



Département Hydraulique

Mémoire de projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique

---

**Modélisation hydrologique du bassin versant du collecteur oued M'Kacel et la modélisation hydraulique du nouveau collecteur drainant le bassin versant avec prise en compte des ouvrages d'intégration**

---

Réalisé par : M. Mohamed BOUAZZA  
M. Youcef KOUCHA

Sous la direction de : Dr Mohamed Amine BOUKHEMACHA MCA  
M. Abdelbari Farouk BRAHIMI Ingénieur

Présentée et soutenue publiquement le 24/06/2018

**Composition du jury :**

Président	M. Abdelmalek BERMAD	Pr	ENP
Promoteur	M. Mohamed Amine BOUKHEMACHA	MCA	ENP
	M. Abdelbari Farouk BRAHIMI	Ingénieur	SEAAL
Examineur	M. Khaled KOUIDER	MCB	USTHB
Invité	M. Abdelkrim BOUKHARI	Ingénieur	SEAAL





Département Hydraulique

Mémoire de projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique

---

**Modélisation hydrologique du bassin versant du collecteur oued M'Kacel et la modélisation hydraulique du nouveau collecteur drainant le bassin versant avec prise en compte des ouvrages d'intégration**

---

Réalisé par : M. Mohamed BOUAZZA  
M. Youcef KOUCHA

Sous la direction de : Dr Mohamed Amine BOUKHEMACHA MCA  
M. Abdelbari Farouk BRAHIMI Ingénieur

Présentée et soutenue publiquement le 24/06/2018

**Composition du jury :**

Président	M. Abdelmalek BERMAD	Pr	ENP
Promoteur	M. Mohamed Amine BOUKHEMACHA	MCA	ENP
	M. Abdelbari Farouk BRAHIMI	Ingénieur	SEAAL
Examineur	M. Khaled KOUIDER	MCB	USTHB
Invité	M. Abdelkrim BOUKHARI	Ingénieur	SEAAL

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail:*

*À la mémoire de mon frère.*

*Qui est toujours dans mon esprit et dans mon cœur, et qui m'a beaucoup aidé tout au long de mon parcours scolaire, la volonté de Dieu a décidé autrement, qu'il accueille son âme dans Son Vaste Paradis*

*A mes parents  
qui m'ont toujours poussé et motivé dans mes études*

*En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à  
ma formation*

**KOUCHA Youcef**

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

À ma défunte mère **HADEK NACERA** que dieu l'accueille dans son vaste paradis.

À mon très cher père **RACHID** à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

À mes très chères sœurs **SARAH et FATIMA**.

À tous (tes) mes oncles et mes tantes sans exception, ainsi leurs épouses et époux.

À tous (tes) mes cousins et cousines.

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes qui m'ont donné le meilleur d'eux même, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de dédiés du fond du cœur ce modeste travail à : **AKRAM, ISMAIL, HAKIM, MOH**. La liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

**BOUAZZA Mohamed 2018**



## *Remerciements*

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir donnés le courage pour pouvoir mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont apporté un soutien pour l'élaboration de ce modeste travail.

Nos sincères remerciements s'adressent à la Direction Études et Projets de la SEAAL qui nous a ouvert un terrain de stage pour concrétiser notre formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Toute notre gratitude pour nos promoteurs **Dr BOUKHEMACHA Mohamed Amine**, et **M. BRAHIMI Abdelbari Farouk** pour nous avoir accordé leurs confiances pour mener à bien ce projet, pour l'encadrement de ce travail et leurs disponibilités ainsi que leurs conseils ont largement contribué à l'aboutissement de ce travail.

Nous tenons à présenter par occasion tout notre respect à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.

Un remerciement particulier est adressé à **M. BOUKHARI Abdelkrim** pour ses précieux conseils et orientations.

Un remerciement particulier est adressé à notre **Pr BERMAD** pour les séances de cours agréables, et d'être proche des étudiants.

Un remerciement particulier est adressé à **Dr KOUIDER** qui a proposé ce projet de fin d'études et qui nous a orientés, et nous a donné des idées concernant notre travail.

## ملخص

نظرا للأحداث الكارثية التي تعرضت لها منطقة باب الوادي بالجزائر العاصمة جراء فيضانات 2001 و ذلك بسبب عدم قدرة قناة الصرف القديمة من استيعاب كمية تدفق المياه السطحية المنبثقة من الحوض المائي للمنطقة قامت مديرية الري لولاية الجزائر بتدعيم القناة القديمة بإنشاء أخرى مجاورة. الهدف من هذا المشروع هو معرفة كيفية عمل القناة الجديدة وقدرتها على صرف مياه الأمطار و ذلك بإنشاء نموذج للقناة عن طريق برنامج مايك اربن وتجربة عدة أمطار اصطناعية ذات مدة رجوع مختلفة, وبعد تحويل هذه الأمطار إلى تدفق يتم تحديد ارتفاع المياه على طول كل القناة من اجل معرفة إمكانية وجود مقاطع التي يتجاوز فيها مستوى المياه داخل القناة مستوى سطح الأرض ومن ثم اتخاذ الاجراءات اللازمة.

كلمات مفتاحية : مايك اربن, ارك جيس, النمذجة الهيدرولوجية, النمذجة الهيدروليكية, قناة الصرف الصحي مكسل,إمطار صناعية.

## Abstract

Following the catastrophic floods of 2001 that occurred in Bab El Oued, the Algiers Water Department of the state of Algiers launched a project to reinforce the former collector of oued M'Kacel with a new one for a better evacuation of the rainwater falling on the watershed. The objective of this work is to model the new oued M'Kacel collector with the inclusion of integration works. Using synthetic rainfall generated from the IDF curves of the Bir Mourad Rais station, we develop flood hydrographs using rain-flow transformation models in the MIKE URBAN software, to simulate the operation of the new collector, to identify segments that are likely to overflow and then propose Counter measures to take action.

**Key words:** DHI MIKE URBAN, ESRI ArcGIS, hydrologic modeling, hydraulic modeling, synthetic rainfall, M'Kacel collector.

## Résumé

Par rapport à l'insuffisance de l'ancien collecteur de oued M'Kacel à évacuer les eaux pluviales ruisselées sur le bassin versant de la zone étudiée l'hors des inondations de 2001 à Bab El Oued, le Direction de l'Hydraulique de la Wilaya d'Alger a renforcé l'ancien collecteur par un dédoublement. L'objectif de ce travail est de modéliser le nouveau collecteur M'Kacel avec la prise en compte des ouvrages d'intégration. En utilisant des pluies synthétiques élaborées à partir des courbes IDF de la station de Bir Mourad Rais, des hydrogrammes de crue sont générés par le biais des modèles de transformation pluie-débit, modèles qu'exploite le logiciel MIKE URBAN. Ces hydrogrammes nous ont permet de simuler le comportement du nouveau collecteur et d'identifier les différents segments à risques de débordements.

**Mots clés :** DHI MIKE URBAN, ESRI ArcGIS, modélisation hydraulique, modélisation hydrologique, pluie synthétique, Collecteur M'Kacel.

Table des matières

Liste des Tableaux	
Liste des Figures	
Introduction général.....	16
I Généralités sur la modélisation et les réseaux d'assainissements .....	19
I.1 Introduction .....	19
I.2 Généralités sur le ruissellement .....	19
I.3 Les inondations dans les zones urbaines .....	19
I.4 Description d'un réseau d'assainissement .....	20
I.4.1 Nature des eaux d'assainissement .....	20
I.4.2 Les types de systèmes d'assainissement .....	21
I.5 La modélisation en assainissement .....	22
I.5.1 Classification des modèles .....	22
I.6 Étapes méthodologiques dans la mise en œuvre des modèles.....	24
II Modèles de transformation pluie-débit .....	27
II.1 Introduction .....	27
II.2 Transformation pluie-débit .....	27
II.3 La méthode rationnelle .....	27
II.3.1 Les hypothèses de la méthode rationnelle .....	28
II.3.2 La validité de la méthode rationnelle .....	28
II.3.3 Les anomalies de la méthode rationnelle .....	28
II.4 La méthode superficielle .....	29
II.4.1 Validité de la méthode superficielle .....	30
II.5 Modèle aire-temps (méthode des courbes isochrones).....	30
II.5.1 Les hypothèses de la méthode aire-temps .....	31
II.5.2 La validité de la méthode aire-temps .....	31
II.6 Hydrogramme unitaire.....	31
II.6.1 Principe de la méthode .....	32
II.6.2 Calcul de l'hydrogramme unitaire à partir des précipitations et du débit.....	34
II.6.3 Utilisation de l'hydrogramme unitaire.....	34
II.7 Hydrogramme unitaire synthétique .....	35
II.8 Modelés à réservoirs .....	36

## *Table des matières*

---

II.8.1	Modèle de réservoir linéaire.....	37
II.8.2	Modèle de réservoir non linéaire.....	38
III	La modélisation hydraulique des écoulements dans les conduites.....	42
III.1	Introduction.....	42
III.2	Les équations de Barré Saint-Venant.....	42
III.2.1	Le système général de Barré Saint-Venant .....	42
III.2.2	Formes simplifiées des équations de Barré Saint-Venant .....	44
III.3	Résolution numérique des équations de Barré Saint-Venant.....	45
III.3.1	Méthode des caractéristiques.....	46
III.3.2	Méthode des éléments finis .....	46
III.3.3	Méthode des volumes finis.....	47
III.3.4	Méthode de différences finies .....	47
III.4	Modèle de l'onde diffusante .....	47
III.5	Modèle de l'onde cinématique .....	48
III.6	Les modèles conceptuels.....	49
III.6.1	Modèle du time-offset .....	49
III.6.2	Modèle Muskingum .....	49
IV	Présentation de la zone d'étude et les caractéristiques du bassin versant .....	53
IV.1	Situation géographique .....	53
IV.2	Climatologie.....	54
IV.2.1	Température .....	54
IV.2.2	Précipitation .....	55
IV.3	Caractéristiques de formes .....	55
IV.3.1	Coefficient de compacité.....	55
IV.3.2	Rectangle équivalent .....	56
IV.4	Caractéristiques topographiques .....	57
IV.4.1	Relief et courbe hypsométrique.....	57
IV.4.2	Indice de pente globale ( $I_g$ ) .....	61
IV.4.3	Pente moyenne .....	62
IV.5	Coefficient de ruissellement.....	62
IV.6	Temps de concentration .....	64
IV.7	Présentation du collecteur .....	65
V	Modélisation hydrologique du bassin versant de la zone d'étude.....	69
V.1	Introduction .....	69

## *Table des matières*

---

V.2	Données utilisées pour la modélisation hydraulique .....	69
V.3	Élaboration de la pluie synthétique .....	71
V.3.1	Pluie double triangle.....	72
V.4	Découpage des sous bassins versants .....	76
V.5	Transformation pluie-débit sous MIKE URBAN.....	79
V.6	Conclusion .....	81
VI	Modélisation hydraulique des écoulements dans le dédoublement de oued M’Kacel....	83
VI.1	Introduction.....	83
VI.2	Présentation du logiciel MIKE URBAN.....	83
	Figure VI-1 Gestionnaire de Modèle (DHI, 2014).....	84
VI.3	La particularité du dédoublement M’Kacel .....	84
VI.4	Importation des entités créées sur ArcGIS vers MIKE URBAN et préparation de la simulation .....	85
VI.4.1	Modélisation des puits vortex .....	86
VI.5	Plans de simulation .....	88
VI.6	Résultats de la simulation hydraulique .....	88
VI.6.1	La simulation de l’ancien collecteur avant la mis en place de dédoublement ...	89
VI.6.2	La simulation de l’ancien collecteur après la mise en place de dédoublement..	94
VI.6.3	La simulation de dédoublement M’Kacel .....	100
VI.7	Proposition de solution .....	110
VI.8	Conclusion .....	111
	Conclusion générale.....	113
	Bibliographie.....	115
	Annexe.....	117

## Liste des tableaux

Tableau IV.1 Répartition altimétrique du bassin versant déterminé en se basant de MNT d'ASTER GDEM (2011) .....	59
Tableau IV.2 Classification d'ORSTOM.....	62
Tableau IV.3 Caractéristiques des tronçons du nouveau M'Kacel .....	66
Tableau V.1 Les intensités de pluie en fonction du temps et la période de retour (IDF) (ANRH, 2008).....	69
Tableau V.2 Les coefficients du Montana en fonction de la période de retour .....	71
Tableau V.3 Intensité de pointe et l'intensité au début de la période intense en fonction de la période de retour.....	74
Tableau V.4 Les débits max calculés par le modèle réservoir linéaire pour les pluies élaborées à partir des courbes IDF .....	81
Tableau V.5 Les débits max calculés par le modèle réservoir linéaire pour les pluies élaborées SAFEG .....	81
Tableau VI.1 Les différentes entités utilisées dans MIKE URBAN et leurs paramètres (DHI, 2014).....	86

**Liste des figures**

Figure I-1 Classification des modèles (Hingray, 2008) .....	23
Figure I-2 Les étapes méthodologiques d'élaboration d'un modèle (Hingray, 2008).....	25
Figure II-1 Averse unitaire et hydrogramme unitaire généré (Bennis, 2014) .....	32
Figure II-2 Hypothèses de la méthode de l'hydrogramme unitaire (Bennis, 2014) .....	32
Figure II-3 Hydrogrammes liés à des averses non unitaires (Bennis, 2014).....	33
Figure II-4 Hydrogramme unitaire synthétique (Bennis, 2014).....	35
Figure II-5 Schématisation d'un modèle réservoir (Tanguy, 2009) .....	36
Figure II-6 Représentation de l'amortissement et du décalage temporel entre l'entrée et la sortie (Tanguy, 2009) .....	38
Figure II-7 Réservoir non linéaire (Tanguy, 2009) .....	38
Figure III-1 Principe du modèle Muskingum (Tanguy, 2009).....	50
Figure IV-1 La situation géographique du bassin versant.....	53
Figure IV-2 Délimitation du bassin versant et son réseau hydrographique (ASTER GDEM, 2011).....	54
Figure IV-3 L'influence de la forme du bassin versant sur le temps de concentration (cours epfl.ch).....	55
Figure IV-4 La forme du bassin versant en fonction du coefficient de compacité (cours epfl.ch).....	56
Figure IV-5 L'état du bassin versant en fonction de l'allure de la courbe hypsométrique .....	57
Figure IV-6 Le modèle numérique du terrain et les courbes du niveau de notre zone d'étude (ASTER GDEM, 2011).....	58
Figure IV-7 La courbe hypsométrique déterminée en se basant de MNT d'ASTER GDEM (2011) .....	59
Figure IV-8 Histogramme des fréquences altimétrique .....	60
Figure IV-9 La carte hypsométrique .....	61
Figure IV-10 Carte d'occupation du sol (INSID, 2011) .....	63
Figure IV-11 Les principaux ouvrages du nouveau collecteur .....	66
Figure IV-12 Le positionnement des puits et la variation des cotes dans le collecteur .....	67
Figure V-1 Courbes Intensité-Durée-Fréquence de la station de Bir Mourad Raïs (ANRH, 2008).....	70
Figure V-2 Courbes Intensité-Durée-Fréquence de la station de Bir Mourad Raïs à l'échelle logarithmique (ANRH, 2008) .....	71

Figure V-3 Pluie de double triangle (Bertrand, 2006) .....	72
Figure V-4 Pluie de Yen et Chow (Bertrand, 2006).....	72
Figure V-5 Pluie de Chicago (Bertrand, 2006) .....	72
Figure V-6 Pluie de projet double triangle symétrique (Bertrand, 2006) .....	73
Figure V-7 pluie double triangle de T=10 ans élaborée par SAFEG .....	74
Figure V-8 Pluie double triangle de T= 10 ans élaborée à partir des courbes IDF .....	74
Figure V-9 Pluie double triangle de T= 20 ans élaborée à partir des courbes IDF .....	75
Figure V-10 pluie double triangle de T=20 ans élaborée par SAFEG .....	75
Figure V-11 Pluie double triangle de T= 50 ans élaborée à partir des courbes IDF .....	75
Figure V-12 pluie double triangle de T=50 ans élaborée par SAFEG .....	75
Figure V-13 Pluie double triangle de T= 100 ans élaborée à partir des courbes IDF .....	75
Figure V-14 pluie double triangle de T=100 ans élaborée par SAFEG .....	75
Figure V-15 Les sous bassins drainés par le dédoublement et ceux drainés par l'ancien.....	76
V-16 Le partage de débits entre l'ancien collecteur et le nouveau collecteur.....	78
Figure V-17 Fenêtre de dialogue pour le réglage et le lancement de la simulation hydrologique (DHI, 2014).....	79
Figure V-18 Hydrogrammes du bassin Jaubert pour différentes périodes de retour pour les pluies élaborées à partir des courbes IDF.....	80
Figure V-19 Hydrogrammes du bassin Jaubert pour différentes périodes de retour pour les pluies élaborées par SAFEG .....	80
Figure V-20 Hydrogrammes du bassin Jaubert pour différentes périodes de retour pour les pluies élaborées à partir des courbes IDF.....	80
Figure V-21 Hydrogrammes du bassin Frais Vallon pour différentes périodes de retour pour les pluies élaborées par SAFEG .....	80
Figure V-22 Hydrogrammes du bassin Sidi Medjbar pour différentes périodes de retour pour les pluies élaborées à partir des courbes IDF .....	80
Figure V-23 Hydrogrammes du bassin Sidi Medjbar pour différentes périodes de retour pour les pluies élaborées par SAFEG .....	80
Figure VI-1 Gestionnaire de Modèle (DHI, 2014).....	84
Figure VI-2 les éléments de modélisation hydraulique existants dans le MIKE URBAN (DHI, 2014).....	85
Figure VI-3 Modélisation d'un puits de vortex dans MIKE URBAN .....	86
Figure VI-4 Le Modèle de dédoublement M'Kacel sur l'interface de MIKE URBAN.....	87
Figure VI-5 Les étapes de simulation hydraulique .....	88

Figure VI-6 Le profil longitudinal de l'ancien collecteur avant l'introduction de nouveau collecteur pour la partie entre Barranes et Frais Vallon avec le niveau d'eau maximal dans la conduite .....	90
Figure VI-7 Le profil longitudinal de l'ancien collecteur avant l'introduction de nouveau collecteur pour la partie entre Frais Vallon et Scotto avec le niveau d'eau maximal .....	91
Figure VI-8 Le profil longitudinal de l'ancien collecteur avant l'introduction de nouveau collecteur pour la partie entre Scotto et Jaubert avec le niveau d'eau maxima.....	92
Figure VI-9 les nœuds risquent de déborder dans l'ancien collecteur avant l'introduction de nouveau collecteur pour une période de retour de 100ans .....	93
Figure VI-10 Le profil longitudinal de l'ancien collecteur après l'introduction de nouveau collecteur pour la partie entre Barranes et Frais Vallon avec le niveau d'eau maximal ..	95
Figure VI-11 Le profil longitudinal de l'ancien collecteur après l'introduction de nouveau collecteur pour la partie entre Frais Vallon et Scotto avec le niveau d'eau maximal .....	96
Figure VI-12 Le profil longitudinal de l'ancien collecteur après l'introduction de nouveau collecteur pour la partie Scotto et Jaubert avec le niveau d'eau maximal .....	97
Figure VI-13 les nœuds risquent de déborder dans l'ancien collecteur après l'introduction de nouveau collecteur pour une période de retour de 100ans .....	98
Figure VI-14 les nœuds risquent de déborder dans l'ancien collecteur après l'introduction de nouveau collecteur pour une période de retour de 10ans .....	99
Figure VI-15HYdrogrammes des débits déversés de l'ancien collecteur vers le puits BARRABES pour les différentes périodes de retour .....	100
Figure VI-16HYdrogrammes des débits déversés de l'ancien collecteur vers le puits SCOTTO pour les différentes périodes de retour .....	100
Figure VI-17 Hydrogrammes des débits déversés de l'ancien collecteur vers le puits JAUBERT pour les différentes périodes de retour.....	101
Figure VI-18 Débits d'écoulement dans le dédoublement après le puits d'intégration de Barranes pour les différentes périodes de retour .....	102
Figure VI-19 Débits d'écoulement dans le dédoublement après le puits d'intégration de Frais vallon pour les différentes périodes de retour.....	102
Figure VI-20 Débits d'écoulement dans le dédoublement après le puits d'intégration PM pour les différentes périodes de retour.....	103
Figure VI-21 Débits d'écoulement dans le dédoublement après le puits d'intégration de Scotto pour les différentes périodes de retour.....	103
Figure VI-22 Débits d'écoulement dans le dédoublement après le puits d'intégration de Jaubert pour les différentes périodes de retour .....	104
Figure VI-23 Profil longitudinal de nouveau collecteur pour le tronçon 1 avec le niveau d'eau maximal pour une période de retour de 100ans .....	105

Figure VI-24 Profil longitudinal de nouveau collecteur pour le tronçon 2 avec le niveau d'eau maximal pour une période de retour de 100ans .....	106
Figure VI-25 Profil longitudinal de nouveau collecteur pour le tronçon 3 avec le niveau d'eau maximal pour une période de retour de 100ans .....	107
Figure VI-26 Profil longitudinal de nouveau collecteur pour le tronçon 4 avec le niveau d'eau maximal pour une période de retour de 100ans .....	108
Figure VI-27 Profil longitudinal de nouveau collecteur pour le tronçon 5 avec le niveau d'eau maximal pour une période de retour de 100ans .....	109
Figure VI-28 les nœuds risquent de déborder pour une période de retour de 10ans après le changement de diamètre des conduites secondaires.....	110

## **Liste des sigles**

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques

SEAAL : Société d'Eau et d'Assainissement d'Alger

ESRI: Environmental Systems Research Institute

DHI: Danish Hydraulic Institute

MNT : Modèle Numérique de Terrain

SAFEG : Société Anonyme Française d'Etude et Gestion

ONA : Office National de l'Assainissement

ADE : Algérienne Des Eaux

**Liste des abréviations**

<b>Symbologie</b>	<b>Signification</b>	<b>Unité</b>
$i_2$	Intensité de pointe	[mm/h]
$i_3$ [mm/h]	Intensité au début de la période intense	[mm/h]
$b ; a$	Paramètres d'ajustement du Montana	[-]
CR	Côte de radier	[m]
CTN	Côte de terrain naturel	[m]
$T_c$	Temps de concentration	[min]
$S_s$	Surface du bassin	[ha]
$P$	Pente moyenne	[%]
$C_r$	Coefficient de ruissellement	[-]
$C_{rui}$	Coefficient de ruissellement	[-]
$C_{imp}$	Coefficient d'imperméabilisation	[-]
$I_{moy}$	Pente moyenne	[m/m]
$D$	Dénivelée totale	[m]
$L$	Longueur de rectangle équivalent	[m]
$I_g$	Indice global de Roche	[-]
$K_C$	Coefficient de compacité	[-]
$V_s$	Volume stocké	[m <sup>3</sup> ]
$Q_e$	Débit entrant au réservoir	[m <sup>3</sup> /s]
$Q_s$	Débit sortant de réservoir	[m <sup>3</sup> /s]
$K$	Paramètre du modèle Muskingum	[s]
$K_m$	Coefficient de Manning Strickler	[-]
$C_h$	Coefficient de Chézy	[m <sup>1/2</sup> /s]
$R_h$	Rayon hydraulique	[m]
$h$	la hauteur d'eau	[m]

# Introduction générale

Suite aux inondations catastrophiques qui ont touché le quartier de Bab El Oued en novembre 2001, la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya d'Alger a entrepris d'importants travaux de réhabilitation des réseaux existants, à commencer par le collecteur Oued M'Kacel situé sous la route de Frais Vallon, ainsi qu'une réflexion générale sur les aménagements et ouvrages hydrauliques à réaliser pour drainer dans les meilleures conditions les eaux pluviales de ce bassin versant d'une superficie de 752 Ha, caractérisé par de fortes pentes et une dénivelée importante.

Le dédoublement du collecteur Oued M'Kacel existant est apparu comme un maillon essentiel du dispositif de lutte contre les inondations, ce qui permettra de drainer directement jusqu'à la mer les eaux pluviales et protéger ainsi les 150.000 habitants de la zone concernée.

Avec le développement et l'évolution des moyens de calcul et les outils informatiques, il est possible de simuler le fonctionnement du réseau d'assainissement, et voir le comportement hydraulique de l'écoulement dans ce dernier sous différents paramètres d'entrée. Cela constitue un outil d'aide à la décision pour le gestionnaire du réseau, afin de mieux gérer ce dernier.

L'objectif de ce travail est d'effectuer une modélisation hydrologique du bassin versant du collecteur et de modéliser les écoulements dans ce dernier avec (le logiciel *MIKE URBAN*), et ce pour voir le fonctionnement du nouveau collecteur face aux pluies de différentes périodes de retour, appréhender la capacité à évacuer du collecteur et juger de la protection que confèrera l'ouvrage à la zone d'étude.

Ce travail a été réalisé dans le cadre de projet de fin d'études au cours d'un stage de 3 mois au sein de la SEAAL.

**Partie 1 :**  
**Recherche bibliographique**

**Chapitre I:**  
**Généralités sur la modélisation et les**  
**réseaux d'assainissements**

---

### **I Généralités sur la modélisation et les réseaux d'assainissements**

#### **I.1 Introduction**

L'Algérie a connu dans ces dernières années des inondations violentes, particulièrement au niveau des zones urbaines, et par conséquent des dégâts catastrophiques sont engendrés (pertes humaines, dégâts matériels). L'aléa << inondation >> est provoqué par la nature, cependant le facteur humain a aussi un impacte sur ce dernier.

La récurrence de cet aléa d'inondation et sa dangerosité nécessite la mise en place des réseaux d'assainissement qui servent à assurer l'évacuation des eaux pluviales sans débordement de ces derniers. La mise en place des réseaux doit être complétée par la discipline de la modélisation pour que le réseau soit bien dimensionné et apte à évacuer la majorité des crues et limiter les dégâts pouvant être causés par les inondations.

#### **I.2 Généralités sur le ruissellement**

Le ruissellement correspond à la circulation des eaux de pluie sur un bassin versant, de façon diffuse ou concentrée, qui se poursuit jusqu'à ce qu'il rencontre un élément du système hydrographique (une rivière, un marais), un réseau de drainage (enterré ou surfacique), ou un point bas où il s'accumulera. La quantité d'eau qui ruisselle dépend, d'une part, de la perméabilité du sol, d'autre part de leur saturation en eau. Le phénomène de ruissellement peut être dû à des éléments naturels ou anthropiques. Il peut aussi bien être directement responsable d'une inondation sur un territoire éloigné de tout cours d'eau comme il peut être contributeur à la formation des crues dans les cours d'eau permanents ou intermittents. Les deux types d'inondations pouvant d'ailleurs se cumuler lors d'un même événement.

#### **I.3 Les inondations dans les zones urbaines**

Les inondations sont de deux types:

- Les inondations par débordement des cours d'eau ;
- Les inondations par ruissellement ;

Dans le passé, les administrations se sont focalisées sur les inondations par débordement des cours d'eau, négligeant l'aléa d'inondation par ruissellement qui se produit et se produira de plus en plus fréquemment lors de pluies exceptionnelles, quand la capacité d'infiltration des sols ou la capacité d'évacuation des réseaux de drainage est insuffisante, générant des millions de dégâts et des dégradations environnementales importantes (Scawell, 2014).

Les inondations par ruissellement de novembre 2001 à Bab El Oued ont été une illustration, et un avertissement de ce phénomène, qui paraît avoir réveillé seulement

quelques communes. Mais la plupart d'entre elles réagissent encore de manière en aggravant les causes (Scawell, 2014):

- Le développement anarchique de l'utilisation d'espaces urbains comme ruraux ;
- l'impact cumulé de travaux d'aménagements (autoroute, route, zones industrielles) ;

Ces deux actes anarchiques ont profondément modifié le ruissellement de l'eau.

La lutte contre l'aléa d'inondation par ruissellement nécessite une collaboration entre les habitants et les autorités concernées ; tout d'abord les autorités doivent mettre dans l'ordre l'utilisation des terrains agricoles, et les protéger, ils doivent aussi laisser des espaces verts pour favoriser l'infiltration. Ils doivent aussi mettre en cause la capacité d'évacuation des réseaux d'assainissement, et de les renforcer et les réhabiliter, car le ruissellement urbain se manifeste lorsque le réseau d'évacuation pluvial est ignoré et que l'eau reflue dans les rues, ils peuvent aussi intégrer des techniques alternatives au réseau d'assainissement eg (bassin de stockage des eaux de pluie) (Scawell, 2014).

### **I.4 Description d'un réseau d'assainissement**

#### **I.4.1 Nature des eaux d'assainissement**

La nature des effluents à évacuer dépend de l'origine des eaux usées. Généralement, il est possible de distinguer (Salah, 1993) :

- Les eaux de ruissellement ;
- Les eaux usées d'origine domestique ;
- Les eaux usées des équipements publics ;
- Les eaux usées d'origine industrielle ou agricole ;
- Les eaux parasites ;

##### **I.4.1.1 Eaux de ruissellement**

Les eaux de ruissellement comprennent essentiellement les eaux de la pluie. La pollution des eaux de ruissellement est variable dans le temps, plus forte au début d'une précipitation qu'à la fin par suite de nettoyage des aires balayées par l'eau. (Bourrier, et al., 2010).

##### **I.4.1.2 Eaux usées d'origine domestiques**

Les eaux usées domestiques comprennent (Bourrier, et al., 2010) :

- Les eaux ménagères (eau de cuisine, de lessive, de toilette...) ;
- Les eaux-vannes (matières fécales et urines) ;

### **I.4.1.3 Eaux industrielles**

Résultant de l'activité industrielle (des usines) ; ces eaux contiennent dans la majorité des cas des substances chimiques et des métaux lourds qui sont parfois très toxiques.

### **I.4.1.4 Eaux usées des équipements publics**

Ces eaux proviennent des infrastructures publiques (sanitaires, éducatifs, touristiques, administratifs..).

### **I.4.1.5 Les eaux parasites**

Une eau parasite est une eau qui transite dans un réseau d'assainissement non conçu pour la recevoir. Présentes en permanence dans les réseaux d'assainissement publics. Ces eaux sont d'origine naturelle (captage de sources, drainage de nappes, inondations de réseaux, etc.) ou artificielle (fontaines, drainage de bâtiments, etc.). Elles présentent l'inconvénient de diluer les effluents d'eaux usées et de réduire la capacité de transport disponible dans les réseaux d'assainissement et les stations d'épuration.

## **I.4.2 Les types de systèmes d'assainissement**

Le choix du type de systèmes d'assainissement dépend essentiellement de la nature des eaux à évacuer, et de la capacité de ces derniers. On parle généralement de quatre grandes familles des réseaux (Salah, 1993):

### **I.4.2.1 Le système séparatif**

Ce système prévoit l'évacuation des eaux d'égout ménagères et industrielles dans la même conduite et les eaux pluviales dans une autre. Ces deux canalisations ont fréquemment des tracés différents.

Le tracé du réseau des eaux usées est en fonction de l'implantation des différentes entités qu'il dessert en suivant les routes existantes et prend fin obligatoirement à la station d'épuration. (Salah, 1993).

Par contre le tracé du réseau des eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs du ruissellement et suit la ligne de plus grande pente. Les eaux pluviales peuvent être rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche naturel soit-il ou artificiel.

### **I.4.2.2 Le système unitaire**

Il s'impose lorsqu'il n'y a pas de possibilité de concevoir économiquement un réseau de l'eau pluviale de surface c'est-à-dire:

- Si l'exutoire est éloigné des points de collecte ;
- Lorsque les pentes du terrain sont faibles ce qu'imposent de grandes sections aux réseaux d'égouts séparatifs ;

Le système unitaire est intéressant par sa simplicité puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voir publique et d'un seul branchement pour chaque habitation (Salah, 1993).

### **I.4.2.3 Le système pseudo-séparatif**

Les eaux météoriques y sont divisées en deux parties (Salah, 1993):

- ✓ D'une part, les eaux provenant des surfaces de voiries qui s'écoulent par des ouvrages conçus à cet effet : caniveaux, fossés ...etc. ;
- ✓ D'autre part, les eaux des toitures, cours jardins qui déversent dans le réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques ;

Ce système est intéressant lorsque les surfaces imperméables collectives (voiries, parking ...etc.)

représentent une surface importante avec de fortes pentes.

### **I.4.2.4 Le système individuel**

L'assainissement individuel est utilisé dans les zones urbaines à faible densité dans lesquelles les eaux usées d'une habitation sont éliminées au niveau même de cette dernière ou à l'extérieur dans un terrain limitrophe (Salah, 1993).

## **I.5 La modélisation en assainissement**

La modélisation mathématique constitue un outil puissant pouvant être utilisé pour décrire le comportement hydraulique réel d'un réseau d'assainissement, pour réaliser une analyse fonctionnelle d'un ouvrage donné ainsi que de simuler plusieurs scénarios possibles. Les modèles mathématiques en hydraulique ont connu d'importants développements ces dernières décennies. Aspect grandement favorisé par le développement des moyens informatiques.

### **I.5.1 Classification des modèles**

Selon les critères suivis, différentes classifications des modèles existent parmi lesquelles la classification de type d'approche (voir figure I.1) (Hingray, 2008).

#### **➤ Modèles déterministes**

Dans les modèles déterministes, la relation entre les données d'entrée et celles de sortie est univoque. C'est-à-dire, pour une entrée donnée du modèle, il existe une et une seule sortie.

#### **➤ Modèles stochastiques**

Les modèles stochastiques simulent des processus qui dépendent en partie ou totalement du hasard. L'application de tels modèles donne pour une même entrée, des sorties différentes.

#### **➤ Modèles empiriques (boîte noire)**

Ils expriment la relation entre les variables d'entrée et les variables de sortie d'un système, tout en basant sur les relations observées entre les entrées et les sorties à partir des séries

historiques. Un modèle empirique ne cherche pas à décrire les causes du phénomène ni à appliquer le fonctionnement de ce dernier, le phénomène est vu comme une boîte noire.

### ➤ Modèles à base physique

Ces modèles sont basés sur le couplage d'ensemble de sous modèles, pour représenter le fonctionnement physique du phénomène à étudier.

### ➤ Modèles conceptuels

Les modèles conceptuels visent à représenter les processus du système à étudier sans recourir aux paramétrisations des lois physiques qui les gouvernent. La structure d'un tel modèle est définie par son concepteur, et qui baser sur son expertise et sa connaissance du fonctionnement du système en analysant les séries mesurées ou calculées dans le passé, tout en établant une corrélation entre les paramètres d'entrées et celles de sortie.

Le diagramme ci-dessous regroupe les modèles selon une classification de type d'approche.

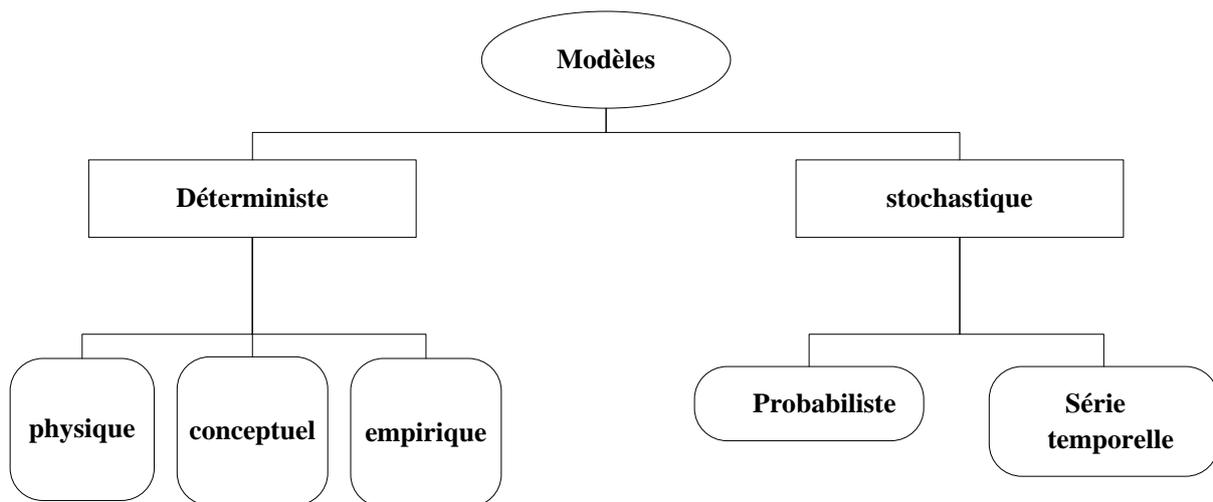


Figure I-1 Classification des modèles (Hingray, 2008)

### **I.6 Étapes méthodologiques dans la mise en œuvre des modèles**

Pour arriver à élaborer un modèle qui est à la fois simple et cohérent avec l'objectif, il faut bien suivre les étapes méthodologiques suivantes (Hingray, 2008):

- Définir et comprendre le phénomène à modéliser ;
- Synthétiser les données et les informations disponibles ;
- Constituer le modèle en représentant le phénomène physique sous forme mathématique ;
- Caler le modèle pour minimiser les incertitudes et s'approcher à la réalité ;
- Valider le modèle pour vérifier l'indépendance de performance du modèle des paramètres d'entrée ;
- La simulation des scénarios et l'utilisation du modèle, pour avoir des prédictions et des réponses sous différents paramètres d'entrée ;

Le diagramme ci-dessous englobe toutes les étapes à suivre pour avoir un modèle solide dont les résultats sont fiables :

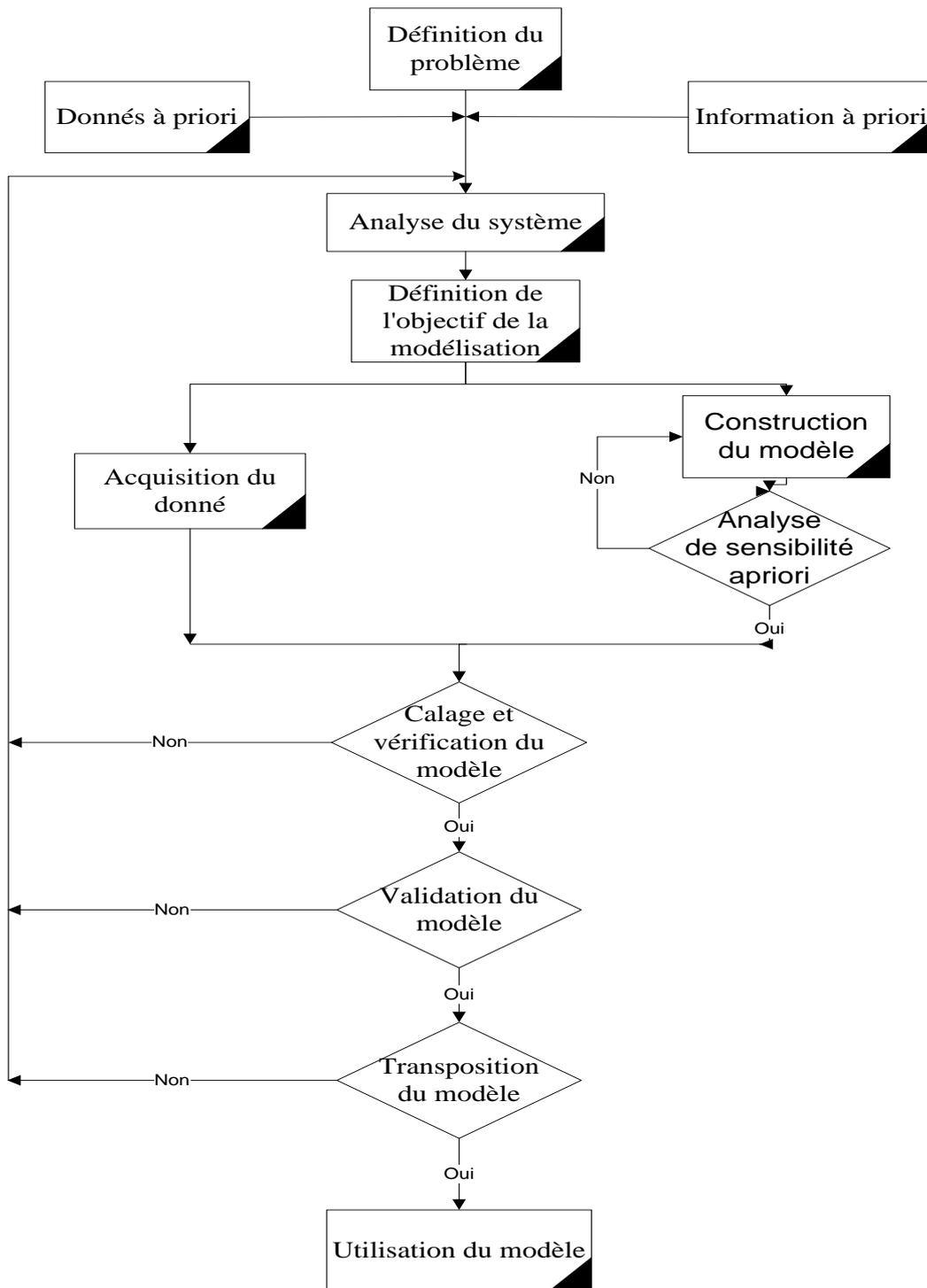


Figure I-2 Les étapes méthodologiques d'élaboration d'un modèle (Hingray, 2008)

**Chapitre II :**  
**Modèles de transformation pluie-**  
**débit**

---

## II Modèles de transformation pluie-débit

### II.1 Introduction

Le modèle hydrologique est un outil incontournable dans la compréhension de la dynamique d'un bassin versant, dans l'utilisation rationnelle des ressources en eau de ce bassin et dans la lutte contre les catastrophes naturelles liées aux crues. L'intérêt d'un modèle réside dans sa capacité à apporter une réponse satisfaisante aux questions que l'on pose à propos de l'objet modélisé. Pour cela, plusieurs modèles hydrologiques ont été développés depuis la fin des années 1960. Le choix du type de modèle à utiliser dépend généralement de l'objectif de modélisation ainsi que des données d'entrées disponibles (Bennis, 2014).

### II.2 Transformation pluie-débit

En hydrologie urbaine, il est nécessaire de prévoir le futur pour mieux gérer le présent. Un hydraulicien ou un gestionnaire d'un système hydrique est intéressé à connaître les phénomènes qui vont se produire dans le futur, sous différents paramètres d'entrées.

Comme les données de base sont les variables météorologiques, il faut connaître les relations entre ces dernières et le débit correspondant. La transformation pluie-débit permet de relier les précipitations enregistrées ou prévues, aux débits d'eau observés ou prévus.

Les modèles de transformation de la pluie en débit suivent le chemin parcouru par la goutte d'eau jusqu'au ruissellement et son passage par l'exutoire (Bennis, 2014).

Selon l'objectif de transformation pluie-débit, plusieurs modèles sont faits, seules les plus utilisées ou ceux présentant un intérêt pratique ou pédagogique seront présentés dans la suite.

### II.3 La méthode rationnelle

C'est l'une des méthodes classiques, et l'une des plus vieilles méthodes de transformation pluie-débit. Cette méthode fut concrétisée en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée (Roche, 1963).

La méthode rationnelle consiste à relier le ruissellement par unité de surface à l'intensité de la pluie, par appel aux techniques purement empiriques qui tentaient élaborer une corrélation entre le débit de pointe et les caractéristiques du bassin (Bennis, 2014).

La méthode rationnelle est exprimée par la relation suivante:

$$Q = C \cdot i \cdot A \qquad \text{II.1}$$

Où :

- $Q$  [m<sup>3</sup>/s] : le débit de pointe ;
- $C$  [-] : le coefficient de ruissellement ;
- $i$  [mm/h] : l'intensité des précipitations, supposée constante et uniforme sur tout le bassin durant toute la durée de la pluie ;
- $A$  [ha] : la superficie du bassin ;

### II.3.1 Les hypothèses de la méthode rationnelle

Les hypothèses de base de la méthode sont les suivantes (Morel, 1996):

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé ;
- Le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre ;
- Le débit de pointe  $Q_p$  est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant ;
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne sur une durée égale au temps de concentration du bassin versant ;

### II.3.2 La validité de la méthode rationnelle

Cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées, le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, aussi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes (Morel, 1996).

### II.3.3 Les anomalies de la méthode rationnelle

La décomposition du bassin en aires élémentaires est toujours assez grossièrement approchée en raison de la difficulté de déterminer avec une précision suffisante la durée du ruissellement entre ces diverses zones et l'exutoire.

On suppose généralement que le coefficient de ruissellement «  $C$  » est constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse ce qui est souvent loin de la réalité. La critique principale que l'on peut faire à cette méthode est qu'elle ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissellement sur le bassin, ce qui causera une surestimation du débit (Morel, 1996).

## II.4 La méthode superficielle

Cette méthode a été proposée par M.CAQUOT en 1941 (Morel, 1996). Elle tient compte de l'ensemble des paramètres qui influencent le ruissellement, de plus c'est une forme globaliste de la méthode rationnelle.

C'est un modèle déterministe de définition du débit de pointe s'appliquant à toute la surface considérée, d'où la méthode superficielle contrairement à la méthode rationnelle ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par des réseaux, à moins d'ajuster les paramètres. Cette formule se présente sous la forme suivante (Morel, 1996).

$$Q_p = K^\mu C^\mu I^\mu A^\mu \frac{V}{\omega} \quad \text{II.2}$$

Où :

- $Q$  [m<sup>3</sup>/s] : débit de pointe ;
- $K$  [-],  $\mu$  [-],  $V$  [-],  $\omega$  [-] : coefficients définis dans le modèle;
- $C$  [-] : coefficient de ruissellement ;
- $I$  [m/m] : la pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré ;
- $A$  [ha] : la superficie du bassin ;

Les coefficients d'expression  $K$ ,  $\mu$ ,  $V$ ,  $\omega$  sont donnés par les relations suivants:

$$K = \frac{a\mu^b}{6(\beta + \delta)} \quad \text{II.3}$$

$$\mu = 1 - b \cdot f \quad \text{II.4}$$

$$V = C \cdot b \quad \text{II.5}$$

$$\omega = 1 - \varepsilon - b \cdot d \quad \text{II.6}$$

Où:

$a$  et  $b$  : sont des paramètres de Montana en fonction de la période de retour, ils sont donnés par la relation suivante :

$$I(t) = a \cdot t^b$$

II.7

Où :

- $I(t)$  : intensité de pluie de durée  $t$ , et de période retour de 10 ans ;
- $\varepsilon$  [-] : abattement spatial en fonction du temps de concentration sur le bassin versant ;
- $(\beta + \delta)$  [-] : représente l'effet de stockage et d'écrêtement, cette valeur devrait augmenter avec la taille du bassin ;
- $f$  [-],  $c$  [-],  $d$  [-] : sont des coefficients dépendent de la forme du bassin ;

#### II.4.1 Validité de la méthode superficielle

Les limites d'application de la méthode superficielle sont les suivantes (Salah, 1993):

- La limite supérieure de la surface du sous bassin est de 200 ha ( $< 200$  ha) ;
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1 ;
- La pente doit être comprise entre 0.2% et 5% ;
- Le coefficient d'imperméabilisation  $> 20$  % ;

La méthode de Caquot est exclusivement une méthode d'aide au dimensionnement des collecteurs. Elle ne peut en aucun cas être utilisée pour établir un diagnostic de fonctionnement d'un réseau existant (Salah, 1993).

Caquot ne donne qu'une indication du débit maximum à l'exutoire du bassin versant, et rien sur la forme de l'hydrogramme (variation du débit en fonction du temps) ou le volume de la crue. Elle ne s'applique qu'à des bassins versants urbains, homogènes et équipés d'un réseau d'assainissement correctement dimensionné sans complexité structurelle et/ou fonctionnelle (Salah, 1993).

#### II.5 Modèle aire-temps (méthode des courbes isochrones)

Cette méthode est une extension de la méthode rationnelle, dont le principe est basé sur la subdivision du bassin versant en  $n$  tranches successives, en fonction du temps  $t_j$  mis par l'eau précipitée sur la partie la plus à l'amont de la tranche pour atteindre l'exutoire. On appelle courbe isochrone la limite entre deux tranches. Les tranches sont numérotées de 1 à  $n$ , en partant de l'exutoire (Tanguy, 2009).

Pour calculer le débit ruisselé à l'exutoire, on fait la somme à chaque pas du temps, en tenant compte les contributions des tranches participant à l'écoulement au pas du temps  $dt$ .

$$Q_K = \sum_{J=1}^K C_J A_J i_{J(K-J+1)}$$

Où :

- $A_J$  [ha] : la surface de la tranche  $j$  ;
- $C_J$  [-] : le coefficient de ruissellement de la tranche  $j$  ;
- $I_{Jk}$  [mm/h] : l'intensité de la pluie tombant sur la tranche  $j$  durant le temps  $t_k$  ;

### II.5.1 Les hypothèses de la méthode aire-temps

Pour simplifier le calcul les hypothèses suivantes sont faites (Tanguy, 2009):

- les valeurs de  $t_j$  sont indépendantes de la pluie et du débit ;
- les temps  $t_j$  sont des multiples d'un même pas du temps  $\Delta t$ ,  $t_j = j \times \Delta t$  ;

### II.5.2 La validité de la méthode aire-temps

La méthode aire-temps s'applique dans les deux cas différents suivants (Tanguy, 2009):

- averse uniforme sur tout le bassin et coefficient de ruissellement constant ;
- averse non uniforme et coefficient de ruissellement variant au cours du temps ;

## II.6 Hydrogramme unitaire

On appelle hydrogramme unitaire (HU), l'hydrogramme résultant d'une averse uniforme sur le bassin, donnant une lame de ruissellement d'une hauteur d'un millimètre (mm) (Bennis, 2014).

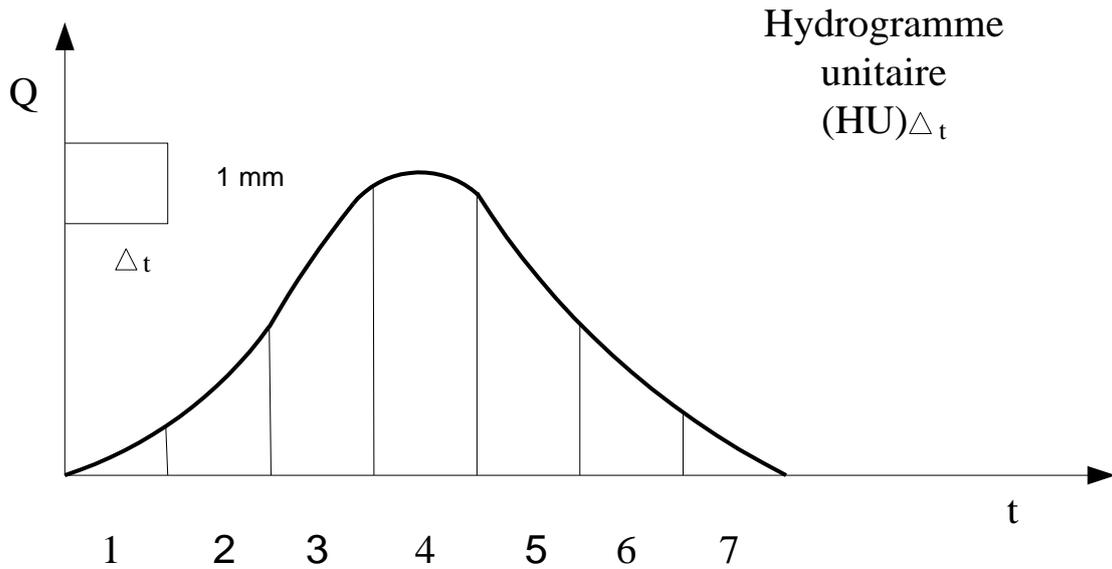


Figure II-1 Averse unitaire et hydrogramme unitaire généré (Bennis, 2014)

L'hydrogramme unitaire fait référence à la durée  $\Delta t$  de la pluie qui a généré la lame de 1 millimètre. Ainsi on note  $(HU)_{\Delta t}$ .

### II.6.1 Principe de la méthode

La méthode de l'hydrogramme unitaire est basée sur l'hypothèse que tous les hydrogrammes résultant d'averses uniformes d'intensités différentes, mais de même durée sur un bassin, ont le temps de base  $T_B$ .

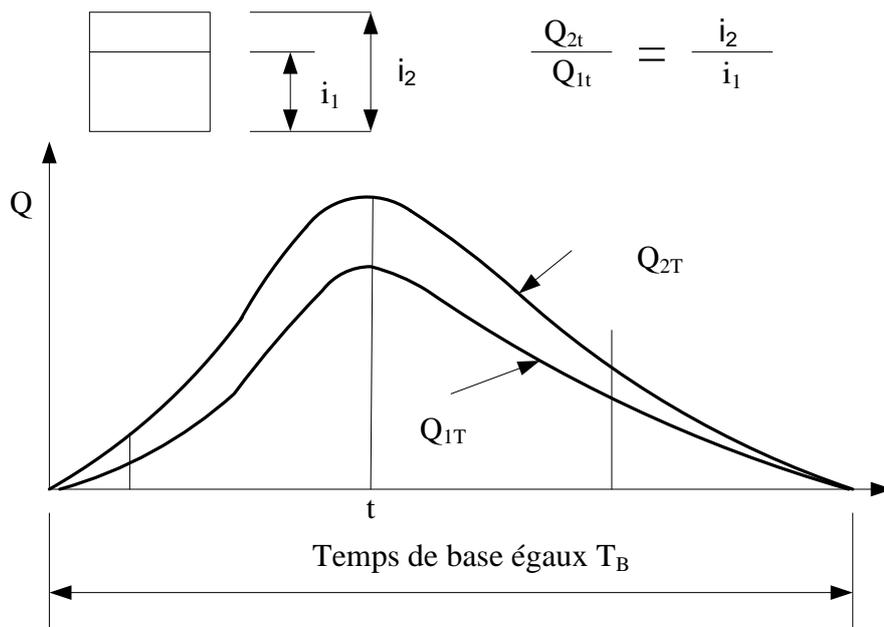


Figure II-2 Hypothèses de la méthode de l'hydrogramme unitaire (Bennis, 2014)

On suppose aussi que les ordonnées homologues des divers hydrogrammes qui correspondent à des averses de même durée sont proportionnelles aux intensités des averses correspondantes (voir Figure II.2).

De plus, l'hydrogramme résultant de la succession d'événements pluvieux est la somme des hydrogrammes qui correspondent à chacune des pluies. Le principe de superposition des phénomènes linéaire s'applique (voir Figure II.3).

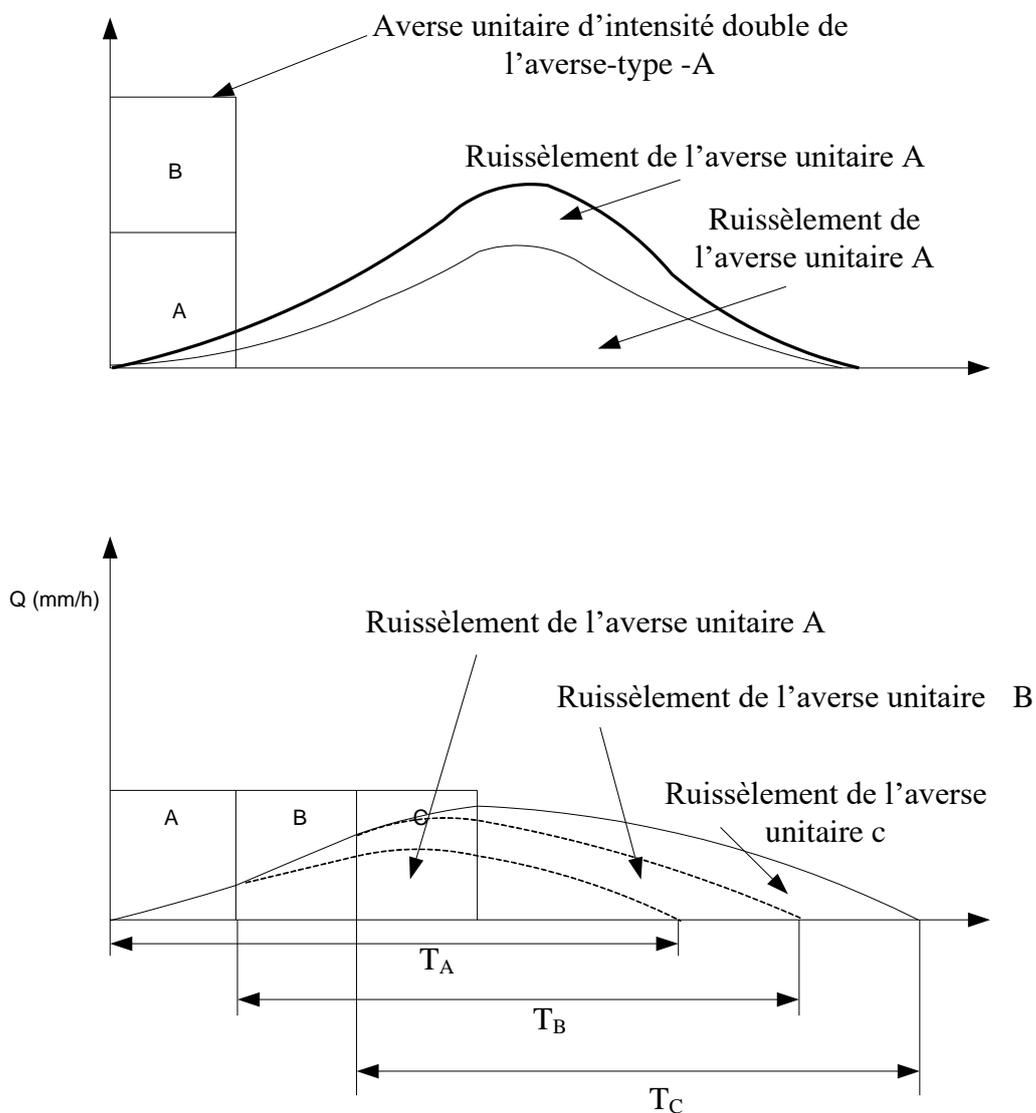


Figure II-3 Hydrogrammes liés à des averses non unitaires (Bennis, 2014)

### II.6.2 Calcul de l'hydrogramme unitaire à partir des précipitations et du débit

Pour appliquer la méthode de l'hydrogramme unitaire dans les meilleures conditions, on choisit un cas de précipitations parmi celles enregistrées, dont la durée:

$$\frac{t_c}{5} \leq t_r \leq \frac{t_c}{3} \quad \text{II.9}$$

Ceci suppose bien sûr que le temps de constatation  $t_c$  du bassin étudié a déjà été calculé. L'écoulement de base est séparé du ruissellement de surface à partir de l'hydrogramme de crue correspondant à l'averse considérée. À partir du volume de ruissellement, il est possible de déduire les précipitations nettes et donc les pertes par infiltration et évaporation (Bennis, 2014).

Finalement, on réduit les ordonnées de l'hydrogramme de ruissellement obtenu par le rapport des précipitations nettes pour obtenir l'hydrogramme unitaire.

### II.6.3 Utilisation de l'hydrogramme unitaire

Selon la théorie exposée précédemment, chaque bassin versant possède son propre hydrogramme unitaire. Ce hydrogramme qui caractérise le bassin reste invariable, à moins de changements hydrologiques importants sur le bassin, comme déboisement ou un aménagement hydraulique. Une fois ce hydrogramme déterminé, on peut prédire l'hydrogramme de crue correspondant à n'importe quelle averse complexe de durée et d'intensité autres que celles de l'hydrogramme unitaire (Bennis, 2014).

D'une façon générale, si l'on désigne par  $i_1, i_2, \dots, i_r$  les intensités des précipitations enregistrées, et par  $U_1, U_2, \dots, U_n$  les ordonnées successives de l'hydrogramme unitaire, le débit de crue correspondant à l'averse en question s'obtient par les équations suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_1 = i_1 U_1 \\ Q_2 = i_1 U_2 + i_2 U_1 \\ Q_3 = i_1 U_3 + i_2 U_2 + i_3 U_1 \\ \vdots \\ Q_n = \sum_{K=1}^n i_K U_{n+1-K} \end{array} \right. \quad \text{II.10}$$

## II.7 Hydrogramme unitaire synthétique

Plusieurs bassins ne possèdent pas de stations de mesures du débit. Il n'est donc pas possible d'utiliser la méthode de l'hydrogramme unitaire qui nécessite la connaissance de l'hydrogramme de crue mesurée correspondant à une pluie réelle. Dans de telles circonstances, on peut utiliser un hydrogramme unitaire synthétique dérivé à partir des propriétés du bassin. Plusieurs méthodes existent pour trouver un hydrogramme unitaire synthétique (Bennis, 2014).

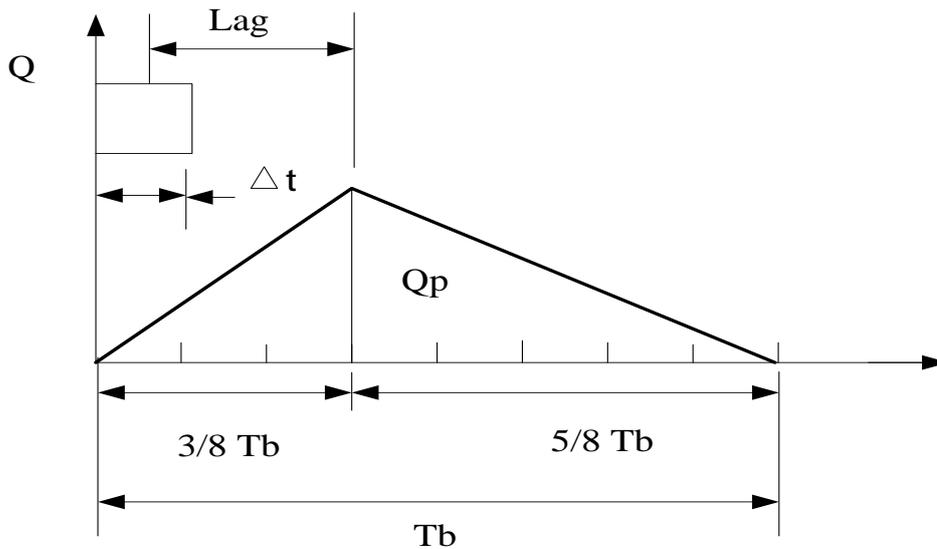


Figure II-4 Hydrogramme unitaire synthétique (Bennis, 2014)

Dans cette méthode, la durée de la pluie  $\Delta t$  qui génère l'hydrogramme unitaire doit être inférieure à  $Lag/4$ ,  $Lag$  (voir Figure II.4) étant le retard de la pointe du débit par rapport à la pluie (Bennis, 2014). Ce retard est estimé par la formule suivante:

$$Lag = 0,6 \cdot t_c \quad \text{II.11}$$

Le temps de montée est par conséquent:

$$T_M = \frac{\Delta t}{2} + 0,6 \cdot t_c \quad \text{II.12}$$

La durée de la pluie est reliée au temps de concentration par la relation empirique suivante :

$$\Delta t = 0,133 \cdot t_c \quad \text{II.13}$$

En combinant les deux relations précédentes, on obtient :

$$T_M = 0,67 \cdot t_c \quad \text{II.14}$$

En écrivant que le volume en dessous de l'hydrogramme correspond à une lame d'eau de 1 millimètre, on trouve la relation suivante:

$$Q_p = 0,208 \frac{A}{T_M} \quad \text{II.15}$$

Où :

- $A$  [ $\text{Km}^2$ ] : la surface du bassin ;
- $T_M$  [h] : le temps de montée ;
- $Q_p$  [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] : le débit de point ;

## II.8 Modelés à réservoirs

Dans ce modèle, le bassin versant est considéré comme un système qui réalise la transformation de la pluie en débit. Cette approche permet de tenir compte de l'effet de stockage du bassin, et elle suppose que les transformations dans le bassin soient instantanées. Son principe consiste à schématiser le bassin versant sous forme d'un réservoir, caractérisé par une équation de vidange qui est en fonction de la nature des orifices (Tanguy, 2009):

$$Q_s(t) = f(H(t)) \quad \text{II.16}$$

Et par une autre fonction du stockage qui est en fonction de sa forme :

$$V_s(t) = g(H(t)) \quad \text{II.17}$$

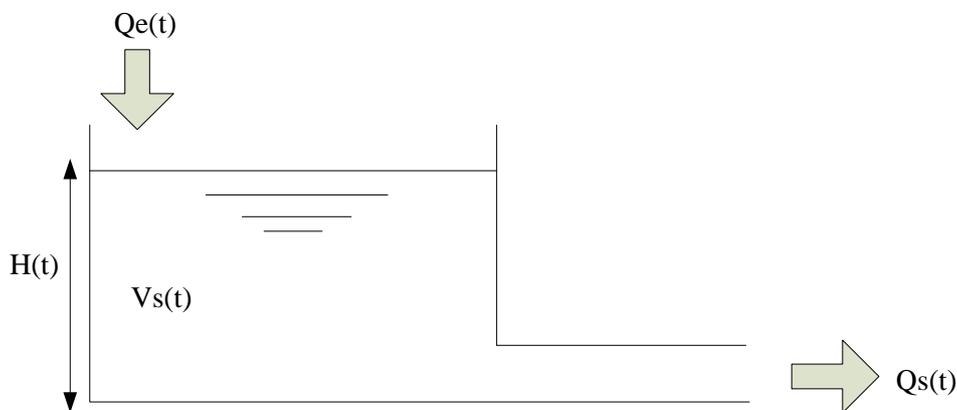


Figure II-5 Schématisation d'un modèle réservoir (Tanguy, 2009)

Les modèles à réservoirs présentent un double intérêt (Tanguy, 2009):

- une image graphique qui favorise la représentation et la conceptualisation des phénomènes ;
- une formulation mathématique simple ;

Un modèle à réservoir peut être caractérisé par le système d'équations suivant:

L'équation de continuité:

$$\frac{dV_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad \text{II.18}$$

L'équation de stockage:

$$V_s(t) = f(Q_e(t), Q_s(t)) \quad \text{II.19}$$

Où :

- $V_s(t)$  [m<sup>3</sup>] : le volume stocké à l'instant  $t$  ;
- $Q_e(t)$  [m<sup>3</sup>/s] : le débit entrant au réservoir (bassin) ;
- $Q_s(t)$  [m<sup>3</sup>/s] : le débit sortant de l'exutoire ;

### II.8.1 Modèle de réservoir linéaire

C'est parmi les modèles les plus utilisés, par sa simplicité, et la linéarité entre le volume stocké et le débit sortant. La linéarité se traduit par la relation suivante (Tanguy, 2009):

$$V_s(t) = KQ_s(t) \quad \text{II.20}$$

En combinant l'équation de continuité (II.18), et l'équation de stockage (II.19), on obtient l'équation différentielle suivante:

$$K \frac{dQ_s}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad \text{II.21}$$

La solution de cette équation différentielle est donnée par un simple intégral:

$$Q_s(t) = \frac{1}{K} \int_0^t Q_s(\tau) \cdot e^{-\frac{t-\tau}{K}} \cdot d\tau + Q_s(0) \quad \text{II.22}$$

La réponse du modèle à une averse unitaire infiniment courte est caractérisée par la relation suivante:

$$h(t) = \frac{1}{K} e^{-\frac{t}{K}}$$

Où :

$Q_s(0)$  [ $\text{m}^3 / \text{s}$ ] : le débit initial à  $t = 0$  qui peut être résultant d'un événement pluvieux précédent ;

$K$  [-] : paramètre temporel correspond au décalage dans le temps entre les centres de gravités de  $Q_s(t)$ , et  $Q_e(t)$ .

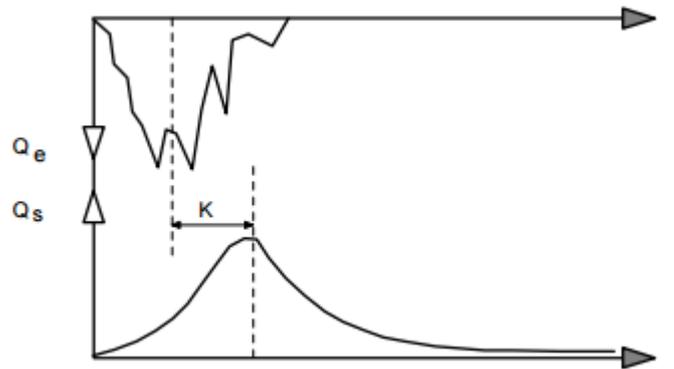


Figure II-6 Représentation de l'amortissement et du décalage temporel entre l'entrée et la sortie (Tanguy, 2009)

### II.8.2 Modèle de réservoir non linéaire

Dans cette méthode, le ruissellement sur un bassin est modélisé par un réservoir schématisé à la figure (II.7).

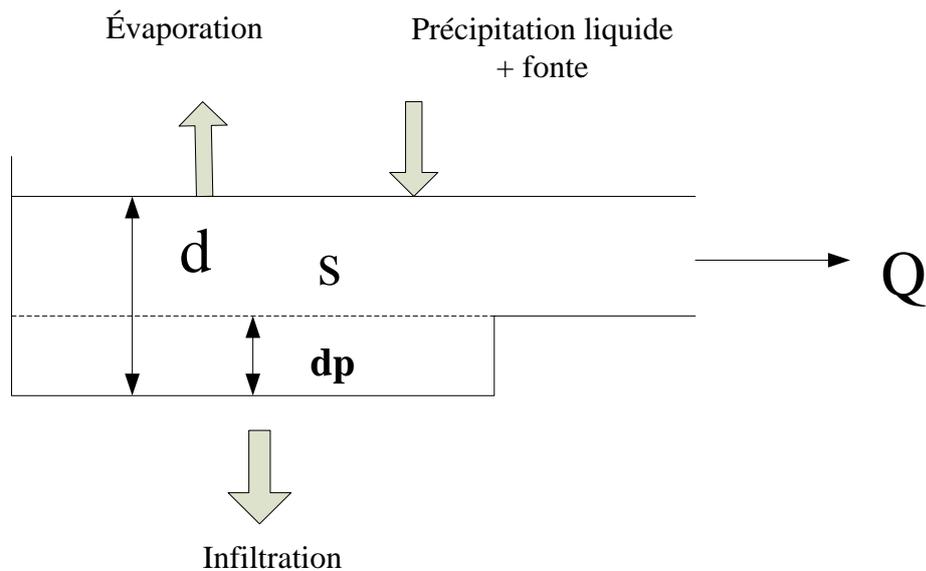


Figure II-7 Réservoir non linéaire (Tanguy, 2009)

La méthode du réservoir non linéaire est basée sur le couplage de l'équation de continuité et de l'équation de Manning (Bennis, 2014).

L'équation de continuité s'écrit:

$$\frac{dS}{dt} = A \frac{dd}{dt} = Ai^* - Q \quad \text{II.24}$$

Où :

- $d$  [m]: la profondeur de l'eau du bassin ;
- $A$  [m<sup>2</sup>]: la surface du bassin ;
- $S$  [m<sup>3</sup>]: le volume d'eau disponible dans le bassin à l'instant  $t$  ;
- $t$  [s]: le temps ;
- $i^*$  [m/s]: l'intensité des précipitations nettes ;

Le débit de sortie  $Q$  est donné par l'équation de Manning écrite sous la forme suivante:

$$Q = W \frac{1}{n} (d - d_p)^{5/3} S_0^{1/2} \quad \text{II.25}$$

Où :

- $W$  [m] : la largeur du bassin ;
- $n$  [-] : le coefficient de Manning ;
- $d_p$  [m] : la profondeur de stockage dans les dépressions ;
- $S_0$  [m/m] : la pente du terrain ;

Si le bassin est réellement rectangulaire, la largeur  $W$  représente effectivement la vraie grandeur de cette largeur, ce qui est rarement le cas. De Façon générale,  $W$  est un paramètre à étalonner pour ajuster les débits simulés aux valeurs mesurées (Bennis, 2014).

En utilisant l'équation de Manning (II.25) dans l'équation de continuité (II.24), on obtient l'équation à résoudre suivante:

$$\frac{dd}{dt} = i^* - W \frac{S_0^{1/2}}{nA} (d - d_p)^{5/3} \quad \text{II.26}$$

Sous forme de différence finie, l'équation (II.26) devient:

$$\frac{d_2 - d_1}{\Delta t} = i^* - W \frac{S_0^{1/2}}{nA} \left[ d_1 + \frac{1}{2}(d_2 - d_1) - d_p \right]^{5/3} \quad \text{II.27}$$

À chaque intervalle de temps, la valeur de  $d_2$  est trouvée par la méthode itérative de Newton-Raphson. Les différentes valeurs successives des profondeurs  $d$  permettent ensuite de calculer les débits correspondant à l'exutoire du bassin en utilisant l'équation (II.25).

**Chapitre III :**  
**La modélisation hydraulique des**  
**écoulements dans les conduites**

---

### III La modélisation hydraulique des écoulements dans les conduites

#### III.1 Introduction

Dans le domaine de l'hydraulique urbain, un hydraulicien doit connaître l'information temporelle et spatiale concernant les caractéristiques de l'écoulement (débit, vitesse, hauteur), le long d'une conduite, ce qui va lui permettre de faire des prédictions, et des simulations sous différents paramètres d'entrées, dans le but de mieux gérer le réseau, et d'assurer son bon fonctionnement. Pour ce faire il est possible de faire recours à la modélisation du fonctionnement hydraulique des réseaux.

Dans le présent chapitre, nous allons présenter:

- Les équations de Barré Saint-Venant ;
- les méthodes numériques de résolution du système de Barré Saint-Venant ;

#### III.2 Les équations de Barré Saint-Venant

Les équations de Barré Saint Venant sont publiées en 1871, par Jean-Claude Adhémar Barré, elles régissent les écoulements à surface libre dans les conduites. Ces équations sont obtenues à partir des équations de Navier-Stokes, à l'aide d'hypothèses simplificatrices, elles sont appliquées dans différents domaines (Hervouet, 2003).

##### III.2.1 Le système général de Barré Saint-Venant

En se basant sur les hypothèses suivantes (Tanguy, 2009):

- un fluide incompressible
- l'écoulement est monodimensionnel selon un axe Ox
- la pente du fond est faible

On peut écrire le système d'équations suivant qui constitué de deux équations:

- l'équation de continuité (conservation de la masse)

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \text{III.1}$$

- l'équation dynamique (conservation de la quantité de mouvement):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q}{S} \frac{\partial Q}{\partial x} + gS \frac{\partial h}{\partial x} = gS(I - J) + (\varepsilon - 1)q \frac{Q}{S} \quad \text{III.2}$$

Où :

- $h$  [m]: la hauteur d'eau ;
- $I$  [m/m]: la pente de terrain ;
- $J$  [m/m]: la perte de charge ;
- $q$  [m<sup>3</sup>/s]: débit latéral ;
- $Q$  [m<sup>3</sup>/s]: le débit dans la conduite ;
- $S$  [m<sup>2</sup>]: la section mouillée ;
- $t$  [s]: le temps ;
- $U$  [m/s]: la vitesse moyenne de l'écoulement sur la section  $S$  ;
- $x$  [m]: l'abscisse ;
- $\varepsilon$  [-] : constant varie entre [0 1],  $\varepsilon = 0$  si le débit latéral n'apporte aucune quantité de mouvement à l'écoulement principal,  $\varepsilon = 1$  dans le cas contraire ;

Notre système est composé de cinq inconnues:

- $S, Q, U, h$  qui sont des fonctions continues des deux variables  $x$  et  $t$  ;
- la perte de charge  $J$  ;

En ajoutant trois hypothèses complémentaires suivantes, nous pouvons résoudre le système d'équations (Tanguy, 2009):

- les pertes de charge en régime transitoire peuvent être calculées de la même manière que pour en régime permanent ;
- l'expression numérique qui relie la section mouillée  $S$  à la hauteur  $h$  ;
- l'expression numérique qui relie le débit  $Q$  à la section mouillée  $S$ , et la vitesse moyenne  $U$  ;

$$Q = SU \quad \text{III.3}$$

$$J = \frac{U^2}{C_h^2 R_h} \quad \text{III.4}$$

$$S = f(h) \quad \text{III.5}$$

Où :

- $C_h$  [m<sup>1/2</sup>/s]: coefficient de Chézy ;

- $R_h$ [m]: Rayon hydraulique ;

$C_h$  peut être calculé par différentes formules, parmi celles la formule suivante est la plus utilisée:

$$C_h = K_m R_h^{1/6} \quad \text{III.6}$$

Où :

- $K_m$  [-] : coefficient de Manning Strickler ;

Il faut aussi définir des conditions aux limites amont et aval du bief (tronçon), et des conditions initiales pour  $t = 0$ .

Ce modèle est le plus complet et le plus général. Il est applicable aux biefs réguliers (un tronçon de caractéristiques homogènes) ou évoluant de façon simple en fonction de  $x$ .

### III.2.2 Formes simplifiées des équations de Barré Saint-Venant

Plusieurs simplifications sont possibles des équations de Barré saint-Venant, qui dépend du régime d'écoulement, et du fonctionnement du réseau. Dans notre cas nous supposons qu'il n'y a pas d'apport latéral, c'est-à-dire  $q = 0$  (Tanguy, 2009).

L'équation de continuité devient:

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{III.7}$$

L'équation dynamique devient:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q}{S} \frac{\partial Q}{\partial x} + gS \frac{\partial h}{\partial x} = gS(I - J) \quad \text{III.8}$$

$$(1) \quad (2) \quad (3) \quad (4) \quad (5)$$

Où :

- $(\frac{\partial Q}{\partial t})$ : premier terme d'inertie ;
- $(\frac{Q}{S} \frac{\partial Q}{\partial x})$ : deuxième terme d'inertie (accélération convective) ;
- $(gS \frac{\partial h}{\partial x})$ : terme de pression, lié à la pente de la surface libre ;
- $(gS)$ : terme de gravité ;
- $(I - J)$ : terme de frottement, lié aux pertes de charge ;

Selon les ordres de grandeurs relatifs des différents termes, des simplifications de l'équation dynamique (III.8) sont possibles. Il est rare que tous les termes aient le même ordre de grandeur, en fonction des caractéristiques géométriques et des conditions aux limites, nous pouvons trouver les formes suivantes :

- *Modèle à inertie prépondérante et frottements négligeables*: les termes (4) et (5) sont négligés, d'où:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q}{S} \frac{\partial Q}{\partial x} + gS \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad \text{III.9}$$

Ce modèle est dit modèle de l'onde dynamique, ce dernier est très peu employé, car il correspond à des ondes de haute fréquence, qui ne sont pas des situations fréquentes en hydrologie urbaine (Tanguy, 2009).

- *Modèle à frottements prépondérants et inertie négligeable*: les termes (1) et (2) sont négligés, d'où:

$$g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) \quad \text{III.10}$$

Ce modèle est appelé le modèle de l'onde diffusante, et convient à la plupart des situations courantes rencontrées dans les systèmes d'assainissement.

- Si de plus, le terme (3) est négligé, nous obtenions *le modèle de l'onde cinématique*, d'où:

$$g(I - J) = 0 \Leftrightarrow I = J \quad \text{III.11}$$

Ce modèle donne des résultats satisfaisants pour simuler la propagation des ondes de crue dans les situations les plus usuelles, il ne permet pas de représenter correctement l'évolution associée des hauteurs d'eau et des vitesses (l'écoulement est représenté par une succession d'écoulements uniformes, et la ligne d'eau est toujours parallèle au fond) (Tanguy, 2009).

### III.3 Résolution numérique des équations de Barré Saint-Venant

Le système d'équations de Barré Saint-Venant ne possède pas de solution analytique connue. Il faut donc le résoudre numériquement. Pour cela, trois grandes familles de méthodes numériques sont généralement utilisées (Tanguy, 2009):

- résolution par la méthode des caractéristiques (très rarement utilisée en hydrologie urbaine) ;
- résolution par la méthode des éléments finis (très peu utilisée) ;
- résolution par des schémas de différences finies (la plus utilisée) ;

### **III.3.1 Méthode des caractéristiques**

On se place dans le plan  $(x, t)$  et on cherche les courbes caractéristiques, c'est-à-dire les courbes où il existe une relation entre le temps et l'espace. Cette relation est utilisée pour remplacer les équations aux dérivées partielles par un système d'équations différentielles totales. La méthode n'est applicable facilement que sous certaines conditions simples (section d'écoulement rectangulaire). De plus, le schéma de résolution n'est pas nécessairement conservatif, car on est conduit à assimiler les courbes caractéristiques à des droites.

Même si elle est une des premières à avoir été mise en œuvre historiquement pour le calcul de la propagation des crues dans les rivières (où la valeur élevée du rapport  $B/h$  permet d'assimiler facilement la section d'écoulement à une section rectangulaire), la méthode des caractéristiques est très peu utilisée en pratique pour les calculs en hydrologie urbaine (Hervouet, 2003).

### **III.3.2 Méthode des éléments finis**

Cette méthode consiste à transformer les équations différentielles sous des formes intégrales basées sur le concept de minimisation d'une quantité, conduisant à la solution exacte. En d'autres termes il s'agit de trouver une fonction globale représentant le modèle mathématique dans le domaine étudié (Hervouet, 2003).

Le principe fondamental de la méthode des éléments finis consiste à :

- Définir une partition du domaine d'étude, c'est-à-dire subdiviser le domaine d'étude en régions élémentaires (Eléments Finis) ;
- Représenter la fonction inconnue sur chacun de ces éléments par une approximation Polynomiale ;
- Construire les formes intégrales ;
- Minimiser l'intégrale ;
- Une organisation matricielle des calculs ;
- Une résolution du système algébrique ;

La MEF est une méthode très puissante pour la résolution des équations aux dérivées partielles surtout dans les géométries complexes. Sa mise en œuvre par contre, est assez compliquée et nécessite une place mémoire assez importante.

### III.3.3 Méthode des volumes finis

La méthode des volumes finis sert à la résolution des équations aux dérivées partielles, par l'approximation de dérivées par des intégrales. Le principe de cette méthode est de subdiviser le domaine d'étude en volumes élémentaires d'une manière que chaque volume contient un nœud principal P. chaque volume est délimité par des interfaces, et chaque nœud principal est limité par des nœuds voisins. L'équation différentielle est transformée en intégrale dans chaque volume élémentaire qui sera calculé par une fonction d'approximation (linéaire, exponentielle, etc.) entre deux nœuds consécutifs (Hervouet, 2003).

### III.3.4 Méthode de différences finies

La méthode des différences finies sert à la résolution des équations aux dérivées partielles, par l'approximation de dérivées par des différences finies. Le principe de cette méthode est de subdiviser le domaine d'étude en un nombre déterminé de nœuds et par le développement limité en série de Taylor on représente la fonction recherchée en chacun des nœuds du domaine d'étude. L'équation différentielle est transformée en équation algébrique simple à résoudre pour chaque nœud (Hervouet, 2003).

## III.4 Modèle de l'onde diffusante

Après des simplifications des équations de Barré Saint-Venant, nous sommes ramenés aux deux équations suivantes (Tanguy, 2009):

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \end{array} \right. \quad \text{III.12}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial h}{\partial x} = (I - J) \end{array} \right. \quad \text{III.13}$$

En combinant ces deux équations, nous pouvons éliminer l'une des deux variables  $h$  ou  $Q$ . Si l'on choisit d'éliminer  $h$ , ce qui permet souvent de simplifier l'expression des conditions aux limites, il reste une équation unique en  $Q$  qui s'écrit:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} = D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad \text{III.14}$$

Où :

- $C$  [m/s] : Célérité de l'onde, correspondant au déplacement de l'onde de crue ;
- $D$  [m<sup>2</sup>/s] : Coefficient de diffusion, correspondant à l'atténuation de l'onde de crue ;

La résolution de l'équation précédente nécessite de connaître, estimer ou calculer  $C$  et  $D$ . Ces variables sont données par les relations suivantes (Tanguy, 2009):

$$C = \frac{dQ}{dS} + \frac{B}{D} \left( \frac{\partial B}{\partial x} - J \frac{\partial B}{\partial h} \right) \quad \text{III.15}$$

$$D = \frac{Q}{2BJ} \approx \frac{Q}{2BI} \quad \text{III.16}$$

Où :

- $B$ [m]: la largeur au miroir, fonction de la hauteur d'eau  $h$

$$B = \frac{\partial S}{\partial h} \quad \text{III.17}$$

### **III.5 Modèle de l'onde cinématique**

En se basant sur les hypothèses suivantes (Tanguy, 2009):

- L'énergie due à la crue est négligeable devant les forces de pesanteur ;
- L'aval n'a aucune influence sur l'amont ;
- Il existe une relation univoque de la forme ;

Le système d'équation à résoudre devient:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ \mathbf{I} = \mathbf{J} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{III.18} \\ \text{III.19} \end{array}$$

En combinat ces deux relations on obtient:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{III.20}$$

Où :

- $C$  [m/s] : la célérité de l'onde ;

### III.6 Les modèles conceptuels

Ces modèles sont généralement dérivés de la dynamique des systèmes, et adaptés aux phénomènes concernant l'hydrologie urbaine. L'objectif de ces modèles n'est pas de décrire le détail des phénomènes physiques en jeu, mais seulement de représenter au mieux les transformations subies par l'hydrogramme lorsqu'il traverse un tronçon particulier du collecteur.

#### III.6.1 Modèle du time-offset

Ce modèle est basé sur l'hypothèse suivante:

- la propagation de l'hydrogramme à travers le collecteur se fait sans déformation ;

Le transfert entre l'amont et l'aval du collecteur induit donc un simple décalage temporel. Dans ce modèle l'effet de laminage est totalement ignoré, par effet les débits de pointe en sortie du réseau vont être surestimés. Il a cependant l'avantage de permettre des simulations de réseaux d'assainissement extrêmement rapides (Tanguy, 2009).

Sur le plan formel, ce modèle peut être rapproché du modèle de l'onde cinématique:

$$Q_s(t + T_0) = Q_e(t) \quad \text{III.21}$$

Sur le plan numérique, qu'un hydrogramme entrant à l'instant  $t$ , au d'abscisse  $x$  se retrouve à l'identique au point d'abscisse  $x+\Delta x$  à l'instant  $t+T_0$ ,  $T_0$  étant le décalage temporel ou time-offset. Le paramètre  $T_0$  est le seul paramètre de ce modèle, et il existe plusieurs techniques pour déterminer sa valeur:

- en procédant par ajustement expérimental ;
- en divisant le pas d'espace  $\Delta x$  par une vitesse d'écoulement moyenne ;

#### III.6.2 Modèle Muskingum

Le modèle Muskingum est formellement très proche des modèles à réservoir utilisés pour la transformation de la pluie en débit. Il repose sur l'équation de conservation, et sur une

équation de stockage reliant linéairement le volume stocké à une combinaison linéaire des débits entrant et sortant (Tanguy, 2009) :

$$\frac{dV_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad \text{III.22}$$

$$V_s = K[aQ_e(t) + (1+a)Q_s(t)] \quad \text{III.23}$$

Où :

- $V_s$  [m<sup>3</sup>] : le volume stocké ;
- $Q_e$  [m<sup>3</sup>/s] : le débit entrant ;
- $Q_s$  [m<sup>3</sup>/s] : le débit sortant ;
- $K$  [s] : le paramètre du modèle Muskingum ;
- $a$  [-] : un paramètre de pondération, pour des raisons numériques,  $a \in [-0,5 ; 0,5]$  ;

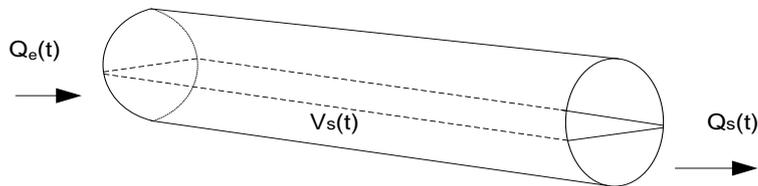


Figure III-1 Principe du modèle Muskingum (Tanguy, 2009)

Le paramètre  $K$  représente le décalage temporel entre le centre de l'hydrogramme d'entrée et celui de l'hydrogramme de sortie. C'est aussi théoriquement, le temps de transit d'une onde se propageant avec une célérité  $C$  sur une distance  $\Delta x$  :

$$K = \frac{\Delta x}{C} \quad \text{III.24}$$

# **Partie 2 :**

# **Résultats et discussion**

**Chapitre IV :**  
**Présentation de la zone d'étude et les**  
**caractéristiques du bassin versant**

---

## IV Présentation de la zone d'étude et les caractéristiques du bassin versant

### IV.1 Situation géographique

Le bassin versant de notre collecteur est situé au nord d'Alger, il occupe une superficie de 752 ha pour un périmètre de 12,35 Km. Il regroupe trois communes (Bouzareah, Oued Koreich et Bab El Oued), il es limité par : la commune de Béni Messous à l'Ouest la commune de la Casbah l'Est, et de la commune de Bologhine au Nord, et la commune de Ben Aknoun au Sud (Figure IV.1).

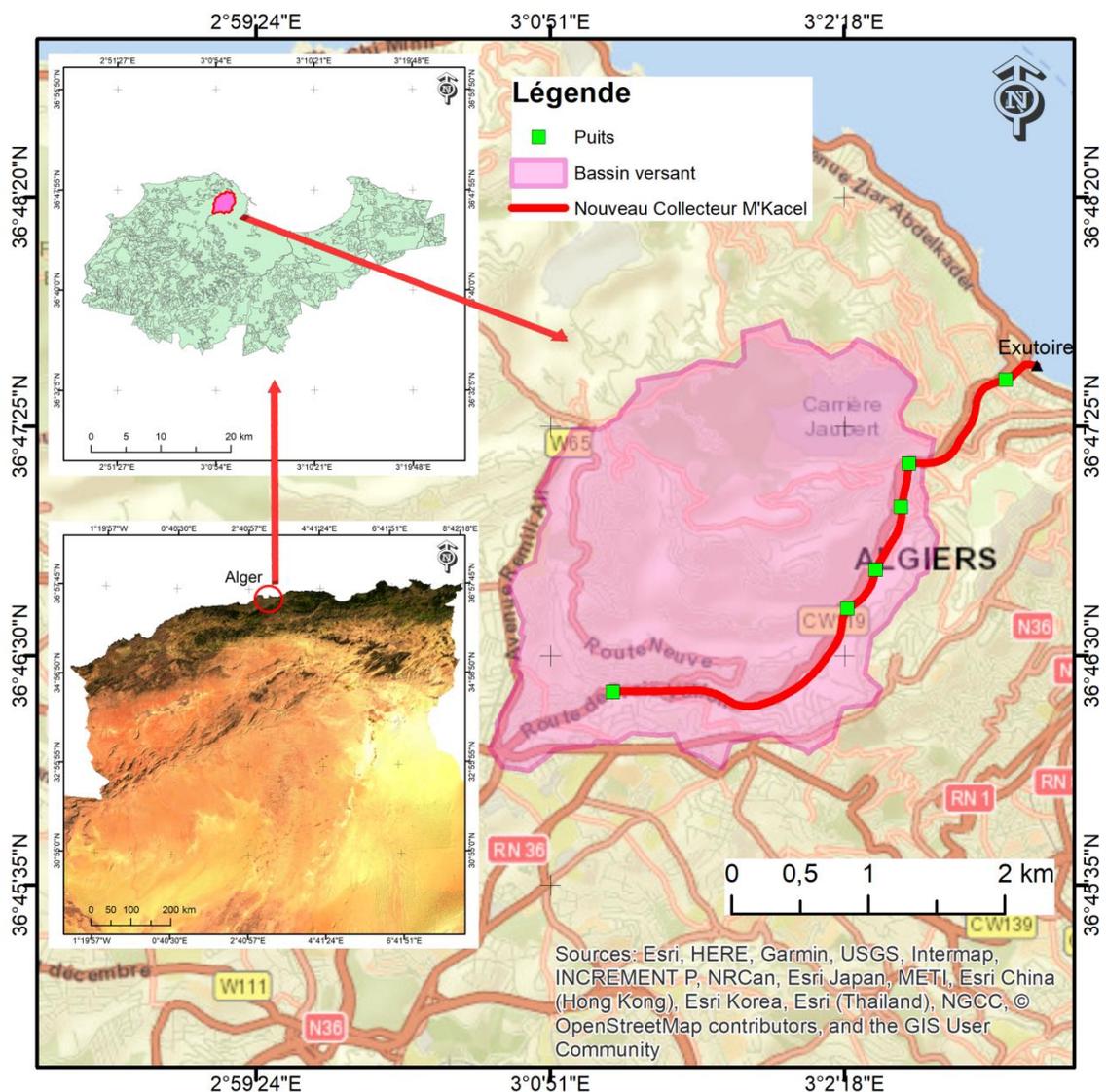


Figure IV-1 La situation géographique du bassin versant

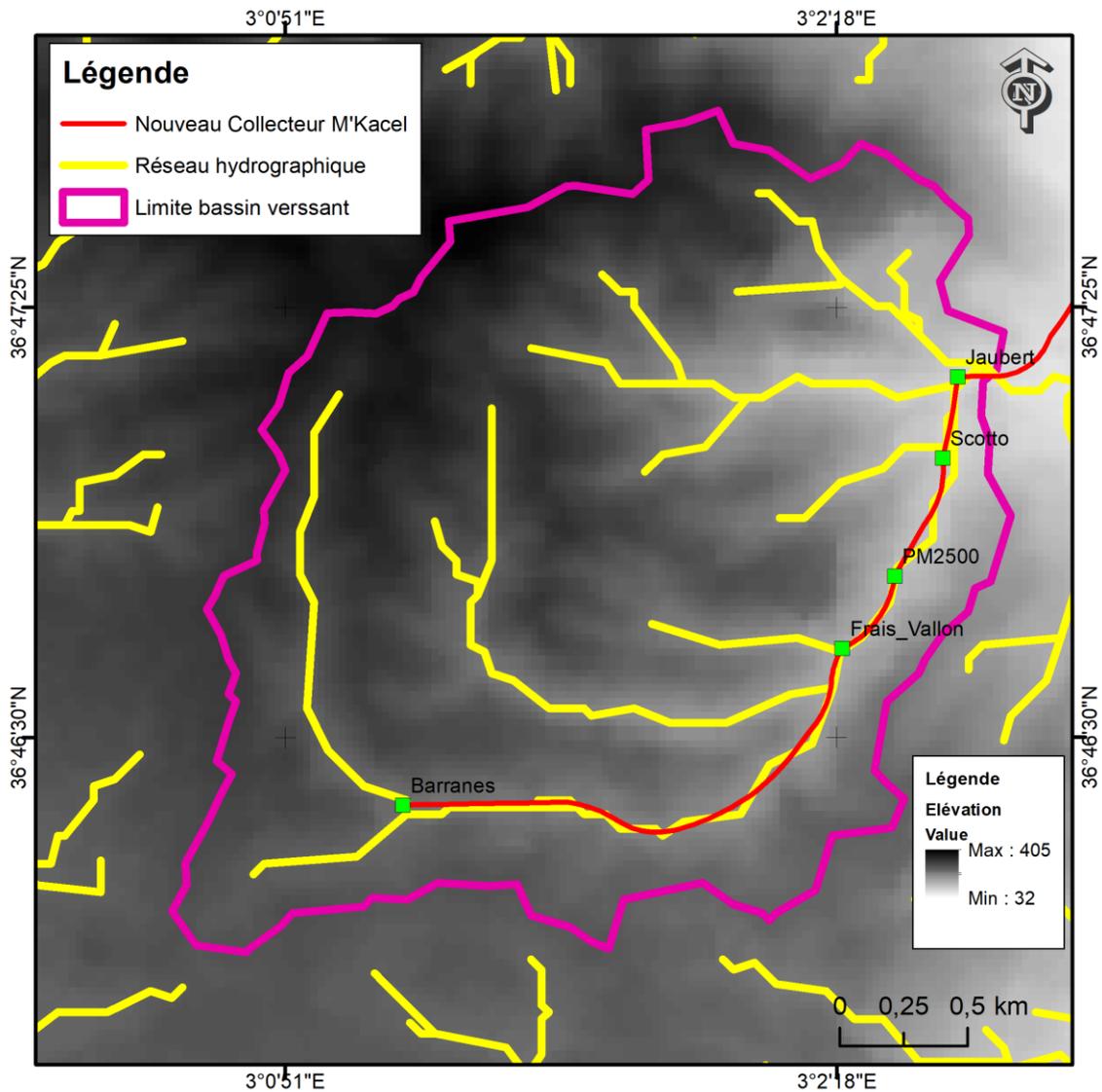


Figure IV-2 Délimitation du bassin versant et son réseau hydrographique (ASTER GDEM, 2011)

## IV.2 Climatologie

La zone étudiée se situe dans la wilaya d'Alger qui possède un climat méditerranéen subhumide où les étés sont chauds et sec et les hivers sont doux et pluvieux et enneigés (ONM, 2016).

### IV.2.1 Température

Les températures des moyennes des maxima et minima sont de 32,8°C et 5,7°C la moyenne annuelle étant de 18°C.

### IV.2.2 Précipitation

La wilaya d'Alger reçoit des quantités annuelles des précipitations variant entre 400 mm et 1200 mm avec une pluviométrie moyenne de 579,4 mm/an.

### IV.3 Caractéristiques de formes

La forme du bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme de crue à l'exutoire du bassin, il est possible d'avoir deux hydrogrammes de crue différents (débits de pointe différents) pour deux bassins de même surface et pour une même averse (cours epfl.ch).

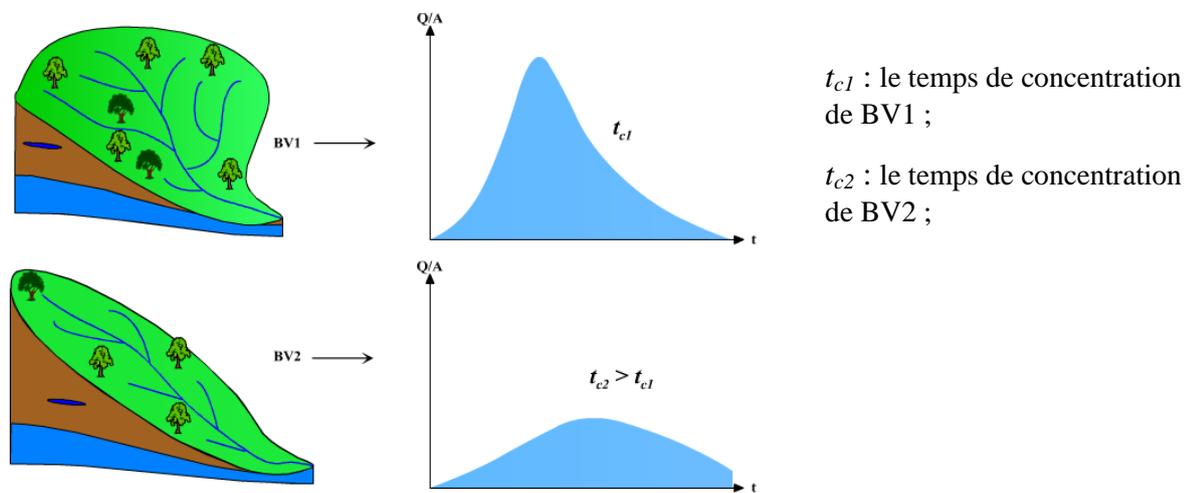


Figure IV-3 L'influence de la forme du bassin versant sur le temps de concentration (cours epfl.ch)

#### IV.3.1 Coefficient de compacité

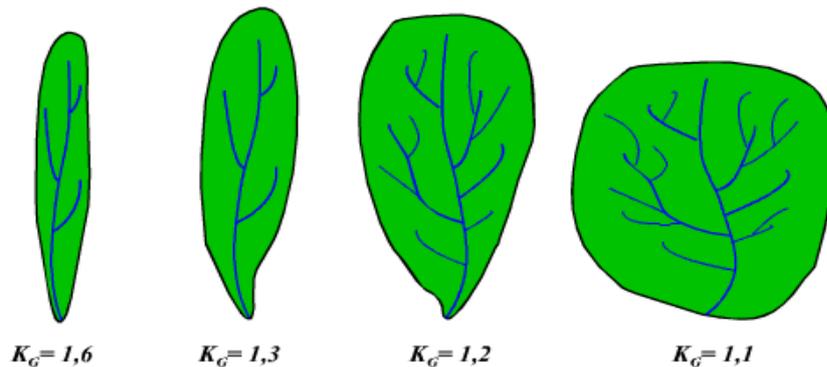
Le coefficient de compacité donne une indication sur la forme du bassin et il est caractérisé par la relation suivante (cours epfl.ch) :

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} \quad \text{IV.1}$$

Où :

- $A$  [ $\text{Km}^2$ ] : superficie du bassin versant  $7.52 \text{ Km}^2$  ;
- $P$  [ $\text{Km}$ ] : Périmètre du bassin versant  $12.97 \text{ Km}$  ;
- $K_c$  [-] : coefficient de compacité

Plus l'indice de compacité est faible (bassin compact), plus sa forme est ramassée, aussi, plus le temps de concentration est court, plus le débit de pointe sera élevé (Figure IV.3).



**Figure IV-4 La forme du bassin versant en fonction du coefficient de compacité (cours epfl.ch)**

Pour notre bassin versant  $K_C = 1,33$  donc le bassin est assez allongé

### IV.3.2 Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est la transformation géométrique du bassin versant qui a une forme complexe en un rectangle, en gardant la même superficie et le même périmètre, et donc la même répartition hypsométrique, ayant comme but de comparer entre les bassins versants en terme d'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement, et pour calculer les pentes dans les bassins versants.

$L$  et  $l$  (représentant respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent), sont établis par les deux relations suivantes :

$$L = \frac{K_C \sqrt{A}}{1.128} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{K_C} \right)^2} \right] \quad K_C \geq 1.12 \quad \text{IV.2}$$

$$l = \frac{K_C \sqrt{A}}{1.128} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{K_C} \right)^2} \right] \quad K_C \geq 1.12 \quad \text{IV.3}$$

Où :

- $K_C [-]$  : Coefficient de compacité ;
- $A [Km^2]$  : Surface du bassin versant ;

Pour notre bassin versant nous trouvons :

$l=1490$  m

$L=4977$  m

## IV.4 Caractéristiques topographiques

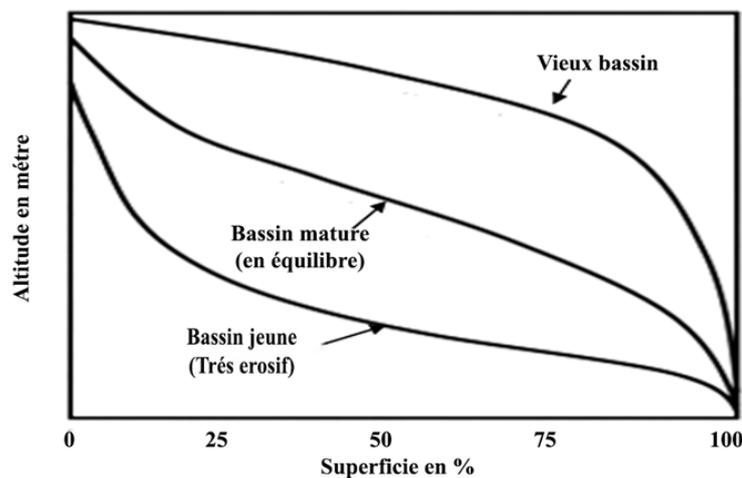
### IV.4.1 Relief et courbe hypsométrique

Le relief d'un bassin versant est un facteur déterminant et représentant une grande influence sur l'écoulement de l'eau dans ce dernier, et sur ses caractéristiques (vitesse d'écoulement, temps de concentration, etc.).

Le relief peut être illustré par la courbe hypsométrique, qui est établie en mesurant les superficies comprises entre les courbes de niveau et en leur attribuant des pourcentages de la surface totale.

La courbe hypsométrique donne des indications sur l'état du bassin versant et sur sa résistance à l'érosion et la possibilité d'infiltration.

La figure (IV.5) montre les différents états d'un bassin versant à partir de la courbe hypsométrique.



**Figure IV-5 L'état du bassin versant en fonction de l'allure de la courbe hypsométrique**

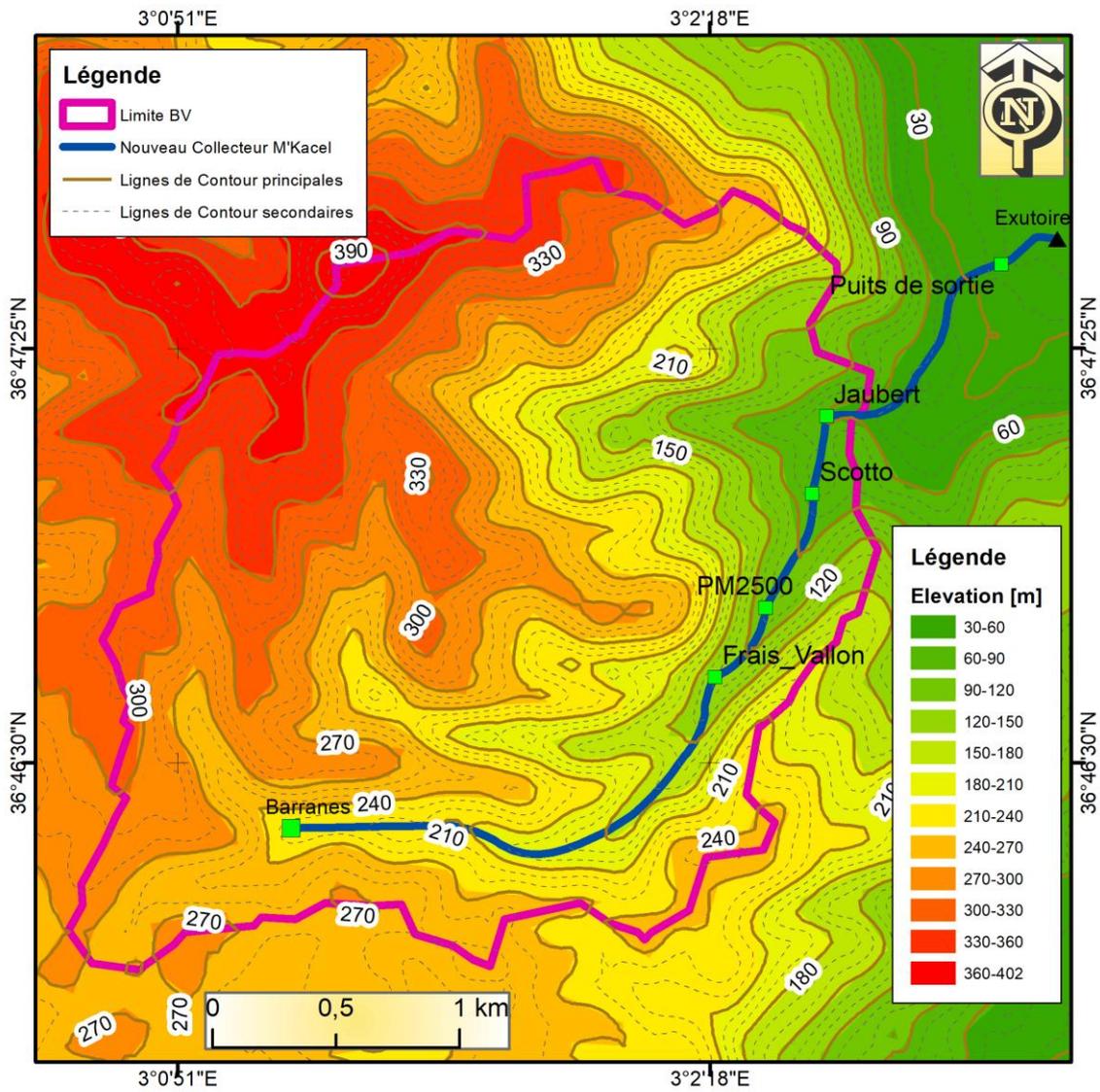
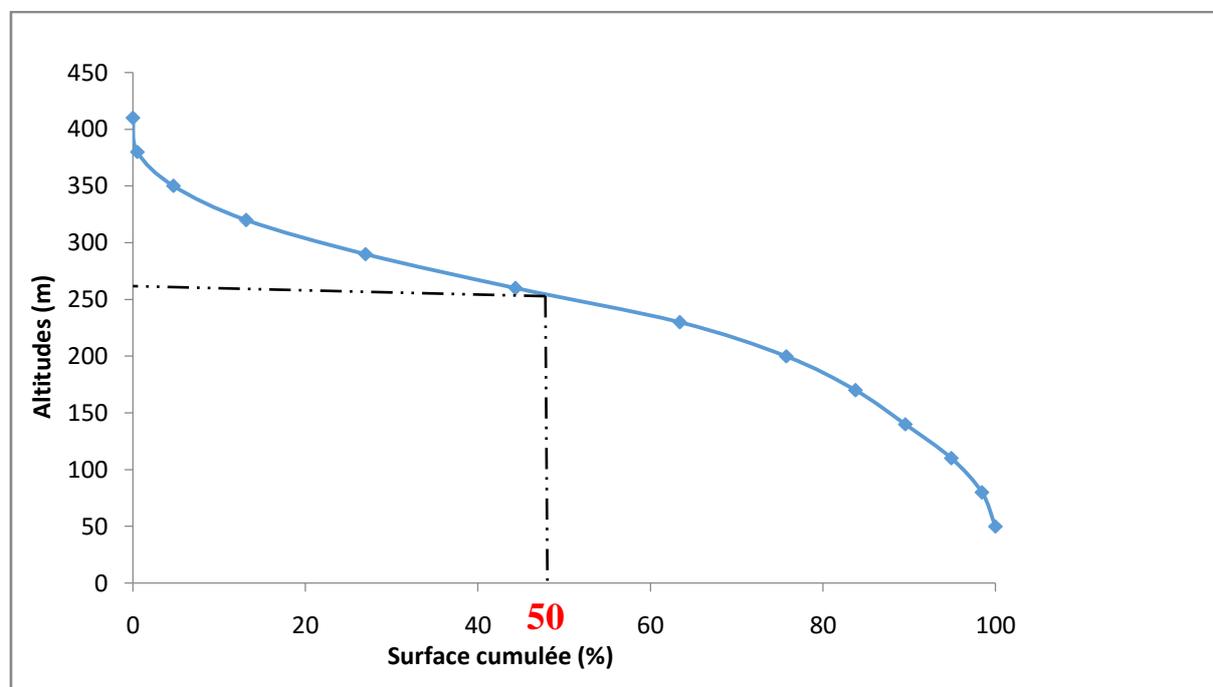


Figure IV-6 Le modèle numérique du terrain et les courbes du niveau de notre zone d'étude (ASTER GDEM, 2011)

En utilisant le modèle numérique du terrain Figure (IV.6), nous avons pu obtenir le tableau (IV.1) :

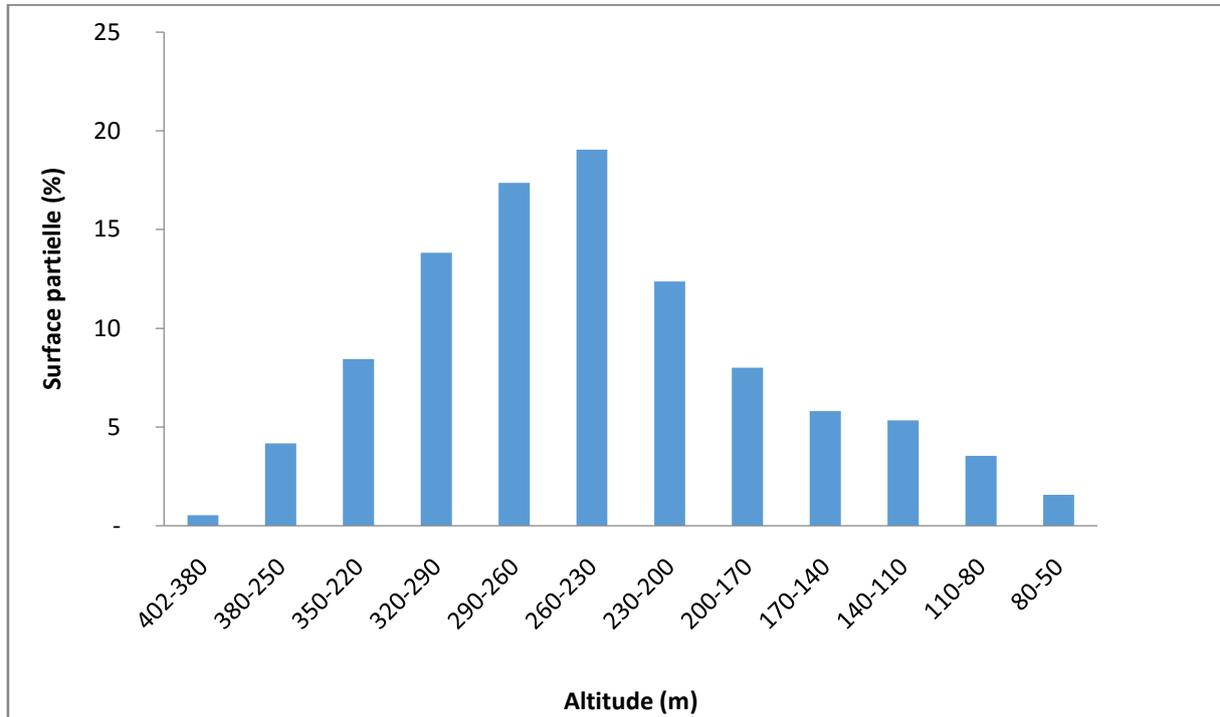
**Tableau IV.1 Répartition altimétrique du bassin versant déterminé en se basant de MNT d'ASTER GDEM (2011)**

Tranche D'altitude [m]	Surface partielle [ha]	Surface partielle (%)	Surface cumulée (%)
402-380	4,05	0,54	0,54
380-250	31,37	4,17	4,71
350-220	63,43	8,43	13,14
320-290	104,03	13,83	26,98
290-260	130,58	17,36	44,34
260-230	143,26	19,05	63,39
230-200	93,06	12,37	75,76
200-170	60,22	8,01	83,77
170-140	43,61	5,80	89,56
140-110	40,08	5,33	94,89
110-80	26,59	3,54	98,43
80-50	11,83	1,57	100,00



**Figure IV-7 La courbe hypsométrique déterminée en se basant de MNT d'ASTER GDEM (2011)**

L'allure de la courbe hypsométrique dans la (Figure IV.7) montre que notre bassin versant est un bassin mature (en équilibre) offrant un potentiel érosif moyen à assez fort.



**Figure IV-8 Histogramme des fréquences altimétrique**

L'altitude maximale est de 402 m, et l'altitude minimale est de 50 m. L'altitude moyenne donnée par l'ordonnée moyenne de la courbe hypsométrique est de 250 m (Figure IV.8).

L'altitude la plus fréquente se situe entre 230 et 260 m, Suivi d'un maximum secondaire entre 260 et 290 m (Figure IV.8).

Les altitudes les moins fréquentes se situent dans la tranche supérieure à 380 m, et 410 m.

À partir de la courbe hypsométrique on peut déduire l'altitude moyenne :

$$H_{moy} = \sum \frac{A_i \cdot h_i}{A} \quad \text{IV.4}$$

$$H_{moy} = 243.64 \text{ m}$$

Où :

- $A_i$  [ $\text{Km}^2$ ] : Aire comprise entre deux courbes de niveau ;
- $A$  [ $\text{Km}^2$ ] : Surface totale du bassin versant ;
- $h_i$  [m] : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau ;

La carte donnée dans la Figure (IV.9) montre la répartition des classes d'altitudes sur tout le bassin versant :

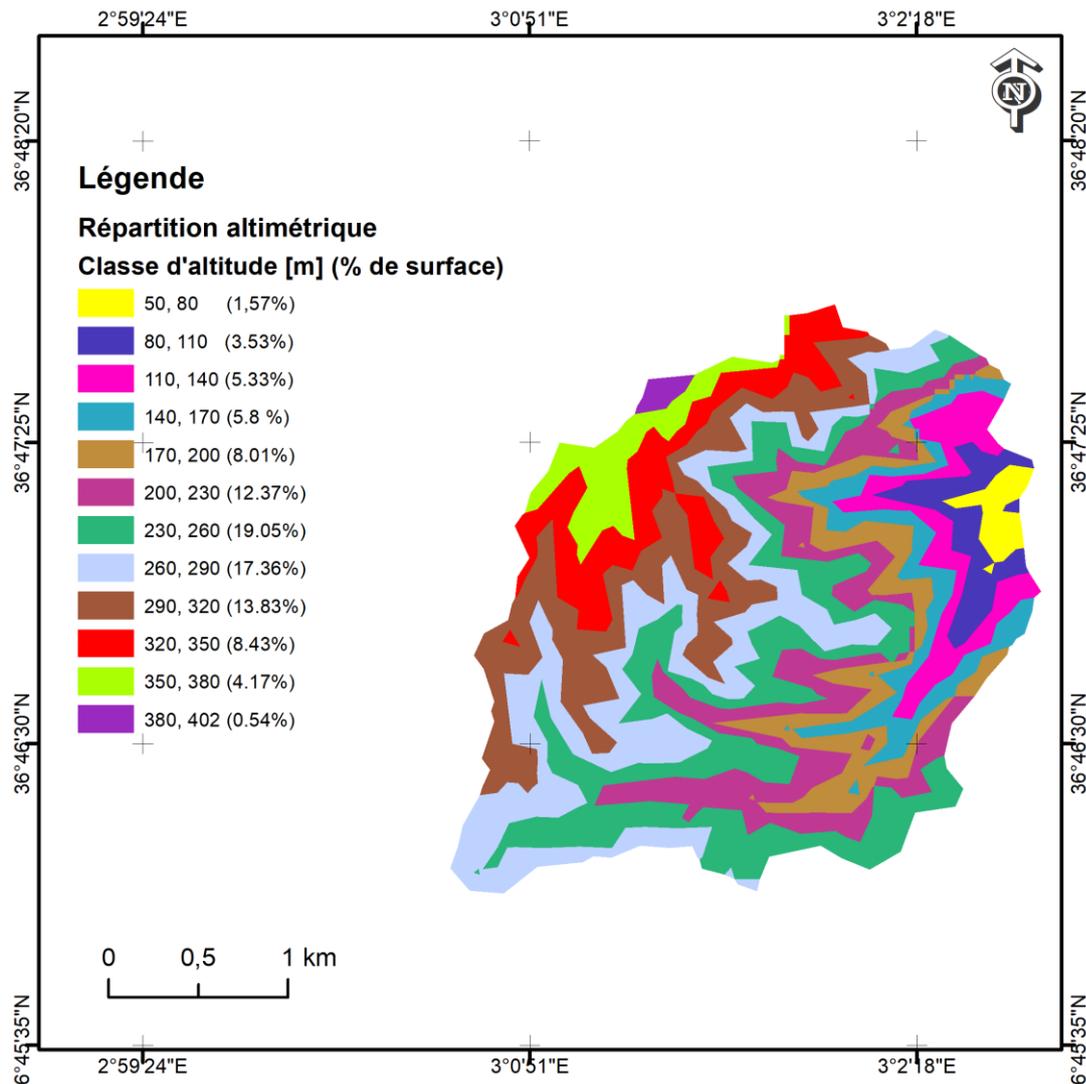


Figure IV-9 La carte hypsométrique

#### IV.4.2 Indice de pente globale ( $I_g$ )

Le relief joue un rôle important pour la connaissance de l'aptitude au ruissellement des terrains. Son appréhension peut être faite à l'aide de l'indice de pente global  $I_g$  donné par la relation suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} \quad \text{IV.5}$$

Où :

- $I_g$  [-] : indice global de Roche ;
- $D$ [m]: dénivelée ;

La dénivelée  $D$  est donc égale à  $H_{5\%} - H_{95\%}$ . Avec  $H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$  sont les altitudes entre lesquelles s'inscrivent 90% de la surface du bassin.

$H_{5\%} = 350 \text{ m}$  ;  $H_{95\%} = 110 \text{ m}$  ;  $L = 4977 \text{ m}$

$$I_g = 0.048$$

**Tableau IV.2 Classification d'ORSTOM**

Classe	Type de relief	Indice de pente globale
1	Relief très faible	$I_g < 0,002$
2	Faible	$0,002 < I_g < 0,005$
3	Assez faible	$0,005 < I_g < 0,01$
4	Modéré	$0,01 < I_g < 0,02$
5	Assez fort	$0,02 < I_g < 0,05$
6	Fort	$0,05 < I_g < 0,5$
7	Très fort	$0,5 < I_g$

D'après la classification d'ORSTOM, on peut dire que le relief de notre bassin versant est assez fort ce qui engendre des érosions assez fortes.

#### **IV.4.3 Pente moyenne**

C'est une caractéristique importante qui sert à décrire la topographie du bassin versant, et donner des indications sur le temps de parcours de l'eau (le temps de concentration). La pente influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

La relation suivante donne une valeur approchée de la pente moyenne :

$$I_{moy} = \frac{D}{L} \quad \text{IV.6}$$

Où :

- $I_{moy}$  [m/m] : pente moyenne ;
- $D$  [m] : dénivelée totale ; c'est la différence entre l'altitude maximale et l'altitude minimale
- $L$  [m] : longueur de rectangle équivalent ;

AN :

$$I_{moy} = \frac{402 - 53}{4977}$$

$$I_{moy} = 0.07 \text{ m/m}$$

#### **IV.5 Coefficient de ruissellement**

Le coefficient de ruissellement représente la quantité d'eau ruisselé par rapport a la quantité totale précipitée. Il dépend de la nature du sol, la pente du terrain, occupation du sol, ...etc.

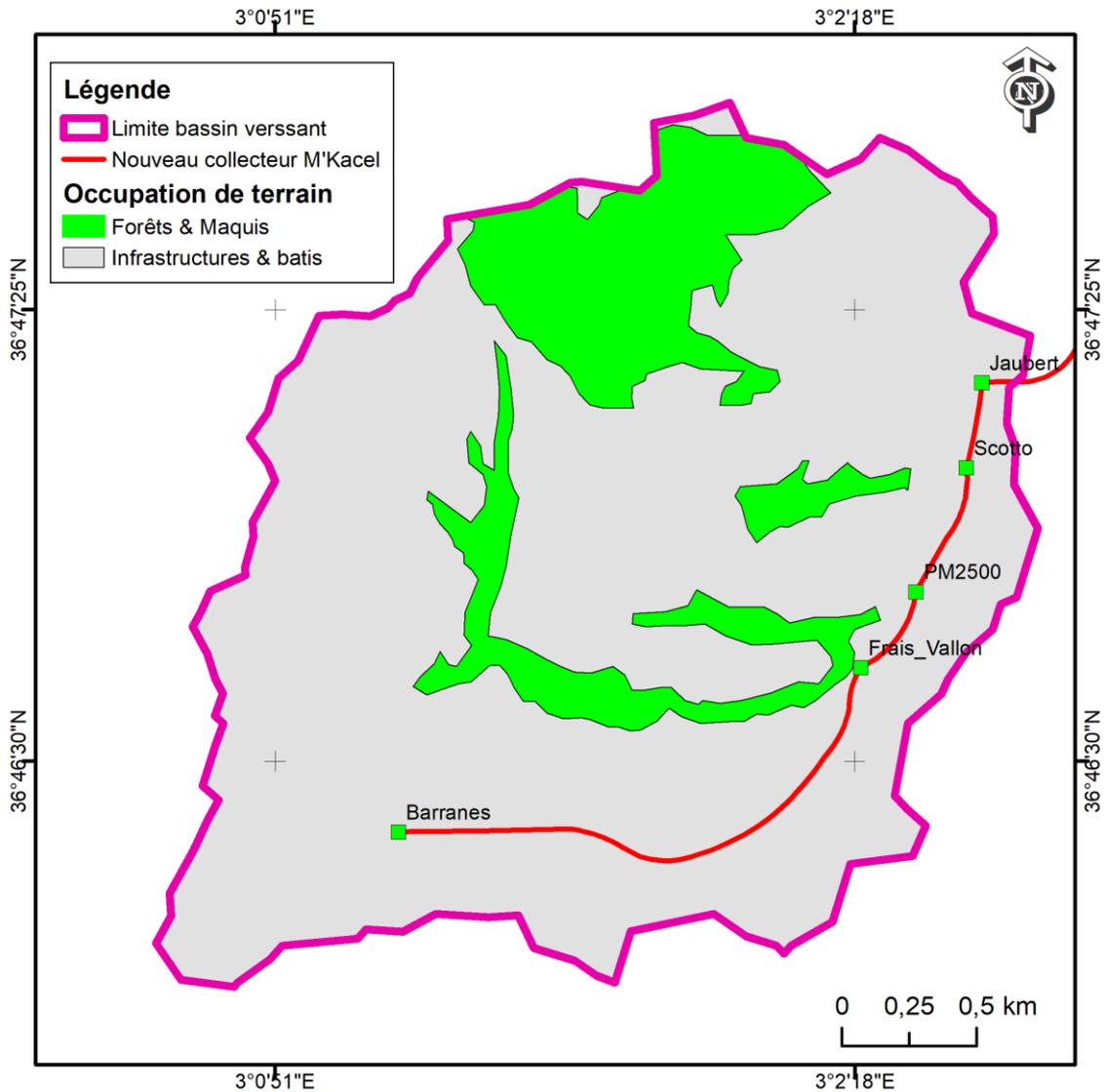


Figure IV-10 Carte d'occupation du sol (INSID, 2011)

$$C_{imp} = \frac{\text{Surface imperméable}}{\text{Surface totale}} \quad \text{IV.7}$$

La carte d'occupation du sol (Figure IV.10) indique que la surface imperméable du bassin versant étudié égale à 627 ha et d'une surface totale de 752 ha. Cela conduit à un coefficient d'imperméabilisation de 0,834.

L'équation (IV.8) établie par relie le coefficient de ruissellement au coefficient d'imperméabilisation (**le ministère de l'Environnement de l'Ontario, 1987**).

$$C_{rui} = 0,2(1 - C_{imp}) + 0,9C_{imp} \quad \text{IV.8}$$

Où :

$C_{rui}$  [-] : Coefficient de ruissellement ;

$C_{imp}$  [-] : coefficient d'imperméabilisation ;

AN :

$$C_{rui} = 0,2(1 - 0,834) + 0,9 * 0,834$$

Le bassin versant étudié a un coefficient de ruissellement de 0,784

## **IV.6 Temps de concentration**

C'est la durée que met une goutte d'eau pour rejoindre l'exutoire depuis le point le plus éloigné de l'exutoire. Il est influencé par les caractéristiques de forme du bassin (superficie du bassin, pente, longueur de rectangle équivalent), et le réseau hydrographique.

Plusieurs formules ont été établies pour le calcul de temps de concentration, à titre d'exemple ; la formule de Passini et celle de Giandotti en milieu rural, la formule de Shaake et Geyer et celle de Desbordes en milieu urbain ; Les deux dernières formules qui seront utilisées pour notre bassin versant (ARFAS, 2013).

### **– La formule de Shaake et Geyer**

$$T_C = \frac{1,4}{0,8} * L^{0,24} * P^{-0,16} * C_r^{-0,26} \quad \text{IV.9}$$

Où :

- $T_c$  [min] : temps de concentration ;
- $L$  [m] : plus grande longueur hydraulique ;
- $P$  [m/m] : pente moyenne ;
- $C_r$  [-] : coefficient de ruissellement ;

$$T_C = \frac{1,4}{0,8} * 5470^{0,24} * 0,07^{-0,16} * 0,784^{-0,26}$$

Cela conduit à un temps de concentration de **22,51 min** pour le bassin versant étudié

### **– La formule de Desbordes**

$$T_C = \frac{5,3}{0,8} * S^{0,3} * P^{-0,38} * C_r^{-0,45} \quad \text{IV.10}$$

Où :

- $T_c$  [min] : temps de concentration ;
- $S$  [ha] : Surface du bassin ;
- $P$  [%] : pente moyenne ;
- $C_r$  [-] : coefficient de ruissellement ;

$$T_c = \frac{5,3}{0,8} * 752^{0,3} * 7^{-0,38} * 0,784^{-0,45}$$

Cela conduit à un temps de concentration de **25,73 min** pour le bassin versant étudié

## **IV.7 Présentation du collecteur**

Le collecteur de nouveau M'Kacel est constitué en deux parties : (Figure IV.11).

- Partie tunnel : Un tunnel de 4 mètres de diamètre, et de 4400 mètres linéaires de longueur entre le carrefour Barranes et l'hôpital de Bab El oued, avec une profondeur de radier varie entre 30 et 54 mètres.
- Partie ciel ouvert : double cadre dimension (2.40 x 4) mètres sur 270 mètres linéaires de l'hôpital de Bab El Oued jusqu'à l'ouvrage de rejet en mer (stade Ferhani).

Le nouveau collecteur de oued M'Kacel présente une particularité qui réside dans sa profondeur qui atteint les 54 mètres, pour cela des puits vortex, et un puits à palier sont mis en place afin de dissiper l'énergie et intercepter les débits parvenant des oueds.

Selon les plans de réalisation de la SEAAL, les principaux ouvrages du nouveau collecteur consistent en: voir Figure (IV.11).

- Un ouvrage de rejet en mer.
- Un bassin de dissipation d'énergie
- Quatre (04) puits Vortex et un puits a paliers.
- Cinq (05) bassins de dessablement, raccordement des oueds (Oued Barranes, Oued Sidi Medjber, Oued Frais Vallon, Oued Scotto Nadal et Oued Chemin du fort).

La partie tunnel est divisée en cinq tronçons (de A à E) de pentes différentes, et de même diamètre de quatre mètres, les tronçons A, B, C, D, E représentent successivement les tronçons entre le puits de Barranes et le puits de Frais Vallon, le puits de Frais Vallon et le puits PM2500, le puits de PM2500 et le puits de Scotto Nadal, le puits de Scotto Nadal et le puits de Jaubert, le puits de Jaubert et le puits de sortie aval.

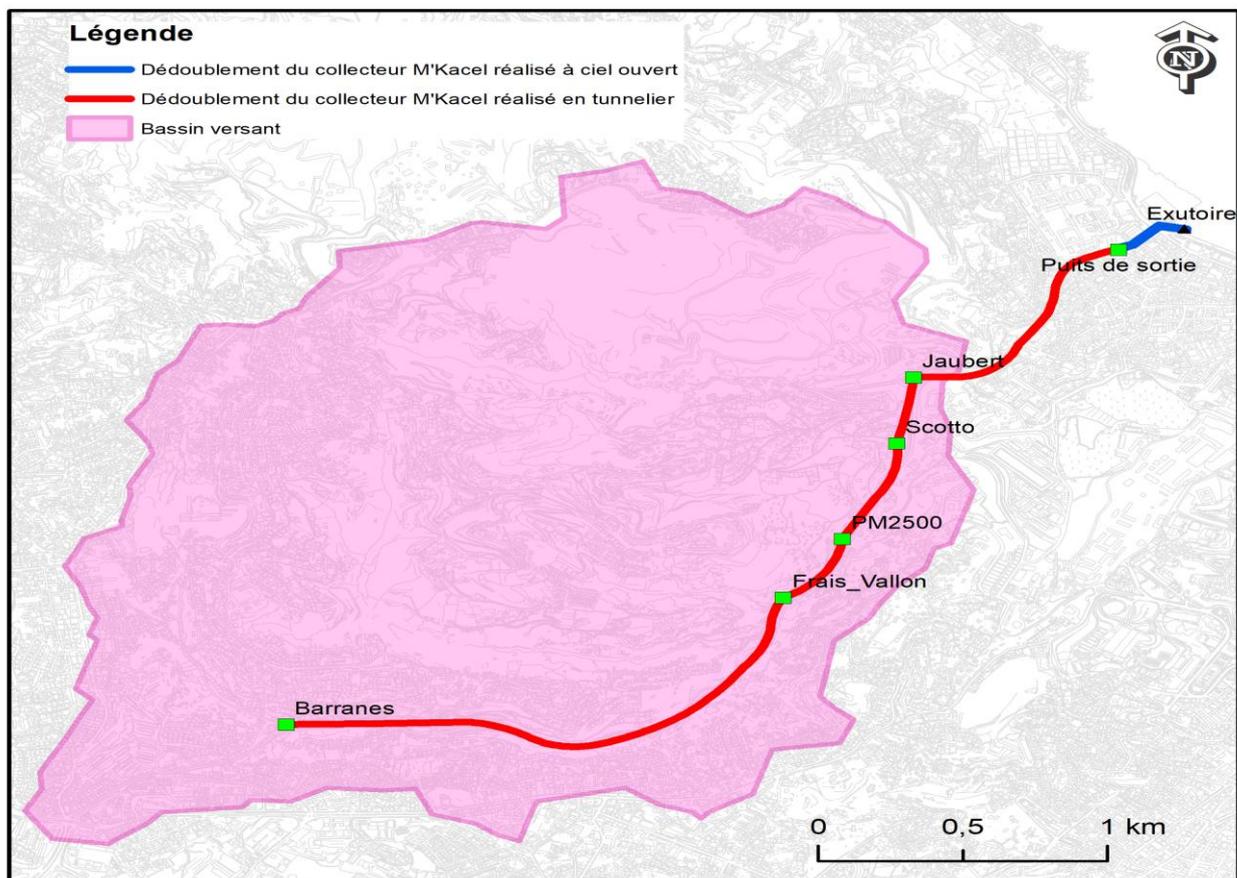
En se basant sur les plans de réalisation au niveau de la SEAAL, le tableau suivant regroupe les caractéristiques des tronçons du collecteur.

**Tableau IV.3 Caractéristiques des tronçons du nouveau M'Kacel**

Tronçons	CR Amont[m]	CR Aval[m]	Longueur[m]	Pente%
A	196,34	70,27	2107,01	6
B	70,27	66,92	394,81	0,85
C	42,62	37,78	570,1	0,85
D	37,78	35,82	245,27	0,80
E	8,84	2,19	1022,81	0,65

Où :

- CR : côte de radier ;



**Figure IV-11 Les principaux ouvrages du nouveau collecteur**

Le Figure (IV.12) montre le positionnement des différents puits, et le profil en long du collecteur.

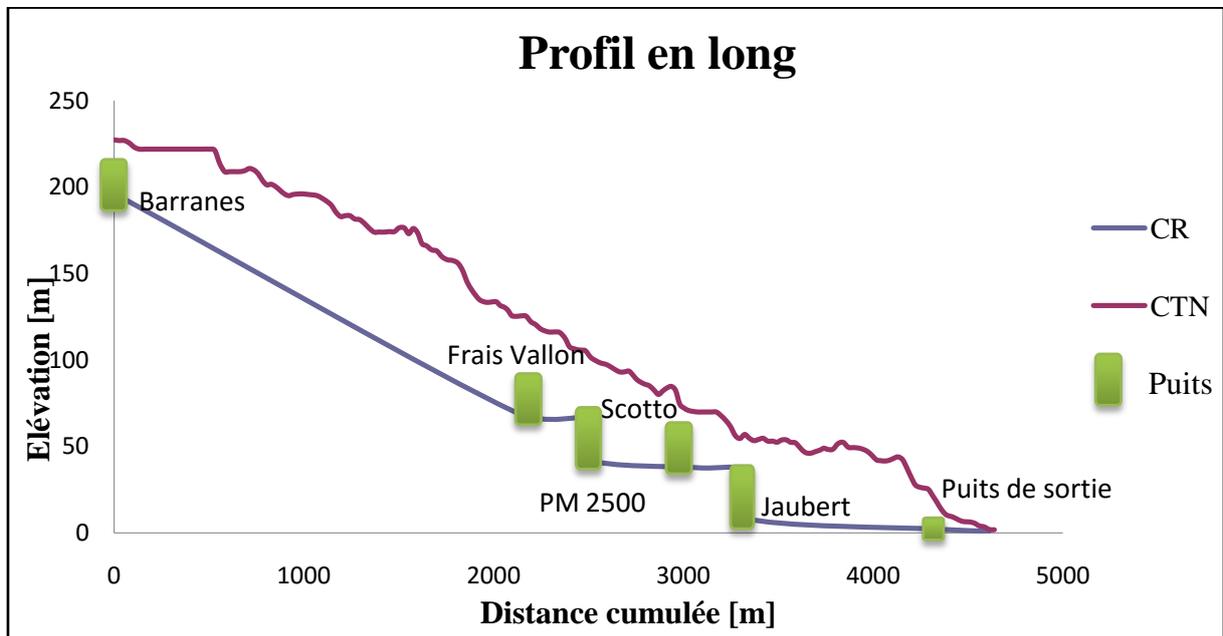


Figure IV-12 Le positionnement des puits et la variation des cotes dans le collecteur

La pente entre Barranes et Frais Vallon est raide, par contre elle est douce dans les autres parties.

Où : CR : côte de radier ; CTN : côte de terrain naturel ;

**Chapitre V :**  
**Modélisation hydrologique du bassin**  
**versant de la zone d'étude**

---

## **V Modélisation hydrologique du bassin versant de la zone d'étude**

### **V.1 Introduction**

La pluie ou encore l'hyéogramme représente l'entrée fondamentale d'un modèle de transformation pluie-débit, mais le problème qui se pose est contre quel événement doit-on se protéger ?

Pour cela certains hydrologues ont mis à la disposition des concepteurs, des hyéogrammes synthétiques appelés << la pluie de projet >> associant une période de retour autorisant le calcul économique des réseaux en termes de risques de défaillance. Les pluies synthétiques peuvent être dérivées par différentes méthodes :

- L'analyse des courbes IDF
- l'analyse de répartition temporelle de la pluie
- l'analyse de la structure interne des averses

Pour notre projet, le choix de la méthode de dérivation des pluies synthétiques a été conditionné par les données disponibles (courbes IDF).

### **V.2 Données utilisées pour la modélisation hydraulique**

Les courbes IDF de l'ANRH, correspondant aux enregistrements pluviographiques de la station de Bir Mourad Raïs sont utilisées voir Figure (V.1).

**Tableau V.1 Les intensités de pluie en fonction du temps et la période de retour (IDF) (ANRH, 2008)**

$i(t, T)$ (mm/h)	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
1h	34,4	45,6	53	60,2	69,4	76,3
2h	20,1	26,7	31,1	35,3	40,7	44,8
3h	14,7	19,6	22,8	25,8	29,8	32,8
6h	8,6	11,5	13,3	15,1	17,5	19,2
12h	5,1	6,7	7,8	8,9	10,2	11,3
24h	3	3,9	4,6	5,2	6	6,6

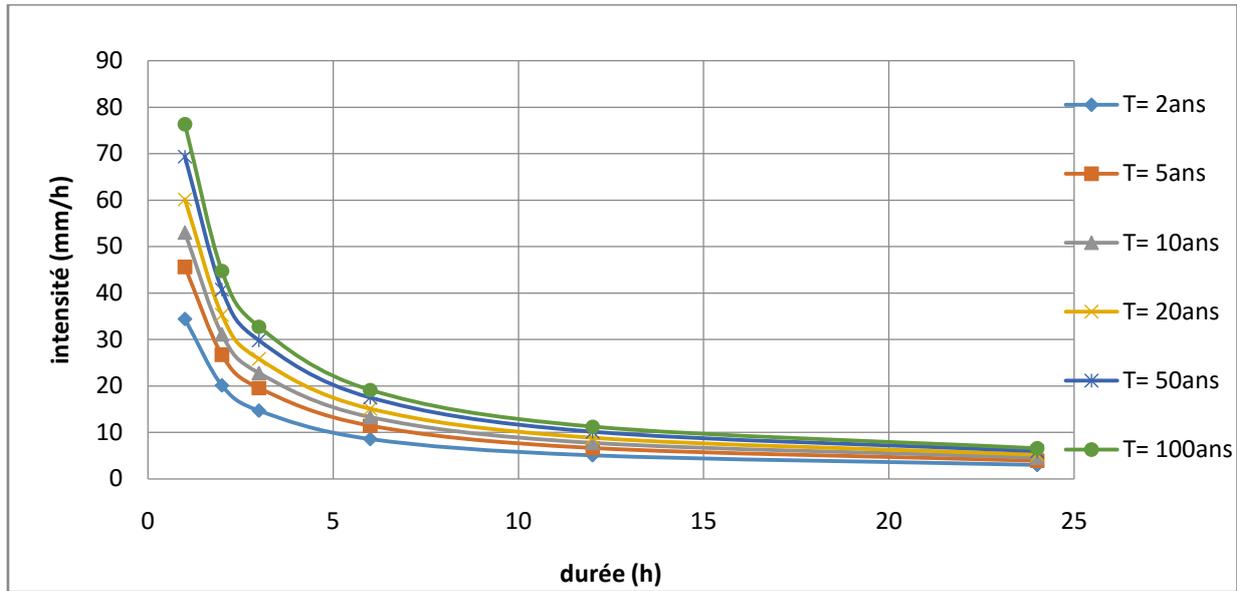


Figure V-1 Courbes Intensité-Durée-Fréquence de la station de Bir Mourad Raïs (ANRH, 2008)

Ces courbes IDF sont utilisées pour déterminer les coefficients de Montana ( $a$ ,  $b$ ) (Bertrand-Krajewski, 2006).

$$i(t, T) = \frac{a}{t^b} \quad \text{V.1}$$

Où :

$i$  [mm/h] : intensité de pluie ;

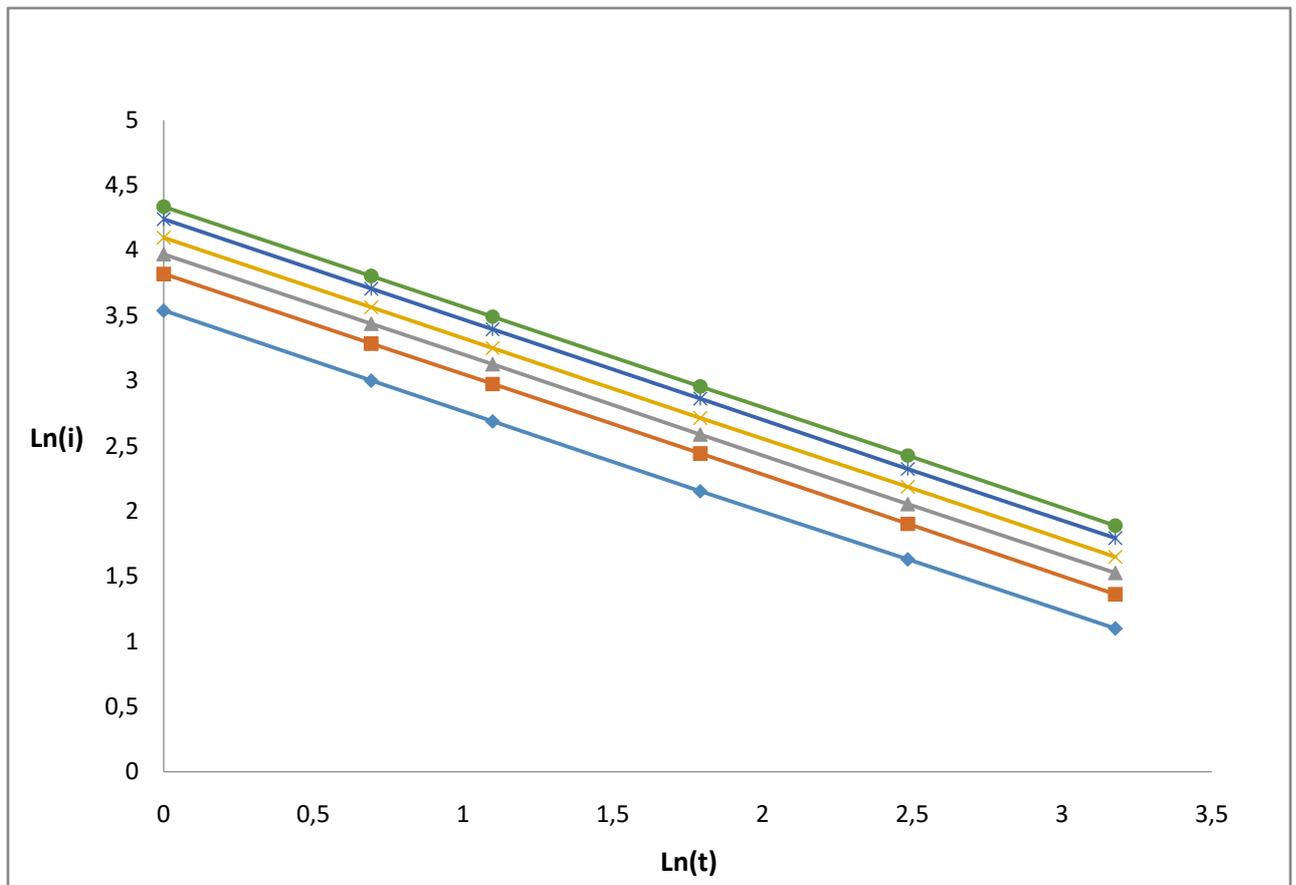
$t$  [h] : temps ;

$a$  [-] ;  $b$  [-] : coefficients de Montana ;

Pour calculer les coefficients du Montana, il faut d'abord introduire le logarithme sur l'équation (V.1).

La formule (V.1) peut être écrite comme :

$$\ln i(t, T) = \ln(a) - b \ln(t) \quad \text{V.2}$$



**Figure V-2 Courbes Intensité-Durée-Fréquence de la station de Bir Mourad Raïs à l'échelle logarithmique (ANRH, 2008)**

La régression linéaire des courbes IDF de la station de Bir Mourad Raïs, avec le modèle de Montana nous a permis de déterminer les coefficients  $a$  et  $b$  donnés dans le Tableau (V.2).

**Tableau V.2 Les coefficients du Montana en fonction de la période de retour**

Période de retour [T]	10 ans	20 ans	50ans	100 ans
$a$	53	60,2	69,4	76.3
$b$	0,77	0,77	0,77	0,77

### V.3 Élaboration de la pluie synthétique

C'est une pluie fictive définie par un hyétogramme synthétique statistiquement équivalant aux pluies réelles, bien que jamais observée, et on leur attribue une période de retour (Hemain, 1986).

La pluie de projet représente la pluviométrie locale, et constitue l'entrée fondamentale des modèles de transformation pluie-débit.

Il existe différents types de pluies synthétiques dérivées des courbes IDF :

- Pluie simple triangle (pluie Yen et Chow)
- Pluie double triangle (Pluie Desbordes)
- Pluie de Chicago

Parmi les différents types précédents, la pluie double triangle est la plus convenable pour notre bassin versant (Bassin versant urbain équipé d'un réseau d'assainissement) (Hemain, 1986).

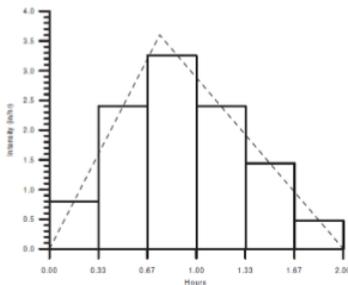


Figure V-4 Pluie de Yen et Chow (Bertrand, 2006)

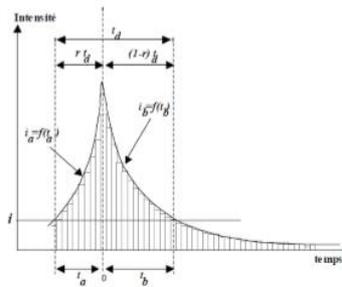


Figure V-5 Pluie de Chicago (Bertrand, 2006)

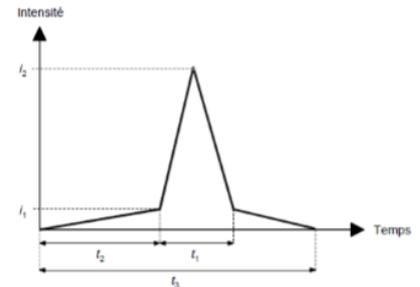


Figure V-3 Pluie de double triangle (Bertrand, 2006)

### V.3.1 Pluie double triangle

Desbordes a développé en 1974 le principe de la pluie de projet double triangle à partir de l'analyse statistique d'une série chronologique de pluies réelles. La pluie double triangle a montré sa compatibilité avec le modèle réservoir linéaire, et une fiabilité des résultats sur des bassins versants urbanisés, équipés d'un réseau d'assainissement. Desbordes propose de considérer cette pluie parfaitement symétrique lorsqu'on utilise le modèle réservoir linéaire (Chocat, 1997).

Cette pluie synthétique est caractérisée par les paramètres suivants (Chocat, 1997) :

- La durée totale de la pluie  $t_3$  prise égale 4h ;
- La durée de la période intense  $t_1$  prise égale 30 min ;
- L'intensité de pointe  $i_2$  ;
- L'intensité au début de la période intense  $i_1$  ;

- La position de la pointe ;

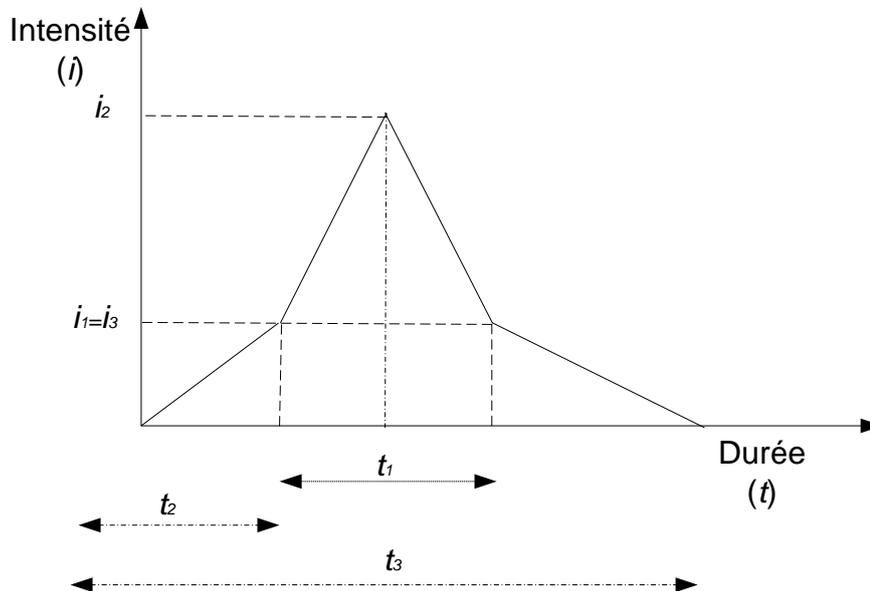


Figure V-6 Pluie de projet double triangle symétrique (Bertrand, 2006)

Les valeurs d'intensité  $i_2$  et  $i_3$  sont calculées par les formules suivantes (Bourrier, 1997) :

$$i_2 = (t_1)^{-b} \frac{1 - 0,1^{-b+1}}{0,9 * 0,1^{-b}} 120 * a * 2^{-b} \quad \text{V.3}$$

$$i_3 = (t_1)^{-b} \frac{0,1^{-b} - 1}{0,9 * 0,1^{-b}} 120 * a * 2^{-b} \quad \text{V.4}$$

Où :

- $i_2$  [mm/h] : l'intensité de pointe ;
- $i_3$  [mm/h] : l'intensité au début de la période intense ;
- $b$  [-] ;  $a$  [-] : paramètres d'ajustement du Montana ;

Le tableau (V.3) résume les résultats du calcul de  $i_2$  et  $i_3$  pour notre bassin versant :

Tableau V.3 Intensité de pointe et l'intensité au début de la période intense en fonction de la période de retour

Période de retour [T]	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
$i_2$ [mm/h]	250.63	284.6	328.36	360,96
$i_3$ [mm/h]	21.08	23.93	27.62	30,36

Les Figures (V.7, V.6, ... V.14) représentent les pluies de projet type double triangle élaborées à partir des courbes IDF, et celles élaborées par le bureau d'étude SAFEG :

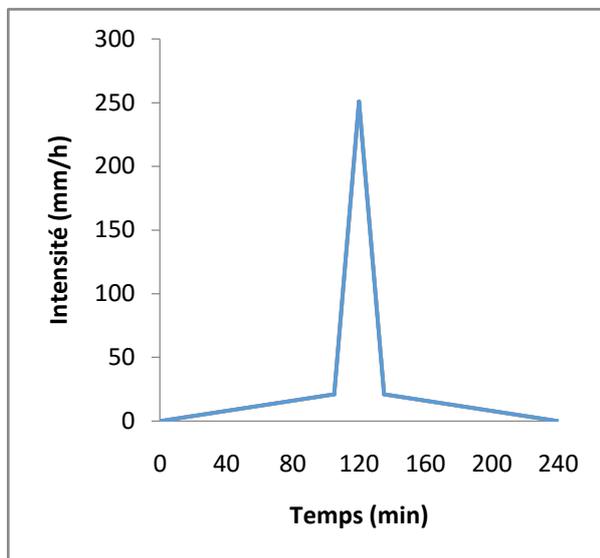


Figure V-8 Pluie double triangle de T= 10 ans élaborée à partir des courbes IDF

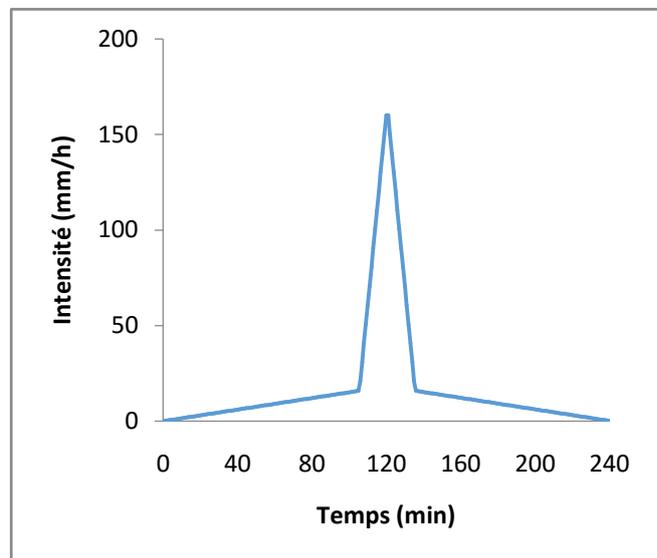


Figure V-7 pluie double triangle de T=10 ans élaborée par SAFEG

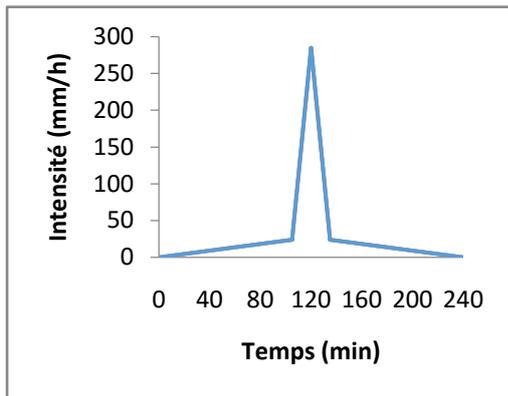


Figure V-9 Pluie double triangle de T= 20 ans élaborée à partir des courbes IDF

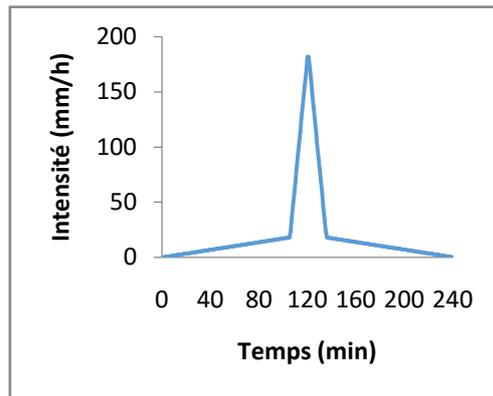


Figure V-10 pluie double triangle de T=20 ans élaborée par SAFEG

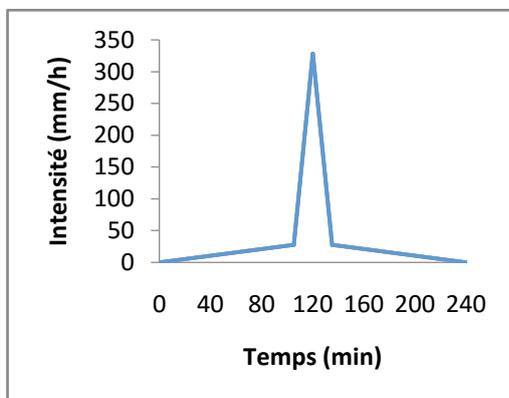


Figure V-11 Pluie double triangle de T= 50 ans élaborée à partir des courbes IDF

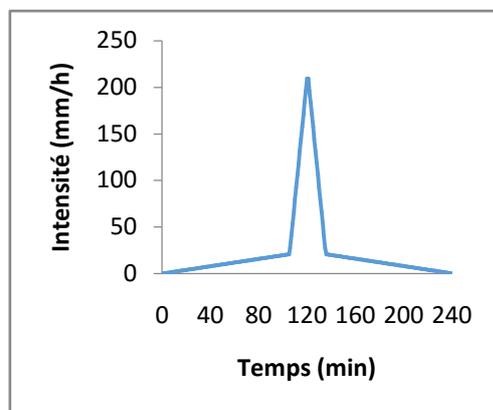


Figure V-12 pluie double triangle de T=50 ans élaborée par SAFEG

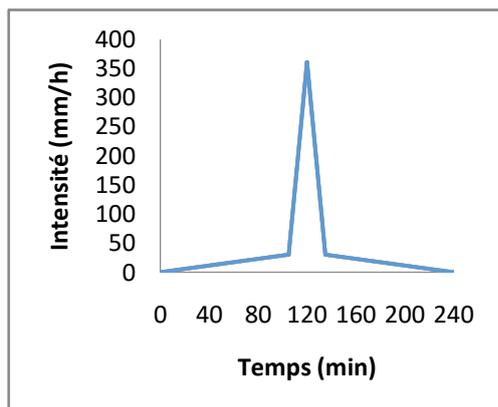


Figure V-13 Pluie double triangle de T= 100 ans élaborée à partir des courbes IDF

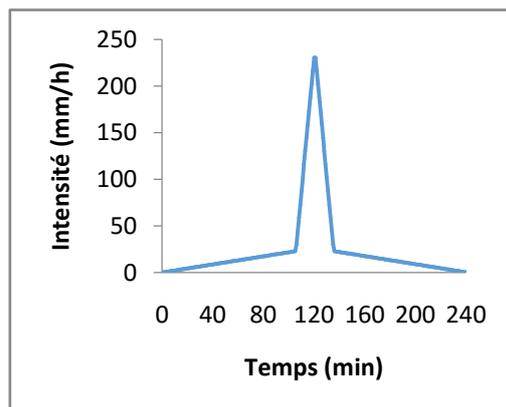


Figure V-14 pluie double triangle de T=100 ans élaborée par SAFEG

## V.4 Découpage des sous bassins versants

Le drainage du bassin versant se fait par les deux collecteurs comme le montre Figure (V.15). Il existe cinq ouvrages d'interception représentant des puits vortex, et puits à palier intégré dans le dédoublement M'Kacel. Le découpage des sous bassins versants est fait par l'outil watershed dans ArcGIS en analysant le modèle numérique du terrain (figure IV.6).

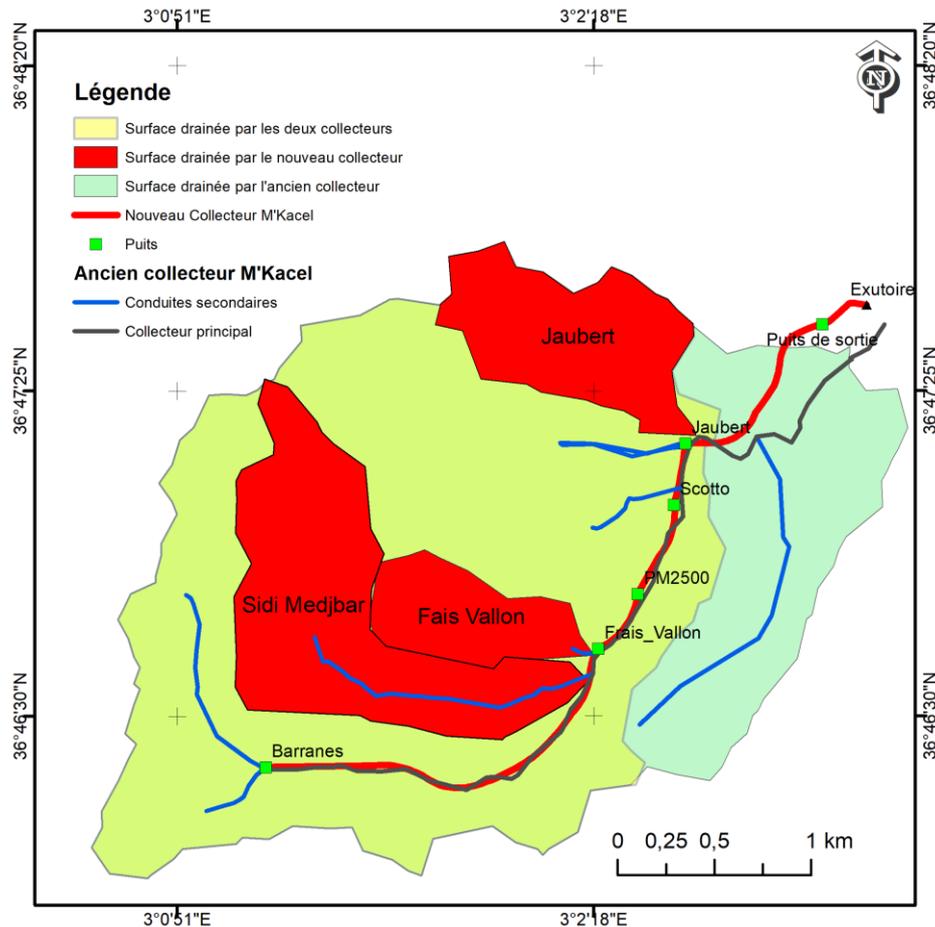


Figure V-15 Les sous bassins drainés par le dédoublement et ceux drainés par l'ancien

Le dédoublement M'Kacel et l'ancien collecteur M'Kacel fonctionnent d'une façon combinée, ce qui signifie que le débit provenant du bassin versant est partagé entre les deux collecteurs. Le partage de débits entre l'ancien et le nouveau collecteur se fait comme suite :

### Puits Barranes :

Les eaux provenant de l'oued Barranes s'écoulent vers l'ancien collecteur M'Kacel. En cas de crue, le niveau dans le collecteur augmente jusqu'à atteindre le niveau de surverse. Une partie de l'effluent est donc évacuée vers le puits Barranes, pour rejoindre le dédoublement M'Kacel par une galerie de jonction.

**Puits Frais Vallon :**

Les eaux provenant des oueds Sidi Medjbar et Frais Vallon sont interceptées par le puits de Frais Vallon, avant d'être acheminées vers le dédoublement M'Kacel par une galerie de jonction.

**Puits PM2500 :**

Le puits PM2500 n'intercepte que les eaux provenant de dédoublement M'Kacel, pour but de briser la charge amont, et de permettre d'effectuer des mesures de débits arrivant dans le puits.

**Puits Scotto Nadal :**

En temps crue et à partir d'un seuil, les eaux provenant de l'ancien collecteur sont déversées vers le puits Scotto Nadal et sont acheminées, par la suite vers le dédoublement M'Kacel par une galerie de jonction.

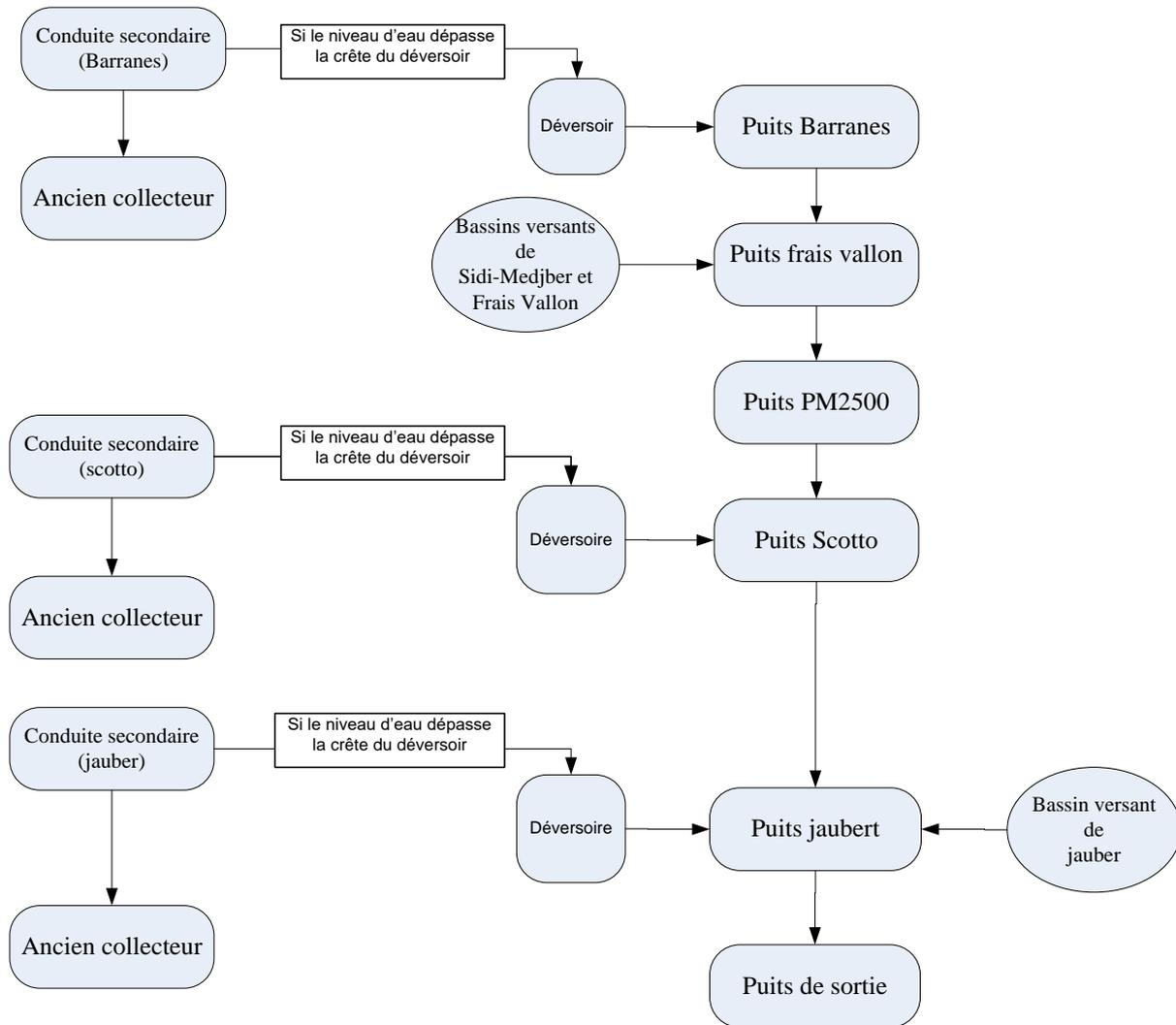
**Puits Jaubert :**

Le puits Jaubert collecte trois débits, les eaux provenant du bassin Jaubert, les eaux provenant de l'amont du dédoublement, et les eaux déversées de l'ancien collecteur lors de la crue.

**Puits de sortie aval :**

Le puits de sortie aval, réalisé dans la sortie finale du tunnelier (dédoublement), sert de liaison entre le dédoublement M'Kacel et la partie à ciel ouvert qui achemine les eaux provenant de l'amont vers la mer.

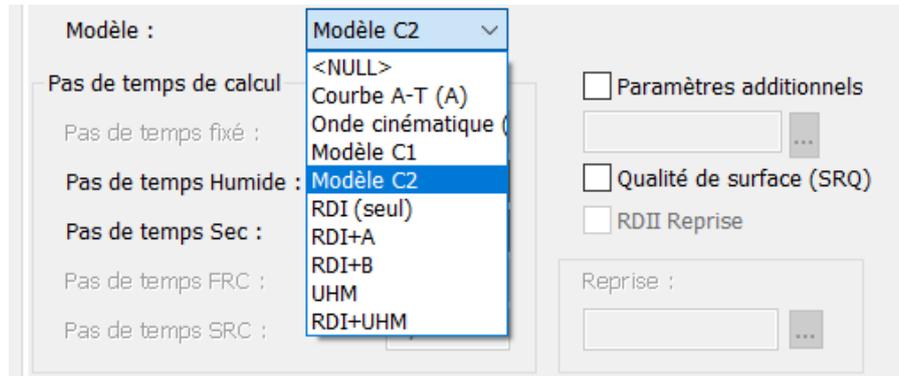
La Figure (V.16) explique le partage des débits entre l'ancien collecteur et le nouveau collecteur, et les bassins drainés par le nouveau collecteur.



V-16 Le partage de débits entre l'ancien collecteur et le nouveau collecteur

## V.5 Transformation pluie-débit sous MIKE URBAN

Le logiciel MIKE URBAN permet d'effectuer une simulation hydrologique en transformant les pluies introduites en débits (hydrogramme). Plusieurs modèles sont proposés voir (Figure V.17).



**Figure V-17 Fenêtre de dialogue pour le réglage et le lancement de la simulation hydrologique (DHI, 2014)**

Chaque pluie synthétique s'adapte à un nombre limité de ces modèles, pour notre projet nous avons opté pour le modèle réservoir linéaire (décrit dans le chapitre II) qui s'adapte bien à la pluie double triangle (Bourrier, 1997).

Les résultats de simulation hydrologique en utilisant les différentes pluies synthétiques élaborées pour notre bassin versant obtenu avec le modèle réservoir linéaire pour différentes périodes de retour sont données dans les Figures (V.18, V.17... V.23).

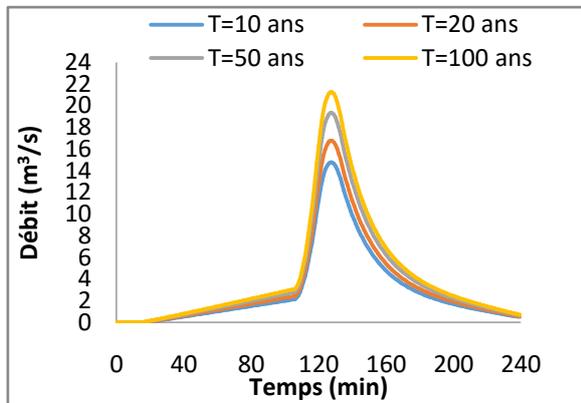


Figure V-18 Hydrogrammes du bassin Jaubert pour différentes périodes de retour pour les pluies élaborées à partir des courbes IDF

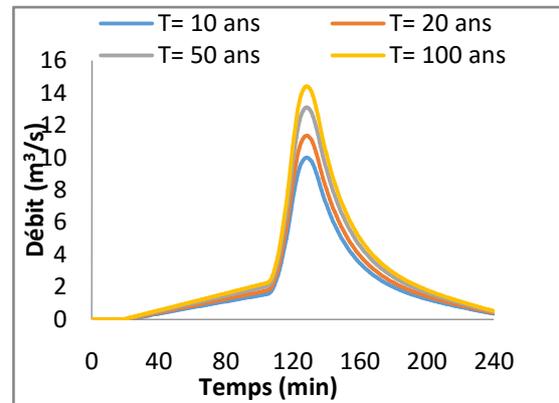


Figure V-19 Hydrogrammes du bassin Jaubert pour différentes périodes de retour pour les pluies élaborées par SAFEG

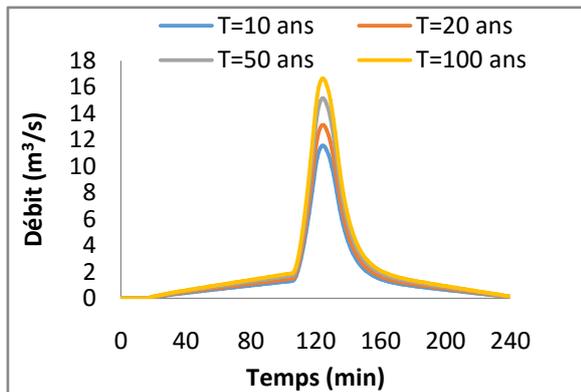


Figure V-20 Hydrogrammes du bassin Jaubert pour différentes périodes de retour pour les pluies élaborées à partir des courbes IDF

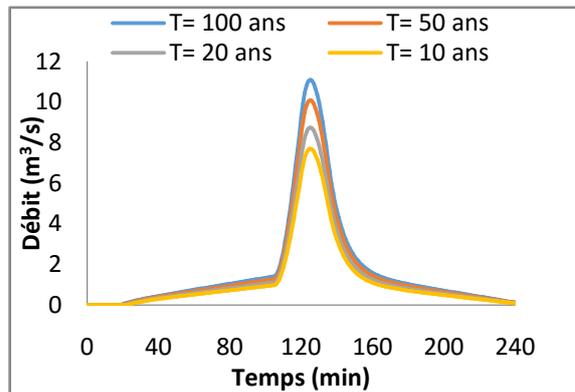


Figure V-21 Hydrogrammes du bassin Frais Vallon pour différentes périodes de retour pour les pluies élaborées par SAFEG

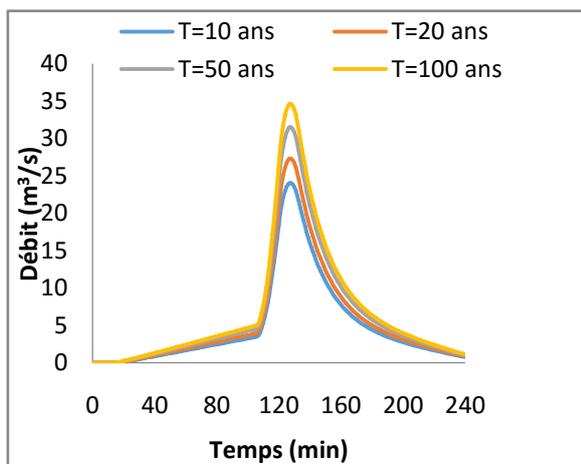


Figure V-22 Hydrogrammes du bassin Sidi Medjbar pour différentes périodes de retour pour les pluies élaborées à partir des courbes IDF

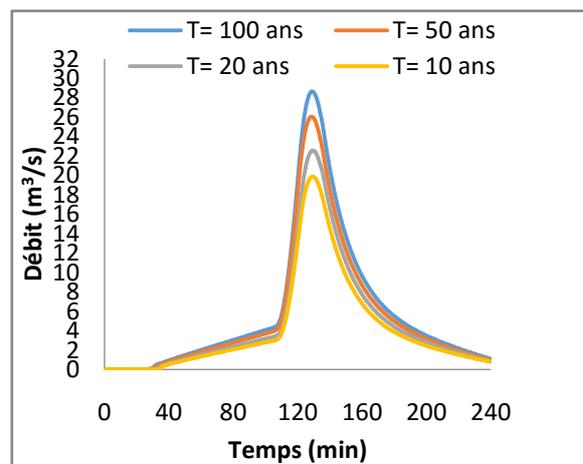


Figure V-23 Hydrogrammes du bassin Sidi Medjbar pour différentes périodes de retour pour les pluies élaborées par SAFEG

Les valeurs max des débits pour les trois sous bassin versant sont données dans le tableau suivant :

**Tableau V.4 Les débits max calculés par le modèle réservoir linéaire pour les pluies élaborées à partir des courbes IDF**

Q (m <sup>3</sup> /s)	T=10 ans	T=20 ans	T=50 ans	T=100 ans
BV				
Sidi Medjbar	24,04	27,3	31,5	34,63
Frais Vallon	11,55	13,12	15,14	16,64
Jaubert	14,76	16,76	19,34	21,26

**Tableau V.5 Les débits max calculés par le modèle réservoir linéaire pour les pluies élaborées SAFEG**

Q (m <sup>3</sup> /s)	T=10 ans	T=20 ans	T=50 ans	T=100 ans
BV				
Sidi Medjbar	19,87	22,54	26,03	28,63
Frais Vallon	7,7	8,73	10,08	11,09
Jaubert	10	11,35	13,1	14,41

## **V.6 Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons élaboré une pluie synthétique de type double triangle, à partir des courbes IDF, afin de pouvoir effectuer une simulation hydrologique générant des hydrogrammes de crue dans chaque sous bassin versant.

Nous constatons une différence d'intensité entre les pluies élaborées par le Bureau d'étude SAFEGE et nos pluies, pouvant être expliqué par la généralisation de la pluie de SAFEGE et son utilisation pour l'ensemble des bassins versant de la wilaya. Tandis que notre pluie, élaborée à partir des courbes IDF de l'ANRH Bir Mourad Raïs, vise à représenter la pluviométrie de la région étudiée.

**Chapitre IV :**  
**Modélisation hydraulique des écoulements dans le dédoublement de oued M'Kacel**

---

## **VI Modélisation hydraulique des écoulements dans le dédoublement de oued M’Kacel**

### **VI.1 Introduction**

Après avoir élaboré la pluie synthétique de type double triangle, pour différentes périodes de retour, et généré des hydrogrammes dans les sous bassin versant, nous passons à la modélisation hydraulique en simulant l’écoulement dans le dédoublement de oued M’Kacel tout en tenant compte les ouvrages d’intégration.

### **VI.2 Présentation du logiciel MIKE URBAN**

Le DHI MIKE URBAN est l’outil informatique acquis puissant pour la modélisation des réseaux de distribution d’eau potable et des réseaux de collecte des eaux usées et/ou pluviales, dans la même interface intégrée sur un SIG. L’interface de MIKE URBAN est baptisée « Gestionnaire de modèles » (Figure VI.1).

Les moteurs de calcul intégrés dans MIKE URBAN sont MOUSE (DHI), MIKE NET (EPANET, US EPA) et MIKE SWMM (SWMM5, US EPA). MIKE URBAN repose sur une structure modulaire ouverte qui permet d’intégrer facilement de nouveaux outils dont des outils de calcul personnels.

La partie majeure de l’interface utilisateur de MIKE URBAN est construite directement sur des composants d’ArcGIS avec des fonctionnalités telles que l’édition graphique interactive, la gestion de la symbologie, la gestion en couches de données ou la production de cartes de grande qualité. Toutes les données du modèle sont stockées dans une base de données géoréférencée standard.

DHI MIKE URBAN résout les équations de Saint Venant et les différentes simplifications (citées au chapitre III), par la méthode des différences finies implicite, pour modéliser les écoulements dans les conduites. Il englobe aussi différents modèles de transformation pluie-débit (cités au chapitre II) pour générer des hydrogrammes de crue aux exutoires.

Les modules du système de collecte intégrés dans MIKE URBAN permettent de modéliser :

- Débit hydrodynamique des conduites ;
- Stratégies de contrôle avancé en temps réel ;
- Transport de polluants ;
- Processus biologiques ;
- Ruissellement de pluies ;
- Flux de surface 2D ;

*AVANTAGES de MIKE URBAN*

- Environnement SIG riche en fonctionnalités: Esri ArcGIS ;
- Modélisation hydraulique détaillée ;
- Importation et exportation flexibles de données ;
- Interpolation, affectation et validation des données ;
- Présentation puissante des résultats ;
- Soutien local dans plus de 30 pays ;

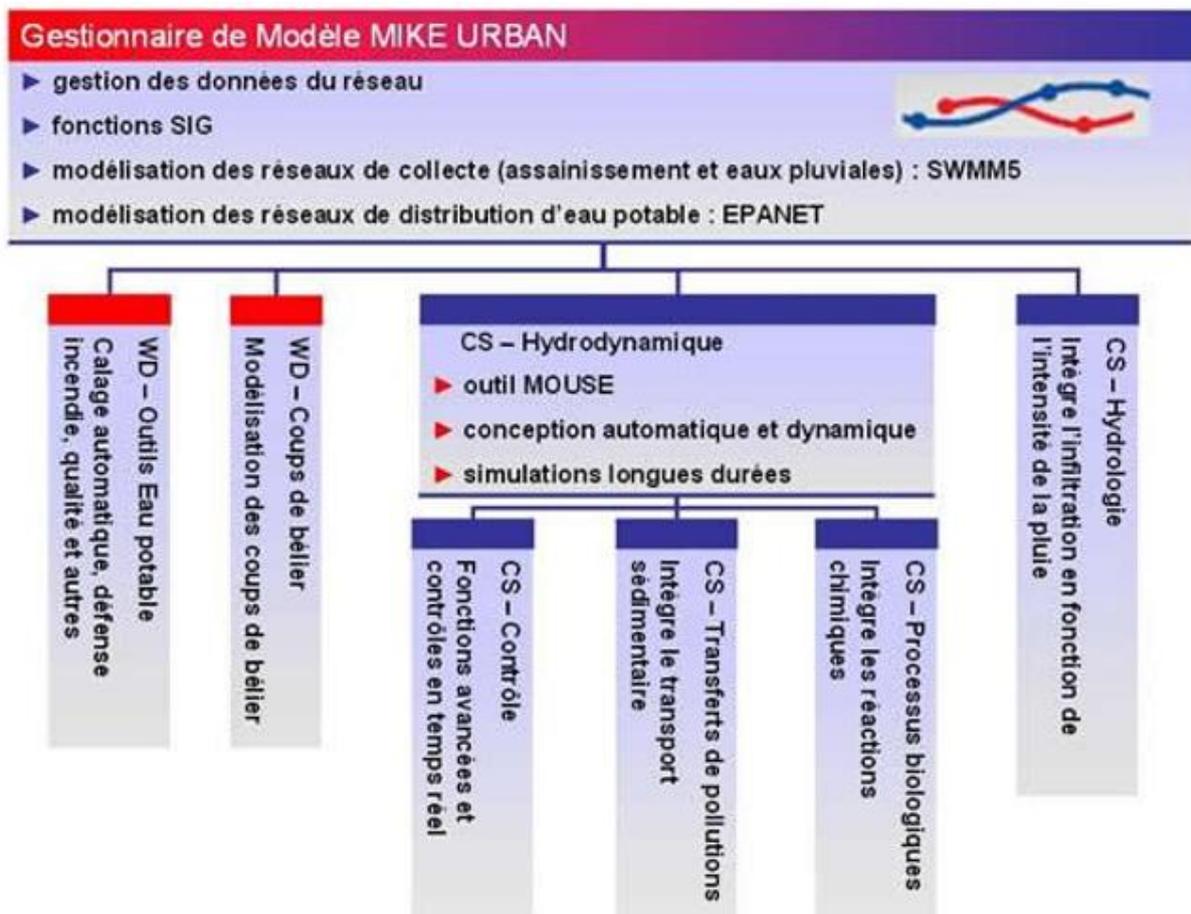
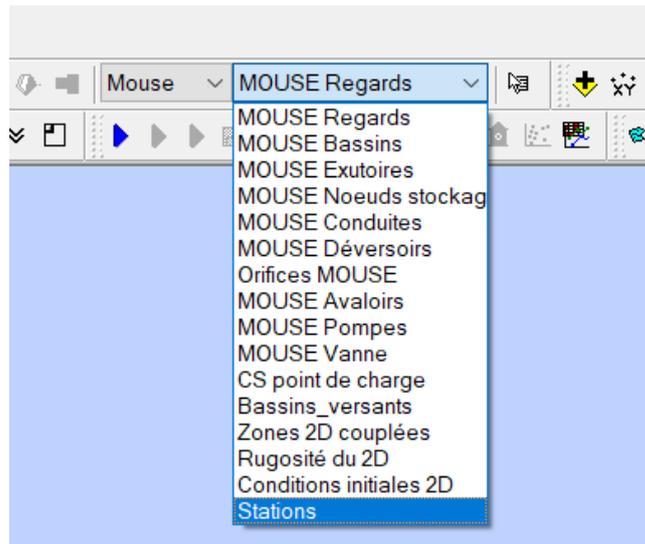


Figure VI-1 Gestionnaire de Modèle (DHI, 2014)

### VI.3 La particularité du dédoublement M’Kacel

La spécificité du dédoublement M’Kacel réside dans ses ouvrages d’intégration (les différents puits vortex ainsi que le puits à palier). Nous avons pour but de modéliser l’importante chute à l’intérieur des ouvrages d’intégration sur MIKE URBAN. Le logiciel n’offre pas une solution directe à notre problème, d’où la complexité de cette tâche.

Afin de palier à cette contraignante situation, une première approche est de mise, où des orifices sont implantés pour créer une perte de charge similaire ou proche de celles produites par les vortex (voir Figure VI.2).



**Figure VI-2 les éléments de modélisation hydraulique existants dans le MIKE URBAN (DHI, 2014)**

### **VI.4 Importation des entités créées sur ArcGIS vers MIKE URBAN et préparation de la simulation**

Après avoir délimité les bassins versants, positionné les puits et tracé notre collecteur sur le logiciel ArcGIS, tout en faisant attention à leur géoréférencement, nous avons exporté ces entités vers le logiciel de modélisation hydraulique MIKE URBAN. Avant de procéder à la simulation, nous devons introduire des paramètres pour les différentes entités importées :

Tableau VI.1 Les différentes entités utilisées dans MIKE URBAN et leurs paramètres (DHI, 2014)

Les ouvrages hydrauliques	Paramètres à introduire dans MIKE URBAN
Conduites	longueur, section, diamètre, côte de radier amont et aval, pente et matériau
Puits/nœuds	côte terrain naturel, côte de radier et diamètre
Bassin versant	superficie, modèle hydrologique (chaque modèle requiert des paramètres et coefficients : temps de concentration, coefficient de ruissellement, etc.), pente moyenne et nœud auquel il est connecté (son exutoire);
Orifice	type d’orifice, côte de radier, coefficient de déversement, les dimensions
Déversoir	niveau de crête, coefficient de déversement, longueur

#### VI.4.1 Modélisation des puits vortex

Parmi les différents éléments de modélisation existant dans le MIKE URBAN, nous avons choisi l’orifice pour modéliser la perte de charge créée par le vortex à l’intérieur des puits. La figure suivante montre comment cette représentation est conçue sur MIKE URBAN.

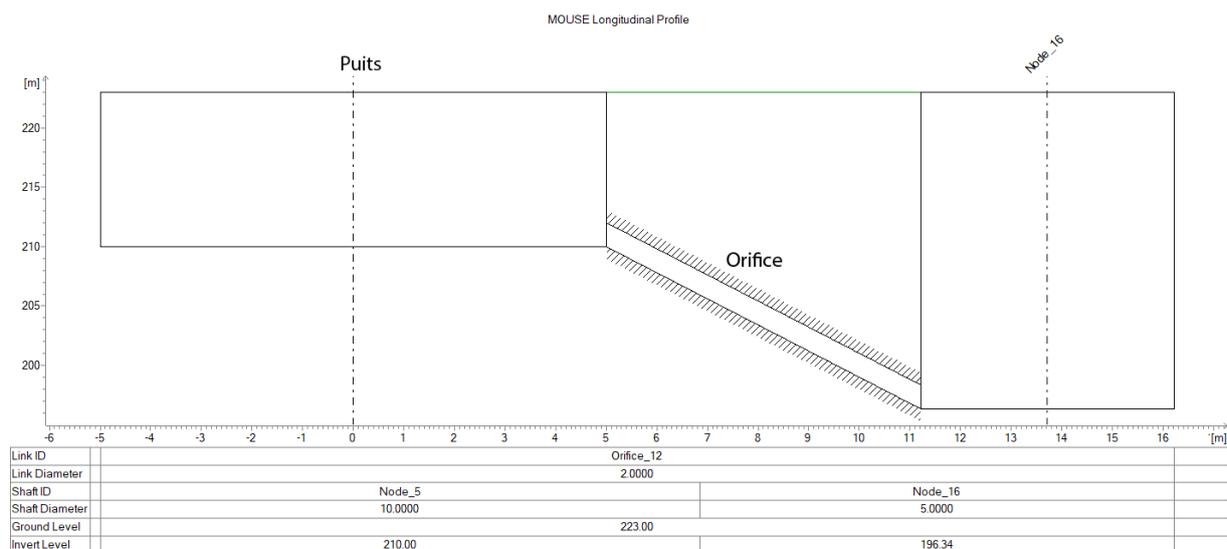


Figure VI-3 Modélisation d’un puits de vortex dans MIKE URBAN

## Chapitre VI : Modélisation hydraulique des écoulements dans le dédoublement de oued M’Kacel

Il a été considéré que représentation des puits de vortex la plus proche de la réalité pouvant être réalisée dans MIKE URBAN. Nous avons divisé le puits de vortex en deux nœuds pour éviter la grande chute qui ne satisfait pas les hypothèses de Saint Venant. L’eau arrive à la partie haute du puits, puis sera canalisée à travers l’orifice vers la partie bas du puits, afin de dissiper l’énergie et rejoindre le DN4000 (dédoublement M’Kacel).

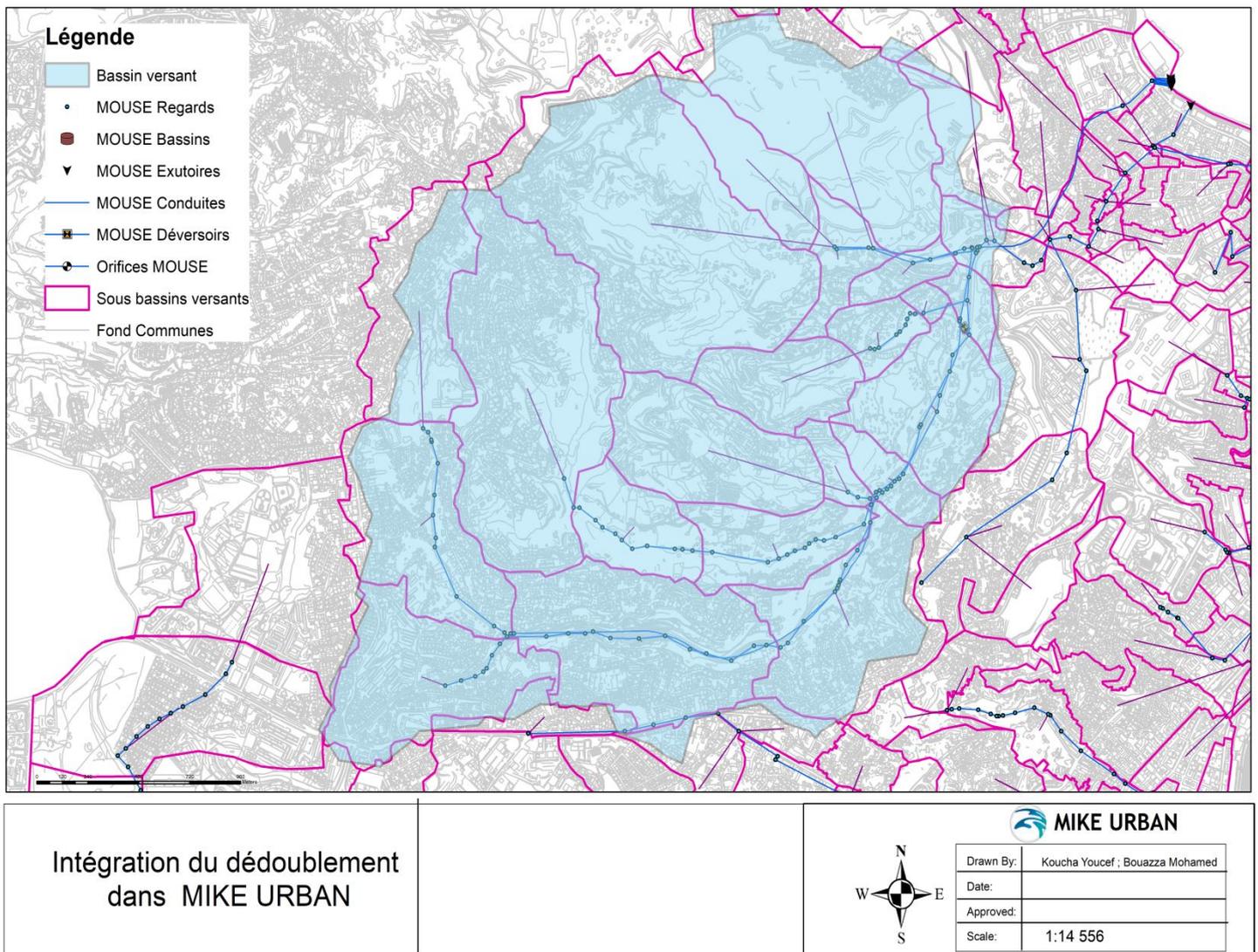


Figure VI-4 Le Modèle de dédoublement M’Kacel sur l’interface de MIKE URBAN

### VI.5 Plans de simulation

La Figure (VI.5) montre les étapes de la simulation hydraulique des écoulements dans l’ancien, et le nouveau collecteur.

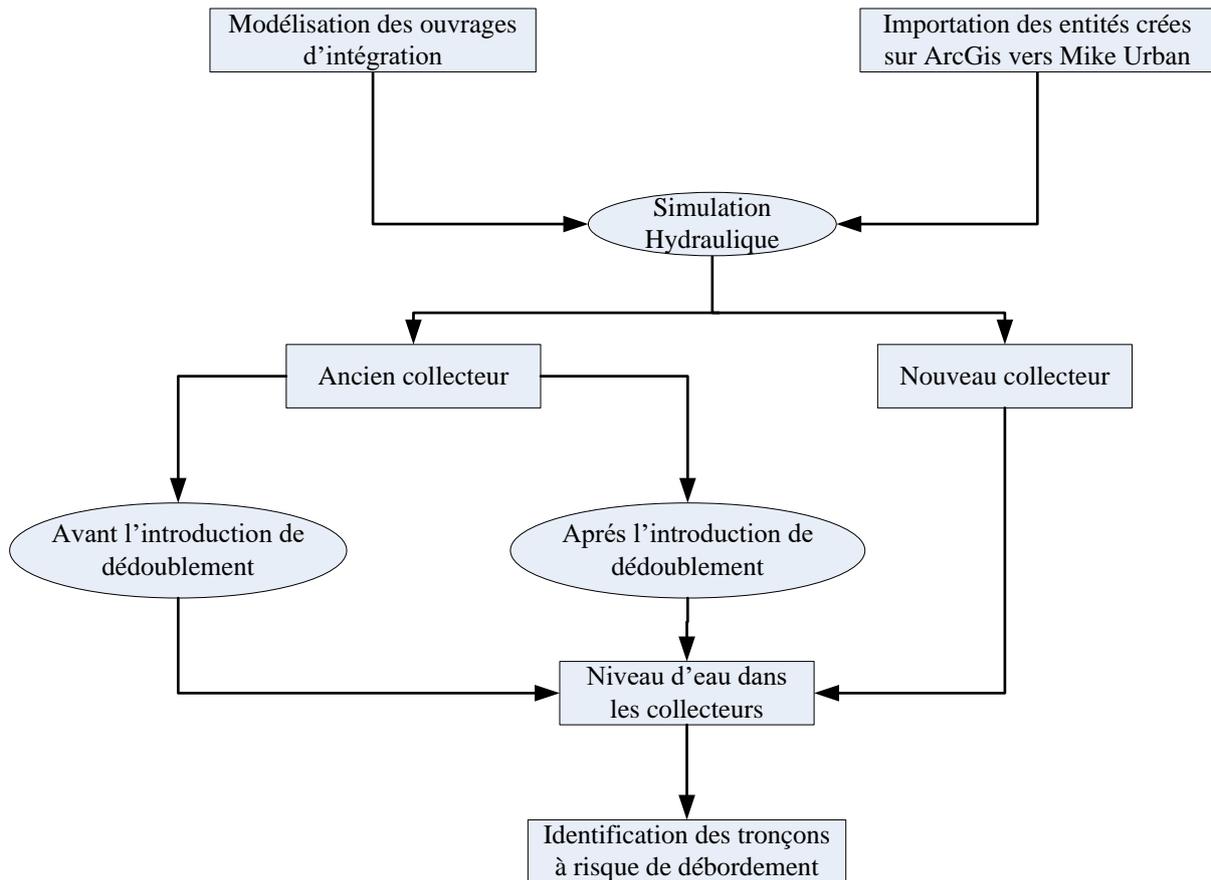


Figure VI-5 Les étapes de simulation hydraulique

### VI.6 Résultats de la simulation hydraulique

Les données d’entrées utilisées dans le modèle hydraulique sur MIKE URBAN sont les pluies de type double triangle générées précédemment et résultats de la simulation hydrologique (hydrogrammes de crue).

Ce chapitre s’est focalisée sue le calcul le niveau d’eau le long du collecteur afin de voir le type d’écoulement dans ce dernier, et identifier les points risque de débordement. Nous avons

simulé l’écoulement dans l’ancien collecteur avant et après l’introduction du dédoublement de oued M’Kacel dans le modèle, et ce, afin d’évaluer son rôle ainsi que son impact dans l’évacuation des fortes crues. Nous avons aussi simulé le fonctionnement du dédoublement M’Kacel pour tester sa capacité à évacuer les pluies de différentes périodes de retour.

### **VI.6.1 La simulation de l’ancien collecteur avant la mis en place de dédoublement**

Nous avons simulé l’écoulement dans l’ancien collecteur avant l’introduction de dédoublement de oued M’Kacel avec différentes périodes de retours, pour déterminer le niveau d’eau dans le collecteur. Les résultats de cette simulation sont illustrés dans les Figure (VI.6, VI.7, VI.8).

# Chapitre VI : Modélisation hydraulique des écoulements dans le dédoublement de oued M'Kacel

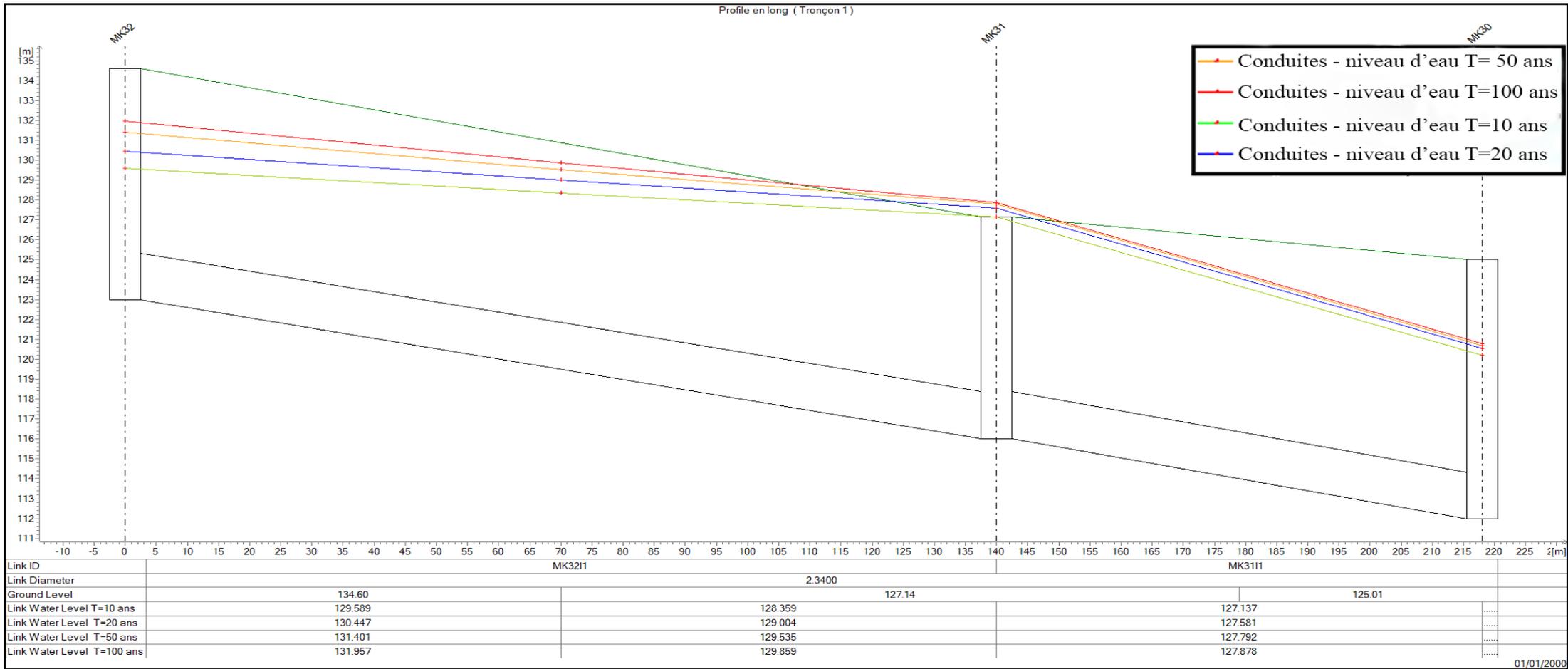


Figure VI-6 Le profil longitudinal de l'ancien collecteur avant l'introduction de nouveau collecteur pour la partie entre Barranes et Frais Vallon avec le niveau d'eau maximal dans la conduite

## Chapitre VI : Modélisation hydraulique des écoulements dans le dédoublement de oued M'Kacel

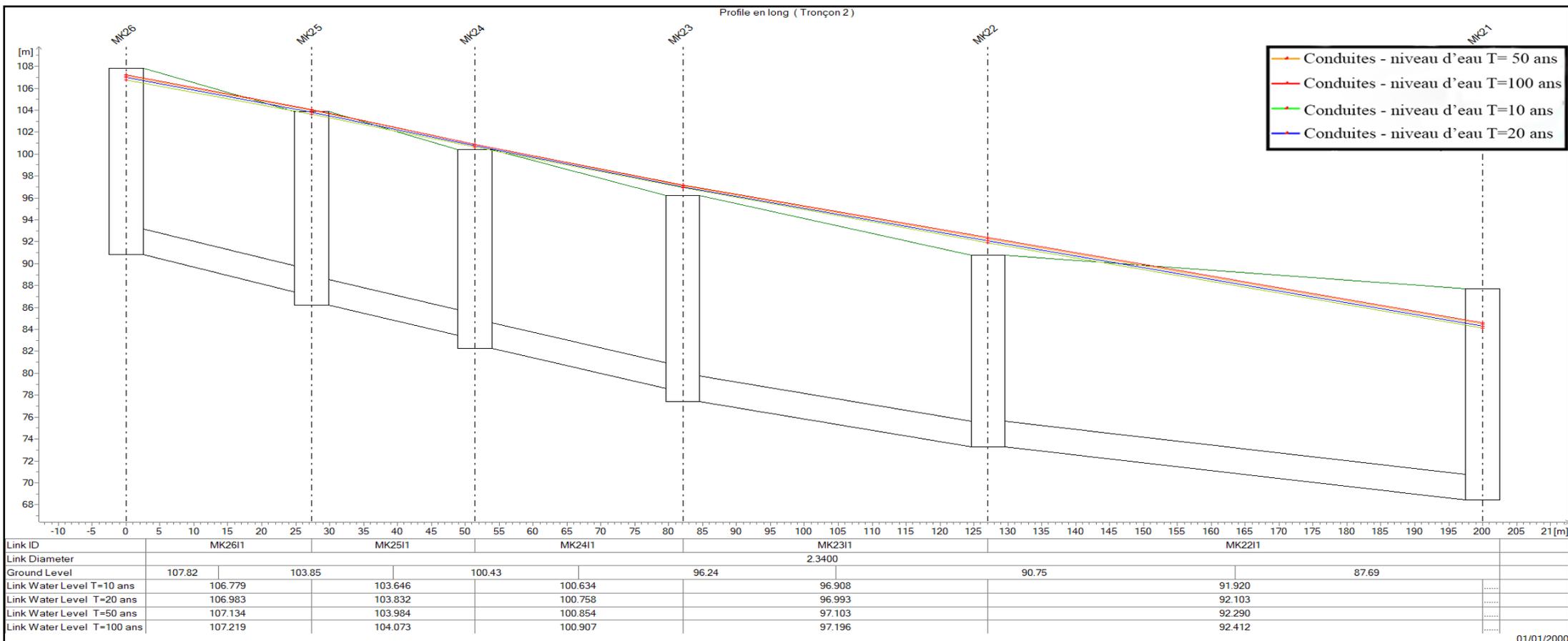
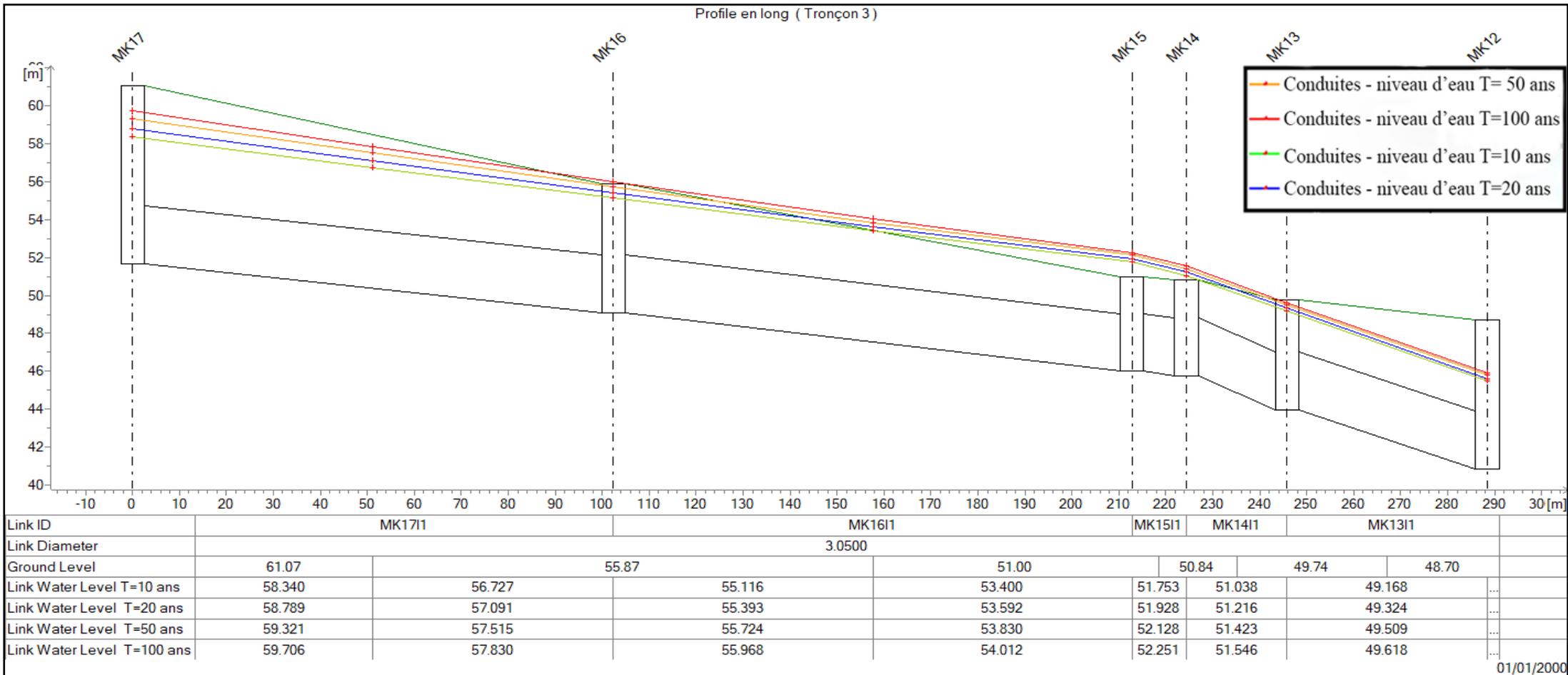


Figure VI-7 Le profil longitudinal de l'ancien collecteur avant l'introduction de nouveau collecteur pour la partie entre Frais Vallon et Scotto avec le niveau d'eau maximal

## Chapitre VI : Modélisation hydraulique des écoulements dans le dédoublement de oued M'Kacel



**Figure VI-8 Le profil longitudinal de l'ancien collecteur avant l'introduction de nouveau collecteur pour la partie entre Scotto et Jaubert avec le niveau d'eau maxima**

## Chapitre VI : Modélisation hydraulique des écoulements dans le dédoublement de oued M'Kacel

La Figure (VI.9) représente les nœuds risquant de déborder au niveau de l'ancien collecteur principal et au niveau des conduites secondaires de l'ancien collecteur avant l'introduction de nouveau collecteur pour une période de retour de 100 ans.

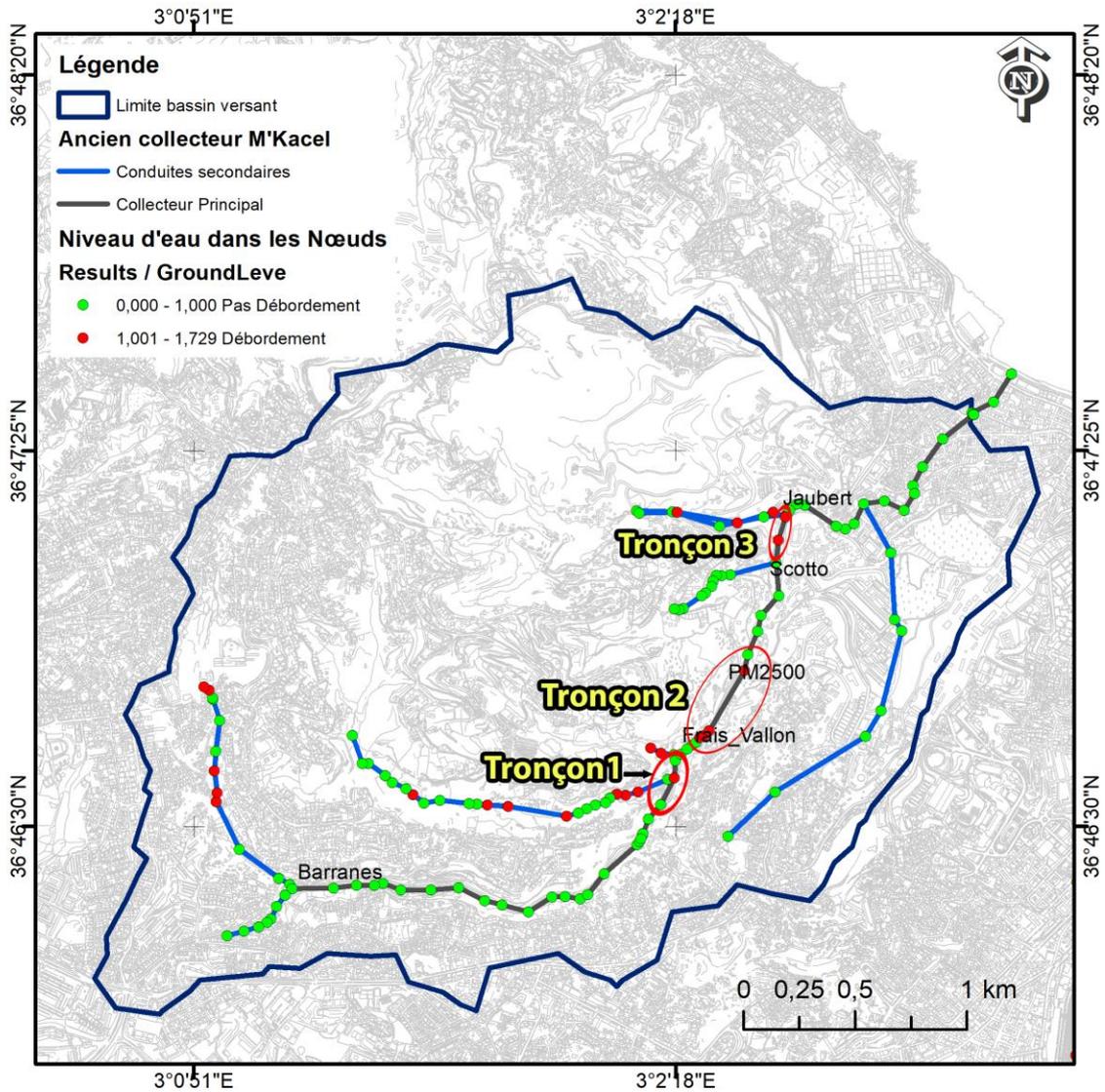


Figure VI-9 les nœuds risquent de déborder dans l'ancien collecteur avant l'introduction de nouveau collecteur pour une période de retour de 100ans

### **VI.6.1.1 Interprétation des résultats**

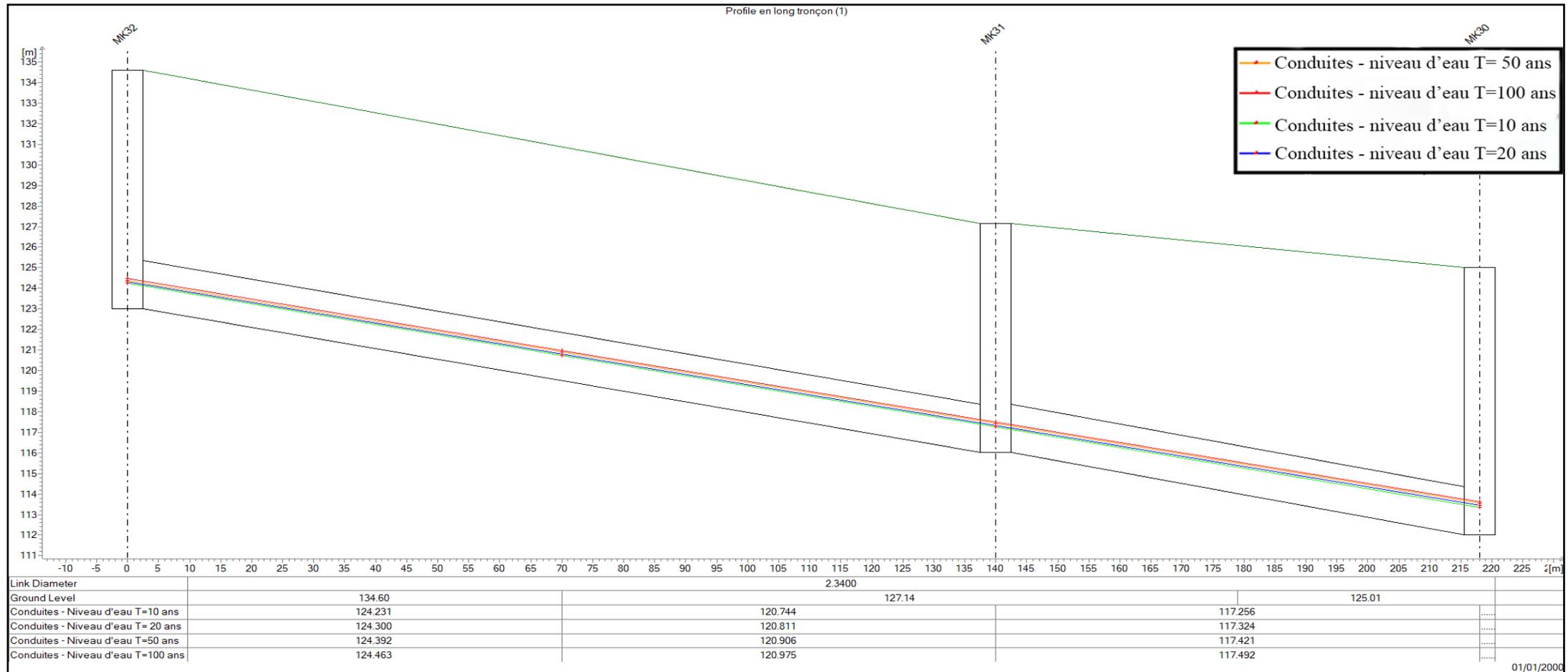
Après la simulation hydraulique de l'ancien collecteur M'Kacel, des débordements ainsi que des mises en charges sont constatés dans plusieurs tronçons du collecteur pour toutes les périodes de retour.

L'ancien collecteur n'est donc pas en mesure d'évacuer toutes les eaux pluviales provenant du bassin versant sans risque de débordement ce qui justifie la réalisation du dédoublement M'Kacel comme solution de renforcement.

### **VI.6.2 La simulation de l'ancien collecteur après la mise en place de dédoublement**

Après l'introduction de nouveau collecteur, nous avons simulé l'écoulement dans l'ancien collecteur, Nous avons simulé l'écoulement dans l'ancien collecteur avec différentes périodes de retours, pour déterminer le niveau d'eau dans le collecteur. Les résultats de cette simulation sont illustrés dans les Figure (VI.10, VI.11, VI.12).

## Chapitre VI : Modélisation hydraulique des écoulements dans le dédoublement de oued M'Kacel



**Figure VI-10 Le profil longitudinal de l'ancien collecteur après l'introduction de nouveau collecteur pour la partie entre Barranes et Frais Vallon avec le niveau d'eau maximal**

Chapitre VI : Modélisation hydraulique des écoulements dans le dédoublement de oued M'Kacel

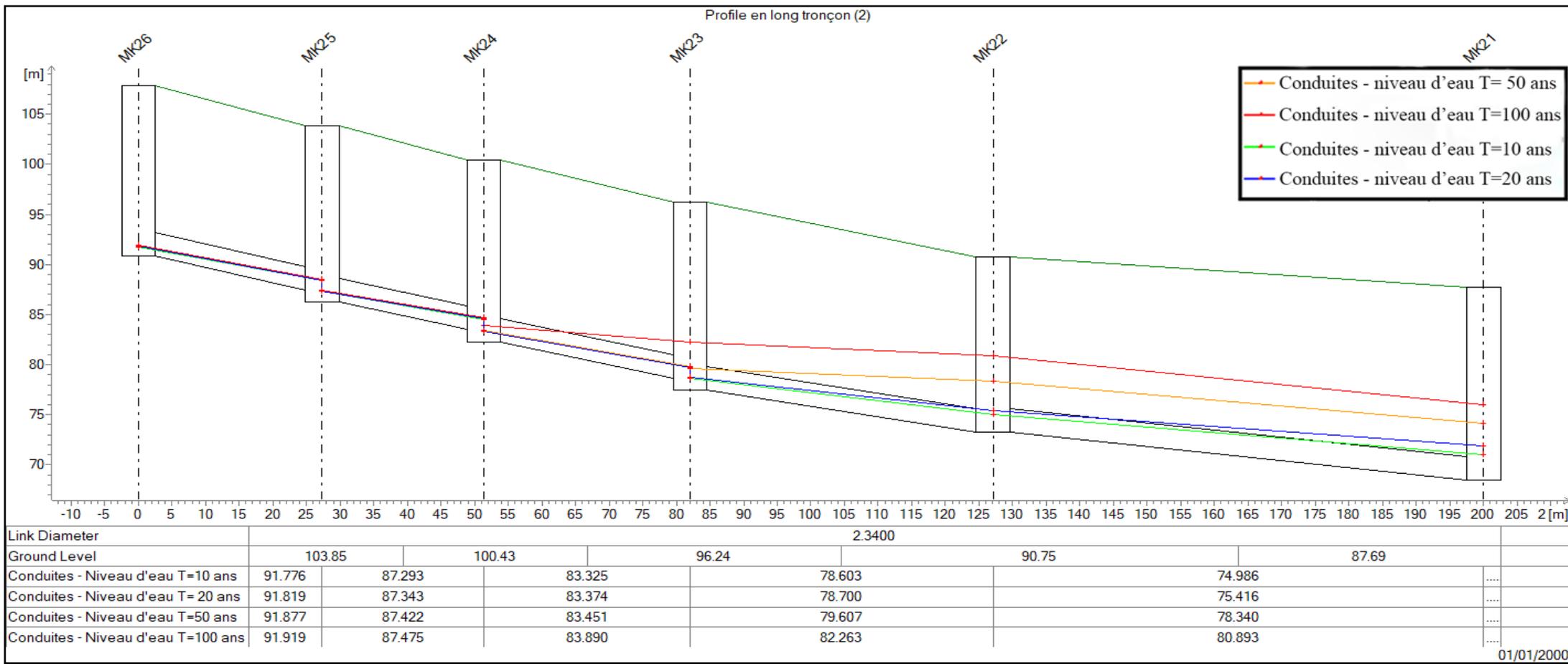


Figure VI-11 Le profil longitudinal de l'ancien collecteur après l'introduction de nouveau collecteur pour la partie entre Frais Vallon et Scotto avec le niveau d'eau maximal

## Chapitre VI : Modélisation hydraulique des écoulements dans le dédoublement de oued M'Kacel

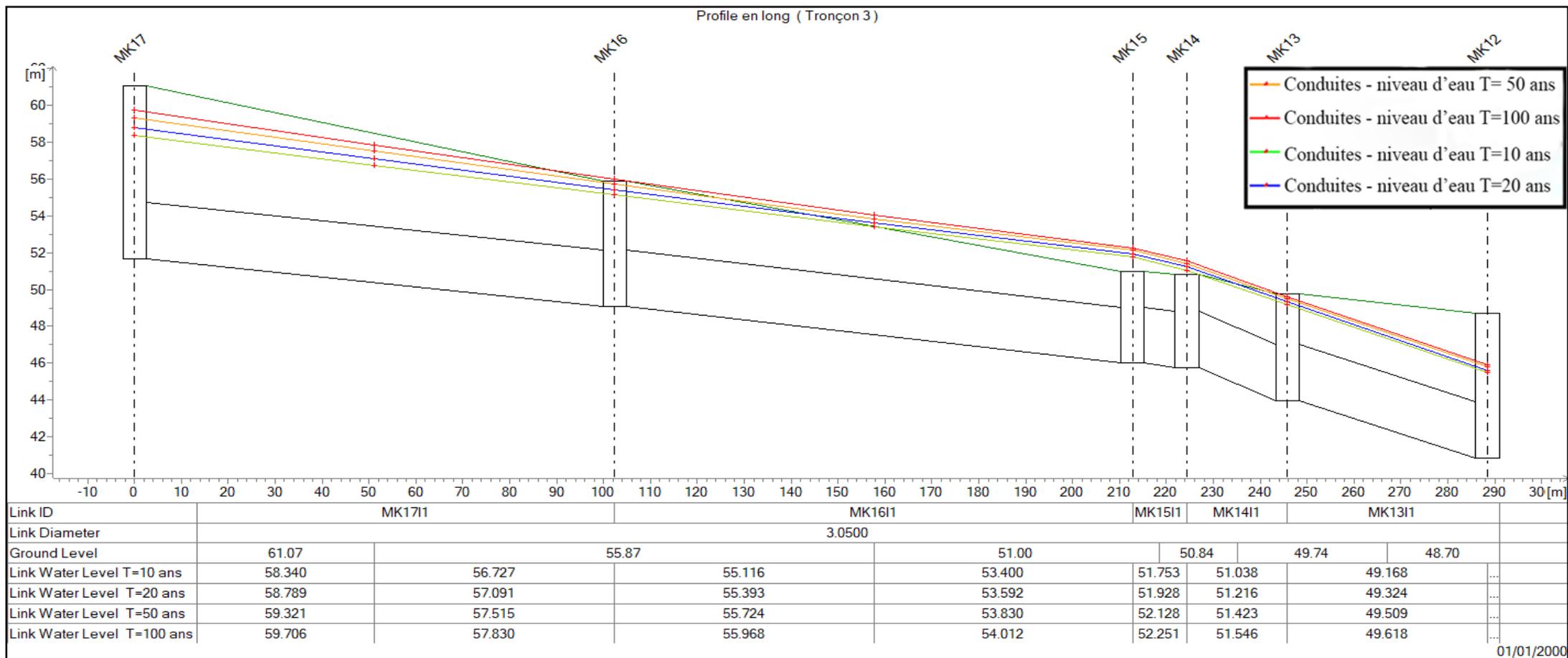


Figure VI-12 Le profil longitudinal de l'ancien collecteur après l'introduction de nouveau collecteur pour la partie Scotto et Jaubert avec le niveau d'eau maximal

## Chapitre VI : Modélisation hydraulique des écoulements dans le dédoublement de oued M'Kacel

Les Figures (VI.13, VI.14) représente les nœuds risquent de déborder au niveau de l'ancien collecteur principal et au niveau des conduites secondaires de l'ancien collecteur après l'introduction de nouveau collecteur pour une période de retour de 10 ans et 100 ans.

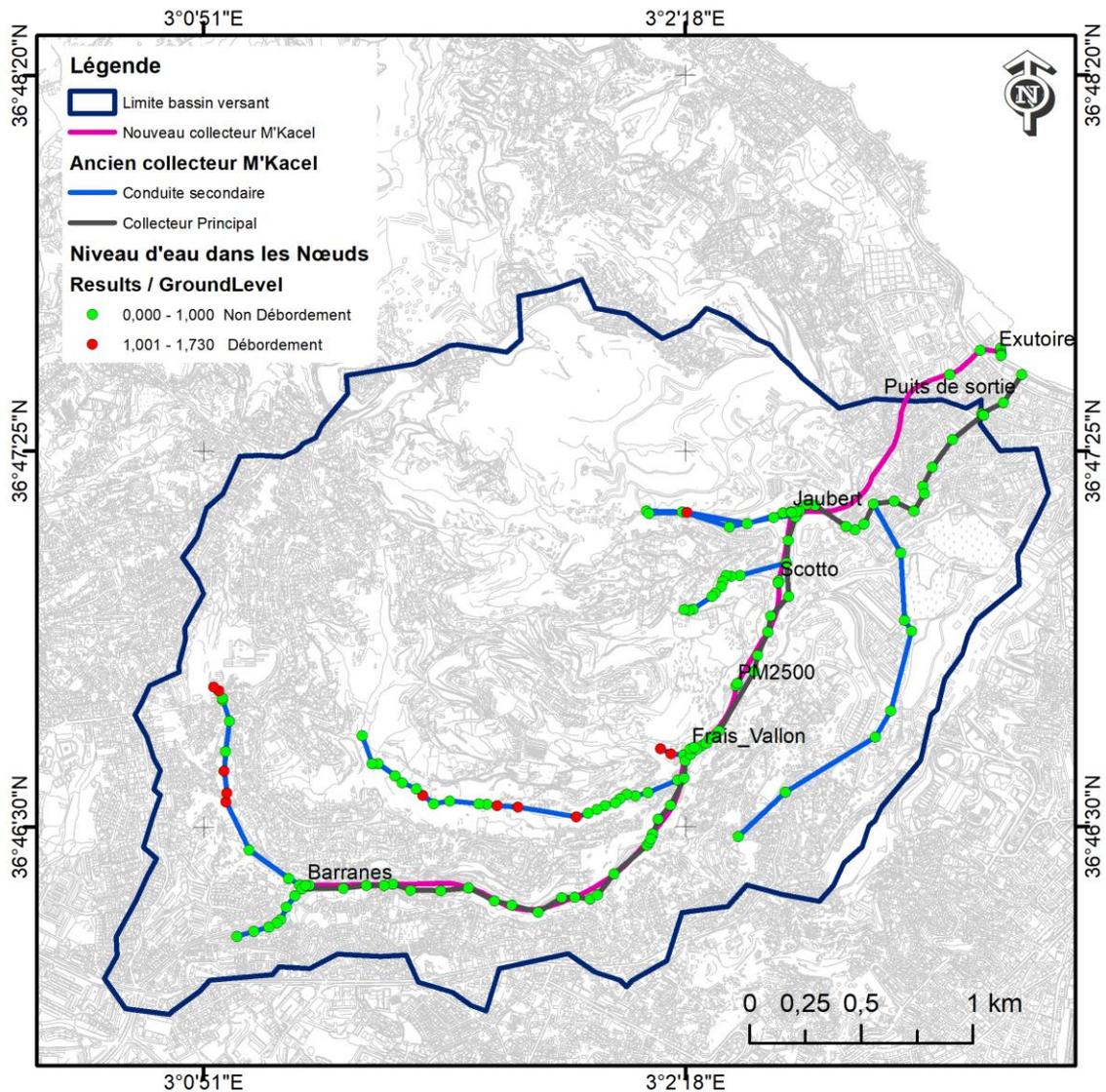


Figure VI-13 les nœuds risquent de déborder dans l'ancien collecteur après l'introduction de nouveau collecteur pour une période de retour de 100ans

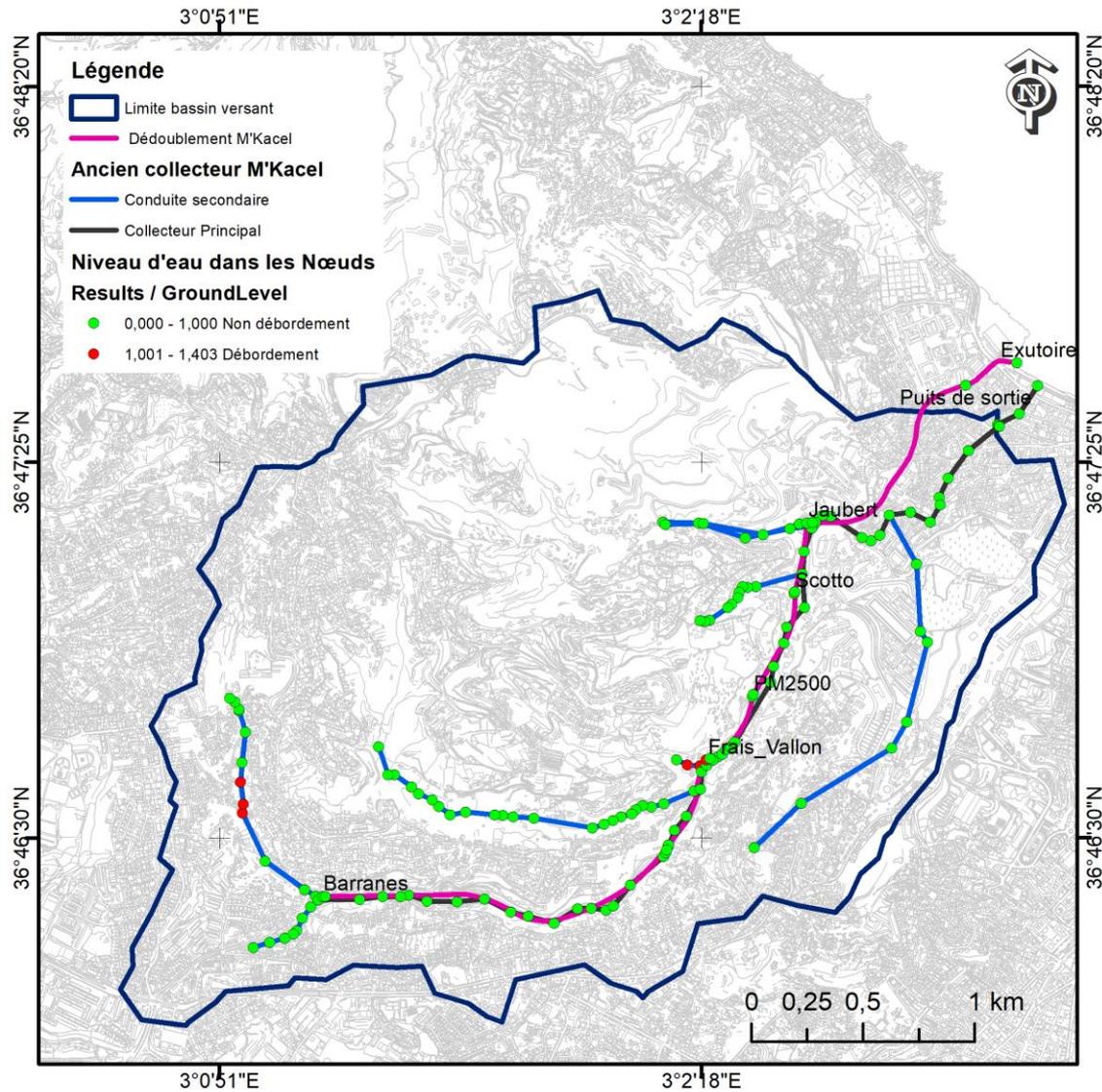


Figure VI-14 les nœuds risquent de déborder dans l'ancien collecteur après l'introduction de nouveau collecteur pour une période de retour de 10ans

### VI.6.2.1 Interprétation des résultats

Après la réalisation de dédoublement M'Kacel, aucun débordement n'est apparu au niveau de l'ancien collecteur avec les différentes périodes de retour, même l'écoulement dans ce dernier est presque toujours à surface libre ce qui confirme que le dédoublement a réduit la charge dans l'ancien collecteur. Le débordement au niveau des conduites secondaires de l'ancien collecteur, débordement ordinaire et justifiable pour une crue centennale, mais un débordement pour une crue décennale, ce nécessite des aménagements hydraulique au niveau des conduites secondaires, afin de régler le problème de débordement (voir Figure VI.13 et VI.14).

### VI.6.3 La simulation de dédoublement M'Kacel

Nous avons mis des déversoirs au niveau de l'ancien collecteur, pour déverser le surplus vers le dédoublement M'Kacel. Les figures (VI.15, VI.16, VI.17) représentent les hydrogrammes générés par MIKE URBAN des débits déversés de l'ancien collecteur vers le dédoublement :

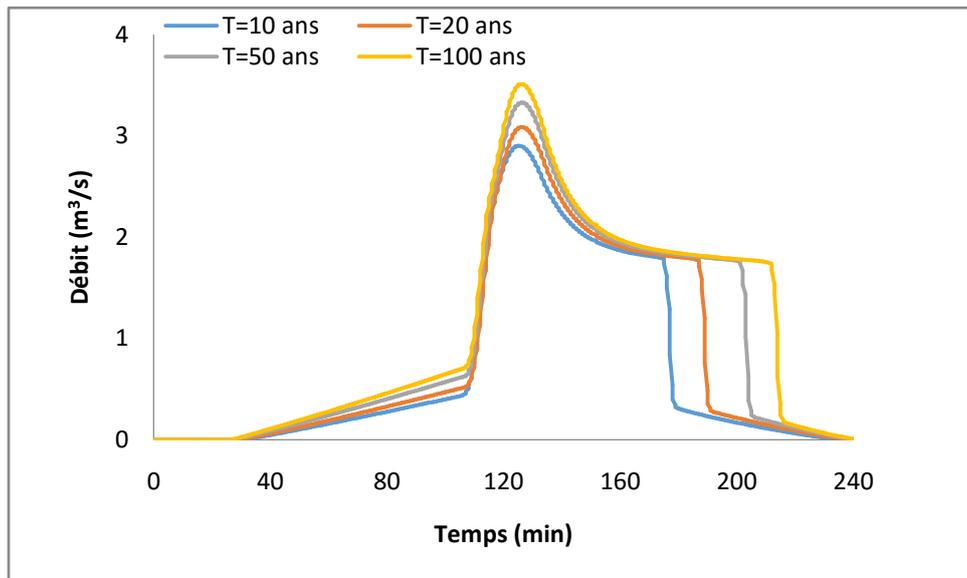


Figure VI-15 Hydrogrammes des débits déversés de l'ancien collecteur vers le puits BARRABES pour les différentes périodes de retour

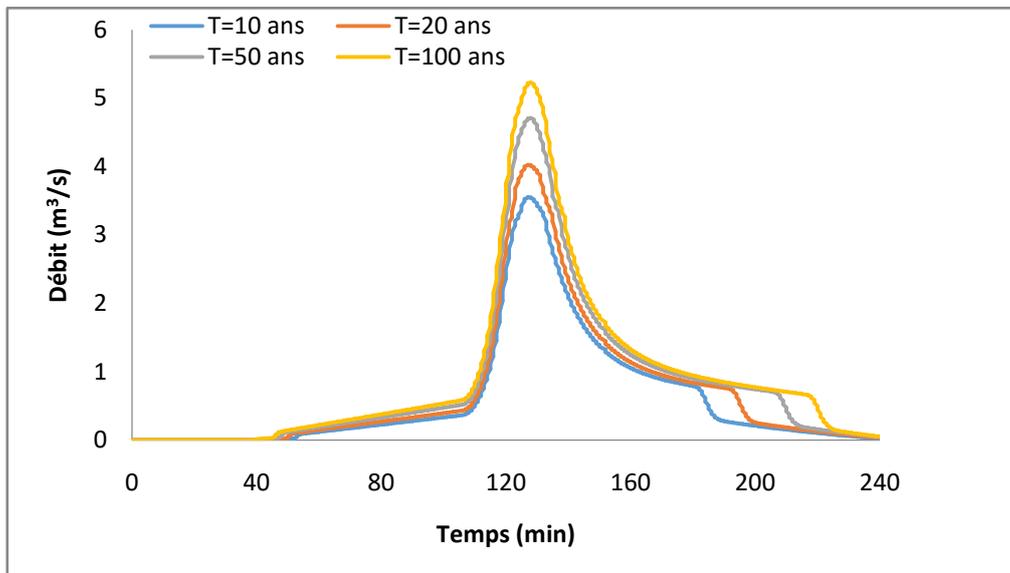
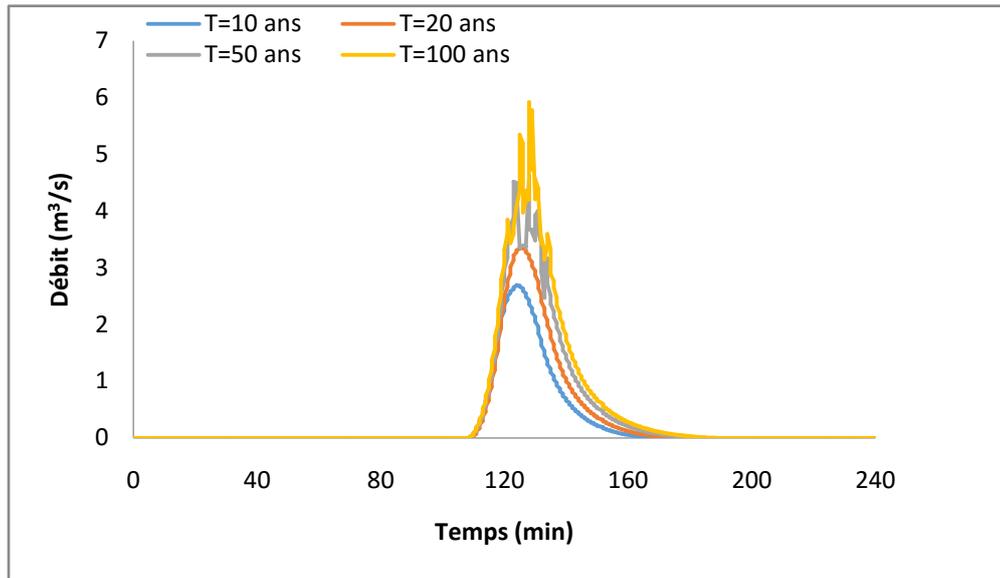


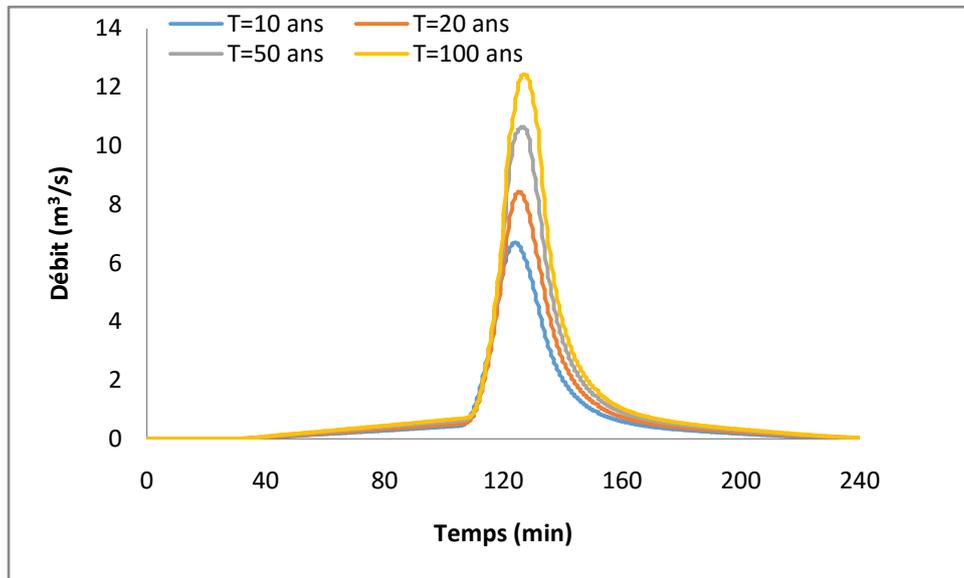
Figure VI-16 Hydrogrammes des débits déversés de l'ancien collecteur vers le puits SCOTTO pour les différentes périodes de retour



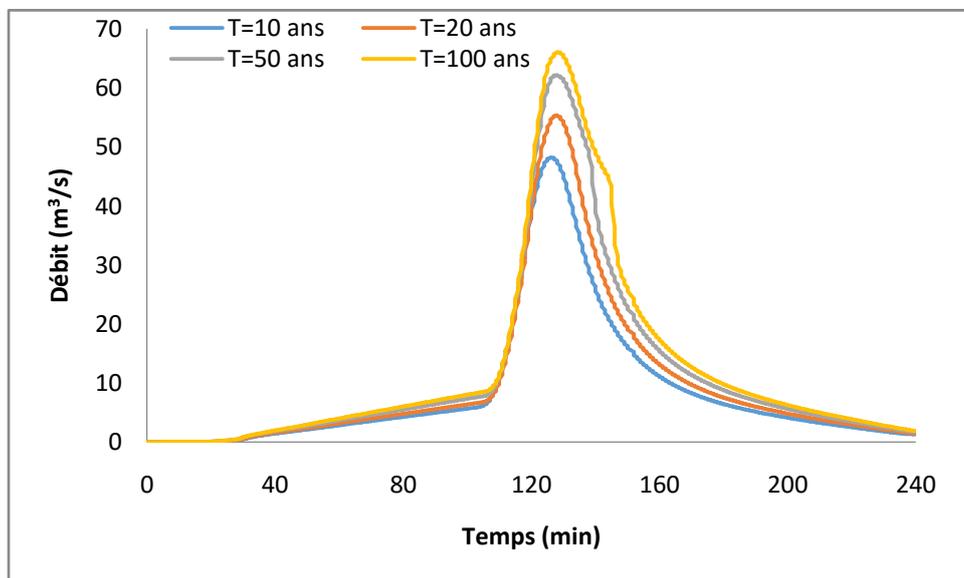
**Figure VI-17 Hydrogrammes des débits déversés de l'ancien collecteur vers le puits JAUBERT pour les différentes périodes de retour**

Dans la partie de Barranes l'ancien collecteur déverse vers le dédoublement un débit maximal de  $2 \text{ m}^3/\text{s}$  pour une période de retour de 10ans allant jusqu'au  $3,5 \text{ m}^3/\text{s}$  pour une période de retour de 100ans (voir Figure VI.15). Dans la partie de Scotto il déverse un débit maximal de  $3,55 \text{ m}^3/\text{s}$  pour une période de retour de 10ans allant jusqu'au  $5,22 \text{ m}^3/\text{s}$  pour une période de retour de 100ans (voir Figure VI.16). Dans la partie de Jaubert il déverse un débit maximal de  $2,69 \text{ m}^3/\text{s}$  pour une période de retour de 10ans allant jusqu'au  $5,9 \text{ m}^3/\text{s}$  pour une période de retour de 100ans (voir Figure VI.17).

Les figures (VI.18, VI.19... VI.22) représentent les hydrogrammes générés sur MIKE URBAN des débits qui s'écoulent dans les conduites se trouvant après les intégrations des puits pour les différentes périodes de retour :



**Figure VI-18 Débits d'écoulement dans le dédoublement après le puits d'intégration de Barranes pour les différentes périodes de retour**



**Figure VI-19 Débits d'écoulement dans le dédoublement après le puits d'intégration de Frais vallon pour les différentes périodes de retour**

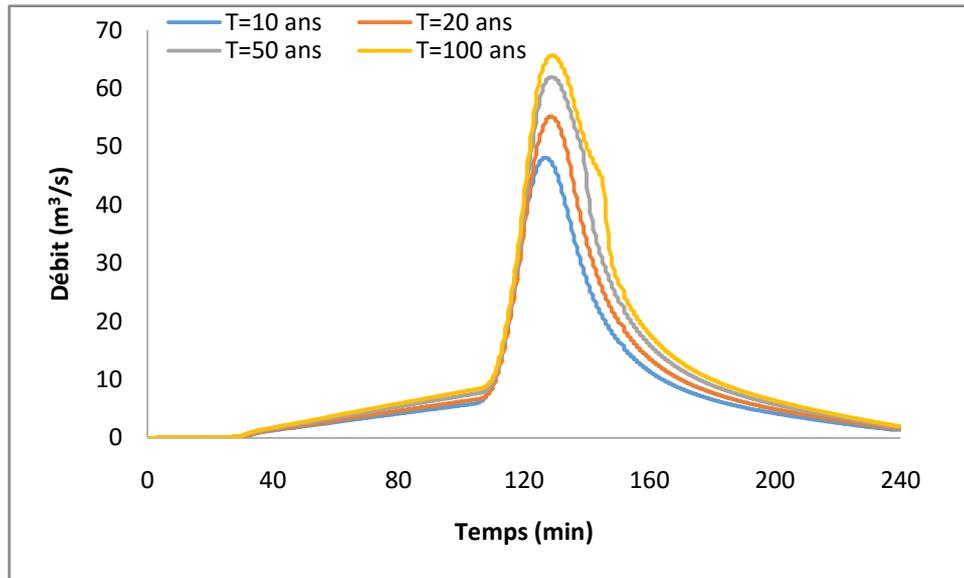


Figure VI-20 Débits d'écoulement dans le dédoublement après le puits d'intégration PM pour les différentes périodes de retour

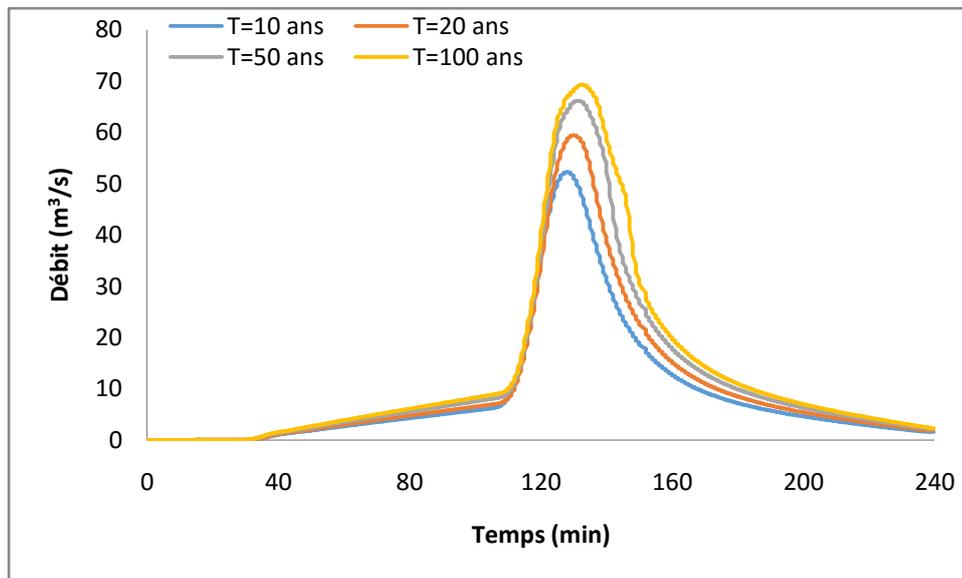
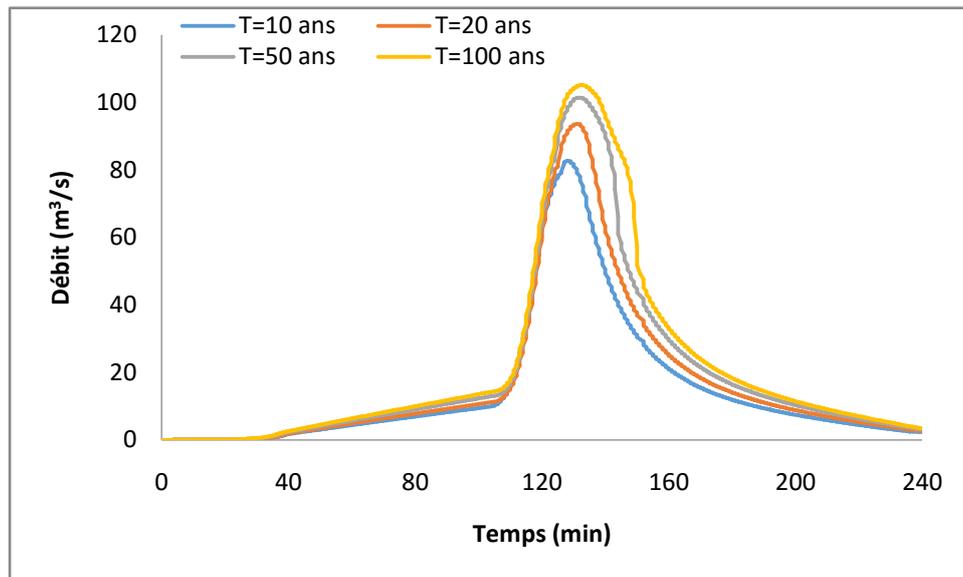


Figure VI-21 Débits d'écoulement dans le dédoublement après le puits d'intégration de Scottto pour les différentes périodes de retour



**Figure VI-22 Débits d'écoulement dans le dédoublement après le puits d'intégration de Jaubert pour les différentes périodes de retour**

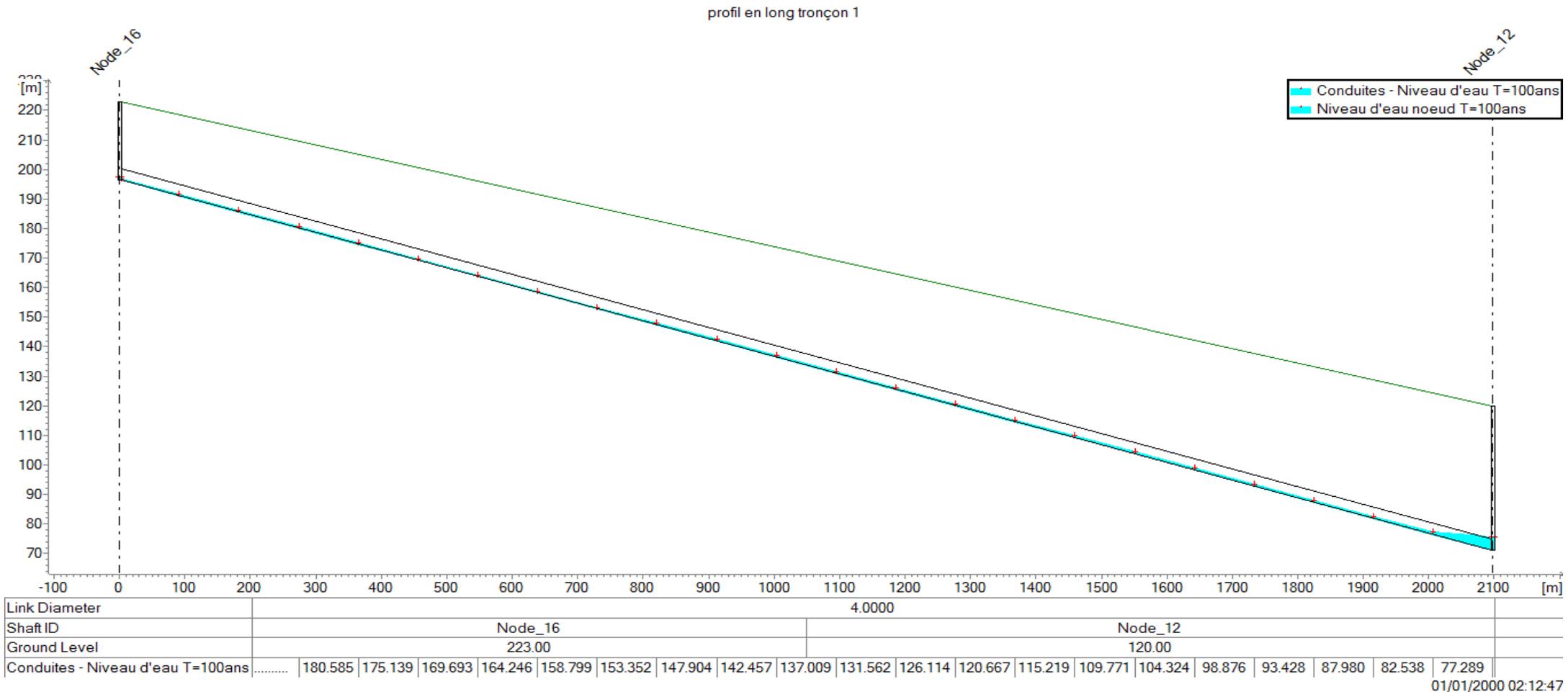
Le débit maximal dans le tronçon situé après le puits Barranes est de  $6,7 \text{ m}^3/\text{s}$  pour une période de retour de 10 ans, allant jusqu'à  $12,44 \text{ m}^3/\text{s}$  pour une période de retour de 100 ans (voir Figure VI.18). Pour le tronçon se trouvant après le puits Frais Vallon le débit maximal atteint les  $48,2 \text{ m}^3/\text{s}$  pour une période de retour de 10 ans, et  $66 \text{ m}^3/\text{s}$  pour une période de retour de 100 ans (voir Figure VI.19).

Nous remarquons une augmentation dans les débits qui s'écoulent dans les conduites après l'intégration de chaque puits. Le débit maximal ayant une valeur initiale de  $12,44 \text{ m}^3/\text{s}$  en amont de dédoublement en continuant à augmenter jusqu'à atteindre une valeur de  $105,2 \text{ m}^3/\text{s}$  en aval de dédoublement.

Les figures (VI.23, VI.24, ... VI.27) donnent le niveau maximal qu'atteint la ligne d'eau dans le dédoublement après les puits d'intégrations:

- Tronçon 1 ———> la partie entre Barranes et Frais vallon
- Tronçon 2 ———> la partie entre Frais vallon et PM
- Tronçon 3 ———> la partie entre PM et Scotto
- Tronçon 4 ———> la partie entre Scotto et Jaubert
- Tronçon 5 ———> la partie entre Jaubert et puits de sortie

# Chapitre VI : Modélisation hydraulique des écoulements dans le dédoublement de oued M'Kacel



**Figure VI-23 Profil longitudinal de nouveau collecteur pour le tronçon 1 avec le niveau d'eau maximal pour une période de retour de 100ans**

Chapitre VI : Modélisation hydraulique des écoulements dans le dédoublement de oued M'Kacel

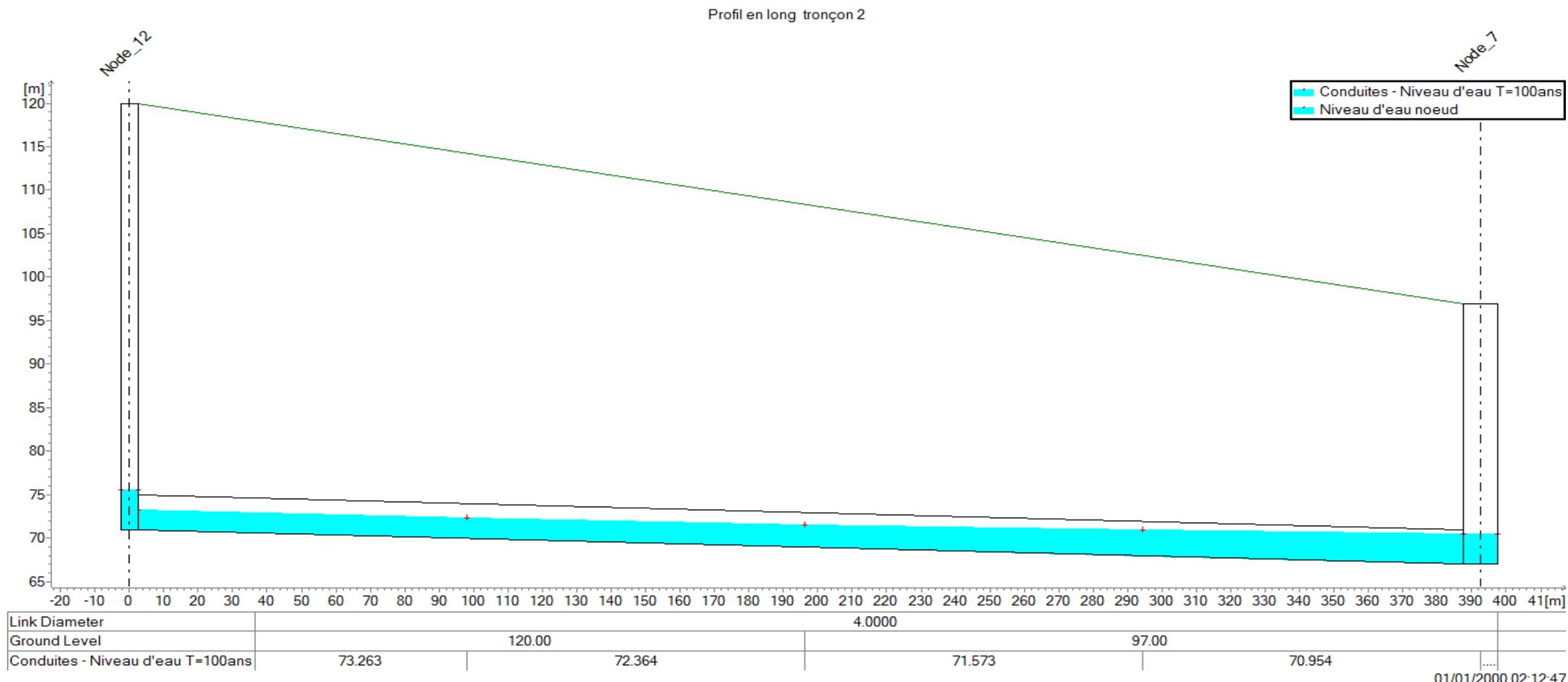
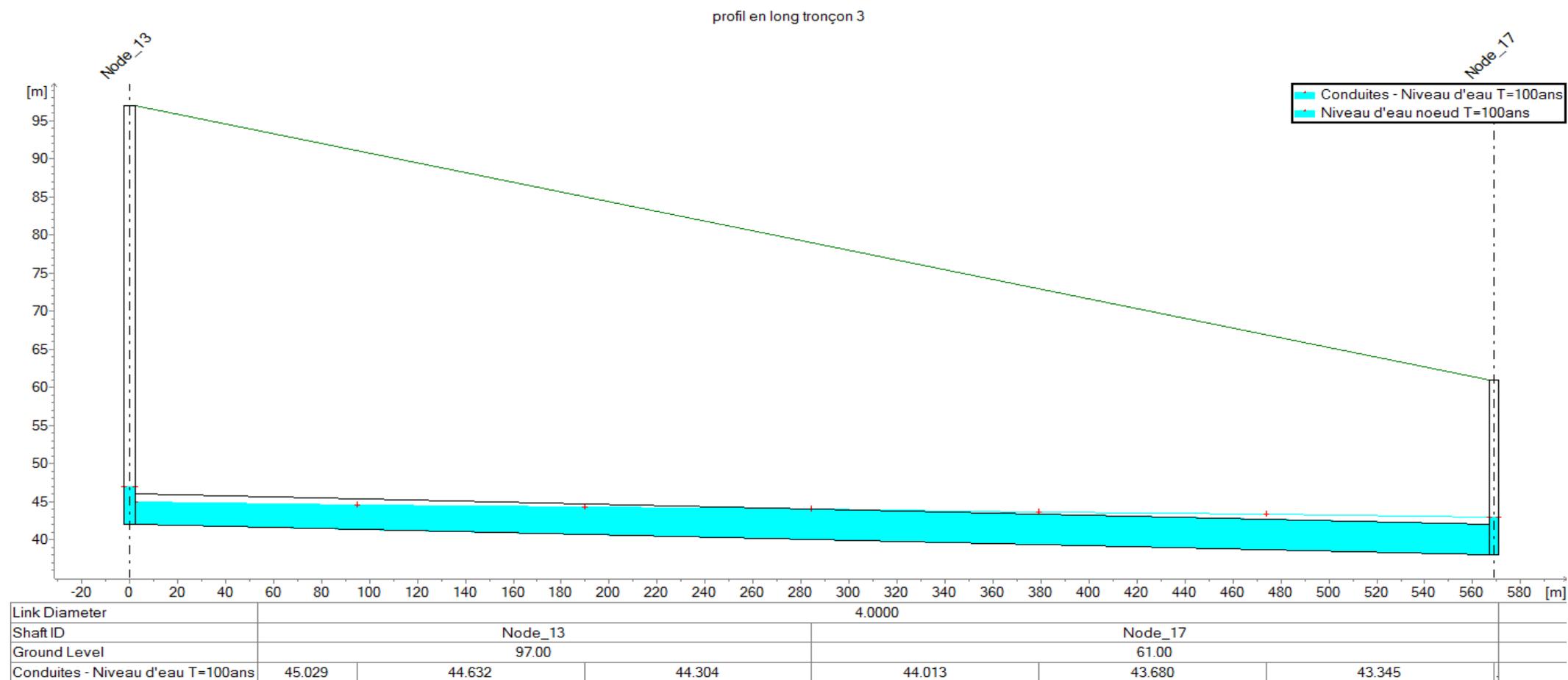


Figure VI-24 Profil longitudinal de nouveau collecteur pour le tronçon 2 avec le niveau d'eau maximal pour une période de retour de 100ans

## Chapitre VI : Modélisation hydraulique des écoulements dans le dédoublement de oued M'Kacel



01/01/2000 02:12:47

**Figure VI-25 Profil longitudinal de nouveau collecteur pour le tronçon 3 avec le niveau d'eau maximal pour une période de retour de 100ans**

Chapitre VI : Modélisation hydraulique des écoulements dans le dédoublement de oued M'Kacel

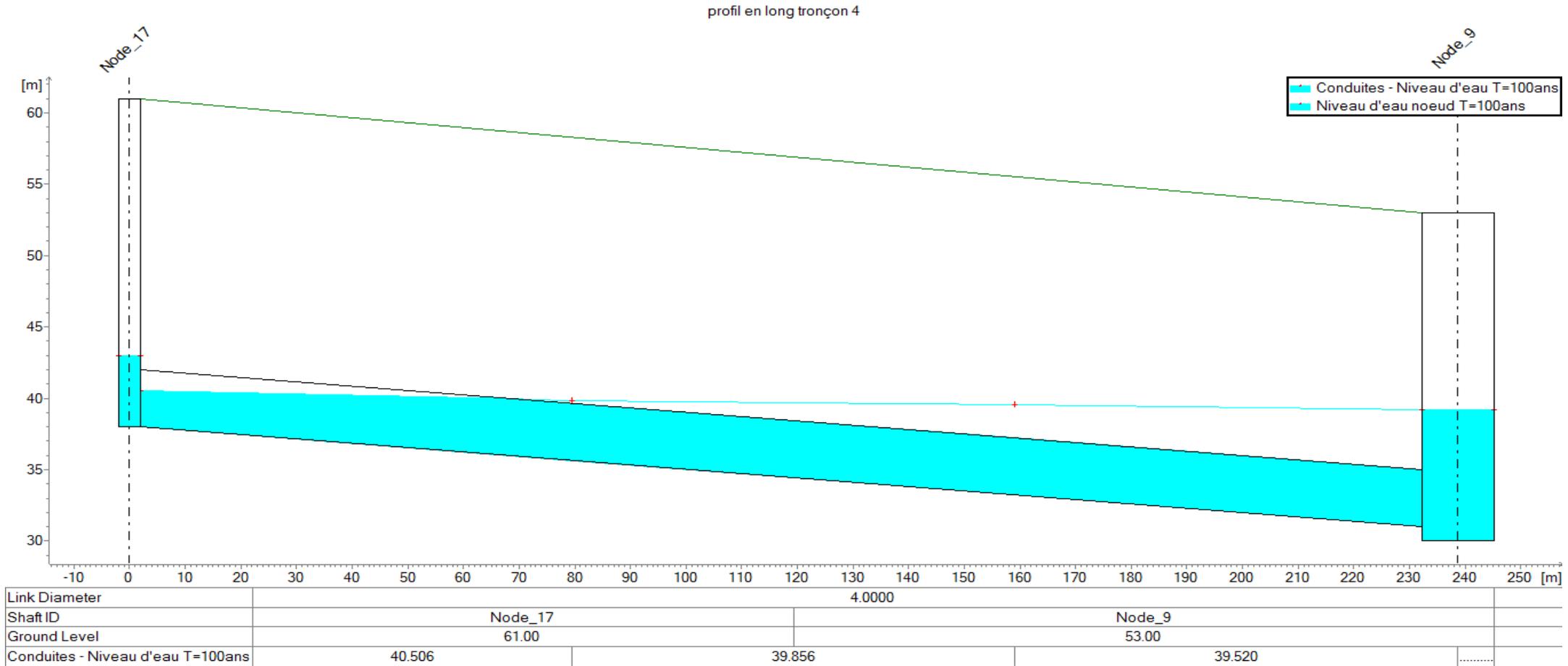


Figure VI-26 Profil longitudinal de nouveau collecteur pour le tronçon 4 avec le niveau d'eau maximal pour une période de retour de 100ans

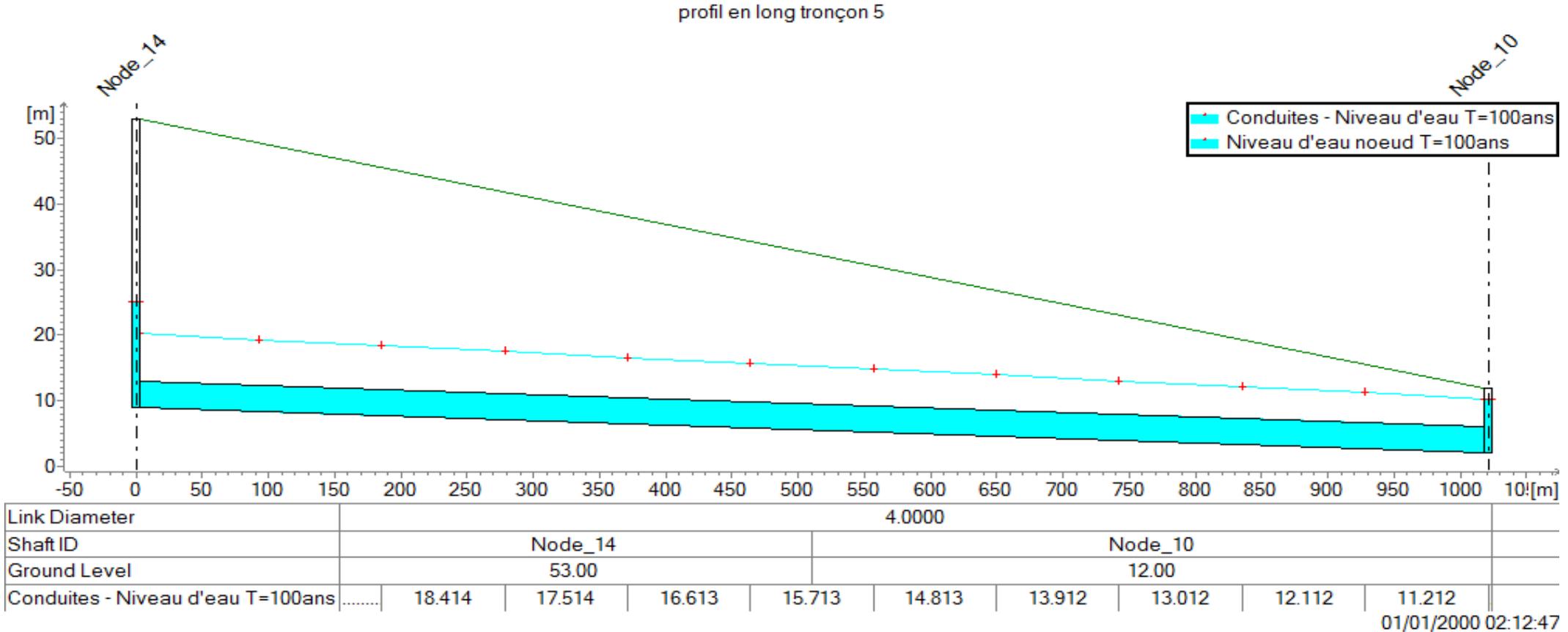


Figure VI-27 Profil longitudinal de nouveau collecteur pour le tronçon 5 avec le niveau d'eau maximal pour une période de retour de 100ans

### VI.6.3.1 Interprétation des résultats

Après la simulation hydraulique de dédoublement de oued M'Kacel aucun débordement n'a lieu dans ce dernier pour les différentes périodes de retour. L'écoulement se fait à surface libre le long de dédoublement sauf la partie aval dont l'écoulement est légèrement mis en charge pour toutes les périodes de retour.

### VI.7 Proposition de solution

Etant donné que les débordements au niveau des conduites secondaires de l'ancien collecteur de oued M'Kacel, ne sont pas acceptables, il a été nécessaire de faire des investigations afin de trouver le problème de ce dysfonctionnement, et de proposer des aménagements pour y remédier. Et pour ce faire, nous avons changé le diamètre de deux conduites secondaires, ayant un diamètre initial de 1200 mm et 1000 mm avec des conduites de 2000 mm.

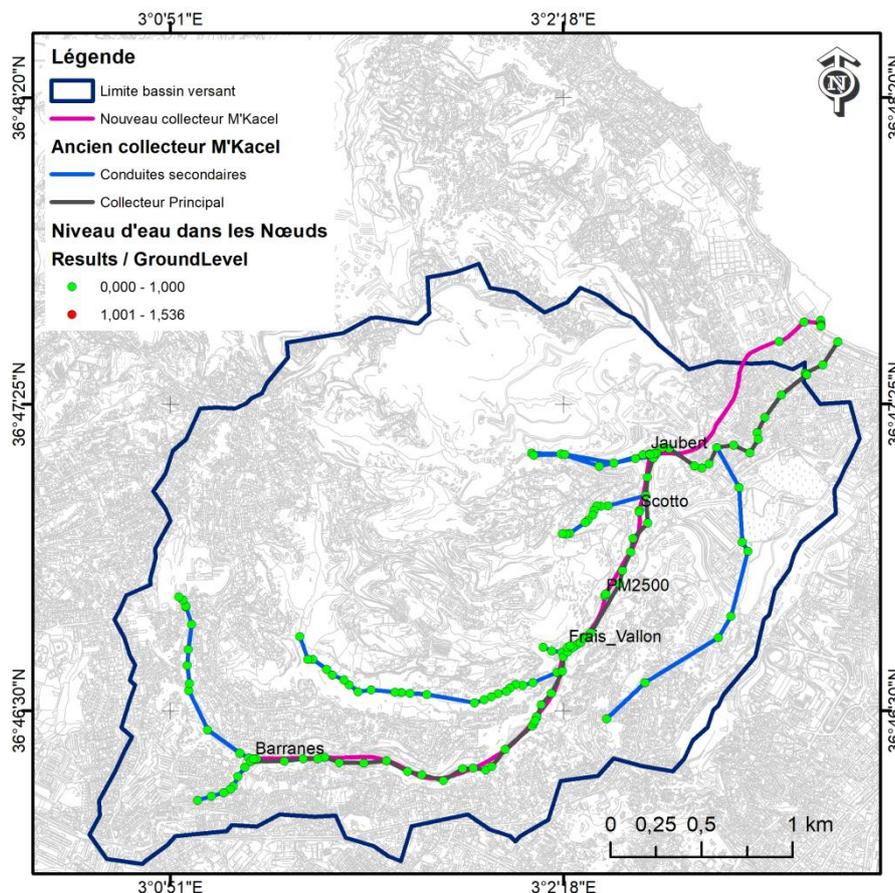


Figure VI-28 les nœuds risquent de déborder pour une période de retour de 10ans après le changement de diamètre des conduites secondaires

Comme la Figure (VI.28) montre, aucun débordement n’a lieu même au niveau des conduites secondaires de l’ancien collecteur. Ces résultats confirment l’efficacité de la solution proposée.

### **VI.8 Conclusion**

La modélisation du dédoublement de oued M’Kacel nous a permis de mieux comprendre son fonctionnement face aux pluies de différentes périodes de retour.

Les résultats de simulation de l’ancien collecteur avant la réalisation de dédoublement de oued M’Kacel, indiquent dysfonctionnement de l’ancien collecteur pour les différentes crues (la mise en charge de plusieurs tronçons est constatée).

Après le renforcement du système par le dédoublement, le fonctionnement de l’ancien collecteur s’est amélioré (aucun débordement n’a lieu dans l’ancien collecteur et l’écoulement se fait à surface libre). Les conduites secondaires de l’ancien collecteur ont connu des débordements même pour une période de retour de 10 ans, pour y remédier nous proposons d’augmenter le diamètre de ses conduites à 2000 mm.

# **Conclusion générale**

---

## Conclusion générale

Le but de ce travail est d'étudier le fonctionnement du dédoublement de oued M'Kacel face aux différentes crues en utilisant une modélisation hydrologique du bassin versant du collecteur dédoublement M'Kacel et une modélisation hydraulique de ce même collecteur afin de voir son fonctionnement à différentes périodes de retour.

Pour ce faire, des hyétogrammes de pluies synthétiques de type doubles triangles ont été élaborées à partir des courbes IDF. Ces hyétogrammes ont été utilisés comme paramètre d'entrée dans un modèle de transformation pluie – débit, générant ainsi des hydrogrammes de débit pour l'ensemble des sous bassins de la zone d'étude.

Les ouvrages d'intégration du collecteur, à savoir les différents puits de chute, ont fait l'objet d'une analyse. Cette analyse nous a conduit à opter pour l'utilisation des orifices reproduisant ainsi la perte de charge. En conséquence, le collecteur dédoublement M'Kacel avec l'ensemble de ses ouvrages a pu être introduit au modèle.

Après la résolution des équations de Saint Venant (sur *DHI MIKE URBAN*) par la méthode des différences finies implicite, l'écoulement dans le dédoublement M'Kacel a pu être modélisé. Nous avons de ce fait pu vérifier, sa capacité hydraulique, son efficacité ainsi que son rôle dans l'évacuation des crues dans le bassin versant étudié.

La vérification s'est aussi portée sur l'ancien collecteur M'Kacel avant l'implantation du dédoublement, où il a été constaté l'insuffisance de la capacité hydraulique du collecteur, accentuant l'importance du dédoublement.

Les résultats de la simulation nous ont permis d'apprécier la ligne d'eau dans le dédoublement du collecteur M'Kacel, ce dernier a en grande partie pu aisément évacuer les pluies de différentes périodes de retour.

Le travail effectué peut être considéré comme un outil d'aide à la décision, avec lequel le gestionnaire du réseau pourra définir les actions à entreprendre pour remédier au problème de débordement et améliorer la performance du réseau.

Nous aurions souhaité avoir les données pluviométriques à pas du temps réduit de la zone d'étude pour affiner d'avantage notre étude, nous aurions aussi aimé travailler avec les plans de recollement du collecteur dédoublement M'Kacel et non les plans de réalisation.

Le calage des bassins versant s'est fait en 2008 et nécessite une actualisation. Nous suggérons de reprendre le travail une fois l'actualisation faite et avec acquisition des plans de recollement et données pluviométriques.

# **Bibliographie**

---

**Bibliographie**

ANRH. 2008. Alger : s.n., 2008.

ARFAS. 2013. Notion de base en hydrologie et modélisation de bassin versant. 2013.

ASTER GDEM. 2011. Modèle numérique de terrain (MNT). 2011. ASTER GDEM is a product of METI and NASA, Spatial resolution : 1 arc second, Satellite images acquisition date: 17 oct 2011.

Bennis, Saad. Hydraulique et Hydrologie. Montréal: Presse de l'université du Québec, 2014. 500 p. ISBN 978-2-7605-3966-2

Bertrand, Krajewski. Modélisation des écoulements en réseau d'assainissement. Lyon : INSA, 2006 .45 p. ISBN

Bourrier, Pierre. Les réseaux d'assainissement : calculs, applications, perspectives. : Tec et Doc, 1997. 810 p. ISBN 978-2-7430-0164-3

Bourrier, Régis. Guide technique de l'assainissement. Paris : Le Moniteur, 2010. 776 P. Référence technique. ISBN 978-2-2811-1477-5

Chocat, Bernard. Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement. Paris : Lavoisier, 1997. 1124 p. ISBN 978-2-7430-0126-1

DHI. 2014. Manuel d'utilisation de Mike Urban . 2014.

Hemain, J-C. Guide de construction et d'utilisation des pluies de projet. Paris : Service Technique de l'Urbanisme, 1986. P. ISBN

Hervouet, Jean-Michel. Hydrodynamique des écoulements à surface libre. Paris : Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 2003. 311 p. ISBN 978-2-8597-8379-2

Hingray, Benoit. Hydrologie. Presses polytechniques Romandes Toulouse : Ingénierie de l'environnement, 2009. p. ISBN 978-2-880747985

INSID. 2011. Carte d'occupation de sol wilaya d'Alger. 2011.

Morel, Alain. L'assainissement des eaux pluviales en milieu urbain tropical subsaharien. Paris : Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, .1996. 167 p. ISBN 978-2-9198-9400-0

ONM. 2016. www.meteo.dz. [En ligne] 2016. Office National de Métrologique.

Roche, Marcel. 1963. Hydrologie de surface. Paris : Gauthier-Villars, 1963. 430 p. INSB

Salah, Boualem. Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations. Blida : ENSH, 1993. 350 p.

Scawell, Helga-Jane. Urbanisme et inondation. Lille : Presses Universaires du Semptention , 2014. 368 p. ISBN 978-2-7574-0598-7

Tanguy, Jan-Michel. Modèles mathématiques en hydrologie et en hydraulique fluviale. Paris : Lavoisier, 2009. 250 p. ISBN 978-2-7462-1835-2

---

**ANNEXE****Présentation de l'entreprise d'accueil**

SEAAL (Société des Eaux et de l'Assainissement d'Alger) est une Société par actions (SPA) publiques, chargée de service des eaux et de l'assainissement, sur l'ensemble de la wilaya d'Alger et d'une partie de Tipaza. Ses actionnaires sont : l'ADE (Algérienne des Eaux) et l'ONA (Office National de l'Assainissement).

C'est une société d'environ 5000 salariés, employés du secteur public. Elle concerne les 3,2 millions d'habitants d'Alger et Tipasa. En 2006, les autorités algériennes ont créé cette structure dédiée au Service de l'Eau et de l'Assainissement du Grand Alger et, à titre d'opération pilote, ont signé avec SUEZ Environnement (Groupe International spécialisé dans la Gestion des Services de l'Eau) un contrat de management.

En pratique pour son premier contrat, 27 experts internationaux ont été détachés à Alger pour le bon déroulement du premier contrat. Un tiers d'entre eux assure le management de l'entreprise (par exemple le directeur général), deux tiers sont en position d'experts en appui, dans des domaines métier pointus (par exemple un expert en systèmes d'informations géographiques). En complément à ces experts en poste à Alger, SUEZ Environnement apporte de l'assistance technique et l'accès à l'ensemble de son savoir-faire (réseau d'experts, documentation, veille technologique...).

Le contrat détaille très précisément les objectifs, le planning de leur déploiement et les moyens alloués pour les atteindre. Il y a lieu de souligner, notamment, que l'état a vraiment mobilisé les moyens financiers nécessaires à la mise à niveau attendue.

**Organisation de la SEAAL**

La SEAAL est un opérateur public de droit algérien. Afin d'optimiser cette gestion et de profiter du savoir-faire étranger, la SEAAL a opté pour un contrat de 5 ans et 6 mois avec SUEZ Environnement (SE), spécialiste dans le domaine. Grâce à son programme de Transfert de Savoir-faire (TSF) SE suit l'ensemble des métiers de la SEAAL, l'objectif étant d'aboutir à une bonne maîtrise de ceci par les cadres locaux.

La SEAAL regroupe plus de 5000 employés au sein des principales structures suivantes :

- Directions opérationnelles :
  - La direction d'exploitation des eaux potables comprenant
    - La Direction Distribution.
    - La Direction Production.
  - Direction Assainissement ;
  - Direction Clientèle ;
- Directions supports :
  - Direction Achats et Logistique ;
  - Direction technique ;
  - Direction des investissements ;
  - Direction du patrimoine ;
  - Direction Finance et Comptabilité ;
  - Direction des ressources humaines ;
  - Direction de la communication ;

Les directions opérationnelles représentent le cœur du métier. Pour mener à bien leurs missions, celles-ci sont assistées des directions supports.