.

En effet, il n'existe pas encore de modèles qui traitent les écoulements mixtes autrement dit les écoulements simultanément à surface libre et en charge. Par conséquent, on utilisera assez souvent et comme c'est le cas dans la plupart des codes de calcul actuels (MOUSE, CANOE...) la forme implicite des équations de BSV combinée à l'artifice de la fente de Preissmann pour modéliser une mise en charge. (J.L. Bertrand - Krajewski, 2006)

## **I.7. Méthodes d'infiltration**

Il est important de prendre en considération le fait qu'une partie de la pluie qui tombe ne parvient pas au réseau de collecte ou du moins pas de manière directe, celle-ci se retrouve soit piégée dans les dépressions du sol, ou s'infiltré dans le sous-sol lorsque l'intensité de la pluie est suffisamment faible. Ce dernier mécanisme peut être décrit par des formules empiriques, semi-empiriques ou physiques, on peut citer quelques fonctions de production :

### **I.7.1. Méthode d'Horton**

La principale difficulté de cette méthode semi-empirique réside dans la détermination de ses paramètres. Elle considère que le taux d'infiltration diminue exponentiellement en tendant asymptotiquement vers une constante ( $f_c$ ) et s'écrit sous la forme suivante :

$$f = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-kt} \dots (I. 17)$$

Avec :

$f$  [mm/h] : capacité d'infiltration du sol au temps  $t$  ;

$f_c$  [mm/h] : taux final d'infiltration pour  $t \rightarrow \infty$  proche de la conductivité hydraulique en milieu saturé ( $k_s$ ) ;

$f_0$  [mm/h] : taux initial d'infiltration à  $t=0$  (sol sec) ;

$k$  [ $s^{-1}$ ] : taux de décroissance de la capacité d'infiltration, fonction de la nature du sol ;

$t$  [s] : temps depuis le début de la précipitation.

La hauteur d'eau théorique infiltrée et donc accumulée dans le sol depuis le début de l'averse correspond à l'intégrale de l'équation (I.17).

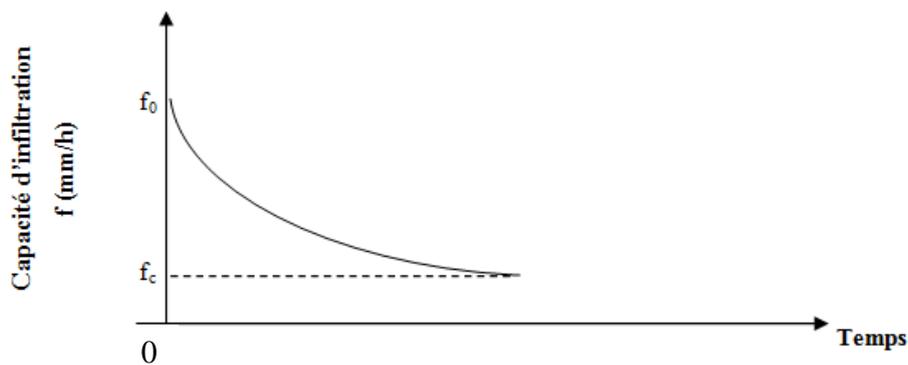


Figure I. 5: Paramètres du modèle d'infiltration d'Horton

« Ce modèle donne une bonne approximation des courbes d'infiltration dans un sol saturé dans son horizon superficiel, ou dans un sol fortement végétalisé. Elle convient en revanche très mal pour les sols nus et secs où les problèmes d'interface eau/air dans la zone superficielle sont importants. » (Notice CANÔE)

Tableau I. 3: Valeurs des paramètres d'infiltration de Horton recommandées en fonction du type de sol (UDFCD, 2006)

Classification hydrologique du NRCS	Potentiel de ruissellement	Taux d'infiltration (mm/h)		Coefficient $k$ ( $s^{-1}$ )
		Initial $f_0$	Final $f_c$	
A	Très faible	127	25.4	0.0007
B	Faible	114	15.2	0.0018
C	Moyen	76.2	12.7	0.0018
D	Elevé	76.2	12.7	0.0018

### I.7.2. Méthode de Green & Ampt

Le modèle à base physique de Green & Ampt décrit de façon simplifiée le mouvement de l'eau dans le sol, en particulier au niveau du front d'humidification. Il est basé sur la loi de Darcy et sur l'équation de continuité ; il inclut les paramètres hydrodynamiques du sol telle que la conductivité hydraulique.

Pour calculer la hauteur cumulative d'infiltration (F), on résout de manière itérative l'équation de Green & Ampt ci-après :

$$K_s \cdot t = F(t) - (h_0 + \psi) \cdot \Delta\theta \cdot \ln \left[ 1 + \frac{F(t)}{(h_0 + \psi) \cdot \Delta\theta} \right] \dots (I. 18)$$

Où : F(t) [mm] : hauteur cumulative d'infiltration ;

$h_0$  [mm] : charge de pression en surface ;

$K_s$  [mm/h] : conductivité hydraulique à saturation ;

$\Delta\theta$  [-] : différence entre la teneur en eau initiale et finale du sol, aussi appelée déficit d'humidité ;

$\psi$  [mm] : pression de succion capillaire.

Ce modèle donne des résultats satisfaisants pour des sols initialement secs de texture grossière et possède un inconvénient majeur qu'est le fait qu'il possède des paramètres difficilement quantifiables.

### I.7.3. Méthode du SCS-CN (Soil Conservation Service - Curve Number)

Le taux d'infiltration y est obtenu en soustrayant à la pluie brute (P), la hauteur de ruissellement (R) et les pertes initiales ( $I_a$ ) dues au stockage dépressionnaire et à l'interception. En d'autres termes :

$$F = P - R - I_a \dots (I. 19)$$

Où : tous les termes sont en mm et  $I_a = C_a S \dots (I. 20)$

Avec :  $C_a$  [-] : coefficient fractionnaire variant entre 0.1 et 0.2 selon que le bassin soit urbain ou rural ;

S [mm] : stockage potentiel ou infiltration maximale potentielle du sol dépendant du paramètre de ruissellement CN (curve number) lequel dépend de la nature du sol du bassin, de l'occupation de la surface du sol et de la végétation ainsi que des conditions antécédentes d'humidité. Ce dernier a été tabulé par le SCS pour ses quatre grandes classes de sol (A, B, C, D).

S est donné par :  $S = \frac{25400}{CN} - 254 \dots (I. 21)$

## I.8. Méthodes de calcul du débit

### I.8.1. Méthode rationnelle

Cette méthode empirique classique suppose que la pluie est répartie uniformément sur tout le bassin, d'où la nécessité de l'appliquer sur des sous-bassins homogènes de petite surface. Cette découpe assez fine justifie plus ou moins l'emploi d'un coefficient de ruissellement constant.

Le débit  $Q$  est formulé comme suit :

$$Q = C \cdot I_m \cdot A \dots (I. 22)$$

Où :  $A$  [ha] : aire du sous-bassin ;

$C$  [-] : coefficient de ruissellement ;

$I_m$  [l/s/ha] : intensité de la pluie ;

$Q$  [l/s] : débit de pointe à l'exutoire.

Bien que cette méthode représente une approche non dynamique, elle reste largement utilisée pour le dimensionnement des réseaux **ramifiés** ainsi que pour une **pré-évaluation** du risque de débordement de ces derniers et ce en dépit du fait qu'elle ne tienne compte ni de l'effet de stockage (pertes initiales) ni de la variabilité spatiale de la pluie (coefficient de ruissellement constant). De plus, elle comporte peu de paramètres et requiert donc moins d'efforts de calcul au regard des méthodes conceptuelles et des méthodes à base physique.

Toujours est-il qu'elle conduit à des valeurs ponctuelles de débit qu'elles surestiment assez souvent en ignorant la capacité de stockage dans le réseau lui-même. (Boutaghane et al. (2002) dans Boutaghane et al. (2002), Chowdhury et al. (2016))

### I.8.2. Méthode de l'hydrogramme unitaire

Cette fonction empirique de transfert proposée par Sherman en 1932 considère le procédé de transformation pluie-débit comme étant linéaire, elle permet de quantifier le ruissellement de surface en déterminant l'hydrogramme produit par une pluie nette théorique unitaire, infiniment courte et uniformément répartie sur tout le BV à l'exutoire de celui-ci. Son domaine de validité se limite cependant au seul cas des bassins ruraux ou naturels, elle est donc non applicable dans les réseaux urbanisés du fait de l'évolution rapide des phénomènes qui y prennent place.

Cette méthode consiste à décomposer une entrée de forme complexe en plusieurs entrées de forme simple puis à estimer l'impact (la réponse) qu'elles produisent sur le système.

Ce modèle est utilisé dans le cas où seules les données pluviométriques sont disponibles (bassin non jaugé).

## I.9. Démarche à suivre pour une modélisation

Disposant d'une large panoplie de modèles élaborés, il est indispensable de soumettre ces derniers à des phases de **calage** et de **validation** afin de pouvoir les exploiter dans une étude, ce sont ces deux phases qui déterminent indéniablement le pouvoir prédictif du modèle hydrologique. Mais si l'on développe un modèle pour la première fois, l'**analyse de la sensibilité** s'avérera être un préalable important afin de cerner les paramètres dont la variation semble le plus affecter la sortie par une propagation d'incertitude notable (M.Rakotoarisoa et al, 2014). Si celle-ci semble n'engendrer aucune sensibilité, ces derniers pourront être exclus de la calibration (Montgomery (2009) dans A. Montserrat, 2016). Par ailleurs, les travaux de Beven (1996) ont montré qu'il n'existe pas un seul jeu de données possible assurant une bonne performance du modèle, c'est ce qui est connu sous le nom de « problème d'équifinalité ».

A l'issue de l'étape précitée que nous n'aurons pas à suivre dans notre cas car nous optons pour un modèle hydrologique conceptuel existant dont on connaît les paramètres auxquels il est le plus sensible. On devra de ce fait procéder au calage qui consiste à ajuster manuellement (par essai et erreur (trial and error)) ou automatiquement les paramètres mesurés à ceux prédits par le modèle pour qu'ils puissent s'épouser au mieux, puis à la validation qui vise à tester des hypothèses autres que celles utilisées pour la calibration dans le dessein de s'assurer de l'indépendance de la performance du modèle des paramètres d'entrée et donc de son réalisme. Cette dernière permet, de plus, d'évaluer les erreurs et les incertitudes résiduelles.

Le modèle validé peut à présent être utilisé pour **simuler** divers scénarii.



Figure I. 6: Schéma récapitulatif des étapes d'une modélisation

## I.10. Conclusion

Comme nous l'avons vu dans ce chapitre, nombreux sont les modèles consacrés à l'étude des écoulements à surface libre, à la transformation pluie-débit et à l'estimation de l'infiltration d'usage courant dans la modélisation des réseaux d'assainissement. Chacun d'entre eux possède cependant une particularité qui le distingue de l'autre et qui vient compléter un détail manquant. De fait, on optera souvent pour des modèles combinés (hybrides) afin de ne pas omettre de traiter un aspect particulier du problème étudié.

Il convient aussi de souligner que les modèles simplifiés demandent la plus grande attention et la plus grande vigilance lors de leur emploi, que l'on fera en sorte qu'il soit parcimonieux, du fait qu'ils présupposent certaines conditions qui ne sont valables que dans certaines configurations.

En ce qui concerne la démarche de modélisation que nous détaillerons pour le cas de la ville d'Alger dans le chapitre III, tous les efforts doivent être dirigés vers le calage et vers la vérification, notamment dans le cas des modèles conceptuels car leurs paramètres n'ont pas

toujours de signification physique et sont donc difficiles à évaluer , ils nécessitent de ce fait des efforts supplémentaires pour fournir des résultats précis. (S. Kroll et al ,2010)

Ces deux là forment la clé de voûte de toute bonne modélisation en constituant en soi, comme ils sont si bien décrits par C. CANTARELL, des tests de vérité ultime dévoilant le degré de véracité d'un modèle.

Enfin, on peut conclure que la prise de décision quant au modèle à choisir dépendra essentiellement de la disponibilité des données.

*CHAPITRE II :*

---

## *Collecte et préparation des données*

## **II.1. Introduction**

Avant d'entamer toute étude d'un réseau d'assainissement, il est nécessaire de prendre méticuleusement connaissance des différents facteurs géographiques, topographiques et climatiques de la région dans laquelle se situe la zone d'étude.

En effet, le déversement d'un émissaire dans un cours d'eau ou dans la mer induit un impact péjoratif mutuel non seulement sur le niveau d'eau dans l'émissaire lors d'une crue de rivière ou de marée haute intensifiée par la houle mais aussi sur la qualité des eaux de ces milieux naturels récepteurs. Ce dernier point revient souvent ces dernières années du fait de l'enjeu du changement climatique, de l'impact de la montée du niveau des eaux des mers et des océans et du rôle prépondérant qu'ils jouent dans la survenue des inondations.

La combinaison de tous ces facteurs peut donc fortement porter préjudice au réseau et aux zones qui l'avoisinent, d'où la nécessité de leur allouer un intérêt particulier. D'autant plus que la zone centre d'Alger compte une vingtaine de points de rejets côtiers sur les soixante-quatorze (74) de la wilaya.

## **II.2. Présentation de la zone d'étude**

La wilaya d'Alger possède une superficie de près de 770 km<sup>2</sup> divisée en 57 communes. Elle est bordée au Nord par la mer Méditerranée sur près de 100 km, à l'Est par la wilaya de Boumerdès, au Sud par la wilaya de Blida et à l'Ouest par Tipaza.

Notre étude portera sur la région centre surplombant la mer et qui est sujette à des débordements fréquents, de par, notamment, sa topographie et sa situation géographique.

### **II.2.1. Géologie**

Les sols par lesquels passent les collecteurs de la ville d'Alger sont de différente nature, on distingue plusieurs formations géologiques : marnes, argiles, calcaires, schistes, grès, alluvions, dunes et limons.

Le risque d'affaissement des collecteurs est directement lié au type de la formation : les calcaires qui sont peu solubles et les schistes et les grès contrairement aux autres formations, ne présentent pas un risque potentiel de dissolution sous une éventuelle action des fuites des effluents du réseau d'assainissement résultat d'une défaillance d'étanchéité des collecteurs.

### **II.2.2. Réseau hydrographique**

La wilaya d'Alger présente un chevelu hydrographique très dense, marqué par de nombreux affluents secondaires et caractérisé par un linéaire de près de 600 km.

Celle-ci compte quatre (04) oueds principaux :

- Oued el Harrach et ses nombreux affluents ;
- Oued Reghaia ;
- Oued Mazafran ;
- Oued El-Hamiz

Elle ne présente pas de nappes phréatiques superficielles, autrement dit situées à des profondeurs de 2 à 5 m où se trouve généralement le réseau d'assainissement, mais intercepte

deux nappes souterraines d'un volume substantiel de l'ordre de l'hecto- mètre cube (hm<sup>3</sup>) et qui sont la Mitidja et la Sahel.

Le cours d'eau principal compris dans notre zone d'étude est celui d'Oued El-Harrach.

La région centre comporte une multitude d'oueds et d'affluents qui contribuent pour une part importante dans les débordements du réseau d'assainissement au niveau des points dans lesquels ils interagissent.



Figure II. 1 : Réseau hydrographique de la wilaya d'Algier (Source : AGIRE- AHS)

### II.2.3. Pluviométrie

De par sa localisation géographique, Alger connaît une pluviométrie relativement abondante dont la composante annuelle varie selon les sources, les sites et les périodes de mesure, allant de 598 mm/an (station ONM de Dar El Beida) à 823 mm/an (station ANRH de Rouïba).

L'ONM fournit ainsi les données présentées dans le tableau ci-dessous (valeurs mesurées entre 1976 et 2005). On observe clairement une période d'abondance de pluie entre octobre et mai et une période plutôt sèche entre juin et septembre.

Tableau II. 1: Variation annuelle de la pluviométrie de la wilaya d'Algier

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Total annuel
Précipitations moyennes en mm	81,4	72,7	55	58,4	41,9	8,5	4,5	8,2	28,3	58,8	89,6	91	598.2
Nombre moyen de jours de pluie	11,4	10,6	9,7	9,1	7,3	2,5	1,5	2,5	5,3	8,6	11,1	12,1	92

#### II.2.4. Configuration du vent et de la houle

La direction et la force du vent au niveau de la Wilaya d'Alger varient en fonction de la saison :

- En été, ce dernier provient principalement du Nord et du Nord-Est ;
- En hiver, les vents les plus dominants proviennent de l'Ouest et du Sud-Ouest.

Ces configurations conditionnent de manière directe l'intensité de la houle, dont les effets peuvent parfois être dévastateurs sur les émissaires qui se jettent en mer par accroissement du risque d'inversion du sens de l'écoulement.

#### II.2.5. Démographie et urbanisme

L'accroissement démographique est un facteur crucial qu'il faut obligatoirement prendre en compte dans tout dimensionnement ou diagnostic d'un réseau d'assainissement. En effet, les débordements sont aggravés par la densification du centre urbain par le raccordement au réseau de nouvelles extensions qui sont toujours menées, au niveau de la wilaya, sans remettre en cause la capacité du réseau à contenir l'excédent de débit engendré. (F. Renard et al, 2009)

Le tableau ci-après montre l'évolution démographique de la wilaya d'Alger de 1998 à 2025 :

Tableau II. 2 : Evolution démographique de la wilaya d'Alger de 1998 à 2025 établie par l'ONS

Année	1998	2005	2010	2015	2020	2025
Population (hab)	2 563 929	2 774 262	3 057 766	3 306 820	3 594 059	3 878 917
Densité (hab/ha)	33	36	40	43	47	50
Taux de croissance (%/an)	-	1.13	1.97	1.58	1.65	1.54

Les zones industrielles de la wilaya d'Alger couvrent près de 2500 ha soit approximativement 9% de la surface globale urbanisée, mais seulement 30% sont raccordées à une station d'épuration, le reste déverse donc ses rejets directement dans le milieu récepteur en engendrant de nombreuses perturbations de ce dernier. La SEAAL a de plus estimé que les débits et charges rejetés par temps sec sont de :

- 48 % du débit total et 45 % de la charge totale d'origine domestique,
- 65 % du débit total et de la charge totale d'origine industrielle.

#### II.2.6. Occupation du sol

Bien que le bassin versant centre soit fortement urbanisé au point parfois de ne pas respecter les normes d'urbanisme et d'aménagement, il subsiste quelques lopins de terre dédiés à l'agrumiculture et à la production maraîchère notamment du côté de la banlieue sud.

Ce dernier reste néanmoins majoritairement résidentiel et industriel (zone industrielle d'El-Harrach, Baraki, Oued Smar).

### **II.3. Présentation du réseau actuel**

Le linéaire total du réseau d'assainissement de la Wilaya d'Alger est estimé à environ 3780 kilomètres, dont 318 km de réseau principal comportant 161 km (soit approximativement 4% du réseau global) visitables ( $D \geq 1500\text{mm}$  à 1600 mm) où les plus anciens collecteurs sont constitués de maçonnerie et les plus récents de béton armé de formes très éclectiques (dalot, ovoïde, fer à cheval avec cunette...).

Trois (03) principaux bassins versants constituent le réseau d'assainissement de la wilaya d'Alger :

- Le bassin versant Centre, ayant comme exutoire tantôt la méditerranée, tantôt Oued El-Harrach et ses affluents ;
- Le bassin versant Est, dont une partie est délestée dans la méditerranée et l'autre dans Oued El-Hamiz et Oued Reghaia ;
- Le bassin versant Ouest, dont une partie se déverse dans la méditerranée et l'autre dans l'Oued Mazafran ou divers autres oueds côtiers (Béni Messous, Guergour, Mahelma...)
- 

A l'issue du consulting fait par la SAFEGE et qui s'est déroulé au mois de juillet dernier, Les points suivants ont été ressortis :

- 6.8% du patrimoine visitable est en mauvais état et 2.6% est en très mauvais état ;
- 3% du réseau non visitable, inspecté au moyen d'un vidéo-périscope à partir des regards de visite, se trouve en mauvais à très mauvais état.

Les collecteurs faisant partie du patrimoine en mauvais état de la région centre sont :

- ▶ Ancien collecteur M'Kacel ;
- ▶ Ancien collecteur intercommunal (CIC) ;
- ▶ Collecteur Bab el oued ;
- ▶ Collecteur Oued Kniss ;
- ▶ Collecteur Lekhal ;
- ▶ Collecteur Tripoli 1.

Le réseau d'assainissement du bassin versant centre construit en majorité par la SEAAL sur MOUSE comporte 10 bassins de stockage, 357 sous-bassins, 08 stations de relevage, 87 déversoirs, une trentaine d'exutoires, 1788 regards et 1788 conduites de différentes formes.

### **II.4. Collecte et préparation des données**

Les débits ont été mesurés par les quinze capteurs de hauteur d'eau de la région centre dont les caractéristiques sont données ci-dessous.

Les mesures fournies par ces derniers présentent qui plus est plusieurs anomalies et lacunes témoins du manque d'entretien comme le fait que la mesure reste constante pendant de très longues périodes. C'est d'ailleurs pour cette raison que les événements que j'ai sélectionnés

pour le calage et la validation ont été tirés des capteurs où les mesures présentent une continuité et une régularité à savoir :

- ☞ Ain Naâdja DVO
- ☞ Ain Naâdja 3 Rocate sud 2
- ☞ DVO rive droite Fellahi

En outre, seuls deux (02) pluviomètres de la région centre ont été utilisés sur les neuf (09) existants et appartenant à la SEAAL, il s'agit de celui de la STEP de Baraki et celui de Kouba, car ce sont les uniques stations où la pluie est relevée avec un pas de temps de quinze (15) minutes. Le choix de deux pluviomètres, l'un situé en plaine et l'autre en hauteur, et non pas un est justifié par le caractère aléatoire, discontinu et éminemment variable dans l'espace et dans le temps de la pluie.

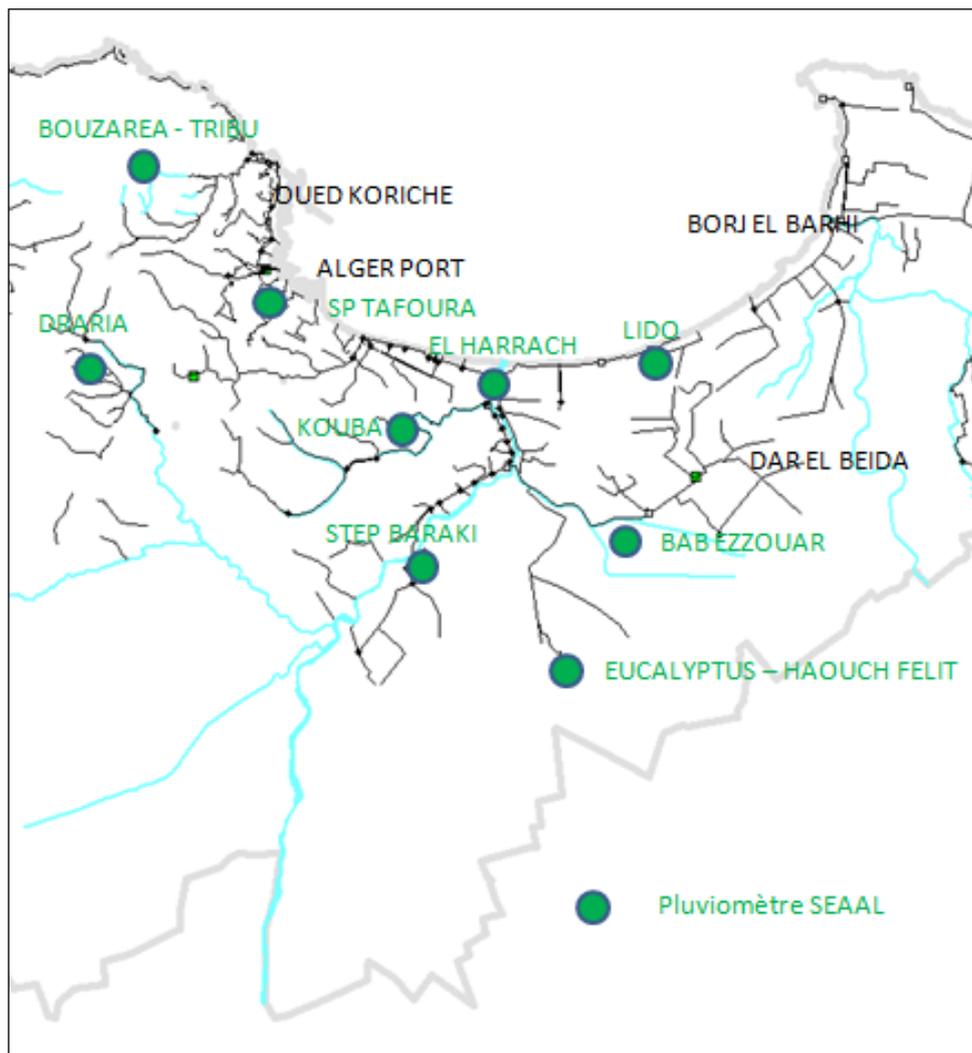


Figure II. 2: Emplacement des pluviomètres de la SEAAL dans le bassin versant centre

Tableau II. 3: Emplacement et durée d'observation des capteurs du réseau d'Alger centre

Site du capteur	Durée d'observation
Ain Naâdja DVO	Du 17/08/2015 au 01/04/2019
DVO rocade sud 1 Ain Naâdja 2	Du 03/08/2015 au 01/04/2019
DVO rocade sud 2 Ain Naâdja 3	Du 03/08/2015 au 31/03/2019
DVO 4 El Harrach RG (Rive gauche)	Du 02/08/2015 au 01/04/2019
DVO 5 El Harrach RG	Du 03/11/2015 au 01/04/2019
DVO 6 El Harrach RG	Du 26/10/2015 au 01/04/2019
DVO 8 El Harrach RG	Du 01/06/2015 au 17/10/2018
DVO 10 El Harrach RG	Du 08/06/2015 au 01/04/2019
DVO Mohammadia	Du 01/06/2015 au 01/04/2019
DVO Siphon Mohammadia	Du 03/11/2015 au 30/03/2019
DVO 5 Alger Sud gare routière	Du 27/05/2015 au 24/03/2019
DVO 6 gare routière	Du 27/05/2015 au 24/03/2019
DVO 1 RD (Rive droite)	Du 01/08/2015 au 15/10/2015
DVO 2 RD Fellahi	Du 02/08/2015 au 01/04/2019
DVO Guaridi 1	Du 01/06/2015 au 01/04/2019

## II.5. Stratégie de calage

Il existe deux façons de calibrer un modèle suivant le mode de simulation soit par :

- ☞ simulation d'une pluie ponctuelle isolée (réelle ou fictive (pluie de projet)) aussi appelée simulation événementielle.
- ☞ simulation d'une chronique ou simulation continue.

Compte-tenu de ce qui a été mentionné auparavant, ne disposant donc pas de données en continu nécessaires à une simulation continue, nous avons opté pour une simulation événementielle afin de caler les paramètres du modèle bien que la gamme d'événements pluvieux ne couvre probablement pas l'ensemble des pluies responsables des débordements les plus critiques du réseau mais cela fait partie des contraintes de la modélisation. (B. Chocat et al, 1999)

Le jeu de données a été divisé en deux (02) parties de sorte que:

- 70 % soient consacrés à la calibration.
- 30 % soient consacrés à la validation.

Les événements sélectionnés pour les deux étapes précitées sont de type fort, moyen à moyennement faible. Les critères de l'OMM cités dans le tableau ci-dessous ont été utilisés pour les différencier :

Tableau II. 4: Critères de sélection d'un événement selon l'OMM

Précipitation (intensité (mm/h))		
Faible	Moyen	Fort
[0,1 : 3]	[3 : 8]	> 8

**N.B :**

- On considère deux averses indépendantes lorsqu'elles sont séparées d'une durée supérieure ou égale à 4 heures ( $IETD \geq 4h$ ).
- Lors de la simulation de pluies faibles (de 0.8 mm/h à 1.6 mm/h), j'ai remarqué qu'aucun capteur ne les détecte convenablement et ne montre par conséquent quasiment aucune fluctuation de la hauteur d'eau, j'ai de fait utilisé des événements forts et moyens à moyennement faibles.

Une fois les événements sélectionnés, on peut à présent procéder au calage en faisant varier manuellement ou automatiquement les paramètres auxquels le modèle est le plus sensible afin de rapprocher au mieux les résultats observés aux résultats simulés. Pour cela, on doit toujours commencer par caler les sous-bassins situés à l'amont du point de mesure.

## II.6. Conclusion

La collecte et la préparation des données est une étape sine qua none qui détermine le choix des modèles hydrologique et hydraulique à employer et des artifices de simplifications très souvent source d'incertitude à poser par la suite.

Lors de l'investigation menée, on a noté que seules des données quantitatives par temps de pluie étaient disponibles, cela prète à conséquence que l'étude sera limitée à l'aspect quantitatif et non à l'aspect qualitatif des débordements du réseau de drainage urbain de la zone étudiée. Par ailleurs, l'option d'une simulation continue plus représentative de la réalité n'est plus envisageable. Ceci vient réitérer ce qui a été dit auparavant concernant la disponibilité des données et les contraintes qu'elles amènent.

*Chapitre III :*

---

*Construction du modèle informatique,  
test et vérification*

### **III.1. Introduction**

Afin que le modèle puisse être dans la mesure de décrire la réalité du phénomène observé, on veillera à ce que lors de sa construction, on représente soigneusement les points singuliers du réseau et leurs caractéristiques. A l'issue de cette phase, ce dernier sera soumis à des tests de vérification assurant sa bonne représentativité des phénomènes qui régissent à l'intérieur du réseau et à sa surface. C'est donc l'objet du présent chapitre.

### **III.2. Choix du logiciel**

#### **III.2.1. Comparaison de quelques logiciels**

Nombreux sont les logiciels permettant de simuler les écoulements dans les réseaux d'assainissement et à la surface des bassins que ces derniers drainent, les plus connus sont : Mike urban Mouse, Infoworks ICM, EPA SWMM, Civil 3D SSA, Canoë, Sobek...

Avant de fixer notre choix, il est intéressant de dresser un tableau comparatif des fonctionnalités de ces quelques logiciels :

Tableau III. 1: Comparaison entre différents logiciels de drainage urbain (Giangola-Murzyn, A. (2014))

Modèle		Mike urban Mouse	Infoworks ICM (integrated catchment modelling)	EPA SWMM et Sobek		Civil 3D SSA	Canoë
<b>Fonctionnement et avantages</b>		-Modèle semi-distribué -Possibilité d'introduire des milliers de sous-bassins. -Simulation possible en 2D + les avantages cités ci-après.	-Couplage entre un moteur de simulation de débits (hydrologique et hydraulique), un outil SIG et une base de données. -Résout l'équation de BSV en 1D et en 2D (modélisation intégrée (interaction entre les éléments souterrains et les composantes de surface). -Comporte un module de simulation de la qualité de l'eau, du transport solide et du RTC. -Calibration automatique.	-Modélisation conceptuelle semi-distribuée à réservoir non linéaire des sous-bassins. -Simulation du réseau d'assainissement, de L'infiltration et de la saturation du sol. - Lien entre surface et réseau de drainage urbain et entre sous-bassins par hydrographes. -Simulation de la qualité de l'eau possible. -Sobek comporte des modèles distribués et globaux et permet de mener une étude environnementale de l'impact des rejets sur le milieu récepteur -Contrôle en temps réel - simulation intégrée (1D/2D).		-Comprend plusieurs logiciels de dimensionnement et d'analyse des réseaux de drainage urbain. - Inclut une multitude de modèles hydrologiques. -Possède une interopérabilité SIG ainsi qu'avec d'autres softwares. -Comporte plusieurs types de pluie de projet.	-Modèle semi-distribué utilisant des fonctions pluie-débit en fonction du type moyen d'utilisation du sol du bassin versant. -Possibilité de pluie spatialisée ou uniforme. -Module de qualité intégré.
<b>Modèles disponibles</b>	<b>Hydrologiques</b>	-Méthode rationnelle. -Modèle du réservoir linéaire (simple (C1) et double (C2)). -Modèle de l'hydrogramme unitaire -Modèle de l'onde cinématique.	-Méthode de l'hydrogramme unitaire. -Modèle du réservoir double linéaire...	Sobek	SWMM	-EPA SWMM. -Méthode rationnelle, rationnelle modifiée. - Méthode de l'hydrogramme unitaire et celle du SCS...	-Modèle à réservoir linéaire. - Modèle de Nash (cascade de réservoirs).
	<b>Hydrauliques</b>	BSV et les modèles qui en dérivent.	BSV	Modèle de Muskingum	BSV et les modèles qui en dérivent.	BSV et les modèles qui en dérivent.	Modèle de Muskingum, BSV.
<b>Inconvénients</b>		-Entrée des données de façon manuelle (chronophage). - Pas de calage automatique.	Entrée des données de façon manuelle (chronophage).	-Entrée des données de façon manuelle (chronophage). -Pas de lien avec SIG gratuit (non open source).		-Entrée manuelle des données (chronophage). -Ne comprend pas de modèles à réservoir linéaire pour la description de l'écoulement en surface.	-Calage fastidieux des modèles hydrologiques qu'il comporte. - Création manuelle des sous-bassins.

### III.2.2. Présentation du logiciel MOUSE (MOdel for Urban SEwers)

Le logiciel MIKE URBAN développé par DHI (Danish Hydraulic Institute) offre plusieurs modules pour le dimensionnement et le diagnostic des réseaux d'assainissement (MOUSE, SWMM), des réseaux d'eau potable, pour la simulation des inondations (Mike 1D) ainsi que pour l'étude du coup de bélier.

Le module que nous allons utiliser dans le cadre de cette étude est le modèle MOUSE. Cet outil de modélisation mathématique déterministe est d'une utilité incontestable dans le diagnostic des réseaux d'assainissement, il possède de plus une interface SIG qui facilite tout import ou export des données et avertit l'utilisateur d'une quelconque lacune ou erreur sur la géométrie du réseau ou sur les paramètres du modèle lors du lancement de la simulation et à son issue.

L'affichage des résultats de la simulation est par ailleurs très propice à une interprétation visuelle aisée des zones impactées.

MOUSE résout les équations de Saint-Venant (1D) par un schéma implicite pour décrire les écoulements à surface libre et en charge au sein du réseau. Le calcul des surcharges y est de plus amélioré par l'emploi de la méthode de la fente de Preissman ([voir chapitre I](#)).

### III.2.3. Avantages

- Possibilité d'effectuer une simulation intégrée des inondations en 1D/2D et ainsi permettre une modélisation plus précise du ruissellement surfacique (en 2D) et des échanges entre la partie superficielle et la partie souterraine ;
- Interface simple, conviviale et dynamique ;
- Simulation précise des mises en charge et des inversions du sens de l'écoulement (backwater effect) ;
- MOUSE ne fixe pas de seuil pour la pression à l'intérieur des conduites fermées (en charge) autrement dit la hauteur de la fente de Preissman est prolongée de manière indéfinie, il assure de plus un rétrécissement graduel de la conduite afin de représenter au mieux le passage graduel de l'écoulement à surface libre à l'écoulement en charge ;
- Possibilité de simuler le transport solide et la qualité de l'eau à l'intérieur du réseau de drainage urbain ;
- Fournit des résultats d'une bonne précision aussi bien dans le cas des réseaux ramifiés que dans celui des réseaux maillés.
- Fait varier le nombre de Manning en fonction du taux de remplissage du collecteur et donc des conditions d'écoulement ;
- Etude de l'effet du contrôle en temps réel.

Nous optons pour ce logiciel car il comporte moult méthodes hydrologiques et hydrauliques et malgré le fait qu'il ne possède pas de module dédié au calage automatique des modèles de réseau d'assainissement.

## III.3. Construction du modèle

### III.3.1. Schématisation

L'objectif de notre étude est de construire un modèle propre au réseau d'assainissement de la zone d'Alger centre au moyen du logiciel MOUSE, ce dernier comportera l'ensemble des

éléments constituant le réseau : collecteurs, jonctions (nœuds), singularités (déversoirs d'orage, point de chute,...), stations de relevage ; qui sont autant d'éléments qui conditionnent l'écoulement. Il est ici important de souligner que l'on restreint parfois la schématisation du réseau au seul cas du collecteur principal et ce dans un souci de simplification de l'étude. En outre, plusieurs études bibliographiques ont montré que cette simplification n'impacte en rien la description de l'écoulement dans le système et son comportement du moment que les singularités sont bien reportées, on peut citer : A. Fisher et al. (2009), S. Kroll et al. (2010).

Ces derniers affirment que cela permet un gain de temps de l'ordre de 30% par rapport au modèle initial détaillé comportant le réseau secondaire et tertiaire. Le modèle devra somme toute être aussi simple que possible mais aussi complexe que nécessaire. On aura ainsi à appliquer une règle tacite largement utilisée en hydrologie urbaine et qui stipule que **plus grand est le réseau plus on le simplifie, plus petit il est plus on le détaille**.

Pour ce faire, on doit d'abord procéder à un découpage du bassin en éléments de caractéristiques homogènes : sous-bassins d'occupation de sol et de taux d'imperméabilisation similaires puis à l'insertion des collecteurs, des jonctions et des singularités.

### III.3.2. Actualisation de la modélisation

Pour ce qui est du modèle de la zone centre d'Alger, celui-ci existait déjà auparavant mais j'ai dû lui faire une mise à jour en introduisant les trois (03) collecteurs suivants :

- a. Le dédoublement du collecteur Oued M'Kacel ( $L = 4.35$  km) : réalisé pour venir à bout du problème d'inondation dans le massif de Bouzareah.
- b. Le dédoublement du collecteur CIC ( $L \approx 2.63$  km) : construit à cause du piteux état (fissures comme le témoignent les concrétions, affaissement...) de l'ancien CIC qui est d'ailleurs sous-dimensionné.
- c. La nouvelle décharge du collecteur Oued Ouchaiah ( $L \approx 3$  km) : celle-ci a été mise en place récemment (en Avril dernier) afin de soulager le collecteur d'Ouchaiah de la zone d'Ain Naâdja et de Bir Khadem en dirigeant les eaux de pluie provenant d'Oued Abki et d'Oued Romana vers Oued El-Harrach.

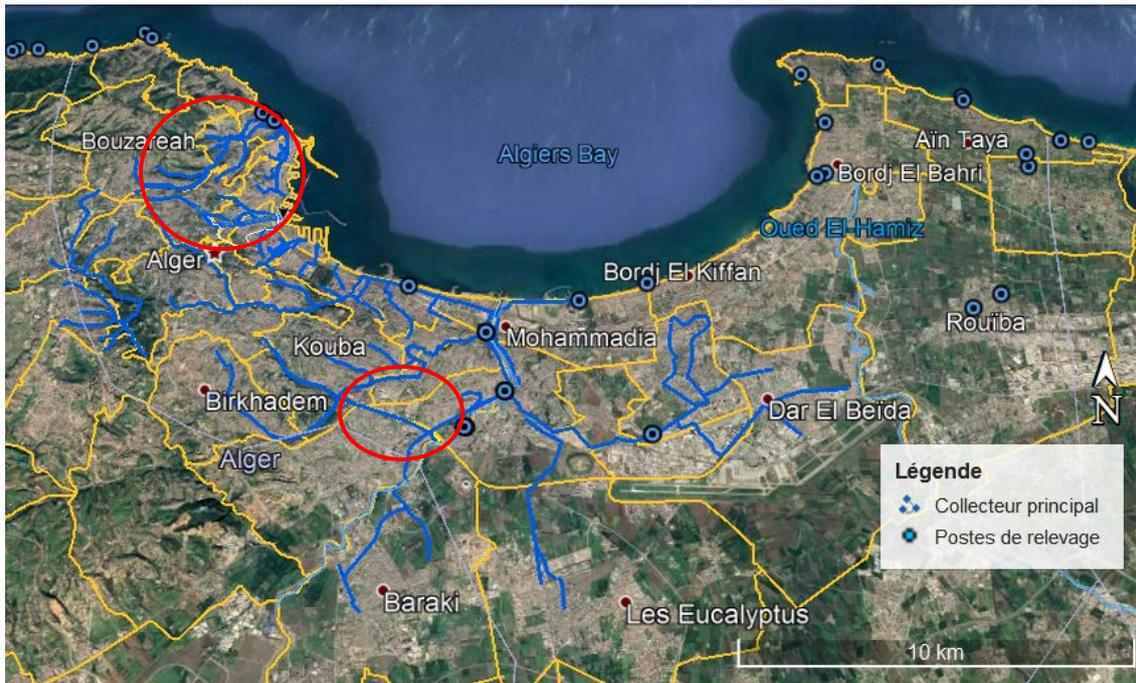


Figure III. 1: Réseau principal de la zone centre d'Alger sur Google Earth

### III.3.3. Données d'entrée

Après avoir cliqué auparavant sur cette icône  et qui permet de démarrer l'édition puis sur celle qui permet de créer l'élément que l'on veut insérer , on choisit par la suite le type de l'élément à introduire dans le menu déroulant comme montré dans la figure ci-dessous et on commence la schématisation :

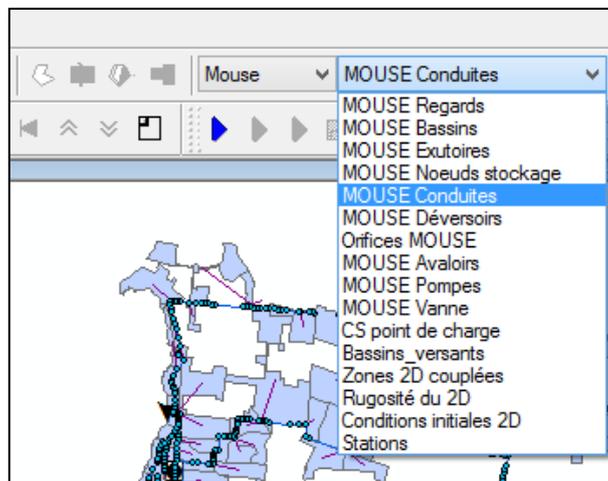


Figure III. 2: Sélection de l'élément à construire

Les données suivantes ayant trait à la géométrie de la zone d'étude, à celle du réseau et à la charge des sous-bassins doivent impérativement être introduites :

**a. Les sous-bassins**

- ▶ La surface du BV<sup>1</sup>;
- ▶ Connexion au nœud<sup>2</sup>;
- ▶ Le modèle hydrologique<sup>3</sup> et ces paramètres<sup>4</sup> (imperméabilisation...);
- ▶ Le débit d'eau usée<sup>5</sup> en m<sup>3</sup>/s.

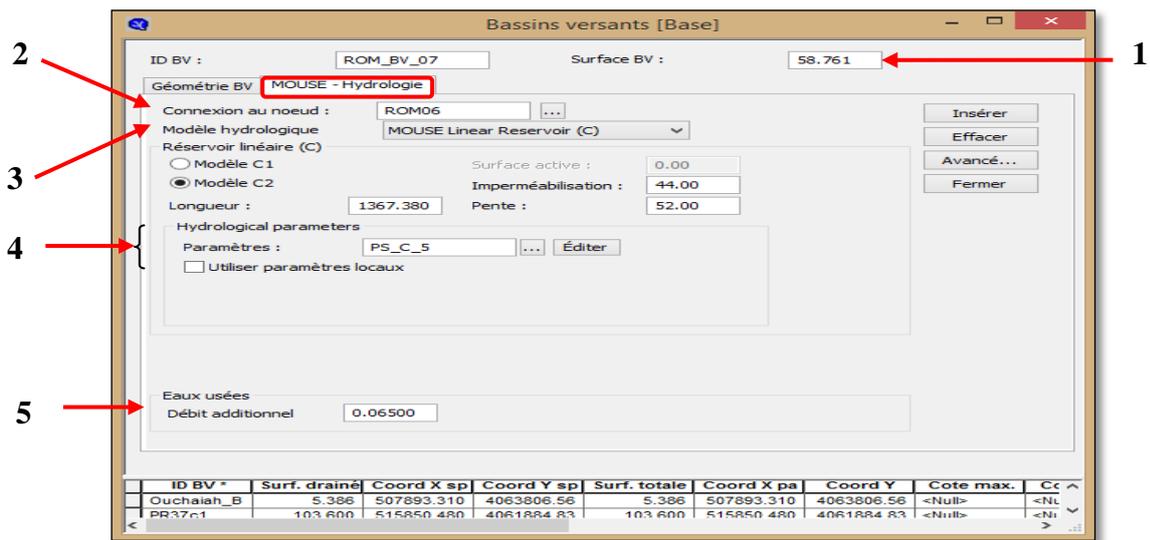


Figure III. 3: Exemple de saisie d'un sous-bassin

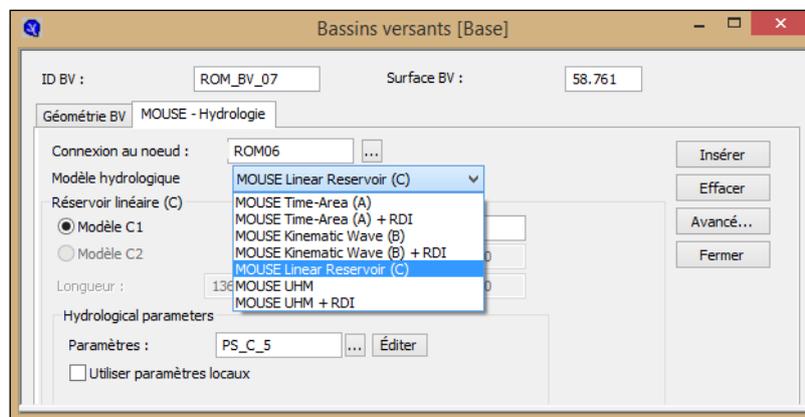


Figure III. 4: Modèles hydrologiques disponibles dans MOUSE

Quatre (04) modèles hydrologiques sont donc implémentés dans MOUSE :

- Modèle A : méthode rationnelle également appelée méthode aire-temps ;
- Modèle B : méthode de l'onde cinématique ;
- Modèle C : C1 : modèle à simple réservoir linéaire ;  
C2 : modèle à double réservoir linéaire ;
- Modèle de l'hydrogramme unitaire.

### b. Les nœuds (ou jonctions)

- Le type de nœud<sup>1</sup> (normal, scellé, déversement) ;
- Le diamètre<sup>2</sup> ;
- La côte TN<sup>3</sup> ou côte tampon (normal, scellé, déversement) ;
- Le niveau radier<sup>4</sup> (pas dans le cas d'un nœud de stockage) ;
- Type de stockage<sup>5</sup> (normal, scellé, déversement).

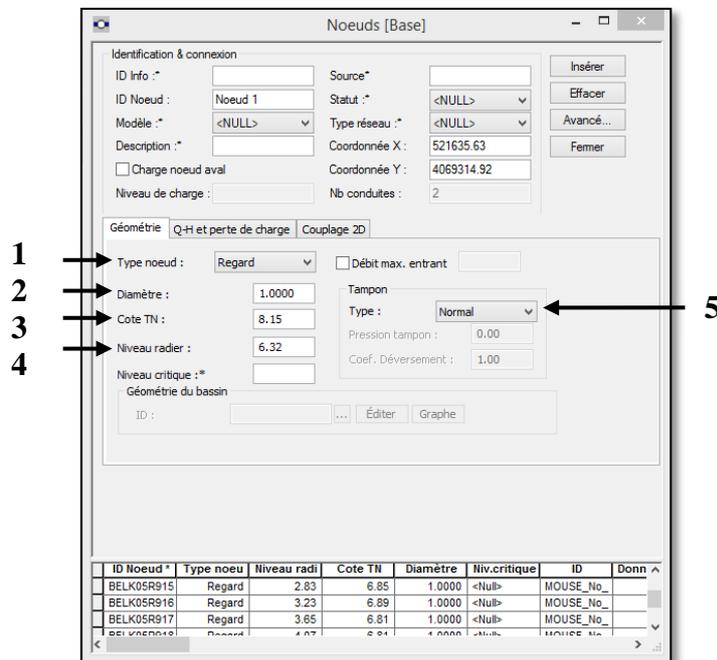


Figure III. 5: Exemple de saisie d'un nœud

### c. Les collecteurs

- La forme du collecteur<sup>1</sup>, MOUSE propose quelques formes standards circulaire, ovoïde, en forme de O, rectangulaire et CRS (cross section shape) pour les canaux ouverts ou fermés, naturels ou artificiels ;
- La taille<sup>2</sup> ou diamètre ;
- La longueur<sup>3</sup> (mais elle peut être calculée automatiquement) ;
- La côte radier du nœud d'entrée du collecteur (amont) ou Alt. amont<sup>4</sup> ;
- La côte radier du nœud de sortie du collecteur (aval) ou Alt. aval<sup>5</sup> ;
- Le coefficient de Manning<sup>6</sup> correspondant au matériau dont est fait le collecteur, pour cela MOUSE offre une base de données comprenant huit (08) types de matériaux (voir manuel) et à laquelle on peut rajouter le matériau que l'on désire en spécifiant son coefficient de Manning ;
- La formulation des pertes de charge<sup>7</sup> (Manning implicite ou explicite, Colebrooke-White, Hazen-William).

ID Conduite	Forme *	Alt. amont	Alt. Aval	Longueur	Pente_C	Taille
ELMR07811	Circulaire	<Null>	<Null>	<Null>	<Null>	0.6000
FI MR07911	Circulaire	<Null>	<Null>	<Null>	<Null>	0.6000

Figure III. 6: Exemple de saisie d'un collecteur

Une fois ayant achevé la saisie des éléments du modèle et leurs caractéristiques, on clique sur



l'icône et on choisit oui dans la fenêtre qui s'affiche afin de sauvegarder les modifications.

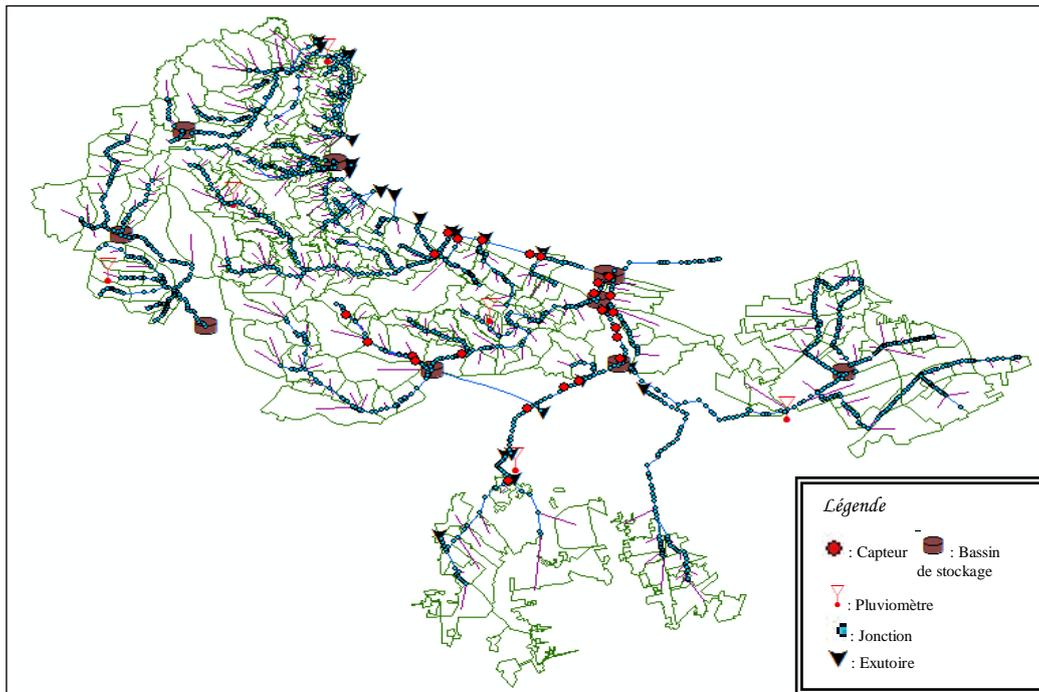


Figure III. 7: Réseau d'assainissement de la région centre sur MOUSE

### III.3.4. Spécification des conditions aux limites

Avant d'entamer les deux (02) étapes de la modélisation (hydrologique et hydraulique), il est nécessaire de spécifier les conditions aux limites amont et aval aussi bien à la surface du bassin qu'à l'entrée du réseau ou à sa sortie (exutoire).

On différencie quatre (04) types de conditions aux limites dans Mouse :

- Charge BV (Catchment Loads) ;
- Charge réseaux (Network Loads) ;
- Niveaux exutoires (External Water Levels) ;
- Eléments cond.lim (Boundary Items).

Pour les introduire, il faut suivre les étapes suivantes comme montré dans les figures ci-dessous :

#### a. Charges BV

On introduit ici la pluie (impulsion) dont on veut connaître la réponse hydrologique qu'elle provoque sur le bassin versant. Pour ce faire, choisir MOUSE<sup>I</sup> → Conditions aux limites<sup>II</sup> → Charges BV<sup>III</sup> :

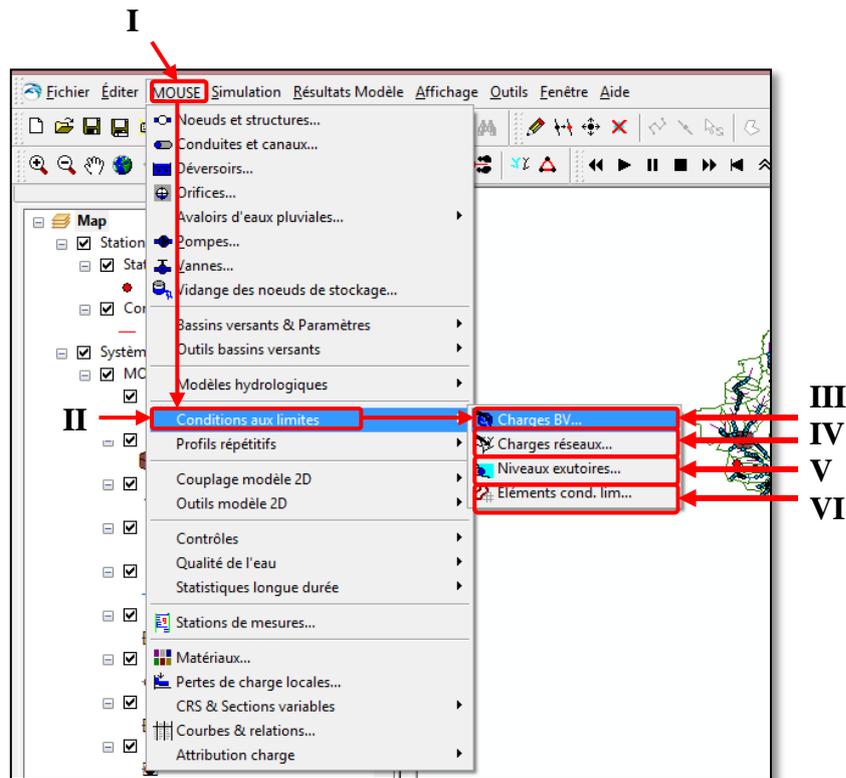


Figure III. 8: Spécification des conditions aux limites

La fenêtre suivante apparaît alors et l'on pourra y spécifier le type de condition aux limites<sup>1</sup>, le type de connexion<sup>2</sup> (pour tout le BV, pour un chaque sous-bassin séparément ou par liste), ensuite en cliquant sur Cond.lim<sup>3</sup> tout en activant le mode édition, la fenêtre qui suit s'affiche et c'est là qu'on sélectionne le fichier binaire d'extension .DFS0 après avoir cliqué sur Insérer<sup>4</sup>:

5. Spécifier qu'il s'agit d'une série temporelle d'extension .DFS0.

V.B : il est possible de considérer que l'événement étudié ne présente pas de variation temporelle en choisissant « constante » au lieu de l'option précédente puis en lui attribuant une valeur

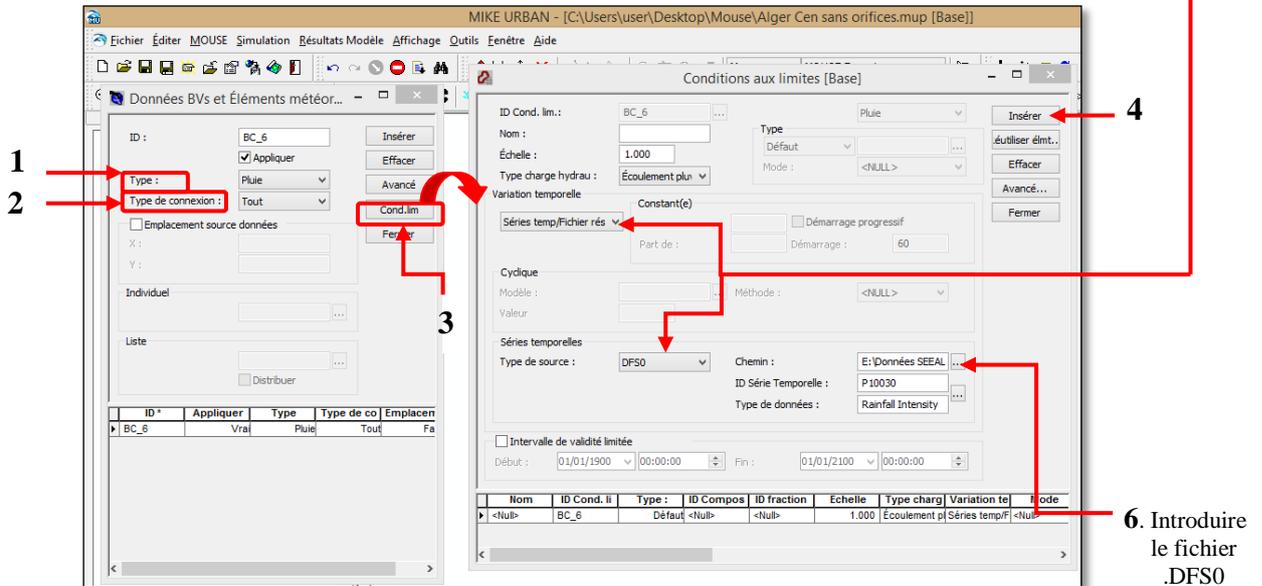


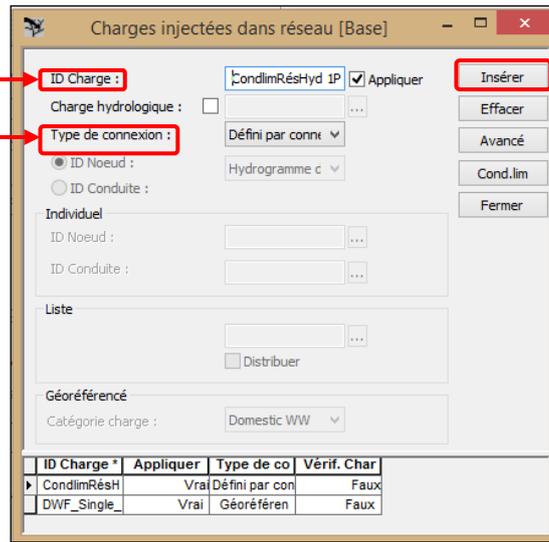
Figure III. 9: Introduction du fichier de la condition aux limites sur le BV

### b. Charges réseaux

On indique ici les points d'entrée (nœuds) des apports en ruissellement générés par le bassin versant que l'on nomme également « condition aux limites amont ». Il suffit de faire I → II → IV, la fenêtre suivante s'affiche où l'on doit :

2. Spécifier un nom à la condition aux limites relative au réseau
3. Spécifier le type de connexion

**N.B.** Défini par connexion veut dire que le débit calculé à la suite de la simulation hydrologique sera introduit dans le réseau à travers le nœud auquel est connecté le sous-bassin.



1. Cliquer sur insérer

Figure III. 10: Spécification de la condition aux limites amont du réseau

Ensuite en faisant I → II → VI, la fenêtre suivante s'affiche dans laquelle on spécifie ce qui suit :

2. Attribuer un nom qui caractérise le type de condition introduite
3. Préciser qu'il s'agit d'une série temporelle
4. Indiquer qu'il s'agit d'un fichier provenant de MOUSE
5. Indiquer l'emplacement du fichier comportant les résultats de la simulation hydrologique (\*.CRF)

Compos	ID fraction
Null>	<Null>

Figure III. 11: introduction du fichier résultat de la simulation hydrologique

**N.B** : cette condition aux limites amont ne pourra être spécifiée qu’après avoir lancé la simulation hydrologique.

On peut pareillement l’utiliser pour spécifier les eaux claires parasites s’infiltrant dans une conduite.

### c. Niveaux exutoires

On précise ici les conditions aux limites aval, en l’occurrence le niveau d’eau dans les exutoires qui interagissent avec le réseau. A cet effet, on clique sur I → II → V, la fenêtre suivante apparaît où l’on spécifie l’identifiant<sup>1</sup> et le lieu<sup>2</sup> de l’exutoire puis en cliquant sur Cond.lim<sup>3</sup>, dans la rubrique variation temporelle on indique si au cours de la simulation, le niveau d’eau à l’exutoire (milieu récepteur) est considéré comme étant constant<sup>4</sup> ou bien variable. Si on choisit la seconde option, on doit introduire une série temporelle (fichier d’extension .DFS0) qui décrit la variation du niveau d’eau :

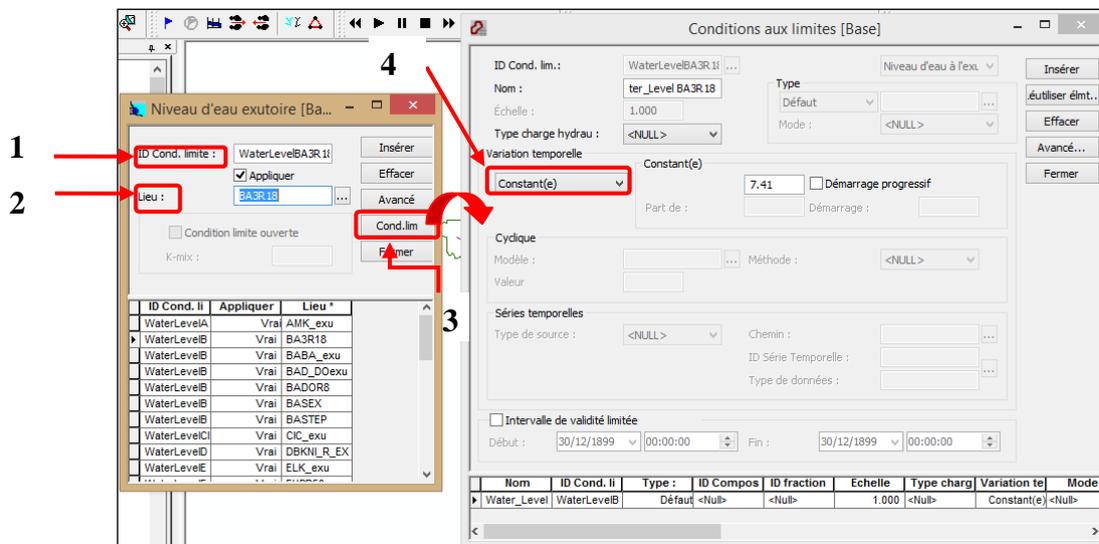


Figure III. 12: Spécification des conditions aux limites aval

**N.B** : on peut ici inclure une condition aux limites ouverte (Open Boundary) si l’on veut simuler le transport de polluants.

### d. Eléments cond.lim

On y accède en faisant I → II → VI. Cette option permet d’insérer n’importe quel type de conditions aux limites (qualité, quantité, variation temporelle).

## III.3.4. Simulation et visualisation des résultats

Dans Mike urban, la simulation se déroule en deux étapes :

1. La simulation hydrologique : qui sert à générer les hydrogrammes à l'exutoire de chaque sous- bassin et à l'issue de laquelle on obtient un fichier de type « .CRF ».
2. La simulation hydraulique ; qui sert à propager ces hydrogrammes à l'intérieur du réseau de drainage urbain afin de calculer les vitesses, hauteurs d'eau et débits et qui donne suite à un fichier d'extension « .PRF ».

Afin de pouvoir modifier les paramètres de la simulation, il faut d'abord activer le mode édition en cliquant sur l'icône  ou en faisant Editer → Démarrer édition, dans la barre standard, puis en cliquant sur cette icône  qui sert à lancer la simulation, on fixe les caractéristiques de la simulation comme son type, le type de modèle hydrologique et hydraulique et ceci respectivement dans les rubriques « Paramètres hydrologiques », « Paramètres hydrauliques », « Résumé réseau », « Général » comme montré dans les figures suivantes :

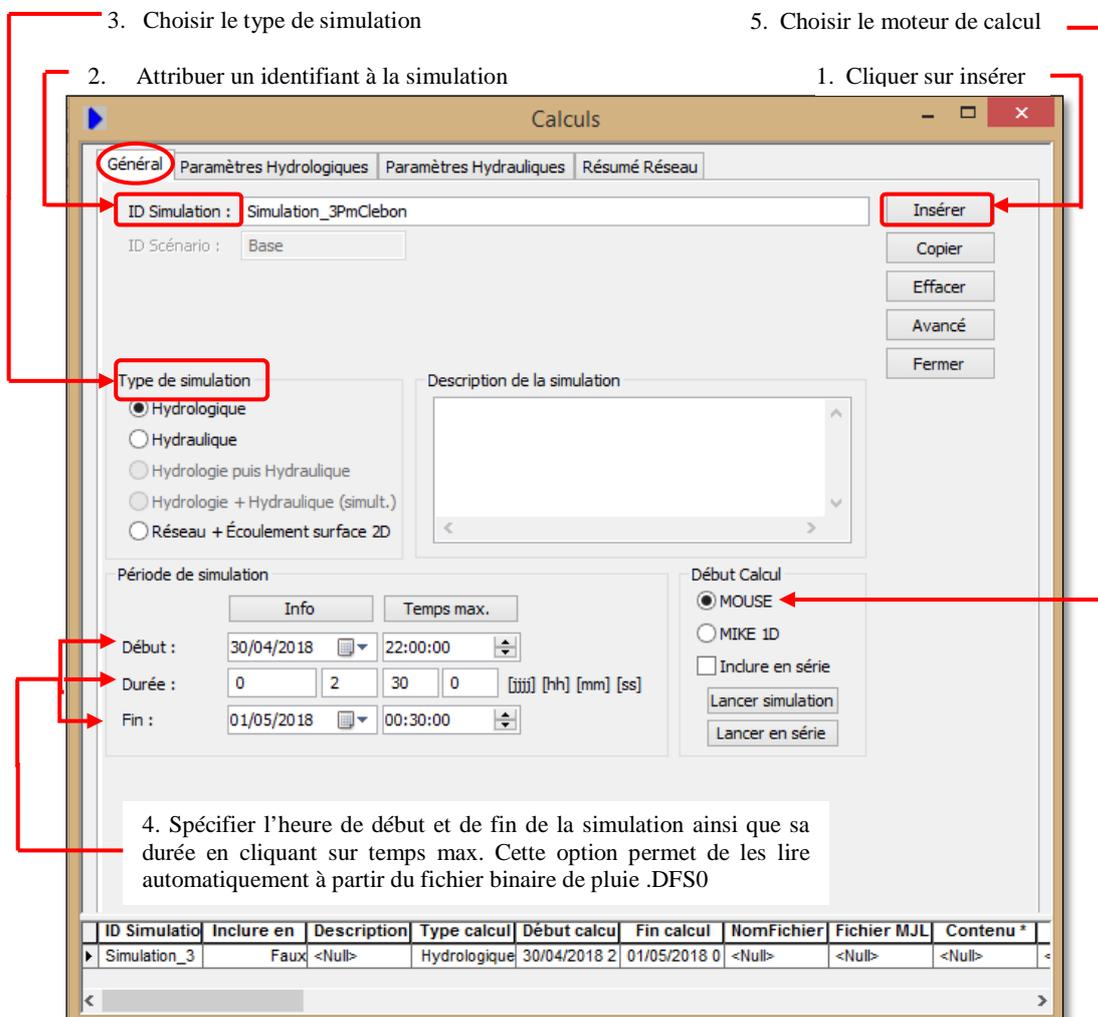


Figure III. 13: Fixation des paramètres de la simulation

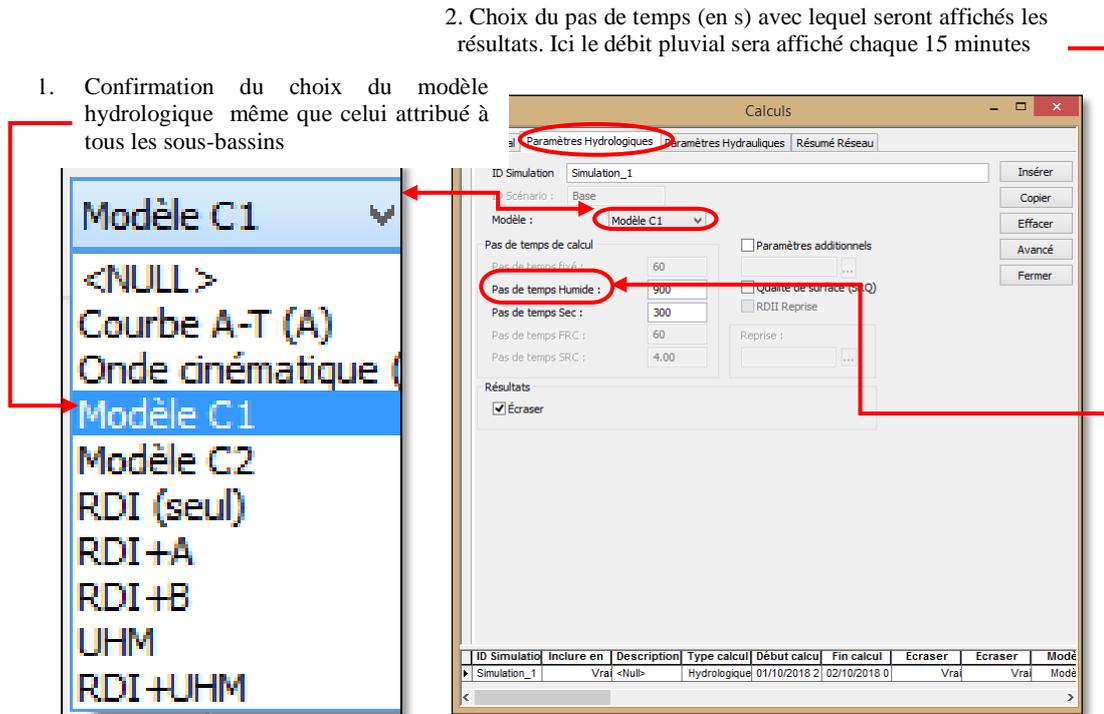


Figure III. 14: Fixation des paramètres de la simulation

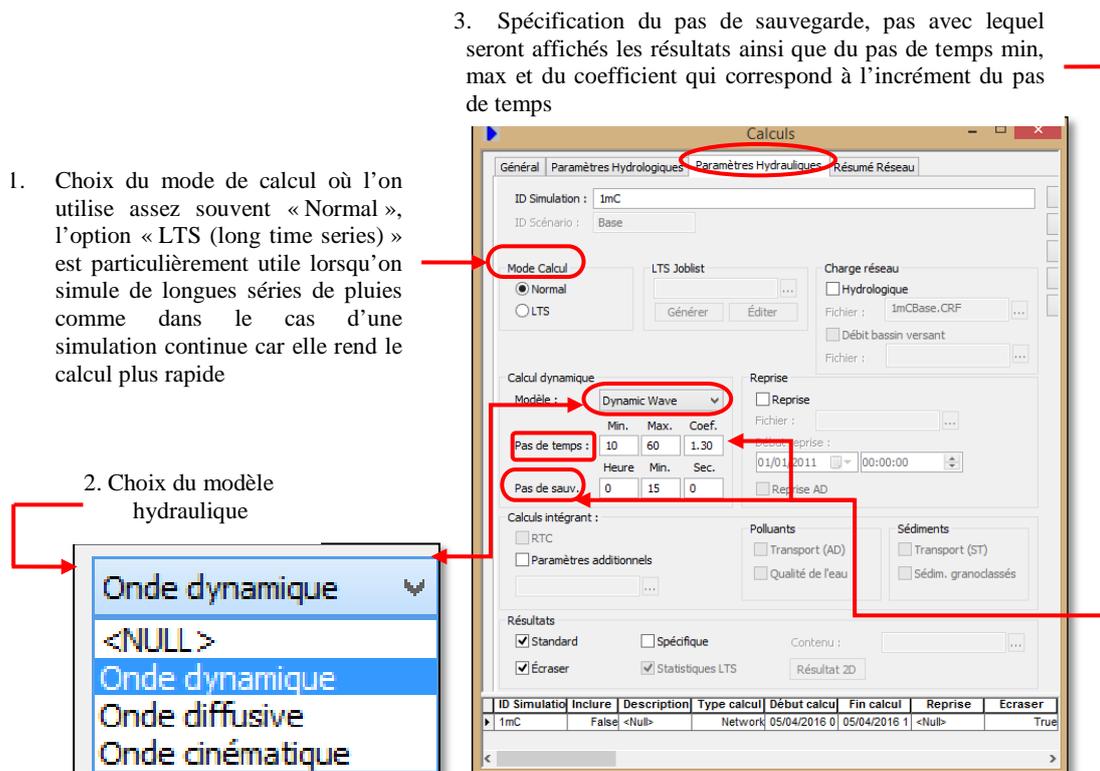


Figure III. 15: Fixation des paramètres de la simulation

La visualisation des résultats se fait soit au moyen de l'add-on Mike View soit dans MOUSE en choisissant dans Résultats modèle → Ajouter couche résultat... puis ce que l'on désire visualiser comme il est montré dans la figure suivante :

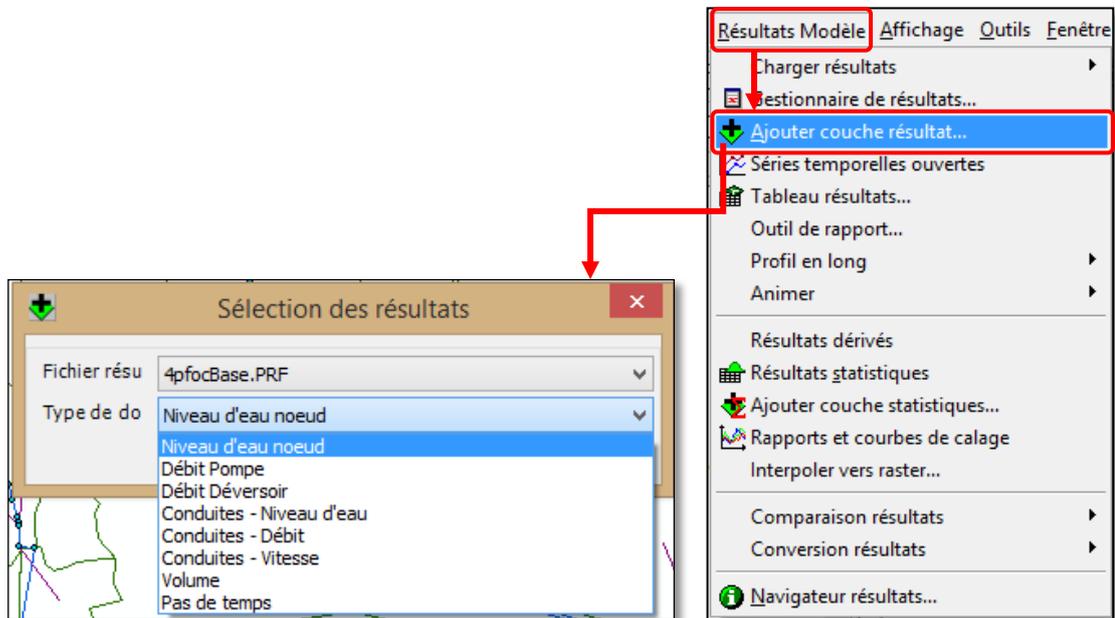


Figure III. 16: Sélection des résultats à afficher

Si l'on veut visualiser les résultats dans un nœud ou une conduite (niveau d'eau, débit, vitesse...), il suffit de faire :

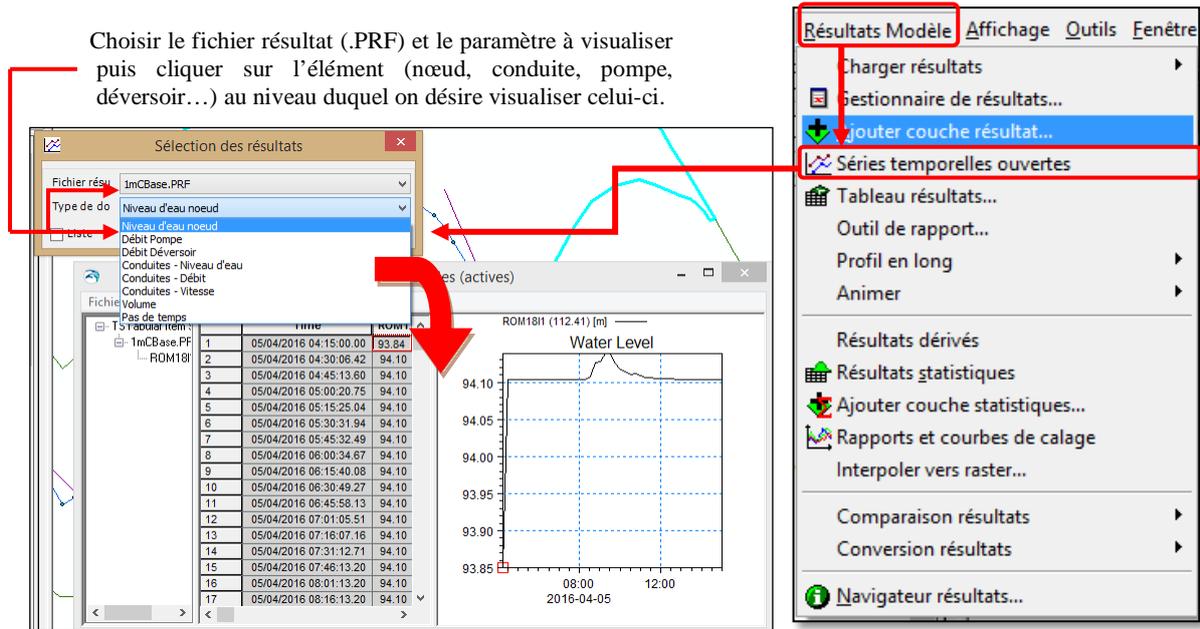


Figure III. 17: Visualisation des résultats de la simulation

**N.B :** Mike View permet cependant d'afficher plus de paramètres tels que le taux de remplissage de la conduite, le débit de pleine section, le niveau d'eau dans la conduite.

Ces derniers peuvent être présentés par :

- des profils en long animés,
- des séries temporelles (hydrogrammes, vitesse, hauteur d'eau...).

### III.4. Critères d'évaluation de la performance du modèle

L'évaluation de la performance d'un modèle hydrologique ou de qualité de l'eau, lors des phases de calibration et de validation, est une étape des plus importantes car elle constitue une aide précieuse dans la prise de décisions sur les paramètres et les données à choisir ainsi que sur la compréhension du phénomène. Elle s'avère nécessaire en raison de la détérioration de l'information lors du passage de la réalité au modèle représentatif du réseau et notamment à cause des données d'entrée observées qui ne sont pas exemptes d'erreurs et qui ont des répercussions inexorables sur la sortie du modèle.

On distingue trois catégories d'incertitude :

- Celle liée au modèle et à sa structure ;
- Celle liée aux paramètres du modèle ;
- Celle inhérent aux processus naturels.

Maints critères statistiques existent à cette fin, nous avons choisi d'utiliser dans le cadre de cette étude les critères de : NSE (Nash- Sutcliffe efficiency) et RMSE (root mean square error). Et cela pour la raison suivante :

- ☞ Le NSE assure une meilleure évaluation que le coefficient de détermination ( $R^2$ ) car ce dernier est moins sensible aux différences additionnelles et proportionnelles entre les valeurs observées et leurs analogues prédites par le modèle. Autrement dit, le NSE est plus sensible que le  $R^2$  aux valeurs extrêmes car contrairement à ce dernier, il ne masque pas les fluctuations et n'a donc pas pour effet de lisser l'erreur. (Harmel et al, 2007 ; K-S. Cheng et al, 2016)

Il a pour formule :

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{i=N} (O_i - P_i)^2}{\sum_{i=1}^{i=N} (O_i - \bar{O})^2} \dots (III. 1)$$

Avec : N : nombres de mesures effectuées,

$O_i$  : valeurs observées du paramètre étudié,

$\bar{O} = \frac{\sum_{i=1}^{i=N} O_i}{N}$  : Moyenne des valeurs observées,

$P_i$  : valeurs prédites par le modèle.

Il varie entre  $-\infty$  à 1, sa performance suivant l'intervalle dans lequel il se situe est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 2: Performance du modèle en fonction de l'intervalle de variation du NSE

Intervalle	Performance
$NSE < 0$	Les résultats fournis par le modèle sont moins bons que ceux fournis par la moyenne des résultats observés
$NSE=0$	Prédiction naïve (semblable à celle obtenue par la moyenne des résultats observés)
$NSE \leq 0.5$	Insatisfaisant
$0.5 \leq NSE \leq 0.65$	Satisfaisant
$0.65 \leq NSE \leq 0.75$	Bon
$0.75 \leq NSE \leq 1$	Très bon

**N.B** : on peut utiliser la valeur absolue à la place du carré afin de pallier au problème de haute sensibilité du NSE aux valeurs extrêmes.

- ☞ La racine carrée de l'erreur quadratique moyenne (RMSE) donne une bonne comparaison entre valeurs calculées et valeurs observées. Elle fournit en fait l'erreur moyenne entre ces deux dernières, plus elle est grande (proche de zéro) et plus le modèle est de bonne qualité. Cependant, les résultats des études que l'on trouve dans la bibliographie font ressortir que cette dernière exagère l'estimation de l'erreur.

Celle-ci est formulée comme suit :

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=N} (O_i - P_i)^2}{N}} \dots (III. 2)$$

### III.5. Calage

Cette étape est primordiale car il est difficile voire impossible de mesurer les paramètres des fonctions de production et de transfert et encore moins de connaître de manière exacte les valeurs qu'ils prennent lors d'un débordement du réseau. On essaye donc de faire varier ces derniers jusqu'à ce que les résultats observés soient aussi proches que possibles de leurs homologues simulés.

Nous optons ici pour un calage manuel par essai et erreur (trial and error). Pour cela, nous divisons le jeu de données en deux parties : les deux tiers ( $\frac{2}{3}$ ) seront utilisés pour le calage et le un tiers restant ( $\frac{1}{3}$ ) pour la validation.

Ce choix permet de s'assurer de l'obtention d'un modèle robuste. Autrement dit qui soit dans la mesure de fournir de bons et précis résultats quelque soit l'input et en particulier pour les conditions extrêmes de petite ou de forte pluie donc pour un grand nombre de situations.

La sélection des événements qui vont servir à calibrer le modèle sur la base de la pointe et de la durée est aussi cruciale pour la réduction de l'incertitude sur les paramètres. Si celle-ci se fait de manière aléatoire, elle peut mener à des résultats incongrus comme il est détaillé dans l'article de M. Kleidorfer et al (2008).

#### III.5.1. Hypothèses

**Modèle hydrologique :**

**Fonction de production :** modèle d'Horton dans le cas des sous-bassins périurbains (5% < imperméabilisation < 30%) et modèle à double réservoir linéaire dans le cas des sous-bassins urbains (imperméabilisation > 30%).

**Fonction de transfert :** modèle à double réservoir linéaire, ce choix est justifié par le fait que le modèle à simple réservoir linéaire soit destiné à être appliqué que dans le cas de petits bassins versants possédant par conséquent de courts temps de réponse, critère auquel le bassin algérois centre ne répond pas.

**Modèle hydraulique :** modèle de l'onde dynamique ([voir Chapitre I](#)).

**Formule des pertes de charge :** Manning.

#### III.5.2. Paramètres calés

Le calage a porté sur les paramètres suivants :

- **Coefficient de réduction** qui correspond à la part de ruissellement qui aboutit effectivement dans le réseau ;
- **Pertes initiales** qui sont estimées dans la littérature entre 1mm à 1.5 mm pour des surfaces quasiment imperméables et à partir de 5 mm pour des surfaces perméables enherbées;

- **Lag-time** que l'on a initialement calculé avec la formule de Desbordes (1976) ci-dessous et qui ne prend en compte que les paramètres décrivant le bassin versant, utilisable par exemple pour un prédimensionnement, et établie à partir de données expérimentales sur des bassins versants français:

$$K = 0.494 \cdot A^{-0.0076} \cdot IMP^{-0.512} \cdot L^{0.608} \dots (III. 3)$$

Où : K [min],

A [ha] : aire du bassin,

IMP [%] : taux d'imperméabilisation,

L[m] : longueur du plus long parcours de l'eau (collecteur principal);

- **Constante de temps de l'équation d'infiltration d'Horton** qui est aussi tabulée suivant le type de sol de la région étudiée (région périurbaine).

Tableau III. 3: Plage de variation des paramètres calés du modèle pluie-débit

	Lag- time [min]	Pertes initiales [mm]	Facteur de réduction
Intervalle de variation	3.2 à 330	1 à 5	0.15 à 0.97

Tableau III. 4: Plage de variation des paramètres de la fonction d'infiltration d'Horton pour les sous-bassins périurbains

	$f_0$ [mm/h]	$f_c$ [mm/h]	$k$ ( $h^{-1}$ )
Intervalle de variation	10 à 82	5 à 7.5	2.3 à 3.2

### Commentaires :

- ☞ La stratégie adoptée consiste à rapprocher les pointes en jouant sur le coefficient de réduction et à améliorer le phasage des branches de crue et de décrue en faisant varier le lag-time.
- ☞ Le coefficient de Manning est en réalité un paramètre de calage du modèle hydraulique mais on n'a pas eu à caler celui-ci.
- ☞ La difficulté majeure rencontrée lors du calage manuel réside dans la variation itérative (jusqu'à vingt fois pour la même zone) des paramètres jusqu'à ce qu'on se rapproche du résultat escompté. Pour les événements ayant duré une journée et plus, le moteur de calcul MOUSE a tardé à fournir les résultats de la simulation hydraulique avec le modèle de l'onde dynamique (de 45 minutes à 1 heure et quelques minutes)

appliqué avec un pas de temps minimal d'une seconde à 10 secondes et un pas de temps maximal de 2 à 60 secondes. Pour cela, le pas de temps maximal et le pas de temps minimal ont été initialement fixés respectivement à 10 secondes et 60 secondes, mais des problèmes de stabilité numérique ont très vite survécu au niveau des tronçons de faible longueur. Pour pallier ce problème, j'ai dû graduellement diminuer le pas de temps ce qui a notablement amélioré les calculs.

Ceci vient consolider et affirmer les remarques rencontrées dans la littérature sur la lourdeur du modèle de l'onde dynamique et sur la nécessité de l'utiliser avec un pas de temps de l'ordre de la seconde.

- ☞ Quant à la simulation hydrologique, les résultats étaient quasiment instantanément obtenus avec le modèle à double réservoir linéaire (de quelques secondes à 2 minutes). Ce qui vient encore une fois prouver l'avantage des modèles conceptuels par rapport aux modèles à base physique quant à leur rapidité ainsi qu'à leur facilité d'application.
- ☞ Les paramètres du modèle d'infiltration d'Horton n'ont pas montré une grande influence sur le NSE et le RMSE lors du calage (changement du troisième voire du quatrième chiffre après la virgule), leur variation ne provoquait pas un changement appréciable de la forme de l'hydrogramme simulé dans les sous-bassins périurbains.

### III.5.3. Résultats

Les résultats du calage manuel sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 5: Résultats du calage

Critère		NSE	RMSE [m <sup>3</sup> /s]	
Zone	Ain Naâdja	AN DVO	0.83	0.1088
		AN DVO 3 rocade Sud 2	0.794	0.032
	Nord Aval	Nord Aval	0.676	0.05
	Rive droite d'El-Harrach	DVO 2 rive droite Fellahi	0.571	0.0294

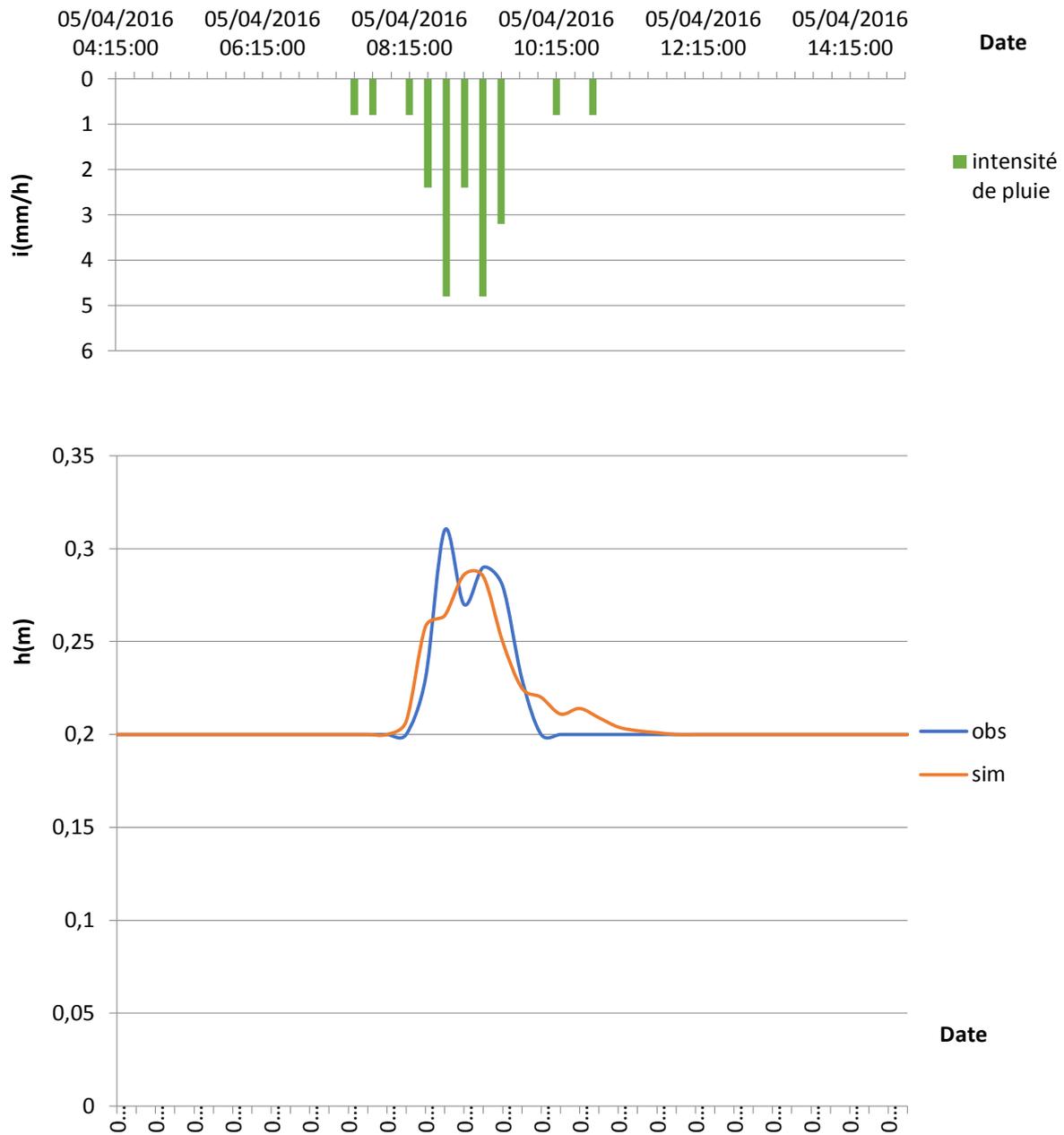


Figure III. 18: Résultats du calage d'AN3 RS 2 avec la pluie du 05/04/2016 à 04 :45 au 05/04/2016 à 15 :00

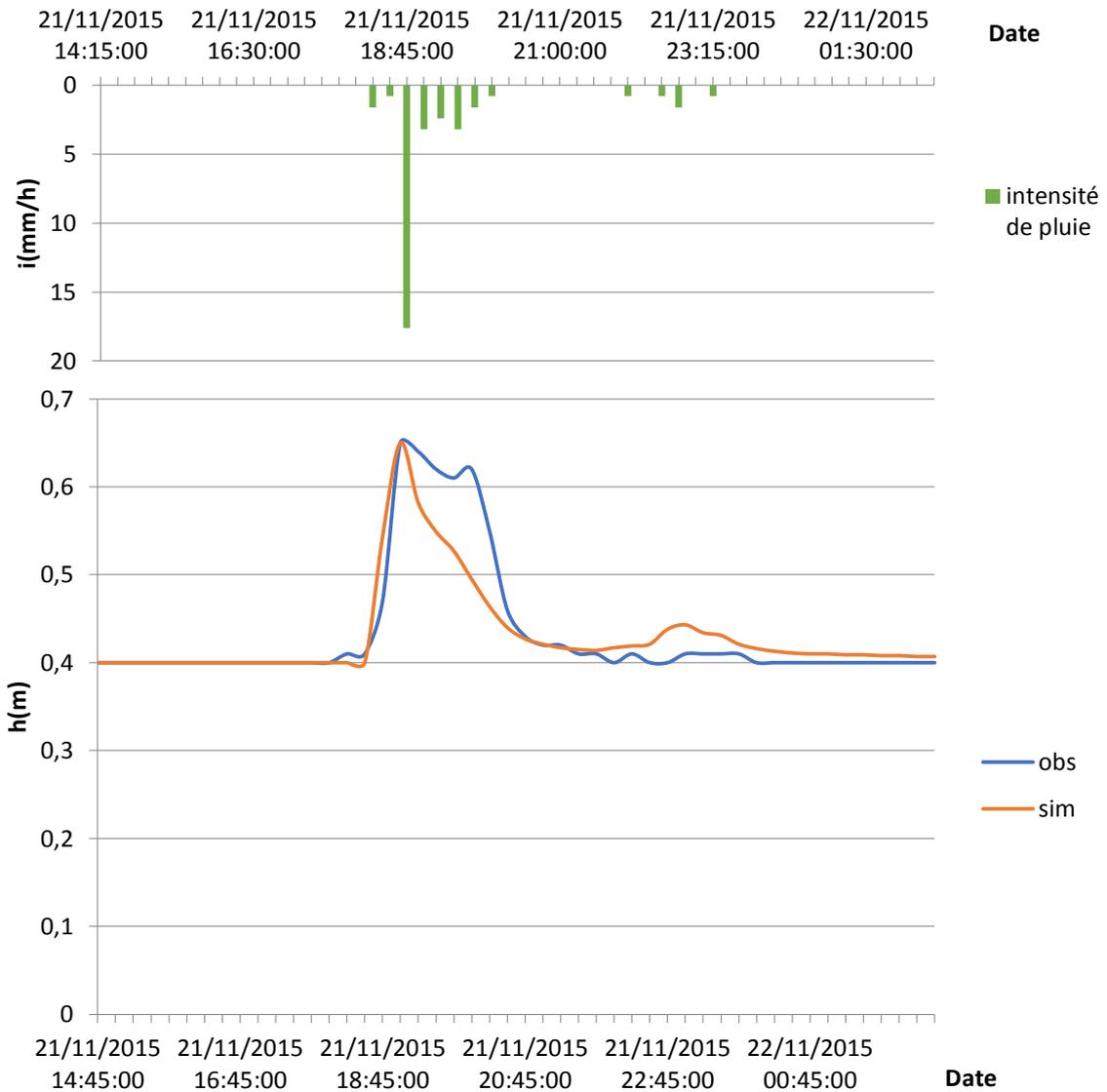


Figure III. 19: Résultats du calage d'AN DVO avec l'événement du 21/11/2015 à 14 :45 au 22/11/2015 à 02 :30

### Commentaires :

- ☞ Pour la zone d'Ain Naâdja, les critères utilisés montrent que les données mesurées s'ajustent très bien aux données observées.
- ☞ Les courbes simulées et observées présentent de plus globalement la même allure.

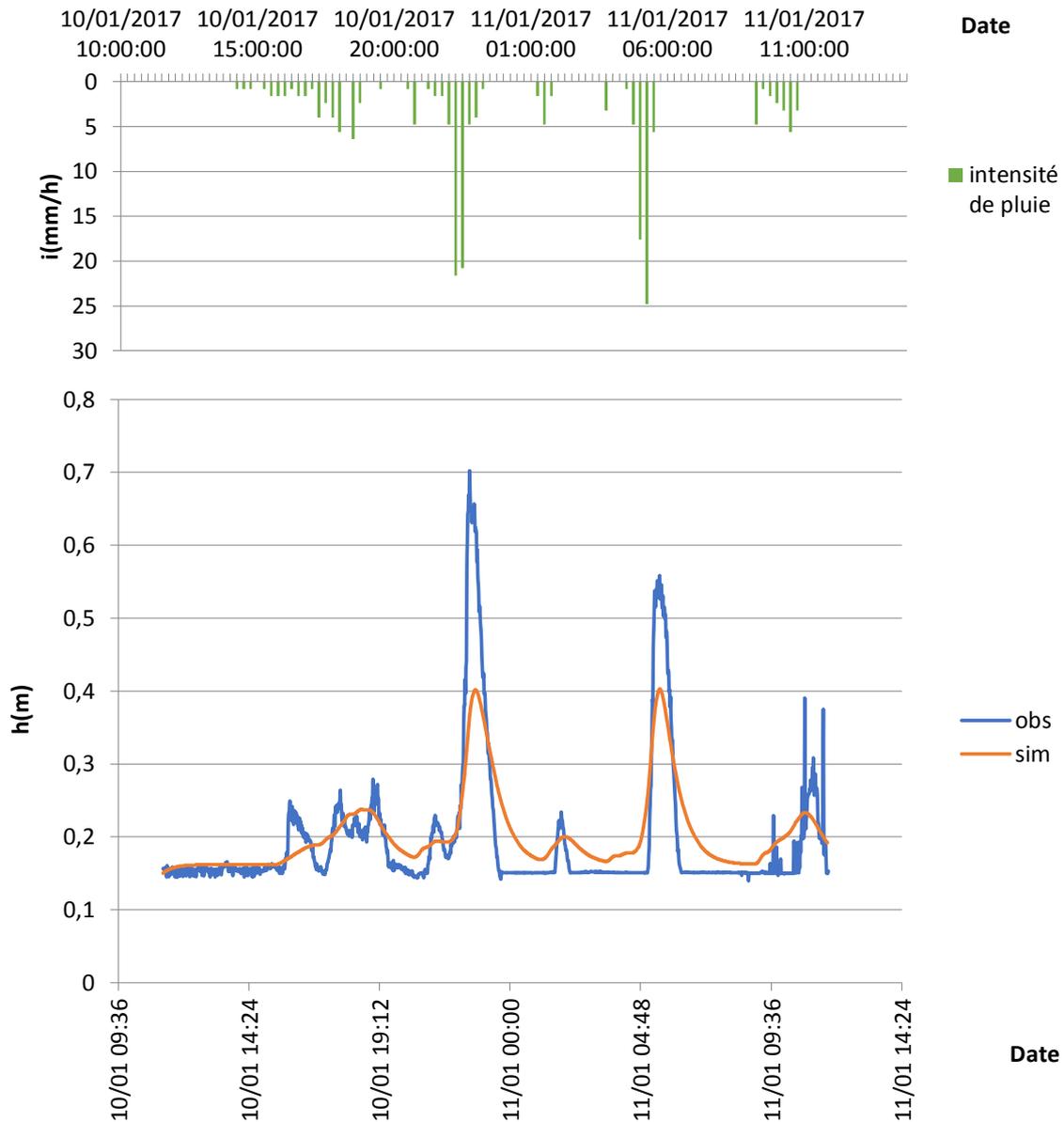


Figure III. 20: Résultats du calage du capteur Nord Aval avec l'événement du 10/01/2017 à 11 :15 au 11/01/2017 à 11 :42

### Commentaires :

- ☞ Pour le collecteur Nord aval, le calage a permis d'obtenir un bon ajustement.
- ☞ L'allure des deux courbes est dans l'ensemble similaire sauf au niveau des pointes où celles observées sont supérieures à celles simulées par le modèle, même après avoir fait varier itérativement le facteur de réduction. Les fluctuations assez fréquentes des mesures pour cet événement remettent en question la fiabilité des données de la campagne de deux mois utilisée pour le calage de cette zone.

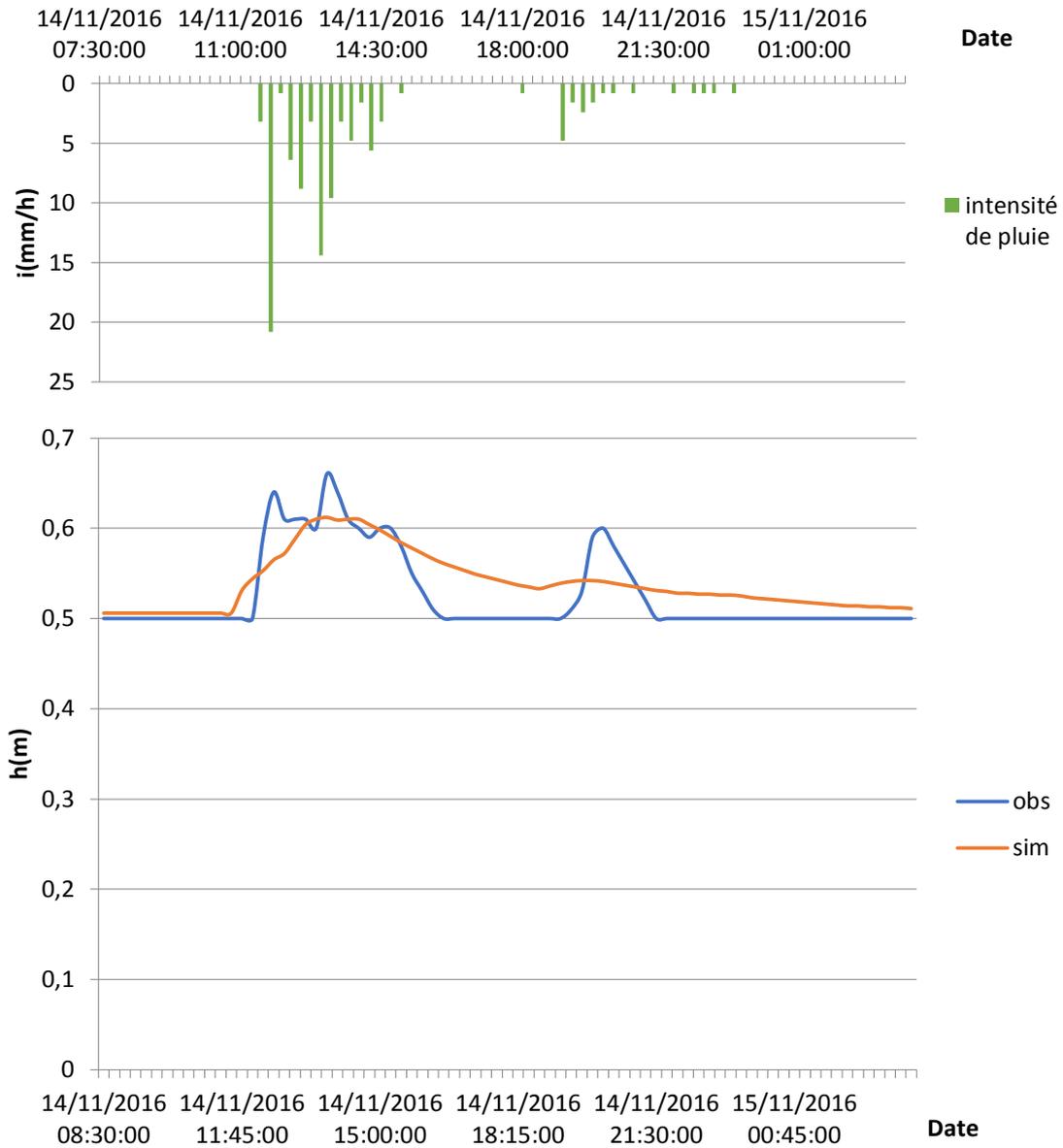


Figure III. 21: Résultats du calage du capteur de Fellahi RD2 avec la pluie du 14/11/2016 à 08 :30 jusqu'au 15/11/2016 03 :30

**Commentaires :**

- ☞ Pour le collecteur rive droite 2 Fellahi, les critères montrent un ajustement satisfaisant pour le calage.
- ☞ L'allure des deux courbes confirme le résultat fourni par les paramètres statistiques dans cette zone

### III.6. Résultats de la validation

Les paramètres du modèle ayant déjà été fixés et donc figés, on peut à présent procéder à la validation qui permet de s'assurer de la véridicité du calage.

Les résultats de la validation sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 6: Résultats de la validation

Critère		NSE		RMSE [ $m^3/s$ ]		
		Événement fort	Événement moyen	Événement fort	Événement moyen	
Zone	Ain Naâdja	AN DVO	0.67	0.5	0.025	0.027
		AN DVO 3 rocade Sud 2	0.55	0.565	0.049	0.037
	Nord Aval	Nord Aval	0.207	-	0.0301	-
	Rive droite d'El Harrach	DVO 2 rive droite Fellahi	0.326	-	0.047	-

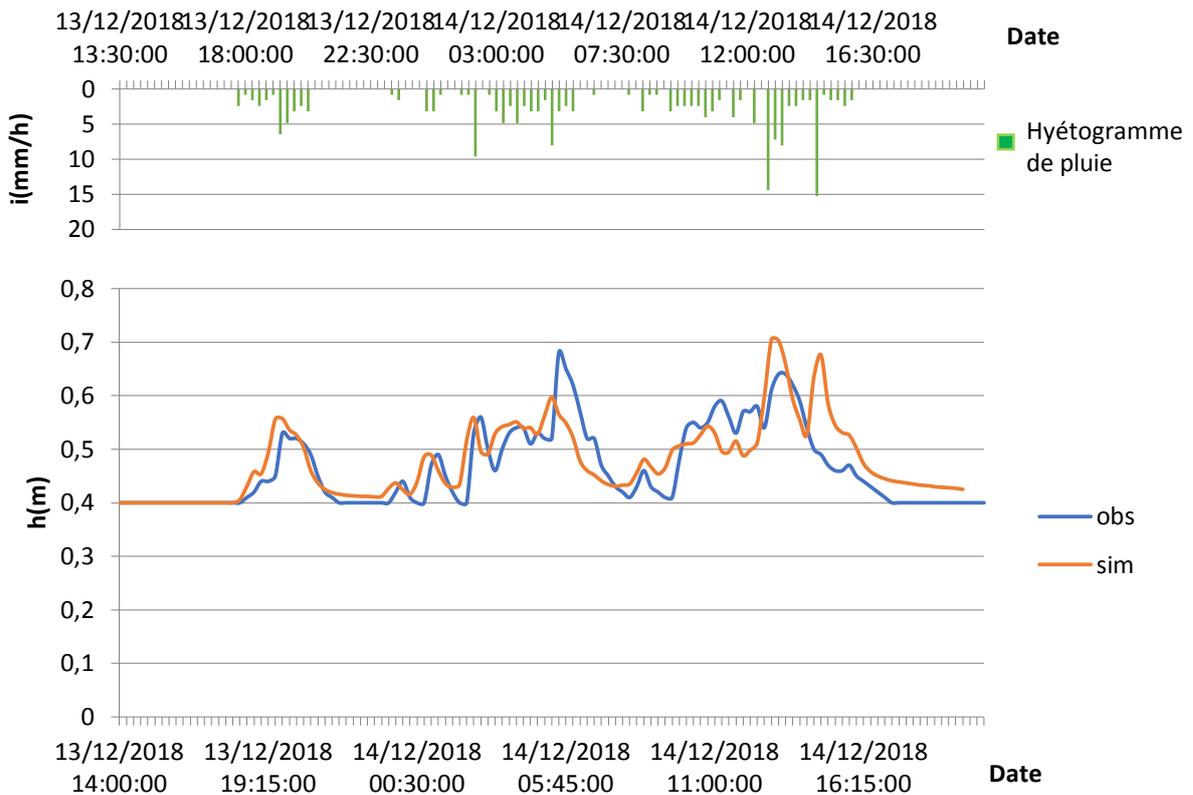


Figure III. 22: Résultats de la validation d'AN 3 RS 2 avec l'événement fort du 13/12/2018 de 13 :30 au 14/12/2018 à 19 :45

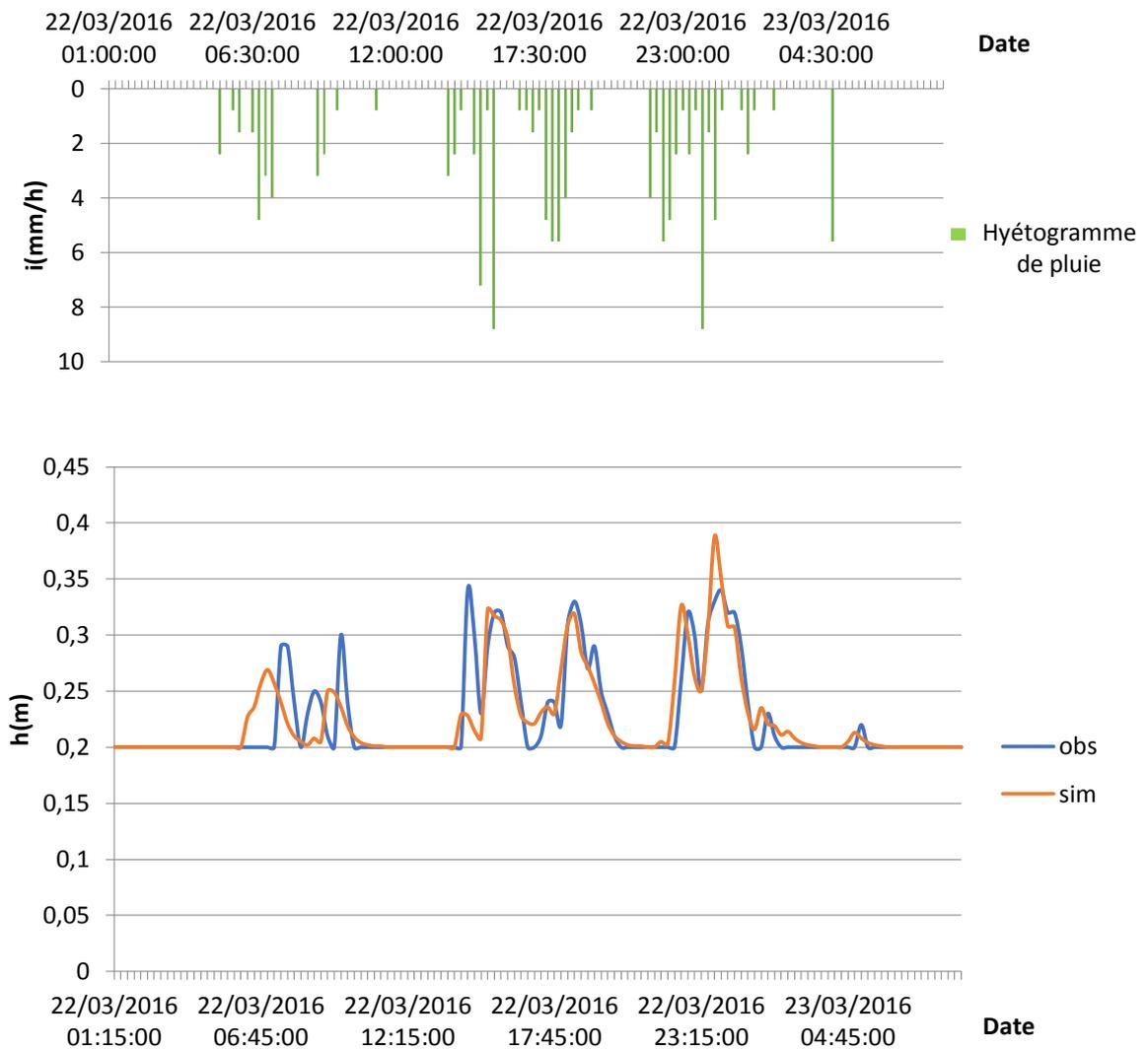


Figure III. 23: Résultats de la validation d'AN DVO avec la pluie forte du 22/03/2016 à 01 :00 jusqu'au 23/03/2016 à 09 :00

### Commentaires :

- ☞ Les critères statistiques obtenus à l'issue de la validation avec les événements forts montrent que les valeurs simulées s'ajustent bien à leurs analogues simulées au niveau d'AN DVO.
- ☞ L'ajustement est satisfaisant pour la zone d'AN DVO 3 rocade sud 2.
- ☞ Les courbes observées et simulées pour ces deux zones présentent dans l'ensemble la même allure.

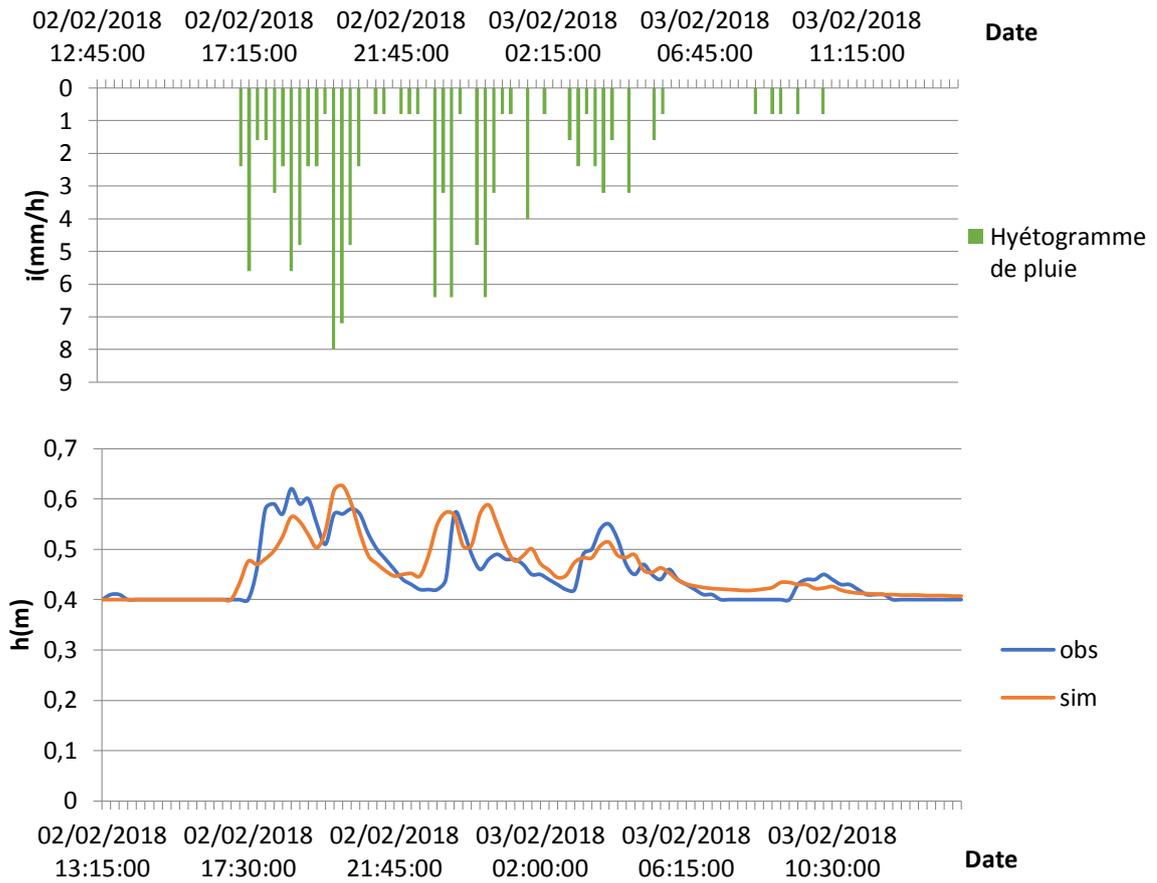


Figure III. 24: Résultats de la validation pour AN 3 RS 2 avec l'événement moyen du 02/02/2018 à 12:45 jusqu'au 03/02/2018 à 14:15

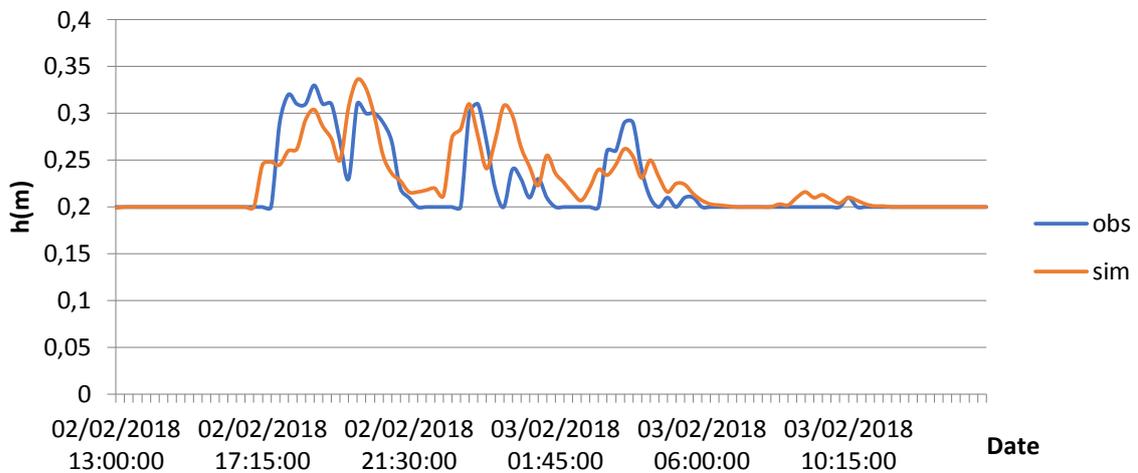


Figure III. 25: Résultats de la validation pour AN DVO avec l'événement moyen du 02/02/2018 à 12:45 jusqu'au 03/02/2018 à 14:15

**Commentaires :**

- ☞ Les critères statistiques obtenus à l'issue de la validation avec les événements moyens montrent que les valeurs simulées s'ajustent de manière satisfaisante à leurs analogues simulées aussi bien au niveau d'AN DVO qu'au niveau d'AN DVO 3 rocade sud 2.

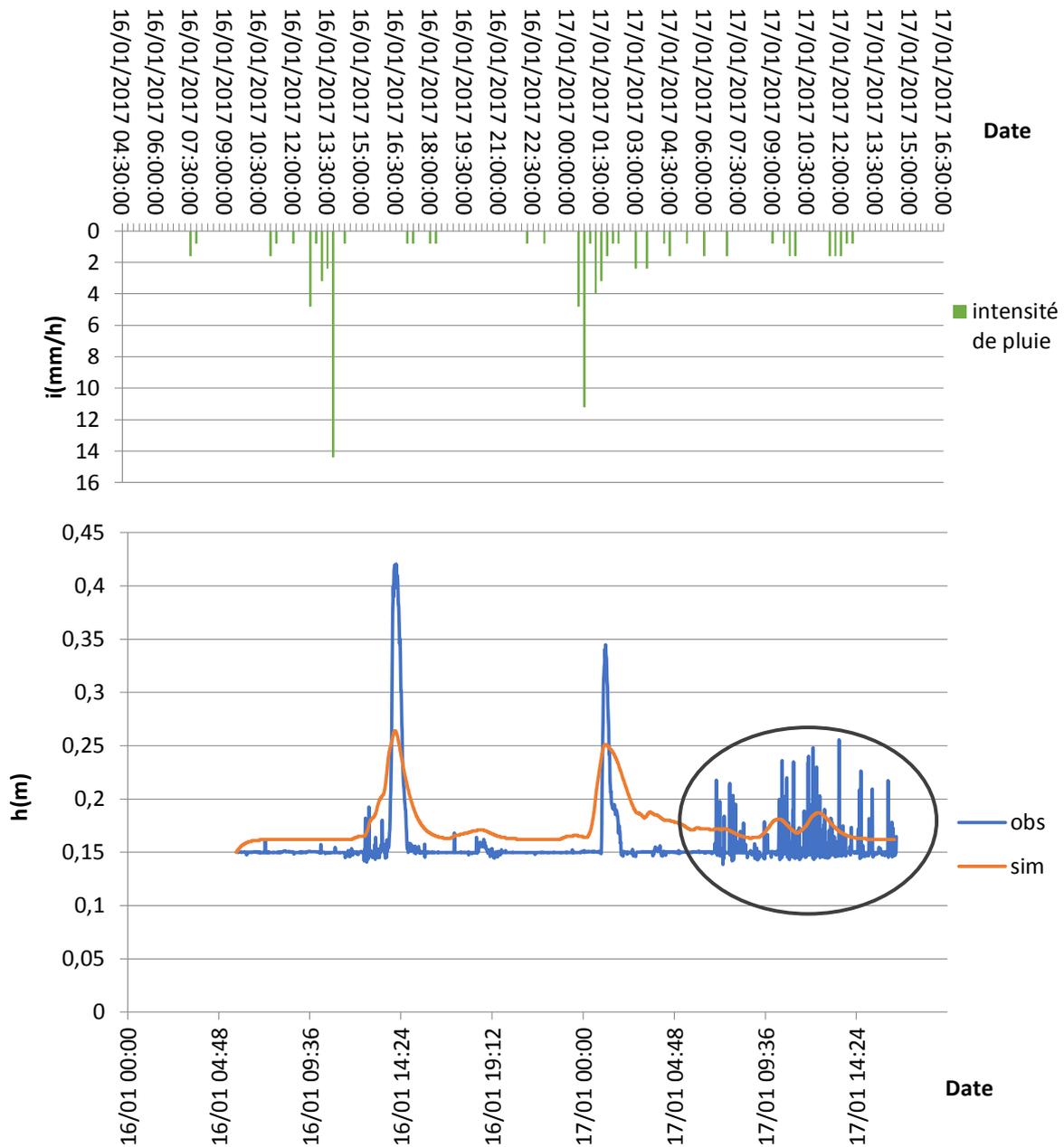


Figure III. 26: Résultats de la validation de Nord Aval avec l'événement du 16/01/2017 à 05 :44 jusqu'au 17/01/2017 à 16 :30

**Commentaires :**

- ☞ Les critères statistiques obtenus à l'issue de la validation montrent que la qualité de l'ajustement est insatisfaisante et ce après de nombreuses tentatives de vérification. Ceci s'explique par le fait que l'on ait disposé que d'une seule campagne de mesures par temps de pluie avec un pas de temps d'une minute, d'une durée de deux (02) mois (du 26/12/2016 au 16/02/2017) ; à l'inverse de la zone précédente où l'on disposait de trois (03) ans de mesures ; avec des coupures fréquentes entre le 07/02/2017 à 15:27 et le 15/02/2017 à 05:38.
- ☞ D'autre part, la fluctuation apparente de la mesure à la fin de l'événement indique que la qualité des mesures des capteurs dans cette zone n'est pas très bonne car aussi bon que soit le modèle il ne peut pas compenser la médiocrité des données.

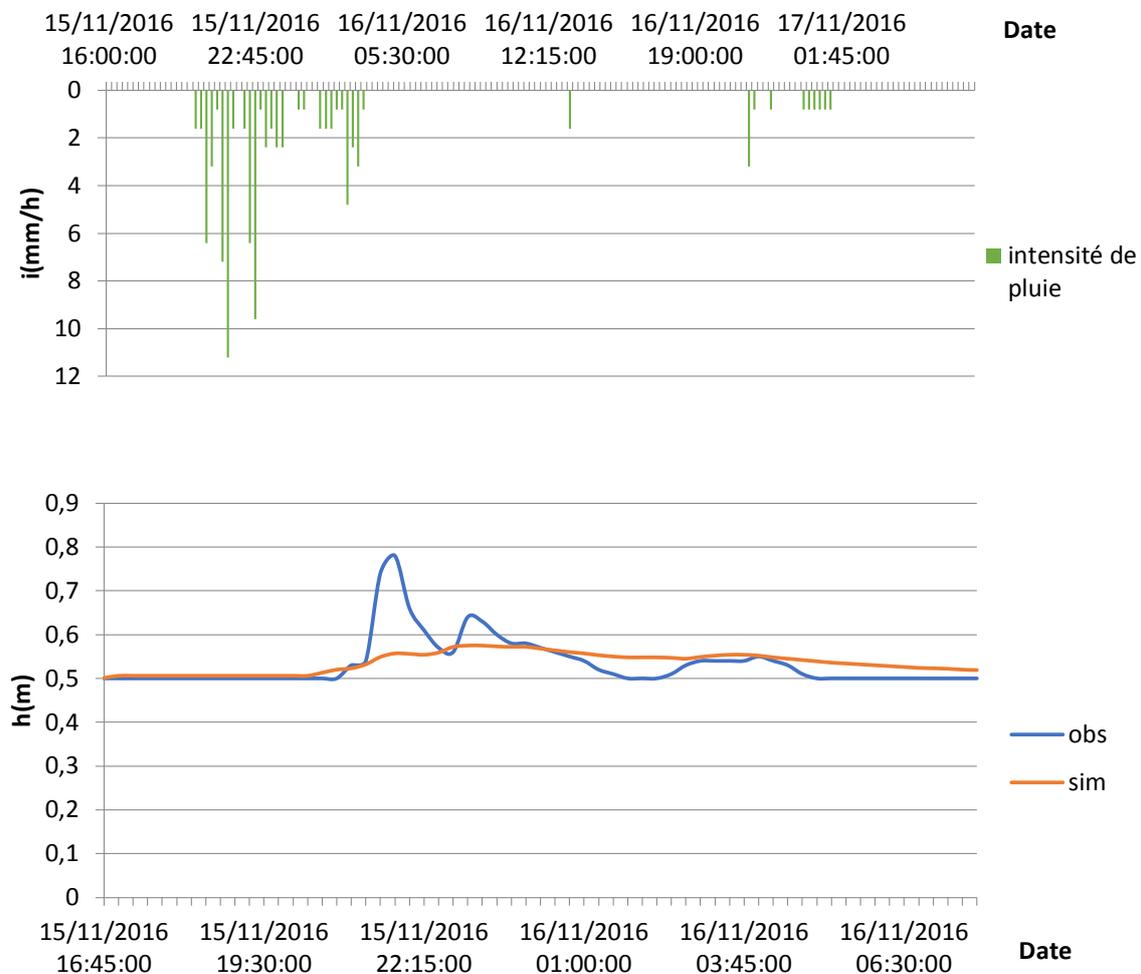


Figure III. 27: Résultats de la validation de Fellahi RD2 avec la pluie du 15/11/2016 à 16 :45 au 16/11/2016 à 07 :45

**Commentaires :**

- ☞ A l'issue de la validation, les résultats simulés s'ajustent de manière insatisfaisante aux valeurs observées et cela en dépit de la série de trois (03) ans de mesures et de la multitude d'événements testés. Cela s'explique par la défaillance du capteur dans cette zone, notamment pendant les trois (03) premiers mois de sa mise en service (entre le 02/08/2015 et le 02/11/2015) où aucune valeur n'était enregistrée.

**N.B :** J'ai essayé de caler la zone de Guaridi 1 ainsi que celles des déversoirs d'orage rive gauche numéro 4 et 8 et l'aval de l'ancien collecteur d'Oued Kniss, mais les résultats obtenus sont exécrables. En effet, leur NSE négatif montre que l'ajustement est très mauvais comme montré dans les figures ci-dessous et pour cause la qualité des mesures au niveau des trois capteurs qui leur correspondent, les débits et hauteurs d'eau montrent une certaine constance parfois même au cours d'un événement pluvieux notamment pour les deux déversoirs d'orage de la rive gauche d'El-Harrach et c'est sans noter l'absence totale de hauteur et de débit déversés.

De plus, le fait qu'il n'existe pas de capteurs permanents au niveau de l'ancien Oued Kniss ni au niveau du récent dédoublement pourrait expliquer pourquoi on n'a pas pu obtenir un bon calage étant donné que la compagnie de mesure qui nous a été remise par la SEAAL s'étend seulement du 17/10/2016 à 13 :39 jusqu'au 14/11/2016 à 10 :27 et présente plusieurs intermittences.

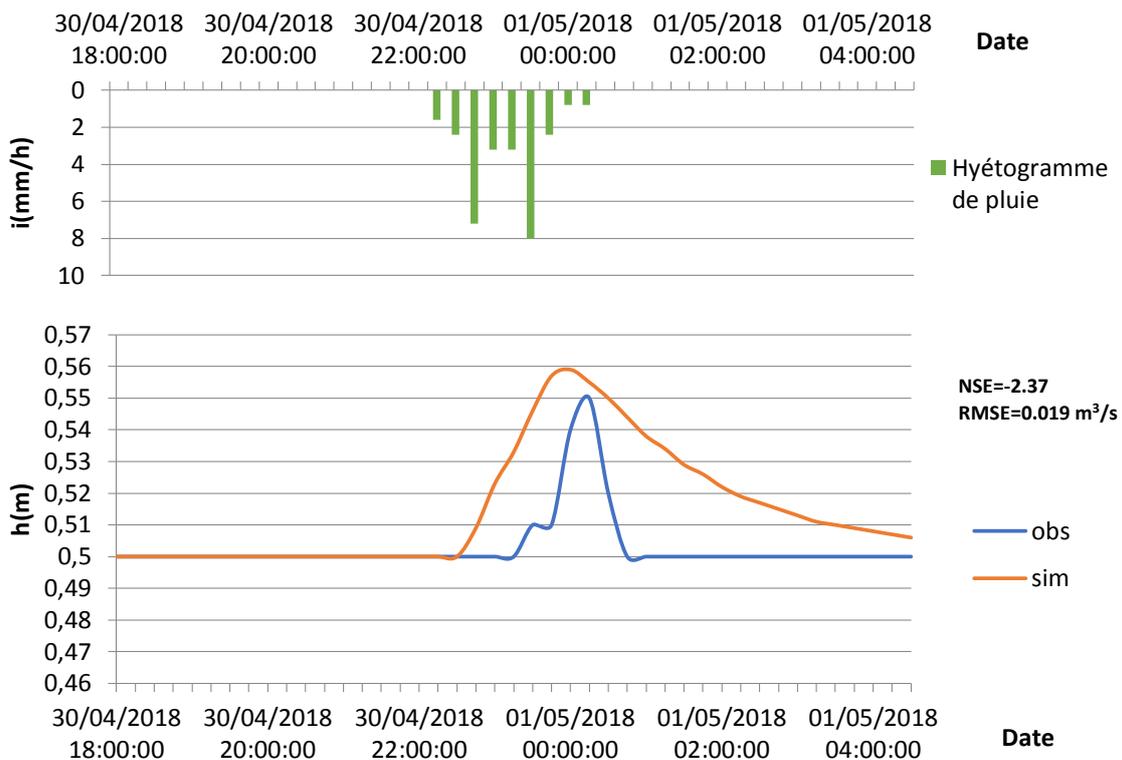


Figure III. 28: Résultats du calage pour la zone de Guaridi 1 avec l'événement du 30/04/2018 à 18 :00 jusqu'au 01/05/2018 à 04 :30

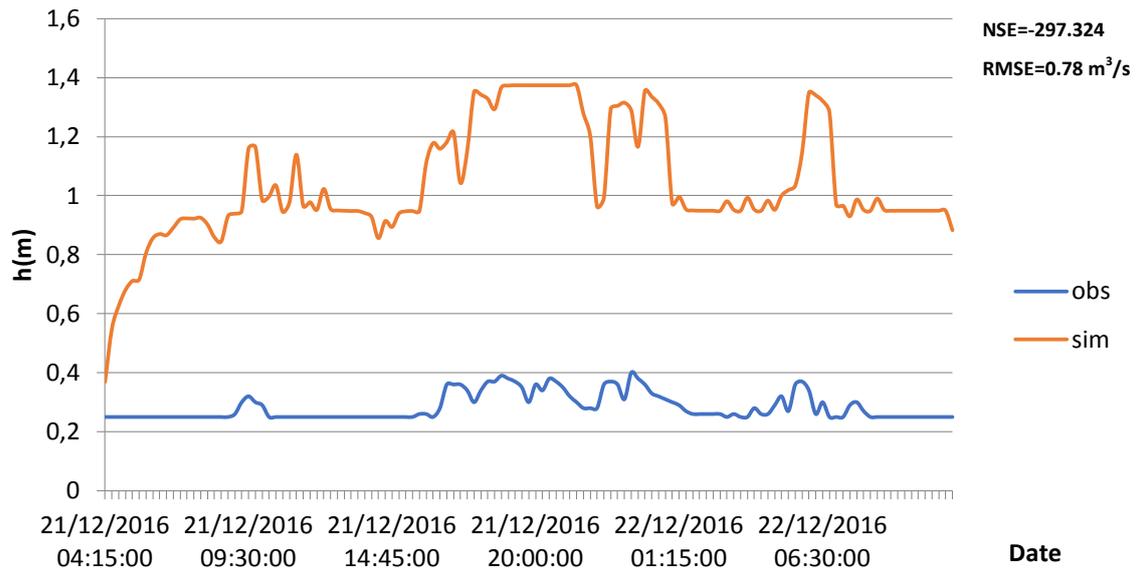


Figure III. 29: Résultats du calage pour le déversoir d'orage rive gauche N°4 avec l'événement du 21/12/2016 à 04 :15 jusqu'au 22/12/2016 à 11 :15

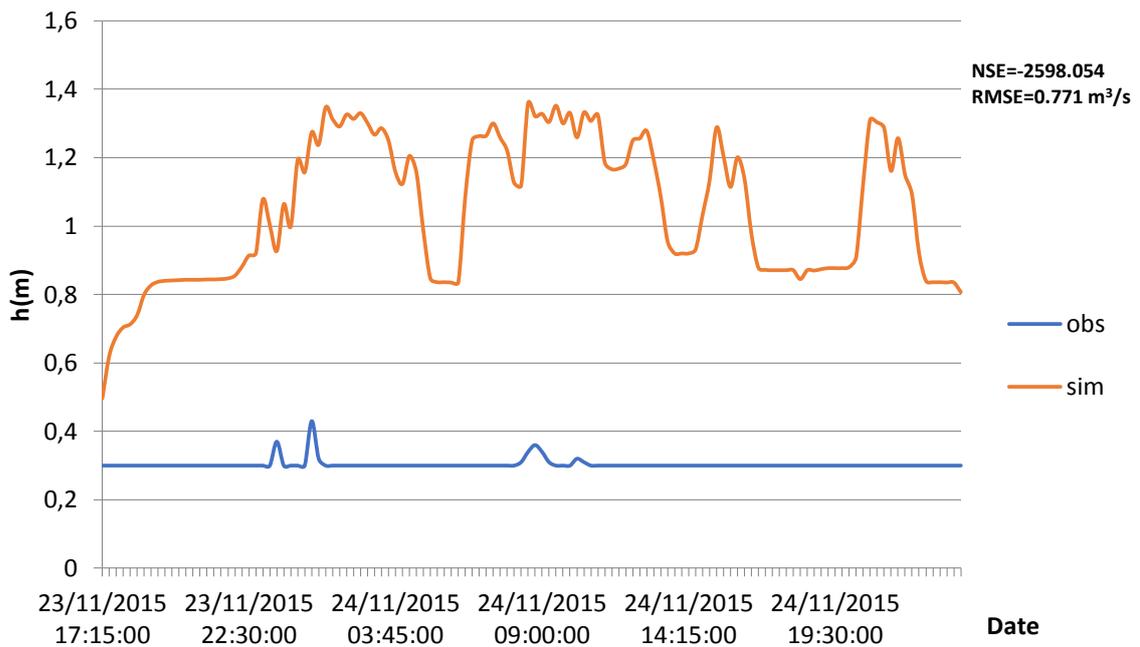


Figure III. 30: Résultats du calage pour le déversoir d'orage rive gauche N°8 avec la pluie du 23/11/2015 à 17:15 jusqu'au 25/11/2015 à 00:00

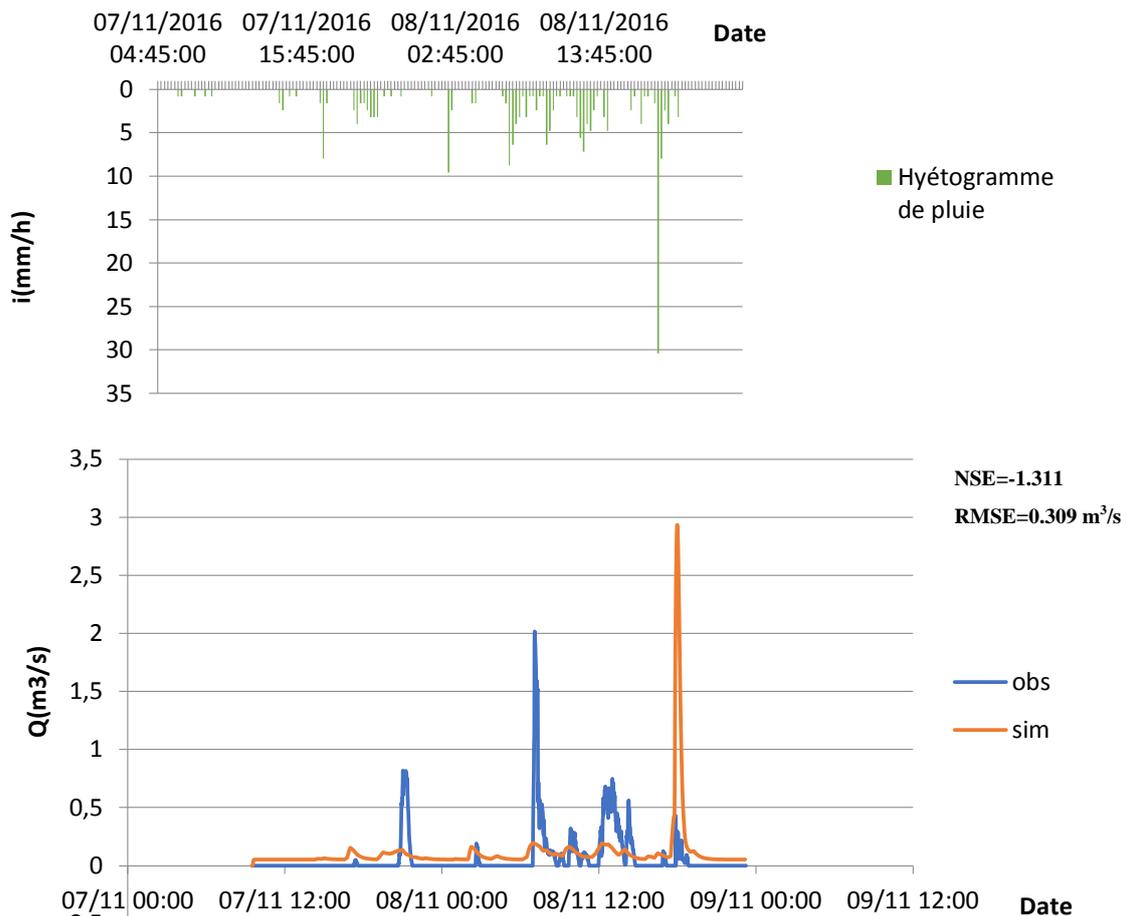


Figure III. 31: Résultats du calage pour l'aval de l'ancien collecteur Kniss avec l'événement du 07/11/2016 à 09 :30 jusqu'au 08/11/2016 à 23 :11

### III.7. Conclusion

Les résultats du calage et de la validation sont dans l'ensemble satisfaisants, les courbes présentent globalement la même allure et les erreurs sur la pointe ne sont pas très élevées. A l'issue du calage, j'ai pu obtenir un NSE pouvant aller jusqu'à 0.83 et à celle de la validation un NSE maximal de 0.67.

Le modèle hydrologique construit a montré, comme attendu, une certaine sensibilité assez relative au lag-time et au facteur de réduction. Quant au modèle hydraulique, celui-ci est très sensible au pas de temps choisi qui doit être de préférence de l'ordre de la seconde, sous peine de ne pas obtenir de convergence et de rencontrer des problèmes de stabilité numérique. Ceci s'explique par le fait que bon nombre de tronçons de collecteur possèdent de faibles longueurs, le pas de discrétisation se doit donc d'être fin afin que l'onde de crue la plus rapide puisse être traitée dans son intégralité. Ceci vient une nouvelle fois confirmer que plus un modèle hydraulique est précis, plus il est sensible à la géométrie et au pas de temps.

Le modèle peut à présent être exploité dans la simulation des scénarios jugés les plus critiques afin d'affirmer définitivement sa pertinence.

*CHAPITRE IV :*

---

*Analyse et exploitation du modèle*

## IV.1. Introduction

L'étape de la simulation est une étape très utile qui sert à prévoir la survenue d'une crue d'une période de retour donnée et à quantifier les dommages qu'elle pourrait provoquer en localisant les zones les plus affectées.

Pour ce faire, on opte dans le cadre de ce travail pour des pluies de projet de type double-triangulaire de différentes périodes de retour.

## IV.2. Courbes IDF

Les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) permettent de synthétiser l'information pluviométrique au droit d'une station donnée. Elles constituent une entrée pour la plupart des modèles hydrologiques utilisés pour le dimensionnement ou le diagnostic d'un réseau d'assainissement et permettent d'obtenir la fréquence d'apparition (ou période de retour) d'un événement pluvieux dont on connaît l'intensité maximale.

L'ANRH a réalisé l'étude des courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) pour trois de ses stations de mesures et en a tiré les coefficients a et b de Montana.

Ces derniers sont explicités dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 1: Coefficients a et b pour les trois stations de l'ANRH

Nom de la station ANRH		Période de mesure	a	b
Bir Mourad rais (Clairbois)	020509	1978-1994	0,406	0,327
Hamiz	020602	1987-2002	0,260	0,420
Rouiba	020642	-	0,290	0,360

Les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) réalisées pour la station Clairbois sont représentées sur le graphique ci-dessous. Elles illustrent l'évolution de l'intensité de la pluie en fonction de sa durée (15 minutes à 24 heures) et de sa période de retour (5, 10, 20, 100 ans). Elles sont calculées à partir de la formule suivante :

$$I(T, t) = a \cdot t^{-b} \dots (IV. 1)$$

Où : I (T,t)[mm/h]: Intensité de période de retour T(ans) et de durée t (en min ou en h) ;  
a [-] et b [-] sont les paramètres de Montana, ils dépendent de la région étudiée.

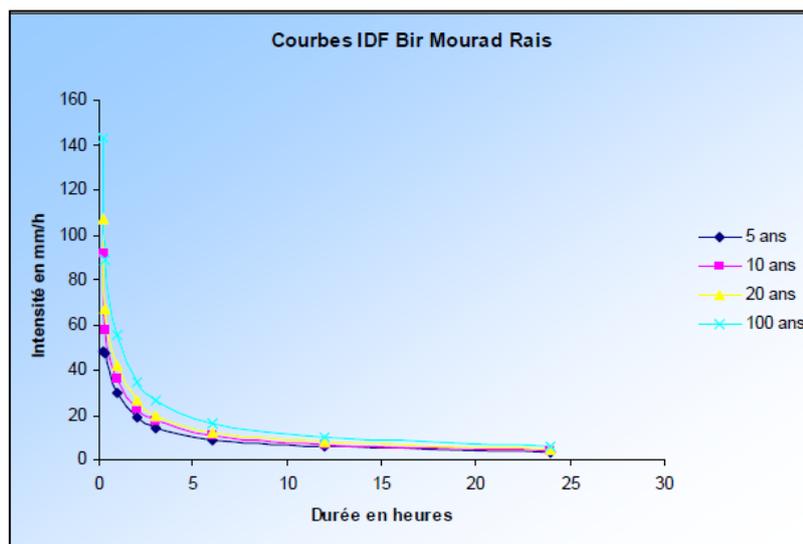


Figure IV. 1: Courbe IDF de la station Bir Mourad Rais

### IV.3. Pluie de projet

Une pluie de projet est une représentation synthétique d'un événement pluvieux fictif et qui intègre les statistiques pluviométriques des averses enregistrées. Les courbes IDF servent de base à sa construction.

Celle-ci sert à représenter la pluviométrie locale par une approche dynamique, soit par un hyétogramme synthétique unique (approche déterministe en utilisant les lois de Montana, Talbot...) ou par un ensemble de hyétogrammes synthétiques (approche statistique). (Boutaghane et al, 2006)

Les pluies de projet sont valables aussi bien pour les réseaux maillés que pour les réseaux ramifiés. On distingue différentes formes de hyétogrammes synthétiques type bloc, triangulaire, double-triangulaire, trapézoïdale...

De nombreux auteurs sont unanimes sur le fait que la simulation continue fournisse les meilleurs résultats car l'utilisation des pluies de projet entraîne un lissage des pics et donc par voie de conséquence une légère sous-estimation des débits mais elle demeure une bonne alternative dans le cas où les données pluviométriques ne sont pas disponibles en continu.

La forme que l'on retiendra dans ce travail est la forme double-triangulaire développée par Desbordes (1974) car c'est celle qui décrit le mieux l'événement pluvieux par une période de début (initialisation), une période intense (triangle central) qui est la plus susceptible de provoquer des désordres dans le réseau et une période de fin. (Chocat, 1997)

Cette pluie fournit des hydrogrammes de forme simple, objectif que s'était fixé a priori Desbordes en adoptant une procédure de modélisation pluie-débit inverse. Autrement dit, il avait cherché à trouver une corrélation entre les hydrogrammes possédant les formes les plus simples et la pluie qui les engendre par une analyse de sensibilité conduite à partir du réservoir linéaire et qui lui permet de montrer que la pluie de projet double triangulaire aussi dite pluie de Desbordes fournissait des hydrogrammes et des débits de pointe peu sensibles

aux erreurs sur le lag-time (temps de réponse) et que le hyétogramme prenait par la même occasion une forme symétrique. C'est d'ailleurs ce qui explique pourquoi on les applique conjointement. (Chocat. B, (1997))

Les paramètres décrivant cette pluie sont au nombre de cinq :

- La durée totale :  $t_3$  ( $t_3=2.t_2+t_1$  : dans le cas de la pluie de projet double triangulaire symétrique);
- La durée de la période de pluie intense :  $t_1$  ;
- La position de la pointe d'intensité par rapport au début de la pluie : rapport  $t_2 / t_3$  ;
- L'intensité moyenne pendant la période de pluie intense :  $i_1$  ;
- L'intensité moyenne en dehors de la période de pluie intense :  $i_2$ .

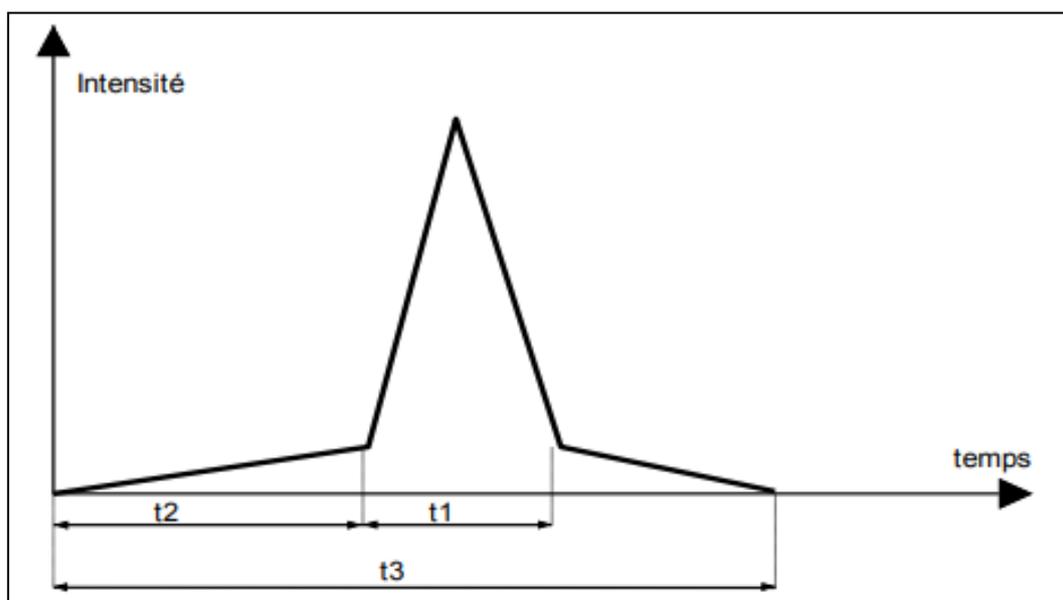


Figure IV. 2: Pluie de projet type double triangle (Source : Notice CANÖE)

Les pluies de projet dont les caractéristiques sont données ci-dessous ont été construites par la SEAAL par approche déterministe en utilisant les courbes IDF obtenues à partir d'un des pluviographes de l' ANRH se situant à Bir Mourad Rais.

Tableau IV. 2 : Intensité maximale des pluies de projet pour six périodes de retour

T (ans)	2	5	10	20	50	100
Intensité maximale $I_{max}$ (mm/h)	103.693	137.72	160	181.56	209.547	230.44

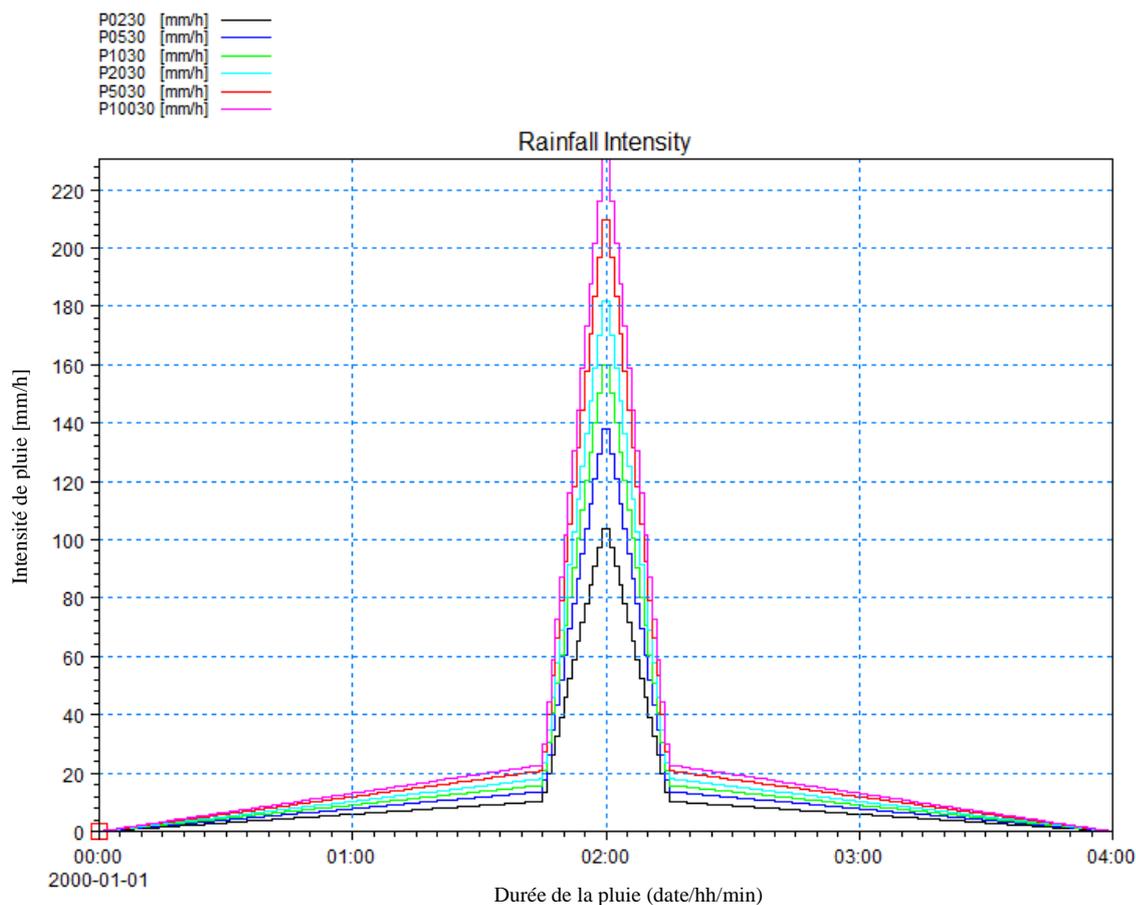


Figure IV. 3: Pluies de projet double triangulaires symétriques pour six périodes de retour construites par la SEAAL

#### IV.4. Résultats de la simulation

##### IV.4.1. Simulation de la pluie de projet de période de retour T=10 ans

Aucun débordement n'est constaté au niveau du dédoublement d'Oued Kniss pour cette période de retour à l'exception de quelques mises en charge à l'amont, c'est dire l'efficacité de ce collecteur de 4 mètres à absorber les crues.

En revanche, un point de débordement apparaît à l'aval de l'ancien collecteur Kniss comme montré dans les figures suivantes :

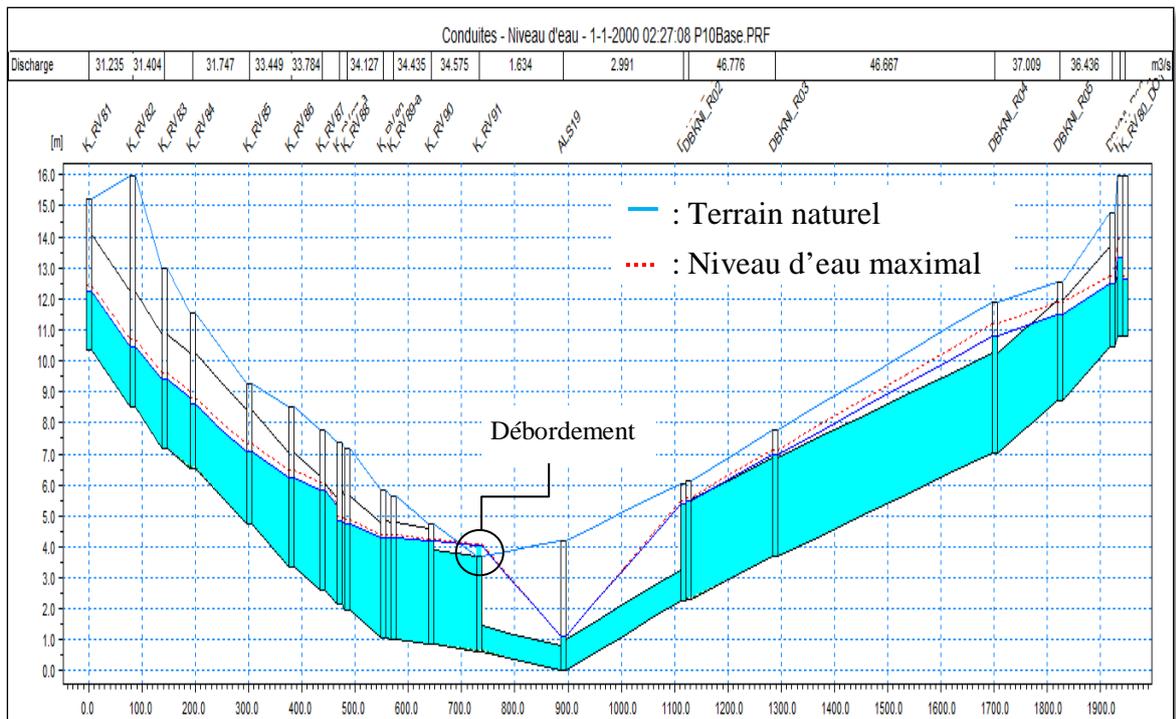
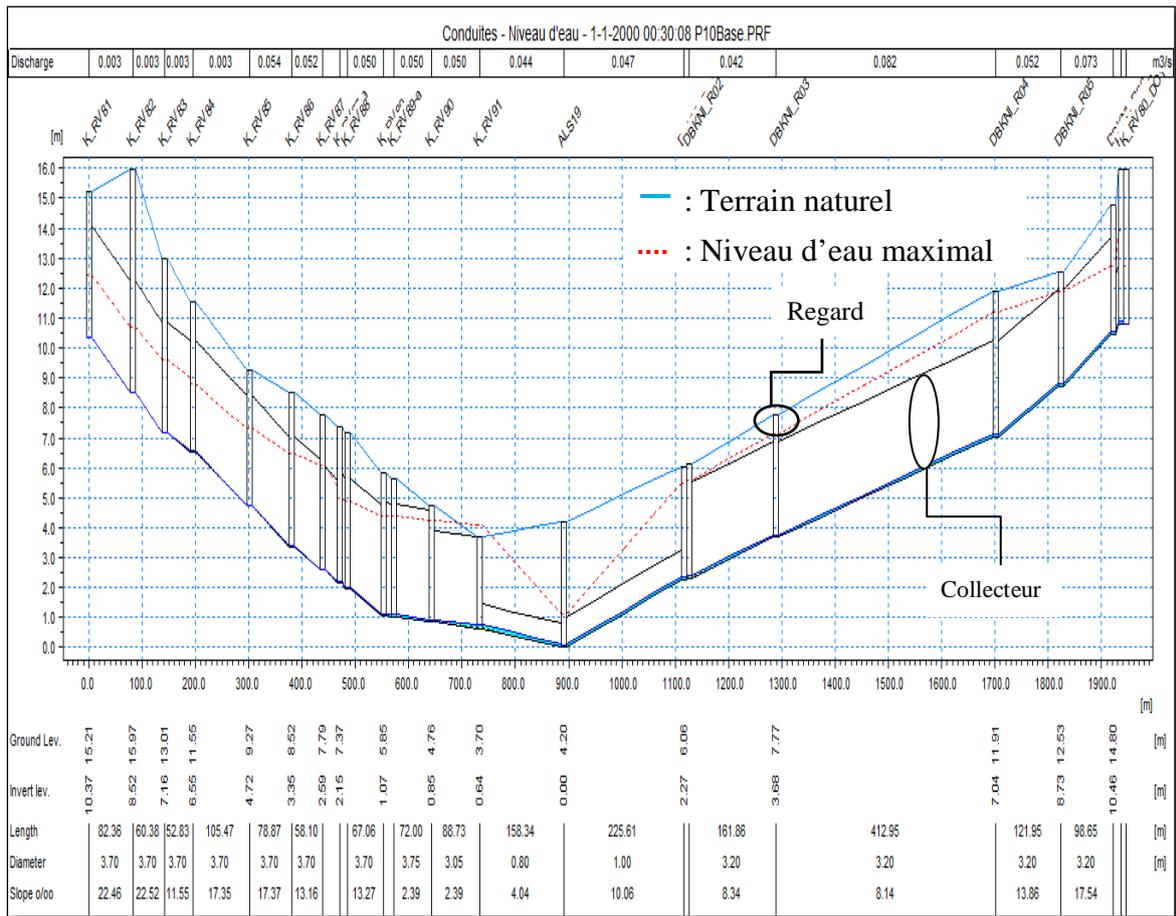


Figure IV. 4: Résultats de la simulation de la pluie de projet pour T=10 ans au niveau du collecteur d'Oued Kniss

Aucun débordement ni aucune mise en charge ne sont signalés à l'aval du collecteur Nord ni au niveau de rive droite Fellahi comme montré dans les figures suivantes :

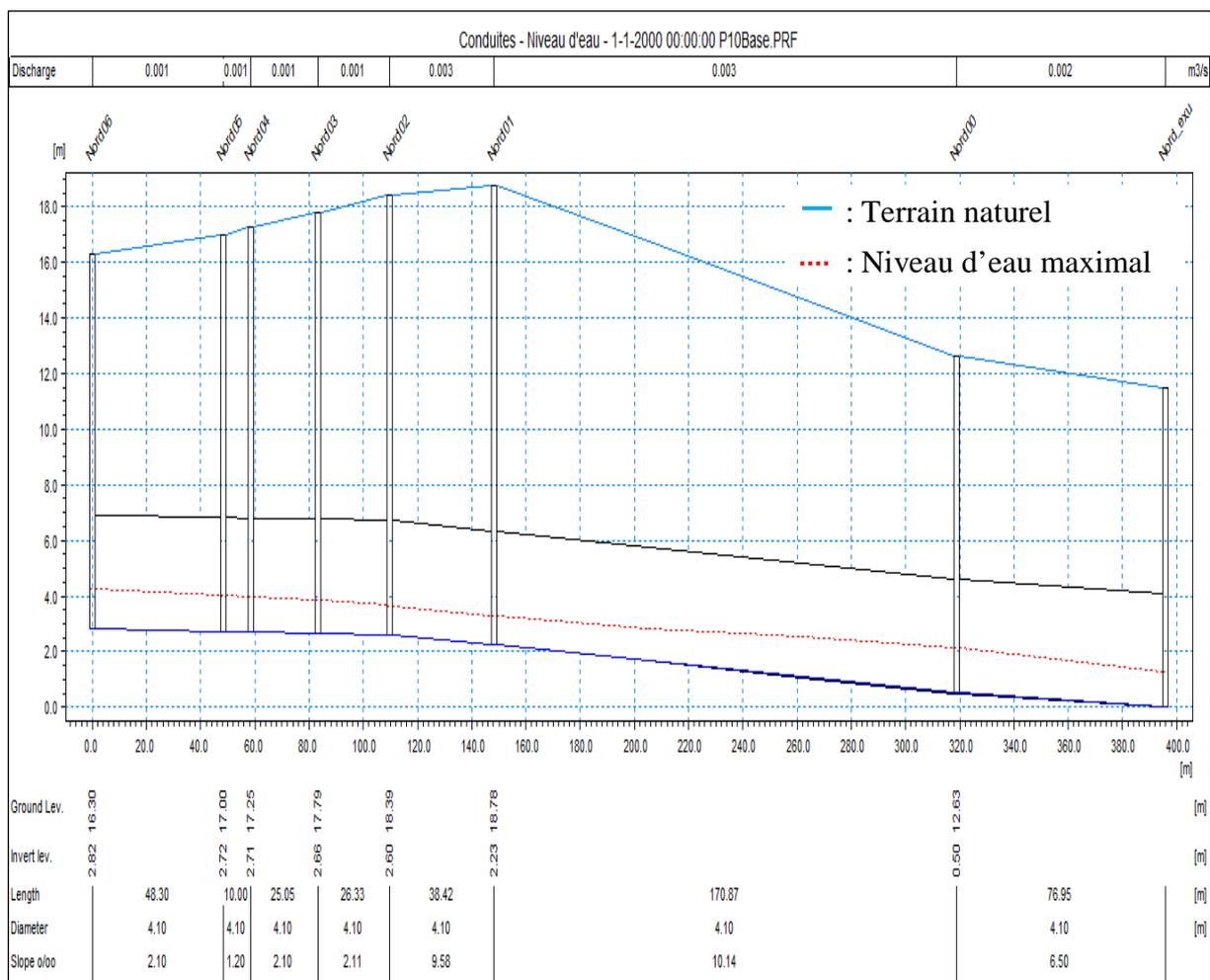


Figure IV. 5: Résultats de la simulation à l'aval du collecteur Nord pour T=10 ans

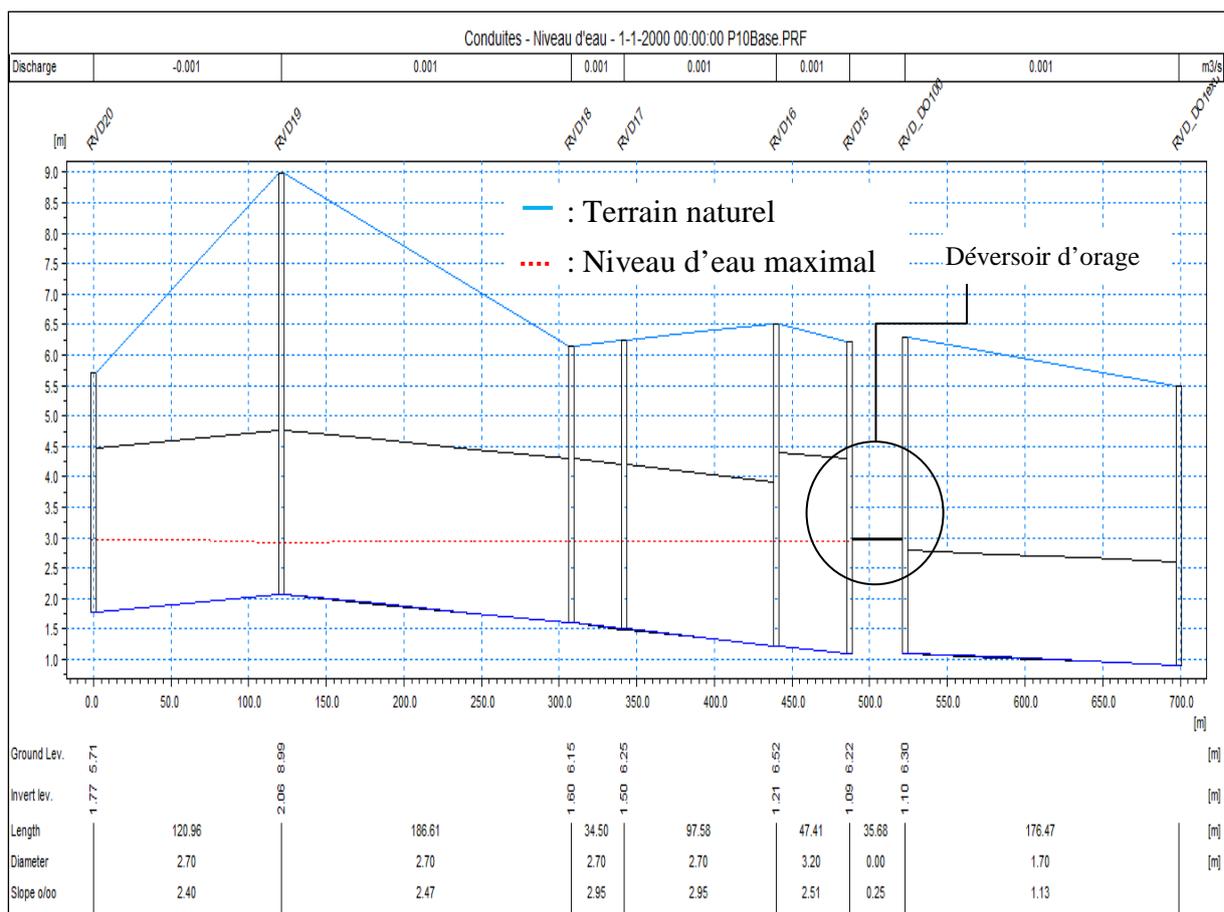


Figure IV. 6: Résultats de la simulation au niveau de rive droite Fellahi pour T=10 ans

La zone d'Ain Naâdja présente plusieurs points de débordements, rien d'étonnant vu le petit diamètre de ce collecteur, c'est d'ailleurs pour cette raison que la décharge d'Ouchaiah a été mise en place début Avril dernier, celle-ci ne présente d'ailleurs aucune mise en charge:

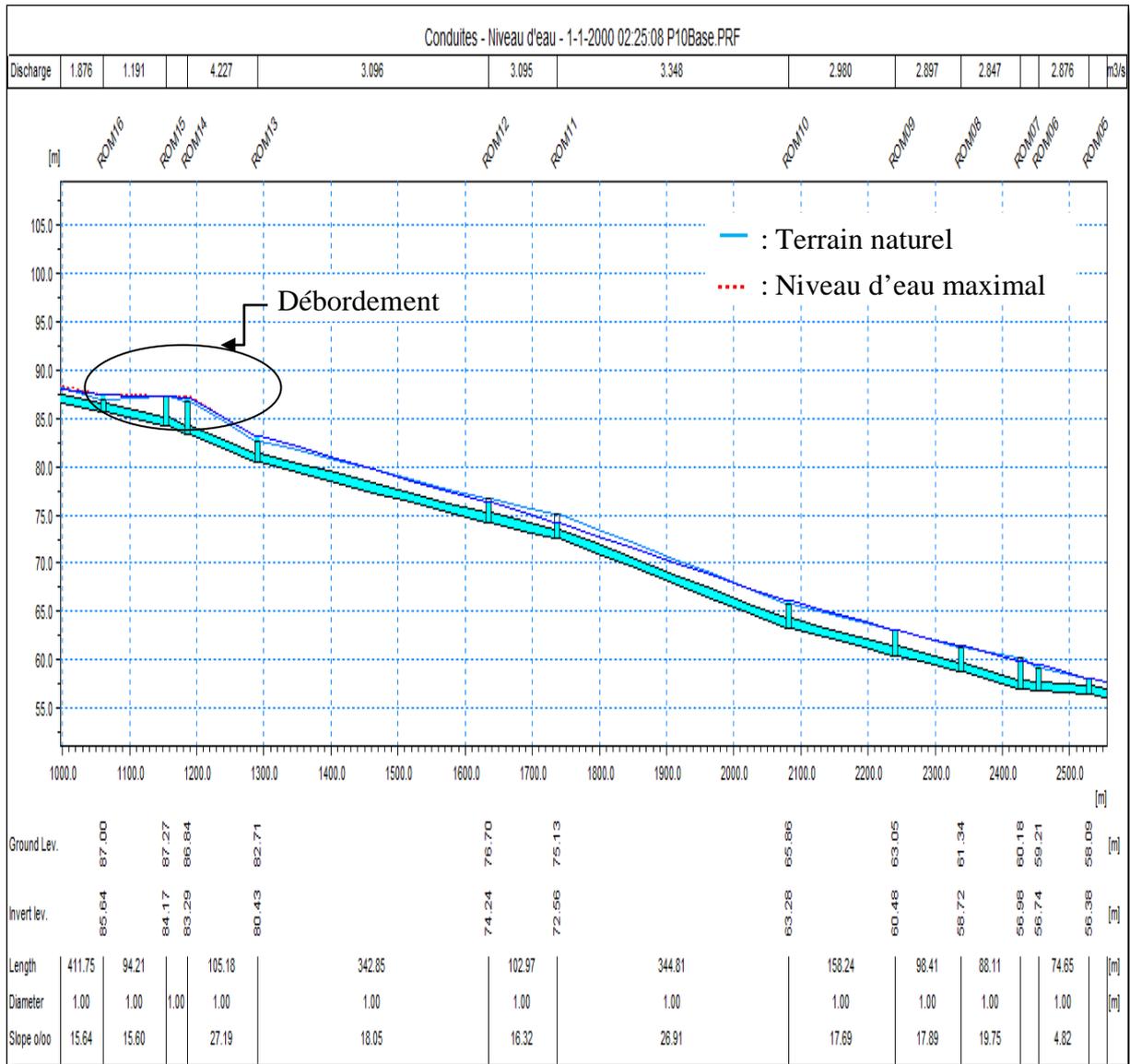


Figure IV. 7: Résultats de la simulation au niveau de la zone d'Ain Naâdja pour T=10 ans

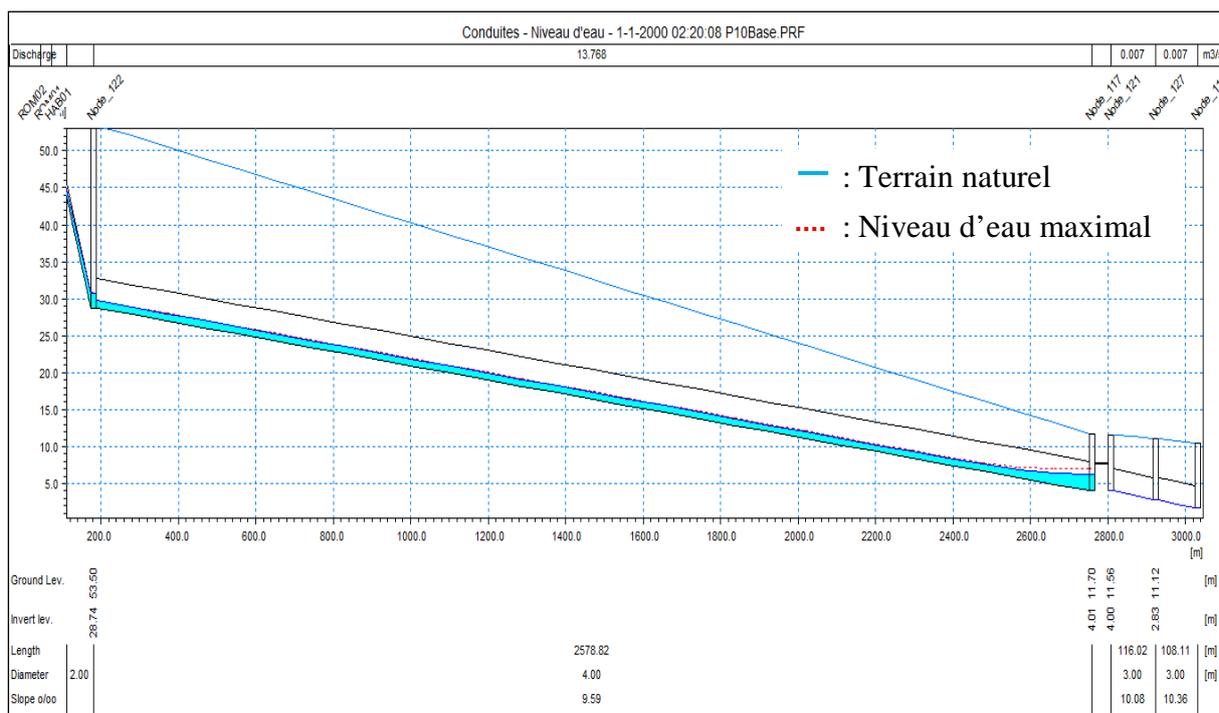


Figure IV. 8: Résultats de la simulation au niveau de la décharge d'Oued Ouchaiah pour T=10 ans

- D'autres points noirs subsistent sur l'ensemble du bassin centre aussi bien pour T=10 ans, pour T=100 ans que pour les autres périodes de retour (T= 2, 5, 20, 50 ans). A l'exception de ceux d'El Harrach Rive gauche aval qui n'apparaissent que pour T=50 ans et T=100 ans. Ces derniers seront donnés dans le paragraphe qui suit.

#### IV.4.2. Simulation de la pluie de projet de période de retour T=100 ans

La simulation de la pluie de projet de période de retour T=100 ans, a révélé plusieurs points de débordement répartis sur l'ensemble de la région centre, localisés dans près de 150 regards où la hauteur d'eau varie entre quelques centimètres et jusqu'à 2 mètres au-dessus du niveau du terrain naturel.

Les collecteurs concernés sont :

- Tripoli 1 et 2
- Zaâticha (de moindre étendue)
- Vauban amont
- Oued Ouchaiah
- Oued Romana
- Ben Omar (ravin du stade)
- Aval de l'ancien CIC (de moindre étendue)
- Plateau Saulière
- Ancien M'Kacel (de moindre étendue)

- Baraki 1
- Eucalyptus 1 et 2
- Frais Vallon
- Indépendance
- Victor Hugo
- Bab Ezzouar (Collecteur Fatma N'ssoumer, Eneric, Amont cité Rabia)
- Dar El Beida Aéroport
- Bir Khadem (Oued Abki)
- Belouizdad et Hamma Annassers 2
- Tafourah
- La lyre
- Lekhel, Ain Allah, Ben Aknoun, Oued El Kerma amont, Oued Roumane 1, 2 et 6
- Rive gauche aval (Seulement pour T=50 ans et T=100 ans)

**N.B :**

- Sachant que les collecteurs unitaires de la wilaya ont été dimensionnés avec une période de retour décennale (10 ans) et plus pour le réseau du centre d'Alger pendant la période coloniale et avec une période de retour biennale (2 ans) pour de nombreux collecteurs réalisés depuis 1975, conformément aux orientations du SGA reprises ensuite par le schéma directeur de 1994, les débordements les plus significatifs ont été observés pour les périodes de retour de 10 à 100 ans mais ces mêmes points noirs se manifestent même pour la pluie de projet biennale.
- Les points de débordements ne se situent pas sur tout le linéaire des collecteurs cités précédemment et ne possèdent pas tous la même gravité.
- Après avoir exposé les points noirs du réseau à certains ingénieurs chargés de l'entretien et de l'extension du réseau, ces derniers affirment que le débordement des zones citées ci-après est majoritairement dû au risque très élevé d'ensablement des collecteurs, ce qui réduit de fait la section utile d'écoulement et mène à des obstructions, ces derniers m'ont par ailleurs informé que des compagnes de curage y étaient fréquemment effectuées:
  - ☞ Bab Ezzouar
  - ☞ Baraki
  - ☞ Eucalyptus
  - ☞ Hussein Dey

Plusieurs points noirs ont été signalés par le logiciel MOUSE dans ces régions là bien que l'on n'ait pas pris en compte le transport solide à l'intérieur du réseau faute de l'absence des mesures nécessaires.

- Plusieurs opérations sont actuellement et seront prochainement menées par la SEAAL afin de supprimer les points noirs de :
  - ✓ Bab Ezzouar : réalisation d'un délestage vers la mer et implantation d'un nouveau bassin de rétention.
  - ✓ Tripoli : réalisation de la déviation du collecteur de Boudjemaâ Moghni vers le dédoublement d'Oued Kniss et mise en place d'un déversoir d'orage à l'aval de ce dernier afin de protéger la baie d'Alger ainsi que les membranes de la

station de dessalement d'El Hamma de la pollution rejetée notamment par l'abattoir qui la jouxte.

Il est à noter que le collecteur de ceinture Pointe Pescade sera prochainement mis en service, ceci pourra occasionner l'apparition de nouveaux points noirs notamment du côté de la STEP de Baraki et du collecteur Alger Sud bien qu'il contribuera indéniablement à la réduction de la pollution par temps sec.

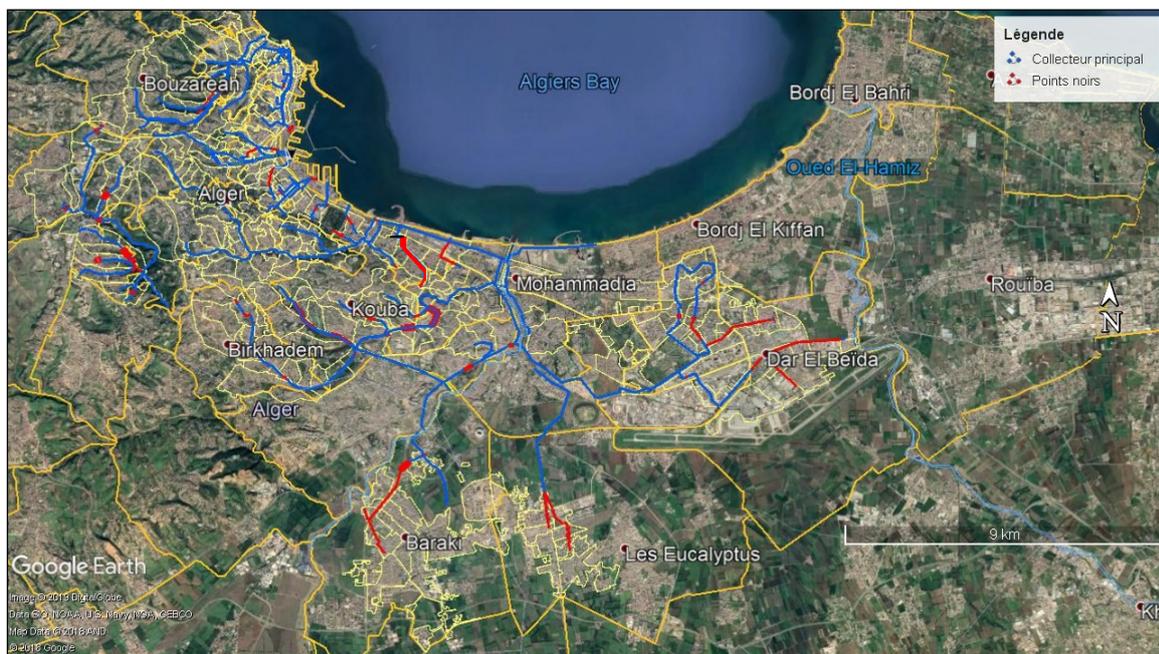


Figure IV. 9: Points noirs pour  $T=100$  ans

Cependant, après avoir testé ces mêmes points sans la nouvelle décharge d'Oued Ouchaiah, le nouveau CIC et le dédoublement M'Kacel, il apparaît une augmentation de la hauteur d'eau au niveau des collecteurs situés dans les zones qui leur sont adjacentes ainsi que l'apparition de nouveaux points noirs. Ceci dénote leur utilité dans la lutte contre les inondations.

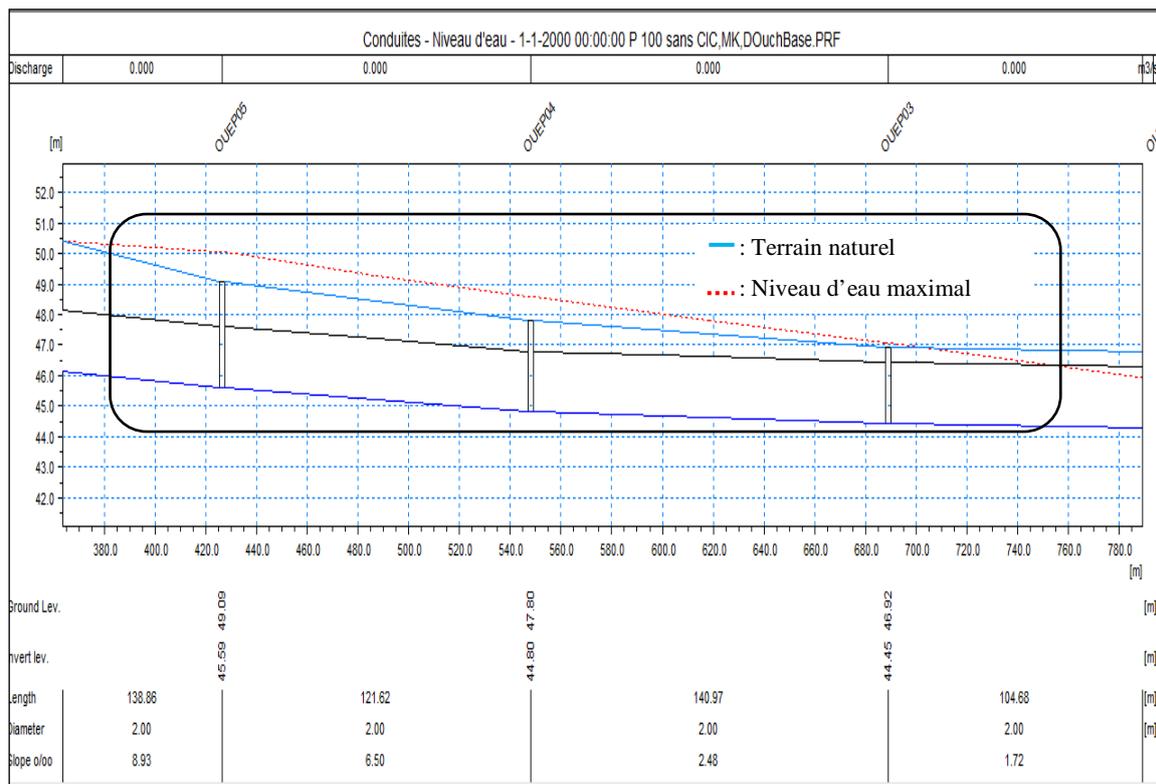


Figure IV. 10: Tronçon d'Oued Ouchaiah débordant pour la pluie de projet T=100ans avant la modélisation de la nouvelle décharge

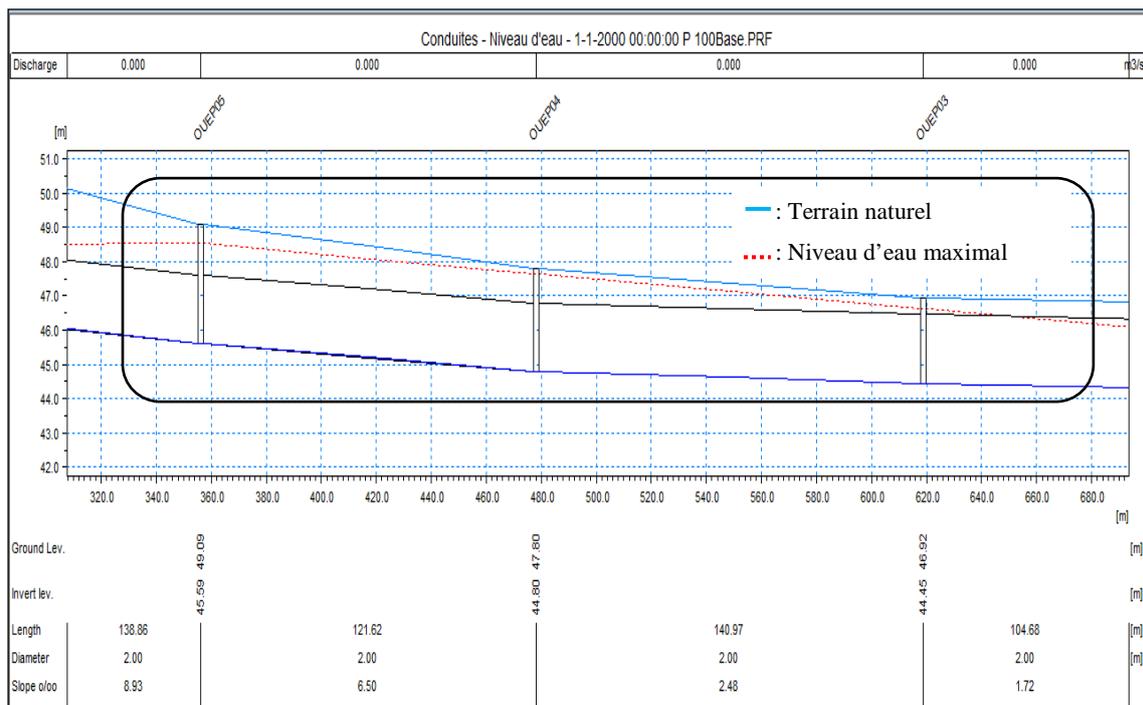


Figure IV. 11: Tronçon précédent ne débordant pas pour la pluie de projet T=100ans après la modélisation de la nouvelle décharge

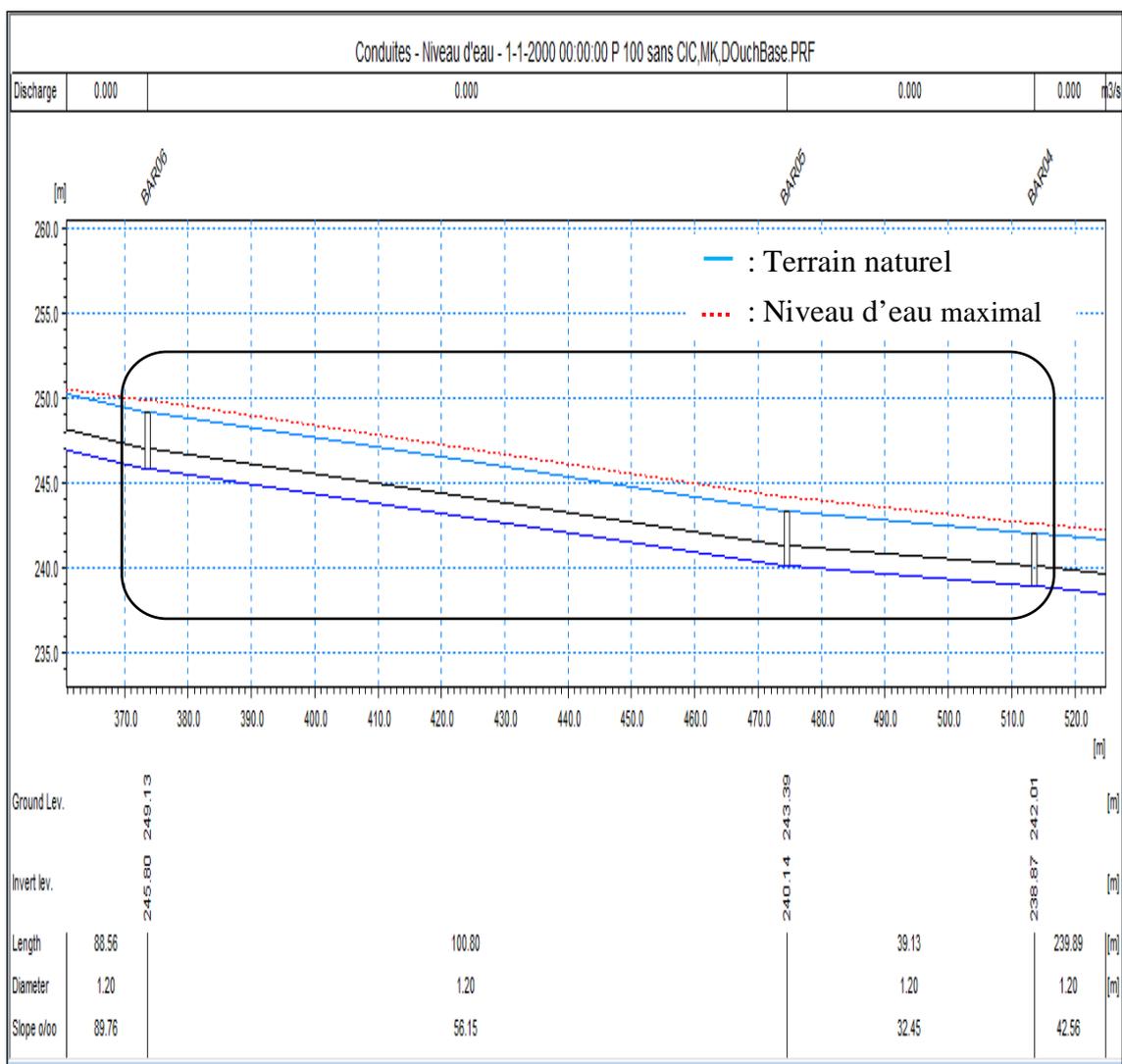


Figure IV. 12: Débordement d'un tronçon des Barranès avant la modélisation du dédoublement M'Kacel pour la pluie de projet  $T=100$  ans

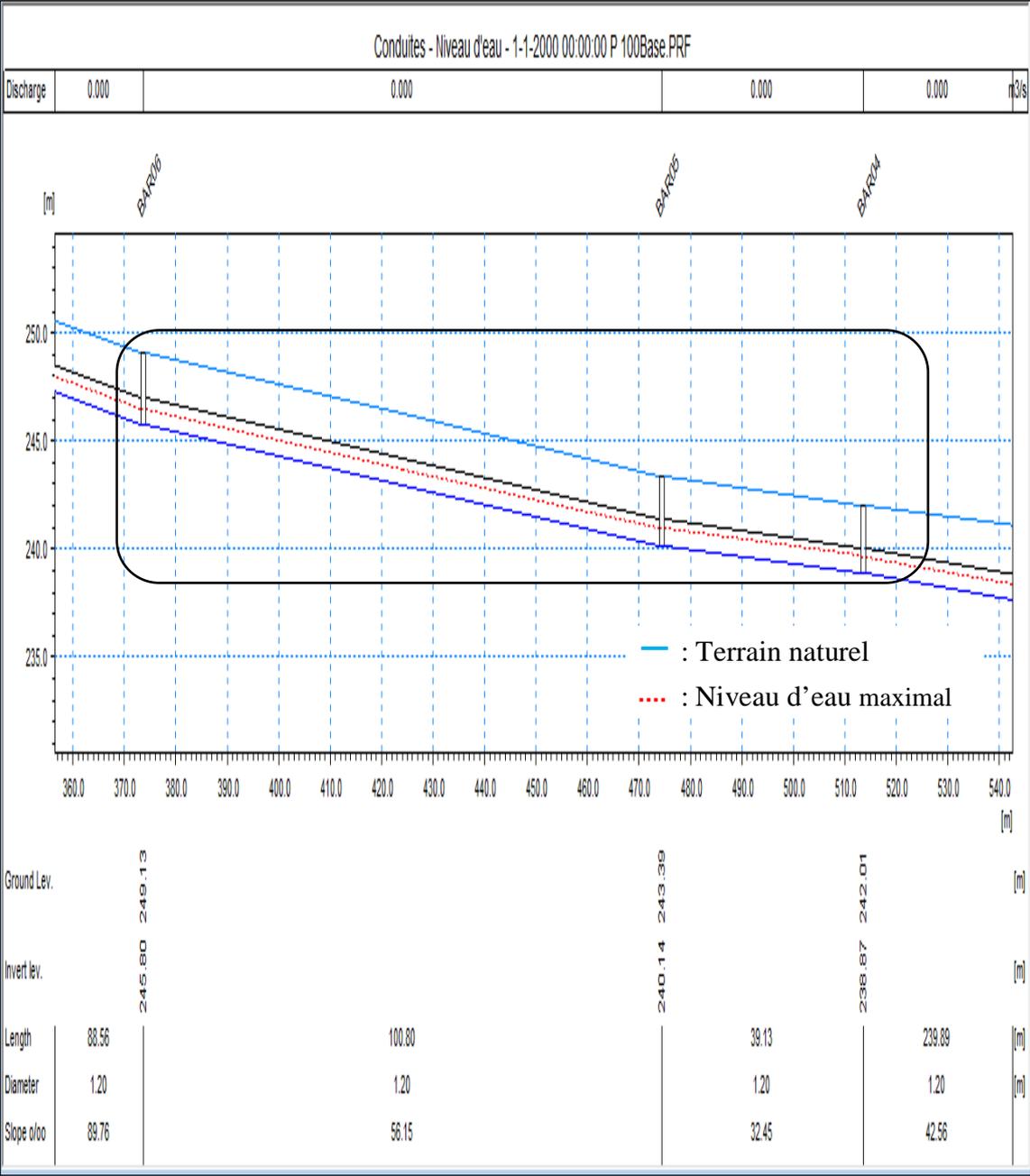


Figure IV. 13: Non débordement du tronçon précédent après modélisation du dédoublement M'Kacel pour la pluie de projet T=100 ans

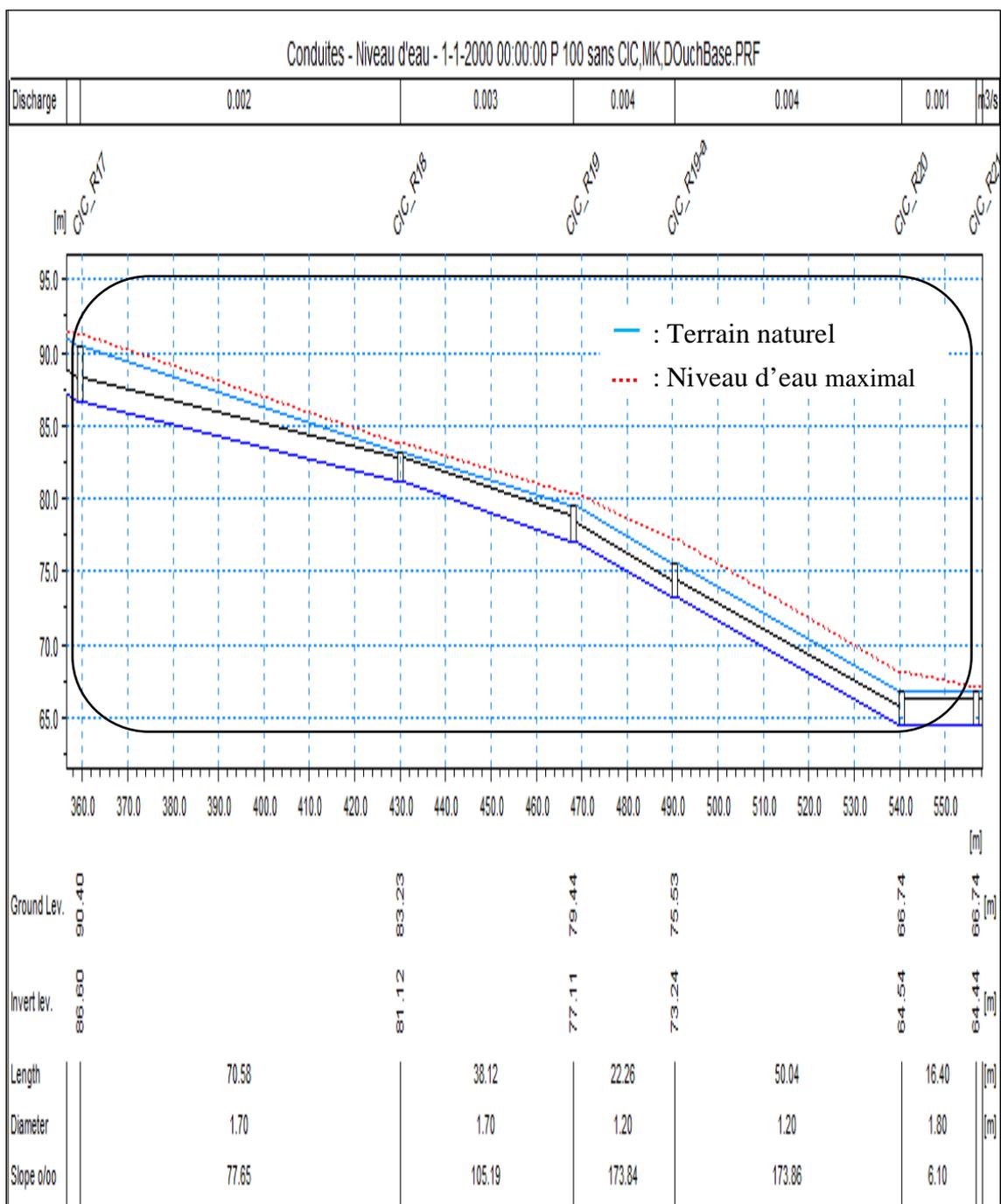


Figure IV. 14: Débordement d'un tronçon de l'ancien collecteur intercommunal CIC avant la modélisation de son dédoublement pour la pluie de projet T=100 ans

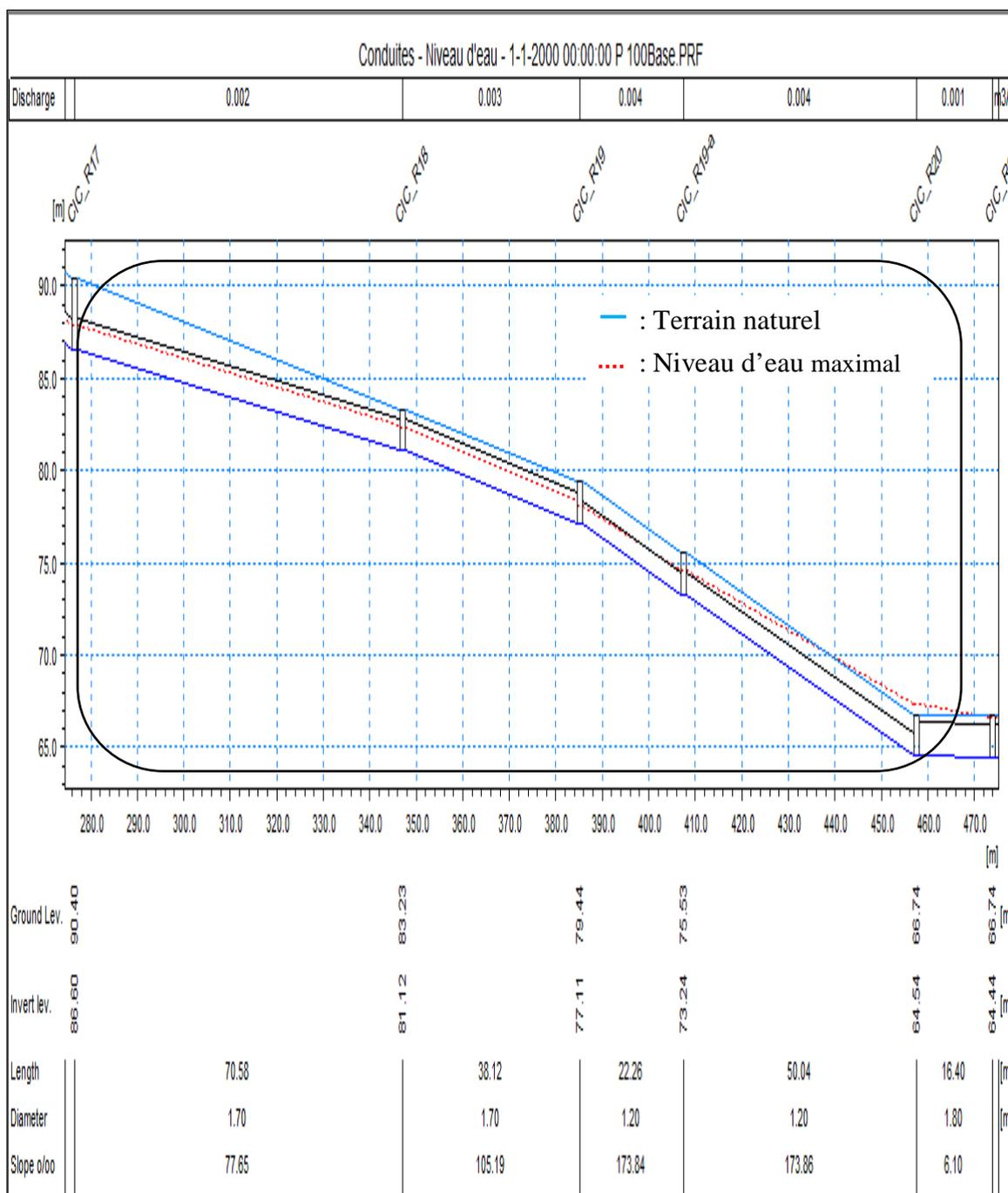


Figure IV. 15: Non débordement de la plupart des points du tronçon précédent après modélisation du dédoublement du CIC pour la pluie de projet T=100 ans

#### IV.4.3. Test de la robustesse du modèle avec un événement réel

Parmi les événements forts ayant survenus dernièrement, il y a celui de la soirée du 01 octobre 2018 qui a provoqué, selon l'article paru le 02 octobre 2018 au journal TSA

(<https://www.tsa-algerie.com/a-alger-des-pluies-diluviennes-provoquent-des-inondations-videos/>), des inondations dans les zones suivantes : Dar El Beida, Bab El Oued, Kouba, El Harrach, Belouizdad, Ruisseau, Hussein dey, l'hôpital Parnet.

Après avoir simulé cet événement sous MIKE URBAN MOUSE, le modèle confirme la présence d'inondation du côté de : Dar El Beida, Hussein dey, Belouizdad et à l'aval de l'hôpital Parnet.

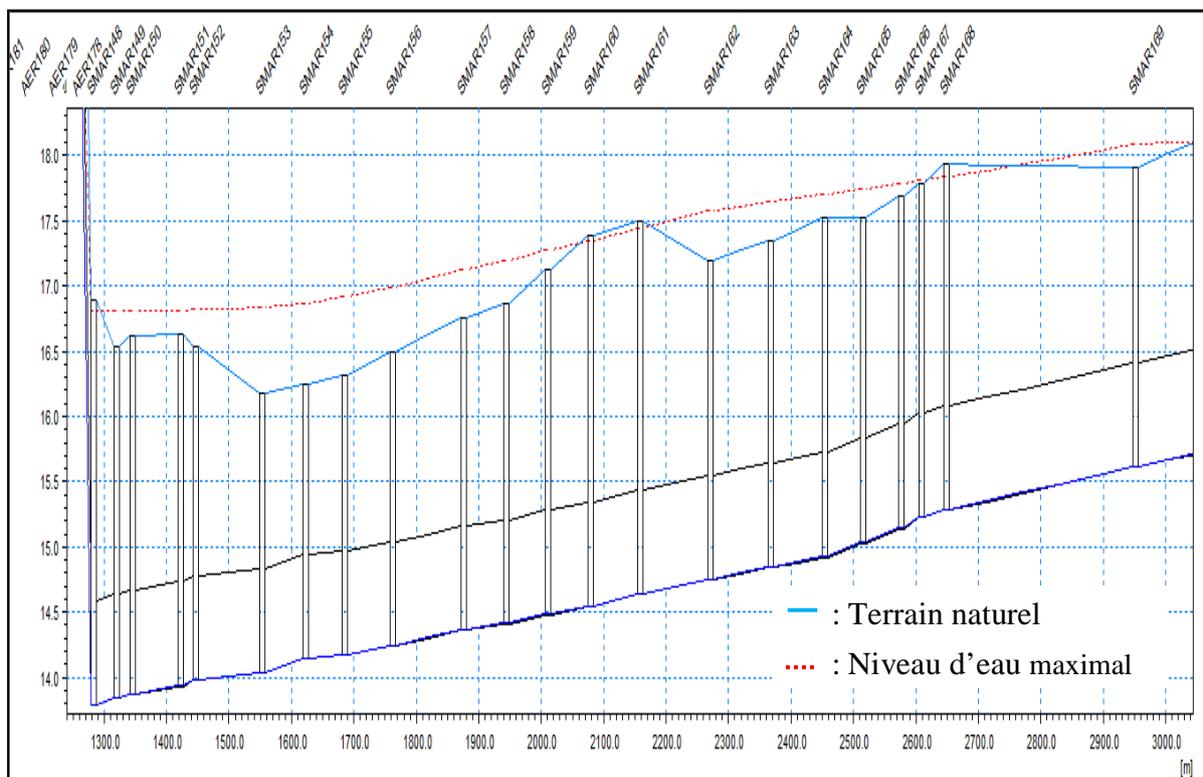


Figure IV. 16: Débordement d'un tronçon de collecteur du côté de Dar El Beida pour la pluie du 01/10/2018 à 16:15 jusqu'au 02/10/2018 à 06:00

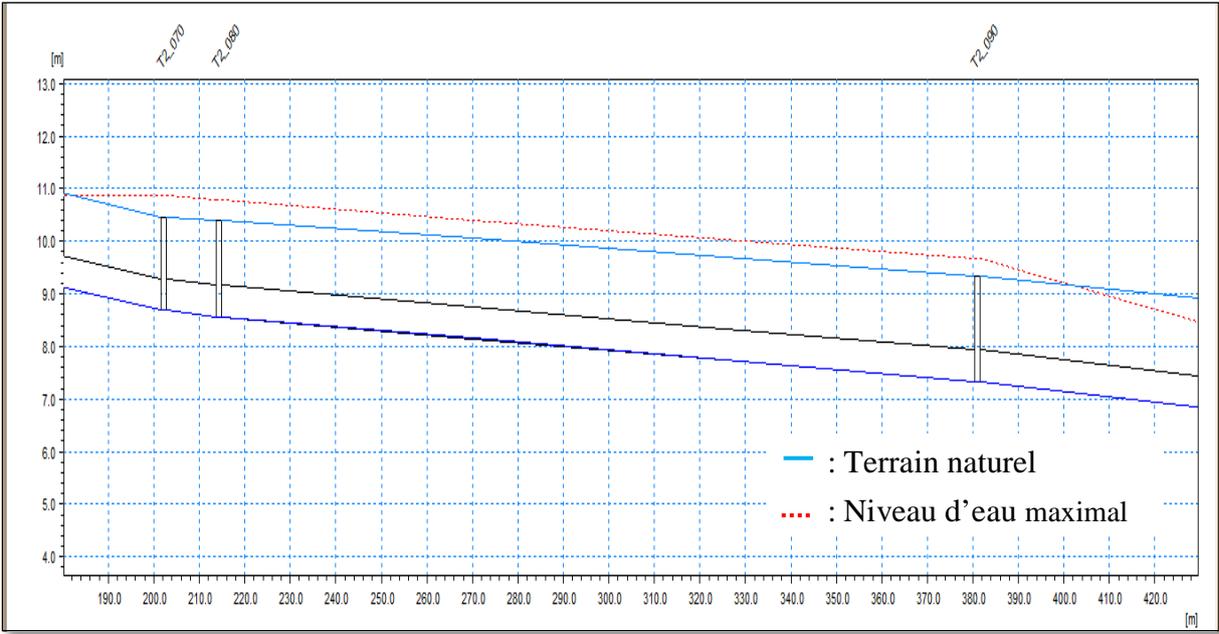


Figure IV. 17: Débordement d'un tronçon de collecteur (Tripoli 2) du côté de Hussein dey pour la pluie du 01/10/2018 à 16:15 jusqu'au 02/10/2018 à 06:00

## *Conclusion générale*

### Conclusion générale

Le présent travail a eu pour objectif de caler et de valider certaines zones du modèle du bassin versant centre de la wilaya d'Alger afin de diagnostiquer son réseau d'assainissement dans sa configuration actuelle et ainsi déceler les éventuels points noirs à risque potentiel et les insuffisances généralement dues au sous-dimensionnement des anciens collecteurs, se manifestant même pour des pluies dont la période de retour n'excède pas celle avec laquelle ils auront été dimensionné.

Les résultats obtenus à l'issue du calage et de la validation étaient dans l'ensemble satisfaisants, ce qui était loin d'être le cas avant l'ajustement des paramètres du modèle.

Ces deux phases m'ont de plus permis de m'assurer de l'aptitude du modèle à reproduire fidèlement la réalité des phénomènes qui ont lieu dans le bassin versant grâce au routage hydrologique et ceux prenant place à l'intérieur du réseau par suite du routage hydraulique et cela pour différents types de sollicitations.

Pour ce faire, j'ai utilisé le logiciel MIKE URBAN MOUSE avec le modèle à réservoir linéaire pour la simulation hydrologique et le modèle de l'onde dynamique pour la simulation hydraulique.

La modélisation a été effectuée en 1D pour pallier à la lourdeur du modèle hydraulique qui était néanmoins toujours présente, les pertes de charge de Manning ont ainsi été calculées pour mieux reproduire les écoulements au niveau des points singuliers et structurants du réseau.

J'ai enfin simulé le modèle avec des pluies de projet de différentes périodes de retour en vue d'évaluer la capacité du réseau à tamponner les flux vertigineux sous ces conditions intenses.

Dans le cadre de futures études, il serait intéressant d'étudier la pollution et le transport solide générés par le réseau au moyen du module Mouse-trap et l'impact de ces derniers combiné à l'effet du changement climatique sur les milieux récepteurs soit par une analyse prédictive ou en temps réel afin de mieux appréhender le fonctionnement du réseau et donc être mieux habilités à faire face à ses pernicieux débordements.

# Bibliographie

---

## Références bibliographiques

- (1) Abda, Z., Chettih, M., & Bilel, Z. (2015) «Modélisations des débits extrêmes par les réseaux neuronaux artificiels et les systèmes à inférence neuro-floue (application aux bassins Côtiers Algérois)».
- (2) Autodesk® Storm and Sanitary Analysis user's Guide (2014).
- (3) Bertrand-Krajewski, J.L. (2006). « Cours d'Hydrologie Urbaine : Modélisation des écoulements en réseau d'assainissement ». INSA de Lyon, 46 pages.
- (4) Bourrier, R. (1997) « Les réseaux d'assainissement (calcul-applications perspectives) ». 4ème édition, Ed. Paris. 810pages.
- (5) Boutaghane, H. ; Ouerdachi, L. ; Mansouri, R. (2015) « Contribution à l'étude du dimensionnement des ouvrages d'assainissement pluvial : les méthodes des hydrogrammes », Revue scientifique semestrielle et technique, Le Journal de l'Eau et de l'Environnement.
- (6) Cheng, K-S. ; Lien, Y-T. ; Wu, Y-C. ; Su, Y-F.«On the criteria of model performance evaluation for real-time flood forecasting», Stoch Environ Res Risk Assess (2016) 31:1123–1146.
- (7) Chkir, N. (1994) « Mise au point d'un modèle hydrologique conceptuel intégrant l'état hydrique du sol dans la modélisation pluie-débit ». Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées, 327 pages.
- (8) Chocat, B. (1997) « Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement », édition Hermès-Lavoisier.1124 pages.
- (9) Chocat, B. (2014) « notice de CANÖE ».
- (10) Chocat, B. ; Cabane, P. (1999) « Hydrologie urbaine : modélisation et effet d'échelle », La Houille Blanche, 106-111.
- (11) Chowdhury, A.; Egodawatta, P.; McGree, J. M.; Goonetilleke, A. « Development of an Automatic Calibration Framework for Hydrologic Modelling Using Approximate Bayesian Computation », International Journal of Environmental, Chemical, Ecological, Geological and Geophysical Engineering Vol: 10, No: 2, 2016.
- (12) Harmel, R. D.; Smith, P. K. (2007) «Consideration of measurement uncertainty in the evaluation of goodness-of-fit in hydrologic and water quality modeling», Journal of Hydrology 337, 326– 336.
- (13) Fischer, A., Rouault, P., Kroll, S., Van Assel, J. and Pawlowsky-Reusing, E. (2009) « Possibilities of sewer model simplifications », Urban Water Journal, Vol. 6, pp. 457–470.
- (14) Garfias, J.; Verrettea, J-L. ; Antigiiedadb, I. ; André, C.« Choix d'un modèle pluie-ruissellement pour des conditions hydrologiques complexes», Journal of Hydrology 176 (1996), pp. 227-247.
- (15) Giangola-Murzyn, A. (2014) « Modélisation et paramétrisation hydrologique de la ville, résilience aux inondations », thèse de doctorat de l'université Paris-Est, 260 pages.
- (16) Hingray, B. ; Picouet, C. ; Musy, A. (2009) « Hydrologie 2- une science pour l'ingénieur », presses polytechniques et universitaires nomades, 601 pages.
- (17) « Hydrologic Modeling Inventory Model Description Form», June 1999, River Systems & Meteorology Group.
- (18) Jean, M.-È.; Duchesne, S.; Pelletier, G.; M. Pleau (2018) « Selection of rainfall information as input data for the design of combined sewer overflow solutions », Journal of Hydrology, pp. 559–569.

# Bibliographie

---

- (19) Kleidorfer, M.; Möderl, M.; Fach, S.; Rauch, W. (2009) « Optimization of measurement campaigns for calibration of a conceptual sewer model », Water Science & Technology.
- (20) Kleidorfer, M.; Möderl, M.; Fach, S.; Rauch, W. « Optimization of measurement campaigns for calibration of a hydrological model » (2008), 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK.
- (21) Kroll, S. ; Thoeye, C. ; De Gueldre, G. ; Van De Steene, B. ; Willems, P. (2010)« A semi automated simplification method for hydrodynamic sewer models », NOVATECH, session 2.4.
- (22) Leesu, « Génération et transport des flux d'eau de la pluie au débit : processus et modèles », Ecole nationale des ponts et chaussées.
- (23) Manuel de MOUSE « MOUSE Pipe Flow Reference Manual », MIKE DHI 2017.
- (24) Montserrat, T. Hofer, M. Poch, D. Muschalla & Ll. Corominas (2016) « Using the duration of combined sewer overflow events for the calibration of sewer hydrodynamic models », Urban Water Journal.
- (25) Pedersen, J.T.; Peters, J.C.; Helweg, O.J. (1980) « Hydrographs by single reservoir model », Journal of hydraulics division, ASCE, Vol.106. No HY5, Proc. Paper 15430, pp. 837-852.
- (26) Rakotoarisoa, M. ; Fleurant, C. ; Randriamaherisoa, A. ; Razakamanana, T. (2014) « Mise en oeuvre d'un modèle hydrologique conceptuel sur le bassin versant de la Sisaony, Région Analamanga, Madagascar », Madamines, ISSN 2220-0681, Vol. 6.
- (27) Tanguy, J-M. (2009) « Modèles mathématiques en hydrologie et en hydraulique fluviale », volume 3, édition Hermès-Lavoisier. 250 pages.
- (28) Xiong, Y.; Melching, C. (2005) « Comparison of Kinematic-Wave and Nonlinear Reservoir Routing of Urban Watershed Runoff », Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 10, No. 1, pp. 39-49.
- (29) Zoppou, C. (2001) « Review of Urban Storm Water Models ». Vol. 16. pp 195-231.

## Webographie

- (1) Cantarell, C. & Lind, M. « The top ten mistakes in wastewater modelling » [https://www.waternz.org.nz/Attachment?Action=Download&Attachment\\_id=1292](https://www.waternz.org.nz/Attachment?Action=Download&Attachment_id=1292) (consulté le 15/02/2019)
- (2) <http://blog.innovyze.com/2016/04/22/semi-and-fully-distributed-modelling-with-infoworks-icm/> (consulté le 21/02/2019)
- (3) <http://echo2.epfl.ch/e-drologie/chapitres/chapitre5/main.html> (consulté le 23/03/2019)
- (4) [https://www.geomod.fr/wp-content/uploads/2017/08/Brochure\\_InfoWorksICM.pdf](https://www.geomod.fr/wp-content/uploads/2017/08/Brochure_InfoWorksICM.pdf) (consulté le 12/04/2019)