

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd
Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique



Thèse

Préparée au sein du Laboratoire de recherche Risques Naturelles et
Aménagement du territoire « LRNAT »

Présentée pour l'obtention du diplôme de :
Doctorat en Sciences en Hydraulique
Option : Construction Hydraulique

Sous le Thème :

**Modélisation du risque d'affouillement dans les ouvrages
d'art en milieu semi-arides cas des ponts à piles
circulaires**

Présentée par :

Mme NEMILI Zohra

Devant le jury composé de :

M.HOUICHI Larbi	Prof.	Université de Batna2	Président
M. KALLA Mahdi	Prof.	Université de Batna2	Rapporteur
Mme. BAHLOUL Ouassila	MCA.	Université de Batna2	Examinatrice
Mme. CHERHABIL Sonia	MCA.	Université de Biskra	Examinatrice
M. MESSAMEH Abdelhamid	Prof.	Université de Biskra	Examineur
M.SEKIOU Fateh	MCA.	Université d'Oum El Bouaghi	Examineur

2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Je tiens à exprimer mes plus vifs remerciements à **Dieu** le tout puissant pour la volonté, la santé et la patience qu'il m'a donné durant toutes ces années d'études et qui m'ont permis d'achever ce travail malgré les difficultés.

J'exprime mes sincères remerciements à mon directeur de thèse le *Professeur M. Kalla* de l'université Batna 2.

Je tiens particulièrement à exprimer ma gratitude et mes remerciements à Monsieur le *Professeur L. Houichi* de l'université Batna 2 pour m'avoir prêté aide, conseils, son soutien et sa confiance. Je le remercie encore, pour avoir accepté de présider le Jury de ma soutenance de thèse, je lui en suis très reconnaissante.

Je tiens à remercier Madame *O. Behloul, Maitre de conférences 'A'* à l'université de Batna 2 et Madame *S. Cherhabil, Maitre de conférences 'A'* à l'université de Biskra pour avoir accepté d'être examinatrices de mon travail de thèse.

Mes vifs remerciements s'adressent à Monsieur le *Professeur A. Messameh* de l'université de Biskra pour avoir accepté de rapporté ma thèse.

Mes remerciements vont également à Monsieur *F. Sekiou Maitre de conférences 'A'* A l'université d'Oum EL Bouaghi d'avoir permis d'en faire partie de mon travail.

Je remercie vivement, Madame *F, Z. Tebbi Maitre de conférences (A)* de l'université de Batna 2 pour son aide que je ne l'oublierai jamais.

Un grand merci à mon amie : **Houria Baazi.**

Je n'oublierai sans doute pas de remercier mes collègues et amis enseignants de département d'Hydraulique, génie civil et de l'institut des Sciences de la Terre et de l'Univers

Dédicace

A la mémoire de ma mère.

A mon très cher père.

A Djamel mon époux qui, avec son dévouement et ses sacrifices, ce travail a pu voir le jour.

A mon très cher fils Zakaria.

A mes frères et sœurs.

A toutes les familles Nemili et Louhabi partout dans ce monde.

A mes amies.

Je dédie ce travail.

Nemili.z

Résumé

L'affouillement est un risque très grave ; il est la cause d'effondrement de plusieurs ouvrages dans le monde. En effet, lors de la crue, il y a une augmentation de la vitesse et du débit de l'eau qui influence le lit du cours d'eau sous le fait virulent du débit hydraulique. Il s'agit d'un événement d'érosion avancée autour des appuis du pont créé par l'écoulement exposant l'ouvrage au risque d'effondrement. Également, ce phénomène est accentuée par l'existence d'obstacles (piles et culées) à l'écoulement, comme la formation de la fosse d'affouillement autour de ces obstacles engendre une imperfection de l'ouvrage et diminue sa stabilité, ce qui conduit à la dégradation de l'ouvrage et génère des pertes économiques et parfois humaines.

En Algérie, de nombreux ouvrages sont menacés par Le risque d'effondrement, mais il n'existe pas de recensements confirmés officiellement.

Ce travail vise à utiliser un modèle neuronal (méta modèle) pour l'évaluation de l'affouillement, et la précision de l'influence des caractéristiques hydrauliques de l'écoulement sur la profondeur d'affouillement. De même, dans ce modèle neuronal, une base de données constituée de résultats d'affouillement et des caractéristiques d'écoulement générés par le programme du Système d'analyse des rivières du Centre d'ingénierie hydrologique (HEC RAS) a été introduite, puis une analyse en composantes principales (ACP) a été effectuée pour réduire la dimensionnalité des entrées par le logiciel R où son efficacité a été démontrée. Au terme de cette étude, l'influence directe des paramètres hydrauliques sur la mesure de la profondeur d'affouillement au niveau des piles de pont circulaires a été confirmée ainsi que, l'effet de l'énergie cinétique sur l'érosion régressive dans le cas des ponts cadres à radier général.

Mots clés : Affouillement local, piles de pont, Méta modèle, HEC RAS, ACP.

Abstract

Scour is a very serious risk; it is the cause of the collapse of several structures in the world. Indeed, during the flood, there is an increase in the velocity and the flow of the water which influences the bed of the watercourse under the virulent fact of the hydraulic flow. This is an event of advanced erosion around the supports of the bridge created by the flow exposing the bridge to the risk of collapse. Also, this phenomenon is accentuated by the existence of obstacles (piers and abutments) to the flow, as the formation of the scour hole around these obstacles generates an imperfection of the structure and decreases its stability, which leads to the degradation of the structure and generates economic and sometimes human losses.

In Algeria, many bridges are threatened by the risk of collapse, but there are no officially confirmed censuses.

This work aims to use a neural model (meta model) for the evaluation of scour, and the precision of the influence of the hydraulic characteristics of the flow on the depth of scour. Similarly, in this neural model, a database consisting of scour results and flow characteristics generated by the Hydrological Engineering Center's River Analysis System (HEC RAS) program was introduced, and then principal component analysis (PCA) was performed to reduce the dimensionality of inputs by R software where its effectiveness was demonstrated.

At the end of this study, the direct influence of the hydraulic parameters on the measurement of the scour depth at the level of the circular bridge piles was confirmed as well as the effect of the kinetic energy on the regressive erosion in the case of frame bridges with a general raft.

Keywords: Local scour, bridge piers, Meta model, HEC RAS, PCA.

م.ل.خ.ص

يعتبر الحث الموضوعي ظاهرة خطيرة للغاية ، فهو سبب انهيار العديد من الجسور في العالم . أثناء الفيضان ، تؤثر الزيادة في السرعة و شدة التدفق على قاع المجرى المائي تحت تأثير التدفق الهيدروليكي. إنه تآكل متسارع حول دعامات الجسور وأساساتها مما يعرض الهيكل لخطر الانهيار، تتجلى هذه الظاهرة من خلال وجود عوائق (دعامات و أرصفة) أمام التدفق ، ويؤدي وجود حفر الحث الموضوعي إلى فقدان قدرة تحمل المنشآت ويهدد استقرارها. بالإضافة إلى الخسائر الاقتصادية المرتبطة بانهيار المنشآت ، فإنه يؤدي أحياناً إلى خسائر بشرية.

تهدد ظاهرة الانهيار كثير من الهياكل في الجزائر ، لكن لا توجد إحصائيات مؤكدة رسمياً ، فهي شائعة لأنها تخرب عشرات الجسور كل عام مع تداعيات بيئية واقتصادية ، الأمر الذي يتطلب تقييم عمق حفر الحث لضمان حماية أسس الهياكل قيد الإنشاء والحفاظ على تلك المتواجدة من قبل في أمان.

تهدف هذه الأطروحة إلى استخدام المحاكاة الرقمية بنموذج عصبي (محاكاة عصبية) لتقييم عمق الحث الموضوعي ، وفهم تأثير الخصائص الهيدروليكية للتدفق هذه الظاهرة، في هذا النموذج العصبي ، قدمنا قاعدة بيانات تم إنشاؤها من حساب عمق الحث الموضوعي و الخصائص الهيدروليكية بواسطة برنامج نظام تحليل النهر لمركز الهندسة الهيدرولوجية HEC RAS و يتم تنفيذ تقليل أبعاد هذه المدخلات بالطريقة الخطية الكلاسيكية: تحليل المكون الرئيسي (PCA) بواسطة برنامج R حيث تم إثبات فعاليته في ذلك .

في نهاية هذه الدراسة، وصلنا إلى تأكيد التأثير المباشر للخصائص الهيدروليكية على عمق الحث الموضوعي حول ركائز الجسر بالإضافة إلى تأثير الطاقة الحركية الملحوظ بالنسبة للجسور ذات شكل إطار.

الكلمات المفتاحية: الحث الموضوعي ، ركائز الجسر ، محاكاة عصبية ، HEC RAS ، ACP.

Sommaire

Remerciements	ii
Dédicace	iii
RESUMES	Erreur ! Signet non défini.
Résumé	iv
Abstract	v
م-ل-خ-ص	vi
Sommaire	vii
Liste des photos	xiv
Liste des tableaux	xv
Introduction générale	1
Description du problème	3
Objectif du travail	3
Organisation et contenu de la thèse	4
Chapitre I : Etat de l'art	6
1.1 Introduction	6
1.2 Généralités sur l'affouillement.....	6
1.2.1 Que signifie l'affouillement ?	6
1.2.2 Le transport des sédiments.	6
1.3 Affouillement total en amont des Ponts.....	7
1.3.1 Mécanismes d'affouillement	7
1.3.2 Régimes d'affouillement	9
1.4 Paramètres affectant la profondeur d'affouillement	11
1.4.1 Paramètres géotechniques	11
1.4.2 Paramètres hydrauliques	11
1.4.3 Paramètres structurels	12
1.5 Défaillances de structure dues à l'affouillement	12
1.5.1 Défaillances dues aux causes géotechniques.....	13
1.5.2 Défaillances dues aux paramètres hydrauliques.....	14
1.5.3 Défaillances dues aux paramètres structurelles.....	16
1.6 Les causes d'effondrements des ponts dans le monde.....	16
1.7 Exemples d'effondrement de pont dans le monde	17
1.8 Evaluation de la profondeur d'affouillement autour des piles.....	19

1.8.1	Formules empiriques	19
1.8.2	Limitations	21
1.9	Suivi de l'affouillement à l'aide d'instruments de mesure	23
1.10	Conclusion	23
Chapitre II : L'impact de la dynamique fluviale sur la Typologie des ouvrages d'art .26		
2.1	Introduction	26
2.2	Les ouvrages en travers.....	26
2.3	Impacts des ouvrages en travers sur la dynamique fluviale	26
2.3	Impacts de la dynamique fluviale sur les ouvrages en travers.....	27
2.4	Risque d'affouillement des ponts cadres	30
2.4.1	Introduction	30
2.4.2	Historique du 1 ^{er} pont.....	31
2.4.3	Historique du 2 ^{ème} pont	32
2.4.4	Historique du 3 ^{ème} pont	34
2.4.5	Historique du 4 ^{ème} pont	35
2.4.5.1	Caractéristique Du nouveau Pont :	38
2.4.5.2	Phénomène des méandres	39
2.4.5.2.1	Description d'un méandre	39
2.4.5.2.2	Développement d'un méandre.....	40
2.5	Evaluation de l'érosion régressive a l'aval du radier général d'un pont cadre et de l'affouillement autour des piles de pont circulaire	40
2.5.1	Introduction :	40
2.5.2	Erosion régressive à l'aval d'un radier général dans un pont cadre.....	41
2.6	Erosion due au rétrécissement.....	42
2.6.1	Formules de calcul de l'affouillement local maximal.	42
2.7	Application de l'équation (II-5) pour un pont cadre	45
2.7.1	Formules de calcul principales	45
2.8	Affouillement autour des piles circulaires.....	46
2.8.1	Mécanisme du phénomène	46
2.8.2	Calcul de l'affouillement autour de la pile.	48
2.9	Application de l'équation (II-9) pour un pont à piles circulaires	50
2.9.1	Formules de calcul	50
2.10	Différentes formes de la pile de pont	50

2.11	Evolution de l'affouillement dans le temps.....	51
2.12	Conclusion	52
Chapitre III : Méthodes de traitement des affouillements		55
3.1	Introduction	55
3.2	Méthodes de modélisation de l'affouillement.....	55
3.2.1	Les observations in situ	55
3.2.2	Les expériences aux laboratoires.....	56
3.2.3	Les méthodes numériques	59
3.3	La neuro-émulation.....	60
3.4	Matériel et méthodes	61
3.4.1	Présentation du logiciel HEC-RAS (Système d'analyse des rivières du centre d'ingénierie hydrologique)	61
3.4.2	Un aperçu rapide de HEC-RAS	62
3.4.2.1	Terminologie utilisée	62
3.4.2.2	Modélisation de l'affouillement de pont par HEC RAS.....	62
3.4.2.2.1	Méthode à faible débit	64
3.4.2.2.2	Méthodes à haut débit	65
3.4.3	Réseaux de Neurones Artificiels	69
3.4.4	Analyse en Composantes Principales (ACP)	71
3.4.4.1	Principe de la méthode (ACP).....	71
3.4.4.2	ACP neuronale.....	72
3.4.5	Présentation du logiciel R	72
3.5	Etude de cas.....	72
3.5.1	Localisation des cas à étudier.....	72
3.5.1.1	Choix de la crue de projet.....	75
3.5.1.2	Premier cas : Ponts franchissant Oued djeriat sur RN28.....	77
3.5.1.3	Deuxième cas: Pont mixte sur Oued mahajar RN28	79
3.5.1.4	Troisième cas : Pont mixte franchissant Oued Barika RN78	80
3.5.1.5	Quatrième cas : Pont à piles circulaires sur RN03 commune Maafa	82
3.5.1.6	Cinquième cas : Pont franchissant Oued Barika.....	84
3.5.1.7	Sixième cas : Pont en béton armé à piles circulaires, franchissant Oued Seggun sur CW 12.....	86
3.6	Conclusion	87
Chapitre IV : Etude de cas, Résultats et discussion		90

4.1	Introduction	90
4.2	Résultats et discussion.....	91
4.2.1	Pont franchissant Oued djeriat sur la route nationale (RN 28)	91
4.2.2	Calcul de l'affouillement par l'équation CSU.....	92
4.2.3	Profondeurs totales d'affouillement à l'intérieur du pont	94
4.2.4	Résultat de l'analyse en ACP	96
4.2.4.1	Matrice de corrélation.....	97
4.2.5	Résultat de la décomposition de l'inertie total	97
4.2.6	Projection sur les deux premiers axes	98
4.2.7	Etude de la variation de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) en fonction du rapport des vitesses : $des/D=f(U/Uc)$	99
4.2.8	Etude de la variation de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) en fonction du rapport (hauteur d'eau / diamètre de la pile) : $des/D=f(Y/D)$	99
4.2.9	Etude de la variation de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) en fonction du rapport de Reynolds: $des/D=f(Re)$	100
4.2.10	Etude de la variation de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) en fonction de Froude : $des/D=f(Fr)$	100
4.3	Model neuronal	101
4.4	Performance des modèles en phase de test (2 Composantes)	102
4.5	Etude du 2 ^{ème} Cas (Ouvrage d'art mixte sur oued el mahajar) RN 28.....	103
4.6	Profondeurs totales d'affouillement à l'intérieur du pont.....	103
4.7	Résultat d'analyse en ACP	105
4.8	Résultat de la décomposition en inertie totale	106
4.8.1	Projection sur les deux premiers axes	107
4.8.2	La variation du rapport de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) et (vitesse d'écoulement / vitesse critique): $des/D=f(U/Uc)$	108
4.8.3	La variation du rapport de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) en fonction de Reynolds : $des/D=f(Re)$	108
4.8.4	La variation du rapport de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) en fonction de (Hauteur d'eau/diamètre): $des/D=f(Y/D)$	109
4.8.5	La variation du rapport de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) en fonction de Froude: $des/D=f(Fr)$	110
4.8.6	Model neuronal	110
4.8.7	Performance des modèles en phase de test (2 Composantes)	111
4.9	Conclusion	112

Conclusion générale	115
Références bibliographiques	119

Liste des figures

Fig. I. 1. Types de transport des sédiments dans un cours d'eau (Boujia.N, 2018).....	7
Fig. I. 2. Types d'affouillement.....	7
Fig. I. 3. Types d'affouillement dans un pont (Wai-Fah Chen, 2003)	8
Fig. I. 4. Vortex d'eau suite à un affouillement local autour d'une pile (Calgaro.J.A et M. Virlogeux, 1991).....	9
Fig. I. 5. Variation de la profondeur d'affouillement en fonction du temps (Bouabdellah.G, 2016).....	10
Fig. I. 6. Pourcentages de défaillances observées en fonction des conditions hydrauliques (Lin et al. 2014) dans (Bouabdellah.G, 2016).....	15
Fig. I. 7. Les causes des effondrements des ponts dans le monde (Annandale, 1993) dans (Bouabdellah.G, 2016)	17
Fig. I. 8. Estimation de la profondeur d'affouillement par 22 formules empiriques.....	23
Fig. II. 1. Plan du pont français.....	32
Fig. II. 2. Coupe transversale du pont (2004) de RN28.....	36
Fig. II. 3. Schéma fonctionnel d'un méandre (Fort. M et al., 2015)	38
Fig. II. 4. Cas d'un rétrécissement long (Nicollet, 1982).....	40
Fig. II. 7. Les différentes formes de piles de pont (Chen & Duan, 2003)	49
Fig. II. 9. Formation de la fosse d'affouillement suivant le temps (Unger & Hager, 2007).....	51
Fig. IV. 1. Schéma présentant les étapes du modèle.....	89
Fig. IV. 2. Tracé d'affouillement total du pont (1 ^{er} cas).....	92
Fig. IV. 3. Tracé à sections multiples.....	93
Fig. IV. 4. Tracé des profils.....	93
Fig. IV. 5. Matrice de corrélation.....	95
Fig. IV. 6. Décomposition de l'inertie totale.....	96
Fig. IV. 7. Projection sur les deux premiers axes principaux	96
Fig. IV. 8. Variation du rapport (d_{es}/D) en fonction de (U/U_c)	97
Fig. IV. 9. Variation du rapport (d_{es}/D) en fonction de (Y/D)	98
Fig. IV. 10. Variation du rapport (d_{es}/D) en fonction de Reynolds.....	98
Fig. IV. 11. Variation du rapport (d_{es}/D) en fonction de Froude.....	99
Fig. IV. 12. Modèle neuronale 2 composantes ACP (1 ^{er} cas).....	100
Fig. IV. 13. Performance des modèles en phase de test (2 Composantes).....	101
Fig. IV. 14. Tracé d'affouillement total du pont (2 ^{ème} cas).....	102
Fig. IV. 15. Tracé à sections multiples.....	103

Fig. IV. 16. Tracé des profils	103
Fig. IV. 17. Matrice de corrélation.....	104
Fig. IV. 18. Décomposition en inertie totale.....	105
Fig. IV. 19. Projection sur les deux axes principaux (2ème cas).....	106
Fig. IV. 20. Variation du rapport (d_{es}/D) en fonction de (U/U_c).....	107
Fig. IV.21. Variation du rapport (d_{es}/D) en fonction de Reynolds.....	107
Fig. IV. 22. Variation du rapport (d_{es}/D) en fonction de (Y/D).....	108
Fig. IV. 23. Variation du rapport (d_{es}/D) en fonction de Froude.....	109
Fig. IV. 24. Modèle Neuronal à 2 composantes ACP.....	110
Fig. Iv. 25. Performance des modèles en phase de test (2 composantes).....	111

Liste des photos

Photo. II. 1. Effondrement d'un pont sur l'axe Médéa-chiffa en 2018.	27
Photo. II. 2. Effondrement du pont de Sidi- Salem à Mascara en 2012.	28
Photo. II. 3. Effondrement partiel du pont d'Oued Bourdim (Wilaya de M'sila) sur la RN8 en 2018.	29
Photo. II. 4. Risque d'effondrement d'une partie du pont principal, Arris, Wilaya de Batna..	29
Photo. II. 5. Vue de pont après l'inondation de 1998.	32
Photo. II. 6. Dégradation apparente au niveau du 2ème pont (A).	33
Photo. II. 7. Dégradation apparente au niveau du 2ème pont (B).	33
Photo. II. 8. Pont français (Chennaf & Meguellati, 2005)	35
Photo. II. 9. Erosion du pont (Ain Touta)	36
Photo. II. 10. Effondrement total de l'ouvrage lors de la crue décembre 2003.	37
Photo. II. 11. Analyse du site (Chennaf & Meguellati, 2005).....	39
Photo. II. 12. Dalot triple préfabriqué en cours d'exécution.	41
Photo. II. 13. Erosion régressive, cas du pont cadre sur la RN28.	41
Photo. III. 1. Localisation des ponts à étudier (Google Earth pro)	73
Photo. III. 2. Ouvrage d'art, pont en béton armé franchissant Oued djeriat (Djezzar) sur RN28	77
Photo. III. 3. Ouvrage d'art mixte sur oued el mahajar RN 28	79
Photo. III. 4. Ouvrage d'art, pont mixte franchissant oued Barika RN78 Pk : 89+600	80
Photo. III. 5. pont à piles circulaire sur la RN 03, Pk : 254+000, commune Maafa	82
Photo. III. 6. Ouvrage d'art franchissant oued barika, Pk : 65+200.....	84
Photo. III. 7. Pont en béton armé à piles circulaires, franchissant oued seggune.	86

Liste des tableaux

Tableau I.1. Types de sol et pourcentages de défaillances (Lin et al. 2014) dans (Boujia.N, 2018).....	14
Tableau I.2. Pourcentage de défaillances et profondeurs d'affouillement (Lin et al. 2014)	15
Tableau I.3. Type de fondations et pourcentage de défaillances (Lin et al. 2014) dans (Boujia.N, 2018).....	16
Tableau I.4. Formules empiriques de calcul de la profondeur d'affouillement	20
Tableau II. 1. Caractéristiques sommaires de quelque oued en Algérie	31
Tableau III. 1. Le facteur de forme K_1	57
Tableau III.2. Le coefficient K_2	57
Tableau III. 3. Le coefficient K_3 (Bouabdellah.G, 2016).....	58
Tableau III. 4. Débits maximums des crues de différentes périodes de retour	74
Tableau III. 5. Débits maximums des crues de différentes périodes de retour	76
Tableau III. 6. Débits maximums des crues de différentes périodes de retour	77
Tableau III. 7. Fiche d'identification du 1er cas	78
Tableau III. 8. Fiche d'identification du 2ème cas	79
Tableau III. 9. Fiche d'identification du 3ème cas	81
Tableau III. 10. Fiche d'identification du 4ème cas	82
Tableau III. 11. Fiche d'identification du 5ème cas	84
Tableau III.12. Fiche d'identification du 6 ^{ème} cas.....	86
Tableau IV.1. Facteur de correction K_1 pour la forme de l'avant-bec de la pile.....	92
Tableau IV. 2 Valeurs limites de K_4 et les dimensions des matériaux du lit.....	94
Tableau IV. 3 Statistiques Descriptives(1 ^{er} cas).....	96
Tableau IV. 4 Statistiques Descriptives (2 ^{ème} cas)	103

Liste des abréviations

ACP	analyse en composantes principales
b	largeur de la pile (m)
CW	régime d'affouillement sans charriage,
LW	régime d'affouillement avec charriage
D	diamètre de la pile (m)
d₅₀	diamètre moyen des grains (mm)
des	profondeur d'affouillement (m)
DTP	direction des travaux publics de la wilaya de Batna.
Ec	l'énergie cinétique
FHWA	l'administration fédérale des autoroutes aux états unies
Fr	froude en amont de la pile (-)
g	accélération de la pesanteur (ms ⁻²)
h₀	hauteur d'eau (m)
HEC-18	hydraulic Engineering Centers
HEC-RAS	hydrologic Engineering Centers River Analysis System (Système d'analyse des rivières du centre d'ingénierie hydrologique)
K₁	facteur de correction pour la forme de la pile
K₂	facteur de correction pour l'angle d'attaque de l'écoulement
K₃	facteur de correction pour l'état du lit
K₄	facteur de correction pour le blindage du matériau du lit
L'AASHTO	association américaine des autoroutes d'État et le transport officiels
R	coefficient de corrélation
R²	coefficient de détermination
Re	reynolds
USGS	l'observateur Géologique aux états unies
V	vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)
Vc	vitesse critique d'entraînement des sédiments (m/s)
Ys	profondeur maximale d'affouillement (m)
μ	viscosité cinématique (m ² /s)
ρ	densité du fluide (kg/m ³)
ρs	densité des sédiments (kg/m ³)
σg	distribution granulométrique des sédiments

BA	béton armé
BB	béton bitumineux
RN	route nationale
PK	point kilométrique
TN	terrain naturel



INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'affouillement est le processus de ravinement d'un cours d'eau (lit, berges) pendant la période de crue (élévation d'eau), l'élévation du niveau d'eau et l'augmentation de sa vitesse engendrent un accroissement des forces de cisaillements sur les particules solides du lit (Hass.C, Weissmann.J, & Groll.T, 1999). Les contraintes de cisaillement accroissent et quand elles deviennent assez grandes, les matériaux (grains) du sol sont arrachés du fond et transportés en aval par le flux (Van Tuu.N, 1981), l'échelle de temps pour le processus d'érosion est très variable d'un matériau à un autre. Un ordre de grandeur d'heures ou de jours pour le sable, de mois pour les argiles, quelques années pour les schistes, et cent ans pour les roches volcaniques et granitiques (Abdledayem. A. W, 1995). En revanche le taux d'affouillement dépend du pourcentage et des caractéristiques des matériaux cohésifs présents dans le lit. En effet, quand un pont route est construit sur un cours d'eau, la présence des piles perturbe l'équilibre naturel de ce cours d'eau, elles interagissent avec le flux et entraînent une redistribution majeure de la configuration d'écoulement aux bases des piles et culées.

Les ponts sont conçus pour accueillir les inondations de conception d'une certaine ampleur, le choix de la crue de projet est basé sur la faisabilité économique et l'espérance de vie du pont. La projection d'un pont sans suffisamment d'informations sur l'estimation de l'affouillement local aux niveaux des piles et des fondations, peut conduire à son échec à une décharge plus petite que la décharge de conception, l'affouillement dus aux inondations est jugé comme la cause primordiale de défaillances des fondations de ponts. Le creusement autour des piles et culées est initiée par le déroulement de l'écoulement autour d'eux, il est développé par un vortex tridimensionnel complexe dont le quel l'écoulement vers le bas développe la fosse d'affouillement local (Melville. B.W, 1997), ce phénomène est observé avec des techniques de visualisation de flux, pour contenir une structure d'écoulement tourbillonnaire en spirale et le vortex principal (Kwan.T.F. & Melville.B.W., 1994).

L'affouillement dans un oued, est par conséquent formé de trois types (Hass.C et al., 1999) et (Van Tuu.N, 1981) : Affouillement local, affouillement de contraction et affouillement général.

- **Affouillement local** (due à la présence des piles) : c'est le résultat des vortex formés autour des piles et culées, en forme de fer à cheval, sous les conditions d'inondation.
- **Affouillement de contraction** (due essentiellement à la présence du remblai d'accès) : Il y a eu lieu aux étranglements dans la section d'un oued.

- **Affouillement général ou normal** ; c'est aussi l'aggradation et la dégradation de long terme : c'est un processus de long terme où les matériaux du lit de l'oued sont transportés dans, ou loin de, la débouché de l'oued. Il se développe sous l'effet d'une évolution du débit. En effet c'est un dépôt ou une migration des sédiments dans un emplacement.

Lorsque ces trois types d'affouillement se génèrent ensemble, le résultat est appelé affouillement total.

En outre, ce phénomène autour des piles de pont ou des fondations est classé à deux principales catégories sont: l'affouillement sans charriage (eau claire) et l'affouillement avec charriage (fond mobile). En effet, l'affouillement en eau claire se produit lorsque la contrainte de cisaillement de l'écoulement ne dépasse pas la valeur critique pour les matériaux du lit, dans ce cas il n'y a pas d'apport de sédiments dans la fosse d'affouillement. Alors que l'affouillement du lit à fond mobile se produit lorsque les sédiments du lit sont en mouvement.

Durant les dernières décennies, les ingénieurs de rivière ont mis au point plusieurs équations pour prédire l'affouillement maximal autour des piles dans des conditions d'écoulement différentes afin de concevoir les fondements de la sécurité intégrée. La plupart de ces efforts ont été consacrées pour les piles et les culées fondées dans les lit de sédiments uniforme et une partie d'eux est conçue pour les piles et les culées placées dans les lits de sédiments non uniforme cependant, aucun d'entre eux n'est utilisé pour les fondations de pile de pont fondée sur un terrain sablonneux car l'affouillement dans le cas des alluvions est différent du fait de la formation de couche de protection à l'affouillement.

J. R. Richardson, and Richardson, E.R. (1993) ont cité une étude réalisée en 1973 pour l'U.S Fédéral où l'administration des routes a conclu 383 échecs de pont existant, 25 % des dégâts de pile de pont et 72 % de dégâts de butée. En outre, dans une étude approfondie de l'échec de pont en États-Unis, Brice and C. James (1978) ont rapporté que les dégâts des ponts autoroutes des grandes inondations régionales en 1964 et 1972 représentaient environ 100.000.000 \$ par événement.

Sutherland (1986) a compilé un dossier de toutes les défaillances majeures des ponts qui se sont produits en Nouvelle-Zélande pendant la période de 1960 à 1984, des pannes de 108 ponts, 19 butées et 79 échecs de la pile. Ainsi, l'étude de l'affouillement autour de toutes les piles de ponts et les culées est importante pour la sécurité des ouvrages.

Description du problème

Les zones arides et semi-arides sont caractérisées par des précipitations moyennes annuelles faibles et irrégulières dans l'espace et dans le temps et par de fortes évapotranspirations, par conséquent elles doivent avoir des études hydrologiques particulières et nécessitent des techniques adaptées. Par contre, les rivières et les fleuves dans ces zones sont en général constituées des lits creusés dans les alluvions souvent apportées par l'écoulement à des époques géologiques antérieures. En outre, un grand effort de recherche porte sur ce type d'écoulement au cours de ces dernières décennies mieux que dans n'importe quel autre domaine de recherche hydraulique. Les problèmes posés sont tellement difficiles que les phénomènes en cause ne sont qu'incomplètement compris et l'exécution des travaux fluviaux basés sur une claire théorie s'avère souvent impossible à établir, une grande variété de situations peut se présenter sur le plan des ouvrages d'art, qu'en ce qui concerne notamment la dynamique fluviale, l'hydrologie, la gestion des débits et la morphologie de chaque cours d'eau. L'affouillement caractérise tous type de sol : les sables, les argiles, matériaux cohésifs, les roches et les matériaux cimenté avec des durés d'affouillement maximales différentes qui varient d'heures ou de jours pour les sables lâches et les argiles, des années pour les matériaux plus cohésifs aux décennies pour les roches et les matériaux cimentés.

L'affouillement de ponts causé par les défauts hydrauliques reste une cause importante d'échec de ponts, par conséquent, il est l'un des principaux paramètres important qui doit être vérifier dans l'étude et la réalisation d'un pont et pour introduire des mesures de protection, la géométrie de la fosse d'érosion doit être identifie.

Les ponts de déférents type exigent une étude hydraulique des régimes d'écoulement, géotechnique des fondations et géométrie pour la structure, parmi ces types de ponts : Les ponts cadres et ceux à piles circulaires qui présentent l'objet de notre travail de recherche.

Objectif du travail

Ce travail envisage une étude préalable des phénomènes hydrauliques et hydrologiques tel que les écoulements biphasiques sur lits mobiles et les lois régissant les mouvements de l'eau, une partie importante du travail sera réservée pour établir une relation entre les déférents paramètres qui influent sur le phénomène d'affouillement tel que : la forme du pont (pile et culée), la dynamique fluviale (débit de crue, pressions et vitesse) et la granulométrie du sol.

Dans la présente étude nous allons générer une base de données pour la détermination de l'affouillement par le modèle HEC RAS (Peters.R, Schmitz.G , & J, 2006), la base de données ainsi générées sera introduite par la suite dans un modèle neuronal. Les entrées sont prétraitées par l'analyse en composantes principales (ACP). En fin ,la recherche menée vise à porter des résultats utiles sur le plan socio-économique par La neuro-émulation du phénomène qui doit servir d'outil d'aide au calcul et à la gestion de ces ouvrages en mettant en œuvre leur pérennité.

Organisation et contenu de la thèse

Ce travail est consacré à l'étude et la Neuro-émulation du risque d'affouillement aux niveaux des ponts (cadres, circulaire), selon l'étude faite par Abrahart. R. J., N. j. Mount, and A.Y.Shamseldin (2012), La neuro-émulation est une science admise et confirmée dans de nombreux domaines d'étude, mais elle est faiblement recommandée dans le domaine de la recherche hydraulique (ressources en eaux). Ce travail se compose de quatre chapitres :

- **Chapitre I**, présente l'état de l'art qui est une recherche bibliographique sur le phénomène d'affouillement autour des piles de ponts, c'est une analyse de plusieurs recherches afin de comprendre les mécanismes, les paramètres d'influence et les conséquences de ce risque.
- **Dans un deuxième chapitre**, L'impact de la dynamique fluviale sur la Typologie des ouvrages d'art a été évoqué. En effet, cet partie étudie l'influence des ouvrages d'art sur la dynamique fluviale ainsi que l'effet de la dynamique fluviale sur ces ouvrages qui sont fortement exposés au phénomène d'affouillement au niveau des piles ou du radier général qui peut causer leur destructions ou leur effondrements.
- **Le troisième chapitre** présente les méthodes d'évaluation de la profondeur d'affouillement : numériques, in situ et expérimentales.

Dans un dernier chapitre, un modèle mathématique a été établi, générant par le HEC RAS une base de données constituées des valeurs de la profondeur d'affouillement autour des piles de pont circulaires et des paramètres hydrauliques de l'écoulement (vitesses, hauteur d'eau, Reynolds et Froude), puis une présentation des principaux résultats et leurs discussions a été faite.

Enfin, ce travail se clôt par une conclusion générale présentant les résultats obtenus et leurs interprétations.



CHAPITRE (I)

ETAT DE L'ART

Chapitre I : Etat de l'art

1.1 Introduction

L'affouillement aux niveaux des piles du pont est un processus très complexe régi multiples variables hydrauliques et hydrologiques, les relations analytiques ne détermine plus avec précision le taux d'affouillement, cela exige l'utilisation des formules empiriques qui divergent au mesures in situ (Laursen, 1962; Laursen.E. M & A. Toch, 1956; Van Tuu.N, 1981). Plusieurs méthodes incluant la géométrie du lit de l'oued et du pont, l'hydraulique du flux, les caractéristiques du plan d'inondation et les matériaux du lit d'oued, ont été utilisé pour prédire la profondeur d'affouillement, elles peuvent donner par excès les valeurs de l'affouillement total, mais plus fiables. La simulation du comportement des piles de pont en régime fluvial a été effectuée par des modèles mathématiques développés.

1.2 Généralités sur l'affouillement

1.2.1 Que signifie l'affouillement ?

L'affouillement d'après le dictionnaire Larousse français est une : « Action de creusement due aux remous et aux tourbillons engendrés dans un courant fluvial ou marin butant sur un obstacle naturel (rive concave des méandres) ou artificiel (pile de pont, jetée), ou à l'activité des animaux benthiques ». Cette étude est concentrée sur l'affouillement engendré par le courant au niveau des piles du pont.

1.2.2 Le transport des sédiments.

Le transport en suspension, le transport en solution et le transport par charriage (de fond) sont trois types de transport des particules solides qui peuvent être effectués par le cours d'eau, le flux solides qui s'écoulent dans le chenal (figure I.1) correspond à la charge en suspension et la charge de fond. Dans des conditions d'écoulement déterminées, les matériaux de taille et de densité leur permettant de se déplacer en suspension dans le flux, forment la charge en suspension qui est en général constituée de matériaux fins (argiles, colloïdes...) quant aux matériaux trop grossiers pour être transportées en suspension à cause de la vitesse d'écoulement et de leurs densité, constituent la charge de fond (transport par charriage).

Ces particules se déplacent par glissement, roulement ou saltation (par petits saut) sur le fond de la rivière.

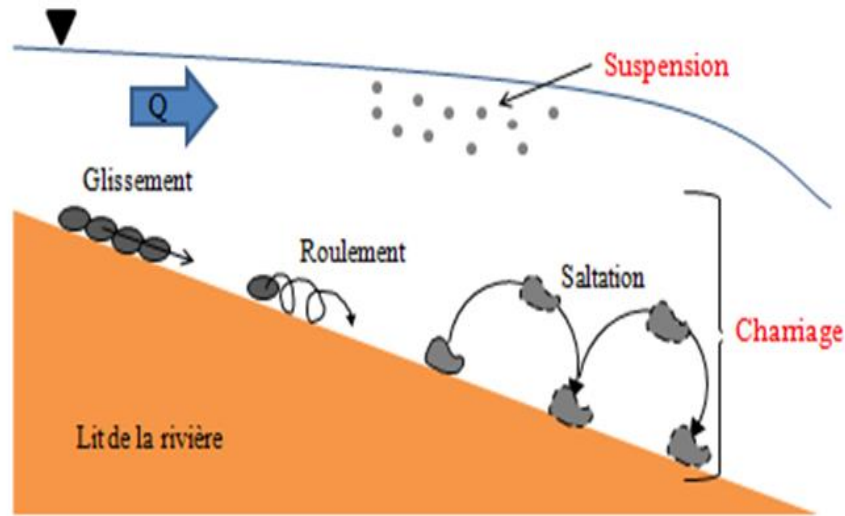


Fig. I. 1. Types de transport des sédiments dans un cours d'eau (Boujia.N, 2018)

1.3 Affouillement total en amont des ponts

1.3.1 Mécanismes d'affouillement

En amont des piles de pont en régime fluvial, trois types d'affouillement se forment, figure (I.2). Par la suite, la combinaison de l'effet de ces trois types d'affouillement produit l'affouillement total.

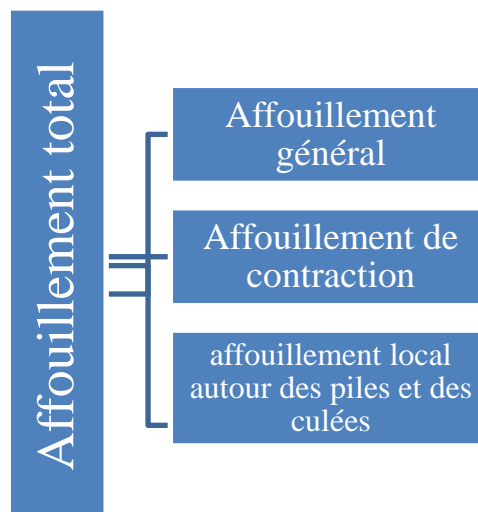


Fig. I. 2. Types d'affouillement

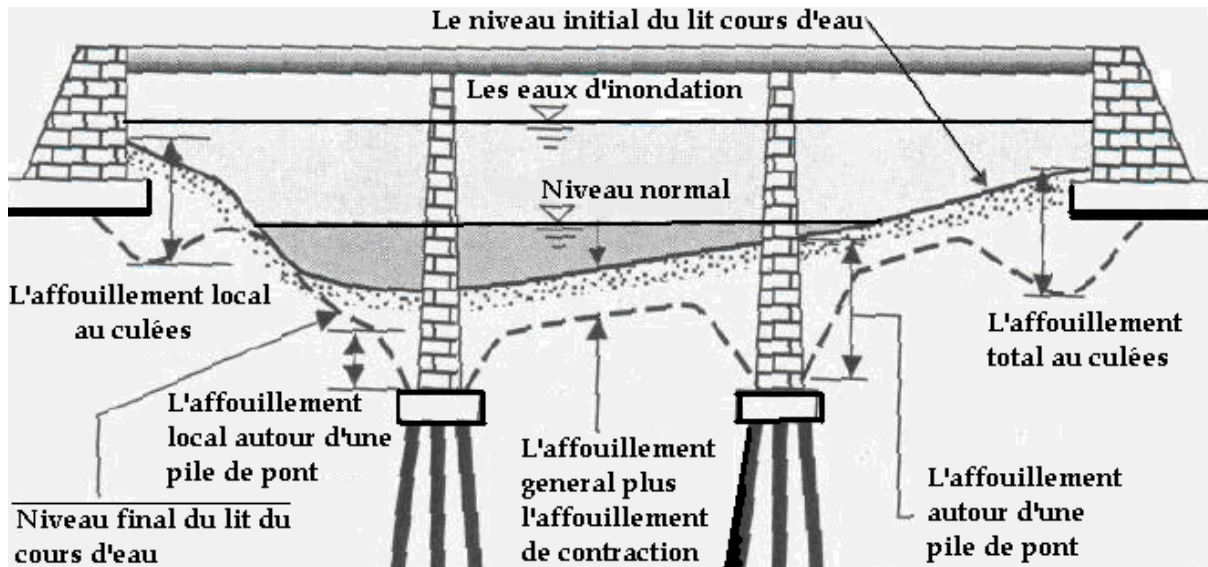


Fig. I. 3. Types d'affouillement dans un pont (Wai-Fah Chen, 2003)

- **Affouillement général**

C'est aussi une évolution et une déchéance à long terme: Il s'agit d'un processus à long terme de transport des matériaux du lit de l'oued depuis et vers l'exutoire de l'oued. Il se produit dans des lits uniformes et est attribué aux variations de débit. L'évolution est l'augmentation nette de l'accumulation de sédiments et la déchéance est le mouvement net des sédiments à partir d'un emplacement (Rebai. H, Raclot. D, & H. Ben Ouzdou, 2013).

- **Affouillement de contraction** (principalement due à la présence des moyens d'accès)

Il se produit aux niveaux des étranglements dans la section de l'oued. Une réduction de la section transversale au niveau de la construction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement et donc une augmentation de la contrainte de cisaillement dans le lit de l'oued. Les moyens d'accès aux ponts posés dans le chemin du flux d'eau (les piles et les culées) réduisent la section de l'oued et provoquent ainsi l'affouillement de contraction. Ce phénomène peut creuser en aval du pont et mettre en danger l'ouvrage (Rebai. H et al., 2013).

- **Affouillement local** (due à l'existence des piles)

Ceci est le résultat des tourbillons qui se forment autour des piles et des culées en cas de crue (inondation), (Fig. I.3). L'augmentation de la vitesse des courants entraîne la formation de fosses d'affouillement qui se remplissent pendant les crues lorsque la vitesse est réduite et que les sédiments peuvent se déposer. Les trous d'affouillement locaux peuvent constituer le plus grand danger pour les ponts en raison de leur contact avec les piles (Rebai. H et al., 2013).

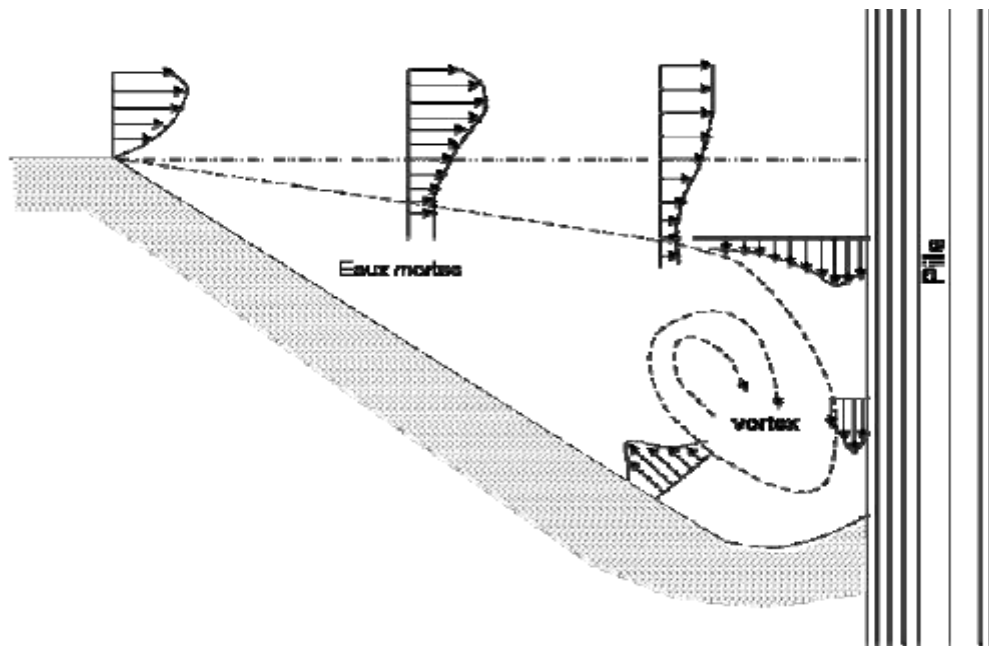


Fig. I. 4. Vortex d'eau suite à un affouillement local autour d'une pile (Calgaro.J.A & M. Virlogeux, 1991)

1.3.2 Régimes d'affouillement

Dans un cours d'eau et en amont de l'ouvrage se produit deux régimes de transports : l'affouillement en eau claire (sans charriage) et celui en fond mobile (avec charriage). L'affouillement sans charriage s'identifie en l'absence de transport de sédiments par le courant qui s'approche (pas d'adoption de l'alimentation en sédiments), et l'affouillement en fond mobile (avec charriage) se produit lorsque la fosse d'affouillement est continuellement alimentée en sédiments par le courant qui s'approche. La figure I.5 présente l'évolution temporelle de l'affouillement en eau claire et en fond mobile.

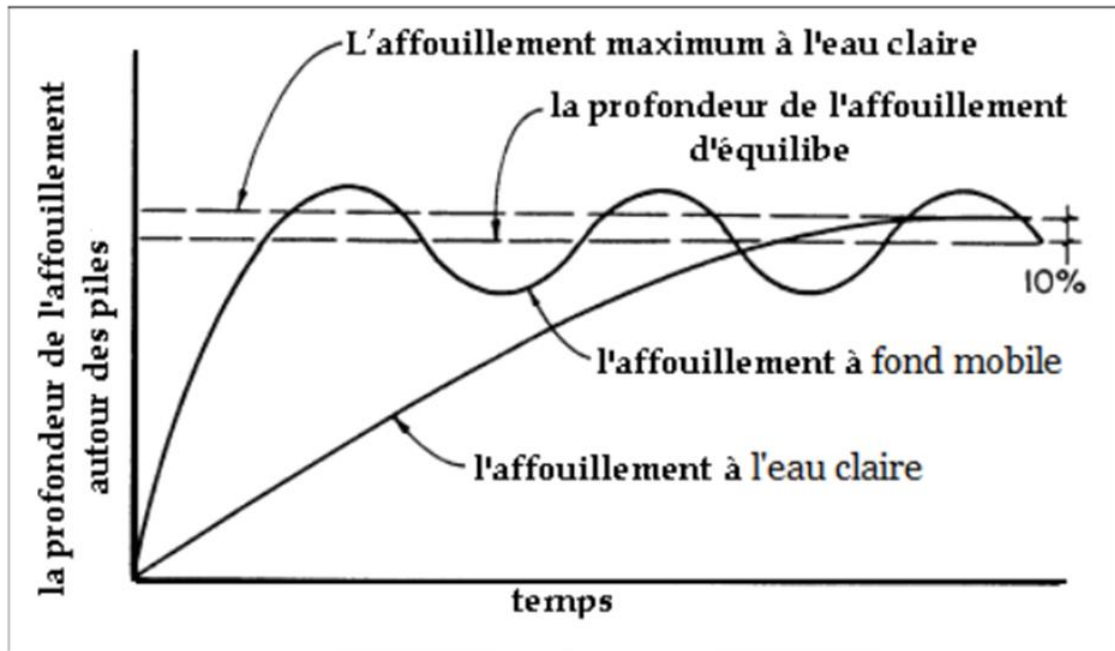


Fig. I. 5. Variation de la profondeur d'affouillement dans le temps (Bouabdellah.G, 2016)

le régime d'affouillement en amont de l'ouvrage est déterminée par la comparaison de la vitesse d'approche moyenne de l'écoulement (V) à la vitesse du déplacement des grains (V_c) calculée par la formule (I.1).

$$V_c = 6.19h_0^{\frac{1}{2}}d_{50}^{\frac{1}{3}} \quad (I.1)$$

h_0 : la hauteur d'eau ;

d_{50} : le diamètre moyen des grains.

Dans un écoulement fluvial, si la vitesse critique V_c est supérieure à la vitesse moyenne d'approche V , les sédiments restent au repos et le régime d'affouillement est sans charriage supporté par un fond plat d'une granulométrie grossière (Arneson. L.A, Zevenbergen. L.W, & Lagasse. P. F, 2013), dans le cas contraire et si la vitesse critique V_c est inférieure à la vitesse moyenne d'approche V , les sédiments du fond du lit sont en mouvement de l'amont vers l'aval, ainsi le régime d'affouillement est avec charriage, comme nous pouvons le voir sur la figure I.5, la profondeur d'affouillement et le temps nécessaire pour atteindre sa valeur maximale sont influencés par le régime d'affouillement, la profondeur d'affouillement croît rapidement lors d'un affouillement avec charriage, par contre, elle augmente lentement vers une valeur maximale lors d'un affouillement sans charriage (L. Brandimarte, A. Montanari, J.L. Briaud, & P. Dodorico, 2006).

1.4 Paramètres affectant la profondeur d'affouillement

L'évolution de la profondeur d'affouillement (d_s) au cours du temps tout comme la forme de la fosse d'affouillement, dépendent de plusieurs paramètres : géotechniques, hydrauliques et géométriques (Boujia.N, 2018) et le paramètre temps. D'où on peut écrire la relation suivante :

$$d_s = f[\text{débit d'eau (V, Y), sédiments de lit (}d_g, V_c), \text{géométrie du ponts (D, L, h), temps}(t)].$$

Où : V : vitesse moyenne de l'écoulement, Y : Profondeur d'eau, d_g : diamètre des grains et V_c : vitesse critique, D : diamètre de la pile, L et h : paramètres de la géométrie de la pile (largeur et hauteur), t : le temps.

1.4.1 Paramètres géotechniques

La nature du sol et son état influe sur la variation de sa vulnérabilité à l'affouillement, par conséquent, la cohésion des sédiments influence le temps nécessaire pour que la profondeur d'affouillement atteigne l'équilibre. Arved and R. Ettema (1983), ont étudié l'affouillement autour des piles de ponts cylindriques, ils ont dressé un graphique expliquant sa variation dans le temps en utilisant des sédiments non cohésifs, ce type de sol est largement étudié par (Arved & R. Ettema, 1983; Chabert. j & P. Engeldinger, 1956; B. W. Melville, 1997; Melville. B.W, 1997; Melville. B.W & Y. M. Chiew, 1999), ils ont montré qu'il s'érode facilement et atteint la profondeur max d'affouillement dans une durée de quelques heures ou jours. Shen .H.W., Breusers. H, and Nicollet.G (1977), ont étudié la variation de l'affouillement en fonction du temps en régime sans charriage autour des piles de ponts, dans ces études, ils ont testé des matériaux cohésifs ou, il ont confirmé que le phénomène d'affouillement est plus long.

1.4.2 Paramètres hydrauliques

La vitesse moyenne d'approche (V) est le principal facteur hydraulique d'influence sur la profondeur d'affouillement (Sonia Devi.Y and Barbhuiya (2017); Chabert. j and P. Engeldinger (1956)), ont étudié le phénomène d'affouillement en cas du régime sans charriage ou, il ont montré que l'augmentation de la profondeur d'affouillement est une fonction linéaire avec la vitesse d'approche (V). La profondeur d'affouillement maximale s'appelle le pic du seuil, ce pic du seuil ou la transition de l'état du régime sans charriage à l'état du régime avec charriage se produit lorsque la vitesse d'approche et la vitesse critique pour les particules sédimentaires sont les mêmes. L'affouillement en régime avec charriage se

produit lorsque $\frac{V}{V_c} > 1$. Dans le cas de l'affouillement en régime avec charriage, (Shen .H.W. et al., 1977), ont constaté que la profondeur maximale de l'affouillement diminue quand le nombre de Reynolds augmente. Cela est dû au dépôt des sédiments dans la fosse d'affouillement par l'écoulement en amont.

1.4.3 Paramètres structurels

La forme et les dimensions de la pile sont des facteurs principaux qui influencent la création du phénomène d'affouillement, l'effet de ces facteurs a été largement étudié (Ahmed.M.A.M, 2017; Al-Shukur.AHK. & Obeid.ZH, 2016; Arved & R. Ettema, 1983; Fael.C, R.Lança, & A.Cardoso, 2016), Arved and R. Ettema (1983) ont étudié l'effet de la géométrie de la pile sur la profondeur d'affouillement et ils ont concluent que ce dernier est modifier par la taille relative D/d_{50} , ou D : diamètre de la pile, d_{50} : diamètre moyen des particules (sédiments).

Dans le cas d'un sol non cohésif, L.J.Tison (1940) a constaté que La pile de forme rectangulaire donne le maximum d'affouillement, par contre la pile évasée à base large produit moins d'affouillement.

Arved Raudkivi.J (1986), en examinant les tendances fonctionnelles de l'affouillement aux niveaux des piles de pont, il a résumé les facteurs déterminants de l'affouillement au piles de pont en ces termes : (a) Largeur ou diamètre de la pile ; b) la granulométrie des sédiments ; c) la profondeur d'écoulement par rapport à la largeur ou au diamètre des piles ; d) la taille des sédiments par rapport à la largeur des piles ; et e) les alignements des piles.

La géométrie des piles, selon Arved Raudkivi.J (1986), n'a qu'un faible effet, qui peut être facilement couvert par des effets aléatoires, tels que des débris flottants ou la glace prise sur la pile. Il a aussi conclu que les expériences réalisées aux laboratoires peuvent aider les chercheurs à interpréter les résultats parvenus du terrain lorsque les interactions sont souvent très complexes et que les valeurs des paramètres ne peuvent être confirmées.

1.5 Défaillances de structure dues à l'affouillement

La structure se fissure, se déforme, voire s'effondre complètement lorsqu'elle perd sa capacité à supporter des charges en tout ou en partie. Une mauvaise conception peut être à l'origine d'environ 40 à 60 % des défaillances structurelles, en raison d'une mauvaise sélection des matériaux, d'un mauvais calcul des charges ou de l'absence de prise en compte des facteurs responsables de ces défaillances, il existe d'autres raisons à cette défaillance, notamment : les risques hydrauliques, les problèmes de maintenance, les séismes et les incendies. Une étude menée aux États-Unis entre 1989 et 2000 a montré que 503 cas de rupture de pont étaient dus

à des risques hydrauliques, notamment les inondations et l'érosion, qui ont causé 53 % des ruptures (Wardhana. K & Hadipriono. F, 2003).

Lin, Bennett.J, and Parsons.RL (2014) ont étudié 36 cas de rupture par érosion dont 2 au Canada, 14 aux Etats-Unis et 20 en Nouvelle-Zélande. Ils ont montré que l'effondrement de 64% des structures été causé par l'affouillement local, tandis que 5% ont eu l'effondrement causé par l'affouillement de contraction. D'après de nombreuses études menées sur des ensembles de cas de ponts, 50% des cas de défaillances sont causé par les risques hydrauliques, dont l'affouillement présente la cause de 25% de ces cas.

1.5.1 Défaillances dues aux causes géotechniques

Dans tout projet de construction le « sol » doit être pris en considération et en particulier dans la construction d'un pont à savoir son comportement vis-à-vis l'affouillement durant et après la mise en service (Fellahi. W, 2012), les conséquences de l'affouillement se diffèrent d'un sol à l'autre et les conditions géotechniques sont liées aux types de sols et aux types de fondations, en effet l'affouillement de l'argile et du limon est lent et provoque moins de défaillances structurelles, par contre l'érosion des sols non cohésifs est plus facile et il cause plus de dégâts. La profondeur maximale d'affouillement est atteinte dans un temps qui passe de plusieurs siècles dans les granits à des années dans les calcaires, et de plusieurs mois dans les tills glaciaires et grès à des jours dans les argiles et à environ quelques heures dans les sables (Richardson. E.V & Davis. S, 2001) . Le pavage ou les blocs rocheux peuvent aggraver légèrement l'affouillement plus loin, mais ils provoquent rarement des défaillances structurelles. Cela est confirmé par Lin et al. (2014) après étude de 36 cas de ponts construit sur différents types de sols (fondations), le tableau I.1 présente les pourcentages de défaillances associés à chaque type de sol, on remarque que le pourcentage le plus élevé (22%) est celui des sols non cohésifs (galets et graviers), le pourcentage moyen est celui des limon ou argiles et le plus faible pour les roches et les pavages (5% -3%).

Tableau I.1. Types de sol et pourcentages de défaillances (Lin et al. 2014) dans (Boujia.N, 2018)

Types de sol	Nombre	Pourcentage de défaillances
Roches	2	5
Galets ou graviers	8	22
Sable ou sable fin et graviers ou argile	4	11
Limons ou argile	5	14
Pavage	1	3
Blocs rocheux	5	14
Mudstone/silston	1	3
Non déterminé	10	28
Total	36	100

1.5.2 Défaillances dues aux paramètres hydrauliques

Les risques de l'affouillement s'aggravent souvent en cas d'inondation, la grande vitesse du courant causée par les inondations à tendance à accélérer le processus d'affouillement autour des piles de pont. L'Association américaine des autoroutes d'État et le transport officiels (AASHTO, (2007)) exige l'étude de l'affouillement du pont en cas d'inondation, c.-à-d. Concevoir l'inondation de 100 ans et contrôler l'inondation de 500 ans, ces dernières sont souvent accompagnées de débris. L'accumulation de débris autour des piles de pont dirige l'eau vers le bas et augmente ainsi la profondeur d'affouillement et les charges latérales aux ponts, ce qui provoque la défaillance de ce dernier. La figure I.6 montre que 75% des ruptures de ponts induites par l'affouillement étaient liées à des inondations cependant, la moitié des échecs de pont examinés étaient liés à des débris.

L'écoulement avec un angle d'attaque sur le pont influence sa stabilité, car les écoulements asymétriques ont tendance à augmenter le taux d'affouillement et exercent également une force de torsion sur le pont. L'écoulement peut commencer sans angle d'attaque mais s'incline progressivement vers le pont si une migration de canal se produit. La figure I.6 montre que 44% des défaillances de pont étaient associées à des écoulements asymétriques

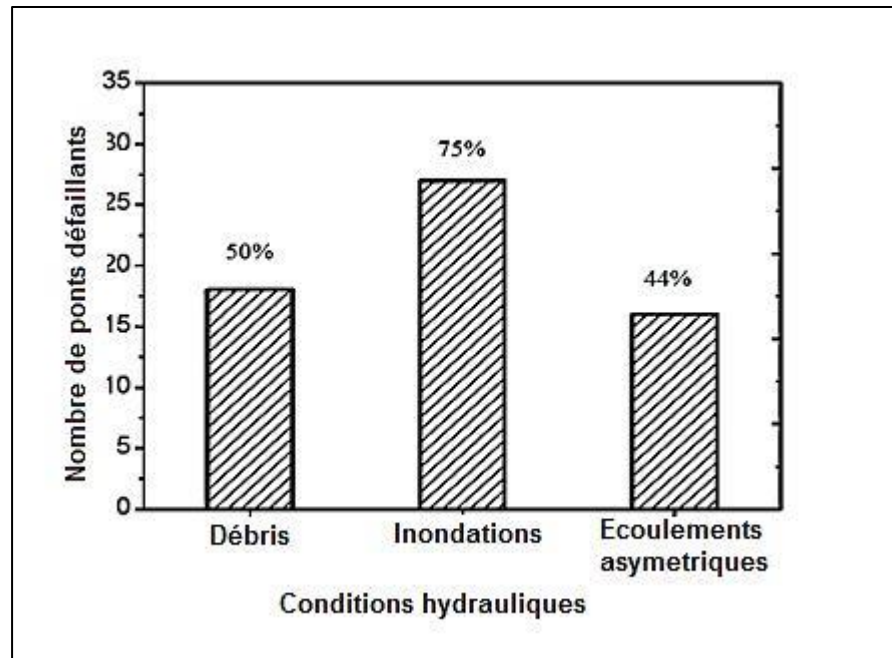


Fig. I. 6. Pourcentages de défaillances observées en fonction des conditions hydrauliques (Lin et al. 2014) dans (Bouabdellah.G, 2016)

Une étude effectuée par (Lin et al., 2014) sur 36 cas de ponts ,dont les résultats sont présentés dans le tableau I.2 : La profondeur d'affouillement varie entre 0.5 et 15m et le pourcentage de défaillances associé à chaque intervalle de profondeurs, les résultats présentent un pourcentage de défaillances élevé (41%) pour les profondeurs d'affouillement comprises entre 0.5 et 5m .

Tableau I.2. Pourcentage de défaillances et profondeurs d'affouillement (Lin et al. 2014)

Profondeur d'affouillement(m)	Nombre	Pourcentage de défaillances
0.5-2.0	6	16
2.0-5.0	9	25
5.0-7.0	2	6
7.0-10.0	3	8
10.0-15.0	2	6
Non déterminé	14	39
Total	36	100

1.5.3 Défaillances dues aux paramètres structurelles

Les fondations et le type de sol (section I.5.1) sur lequel elles sont construites ont un impact significatif sur l'intégrité de la structure (pont). En effet, l'encrage des fondations (piles) dans les couches de sol à différentes profondeurs influence leurs stabilité, de même le type de ces fondations (sur pieux, superficielles) influe à son tour sur la résistance de la structure aux différents types de risques auxquels elle est exposée. Lin et al. 2014, ont étudié l'influence du type de fondations (sur pieux, superficielles, pieux en acier...) sur le pourcentage de défaillances des ponts et ils ont montré que les ponts soutenus par des pieux en béton armé ont le pourcentage le plus élevé de défaillances (42%), les fondations superficielles occupe la deuxième classe du pourcentage élevé (22%), suivi des pieux en bois, pieux en acier, tandis que les fondations inconnus présentent le pourcentage le plus faible pour les 36 cas étudiés (Lin et al. 2014) .

Tableau I.3. Type de fondations et pourcentage de défaillances (Lin et al. 2014) dans (Boujia.N, 2018)

Types de fondations	Nombre	Pourcentage de défaillances
Fondations superficielles	8	22
Pieux en béton armé	15	42
Pieux en acier	2	5
Pieux en bois	5	14
Fondations inconnus	1	3
Non déterminé	5	14
Total	36	100

1.6 Les causes d'effondrements des ponts dans le monde

Les défaillances de ponts en milieu fluviale sont causées par cinq facteurs : L'affouillement autour des appuis, Le débordement des eaux au-dessus du tablier, l'érosion des talus, l'accumulation des débris, les charges excessives et l'affouillement autour des appuis (Annandale, 1993), en se basant sur cet étude, la figure I.7 résume une répartition relative

effectuée pour étudier les causes de rupture de ponts hydrauliques aux États-Unis, en Nouvelle-Zélande et en Afrique du Sud (Annadale, 2006).

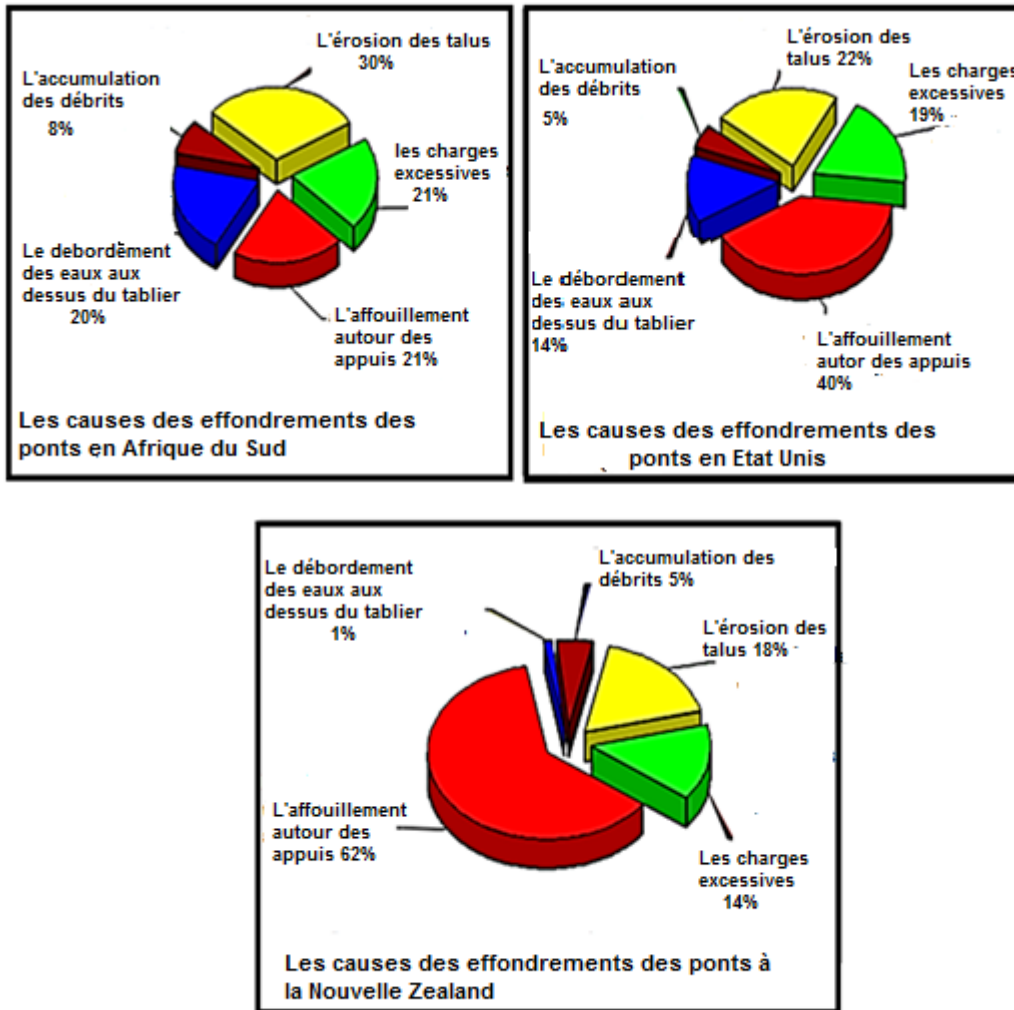


Fig. I. 7. Les causes des effondrements des ponts dans le monde (Annadale, 1993) dans (Bouabdellah.G, 2016)

D'après la figure I. 7, on remarque que l'affouillement autour des appuis cause l'effondrement de 62% des ponts à la nouvelle Zélande, 40% des ponts aux états unis et 21% des ponts en Afrique du sud (Bouabdellah.G, 2016). On constate que les ponts à la nouvelle Zélande sont les plus exposés au risque d'effondrement à cause de l'affouillement autour des appuis.

1.7 Exemples d'effondrement de pont dans le monde

La destruction d'un pont peut être causée par une défaillance structurelle, une surcharge ou même un incendie, les résultats de cette destruction peuvent être catastrophiques dans le cas des grands ponts et en particulier les ponts métalliques. Dans la majorité des cas, la fragilité des fondations est jugée la cause de la destruction pour les anciens ponts et les défauts dans le calcul de structure ou dans le choix des matériaux sont à l'origine de l'effondrement des

ponts plus récents, les photos ci-dessous présentent deux exemples de catastrophes d'effondrement de ponts dans le monde.



Photo.I.1. La destruction d'un pont à Aulla, en Italie en 2020.

Le 08 avril 2020, un important pont de 300m de longueur enjambant le fleuve Magra à Aulla, en Italie s'est détruit complètement, en se partageant en plusieurs parties. De nombreux usagers de ce pont ont prévenu les autorités au sujet des fissures observées au niveau du pont, mais les services de contrôle, après l'intervention, ont confirmé qu'elles n'étaient pas graves. D'habitude, ce pont est surpeuplé, mais la situation de confinement due au Covid 19 a empêché une catastrophe, un seul blessé a été enregistré.



Photo.I.2. L'effondrement du pont de Mirepoix-sur-Tarn, en Haute-Garonne en 2019

(Source : <https://www.ladepeche.fr>)

En France et au mois de novembre 2019, le pont métallique de Mirepoix-sur-Tarn, enjambant le Tarn et joignant les deux communes (Mirepoix, Bessières), s'est écroulé à cause de la surcharge. Le pont est mis en service en 1935, le recalcul de l'ouvrage en 1995 a confirmé son instabilité et l'exigence d'une intervention pour la maintenance de l'ouvrage, Cet incident a entraîné la mort de deux personnes.

1.8 Evaluation de la profondeur d'affouillement autour des piles

1.8.1 Formules empiriques

Toute conception d'un pont placé dans une voie d'eau doit inclure la norme hydraulique pour déterminer les dimensions des fondations, en particulier lorsque le lit est érosif, ce point est essentiel pour déterminer les niveaux de fixation des appuis afin d'éviter l'effondrement ou l'instabilité de la structure. A cet effet, un grand nombre d'équations empiriques ont été renouvelées sur la base de données de pont sur site et d'essais sur modèle en tenant compte des trois types de paramètres (géotechniques, hydrauliques et structurels). Elles sont approuvables pour le régime d'écoulement avec charriage comme pour celui sans charriage.

Dans le cas général, ces équations peuvent être écrites sous la forme suivante :

$$d_s = f \left(\begin{array}{l} \text{paramètres hydrauliques } (\rho, \mu, V, h, g) \\ \text{paramètres géotechniques } (d_{50}, \sigma_g, \rho_s, Vc) \\ \text{paramètres structurels } (b, Sh, Al), \text{ temps } (t) \end{array} \right) \quad (I.2)$$

Avec :

d_s : Profondeur d'affouillement.

ρ et μ : densité du fluide et la viscosité cinématique ;

V : vitesse moyenne de l'écoulement ;

(h) : profondeur d'eau ;

g : est l'accélération de la pesanteur ;

d_{50} et σ_g : taille médiane et norme de la distribution granulométrique des sédiments ;

ρ_s : Densité des sédiments ;

Vc : vitesse critique ;

b : largeur de la pile ;

Sh, Al : paramètres décrivant la forme de la pile ;

Temps(t).

Le tableau I.4 présente les formules principales utilisées pour le calcul d'affouillement.

Tableau I.4. Formules empiriques de calcul de la profondeur d'affouillement

Auteur	Données d'étalonnage	Equation	Domaine de conformité
H.W. Shen, Schneider, and Karaki (1969)	Laboratoire et terrain	$d_s = 1.35b^{0.7}h_0^{0.3}$	CW
Breusers, Nicollet, and Shen (1977)	Laboratoire	$d_s = 2K_sK_\theta \left(2\frac{V}{V_c} - 1\right) \tanh\left(\frac{h_0}{b}\right) b$ $d_s = 1.5K_sK_\theta b \tanh\left(\frac{h_0}{b}\right) b$	CW : $0.5 < \frac{V_0}{V_c} < 1$ LB : $V > V_c$
Jain and Fischer (1979)	Laboratoire	$d_s = 1.84b \left(\frac{h}{b}\right)^{0.3} Fr_c^{0.25}$ $d_s = 2b \left(\frac{b}{h}\right)^{0.5} (Fr - Fr_c)^{0.25}$	CW : $Fr - Fr_c < 0$ LB : $Fr - Fr_c > 0.2$
Ettema (1998)	Laboratoire	$d_s = bc_1 \ln\left(\frac{d_{50} V_t v}{b b V_b}\right)$	CW et LB
Froehlich (1988)	Terrain	$d_s = 0.32b\phi Fr^{0.2} \left(\frac{b_c}{b}\right)^{0.62} \left(\frac{h_0}{b}\right)^{0.46} \left(\frac{b}{d_{50}}\right)^{0.082}$	LB
Melville. B.W (1997)	Laboratoire	$d_s = K_{hb}K_lK_dK_sK_\theta K_G$	CW et LB
Arneson. L.A et al. (2013)	Laboratoire	$d_s = 2K_1K_2K_3K_4K_W h_0 Fr^{0.43} \left(\frac{b}{h_0}\right)^{0.65}$	CW et LB
D. M. Sheppard and Miller Jr (2006)	Laboratoire	$d_s = 2.5bf_1 \left(\frac{h_0}{b}\right) f_2 \left(\frac{b}{d_{50}}\right) \left\{1 - 1.75 \left[\ln\left(\frac{V}{V_{c2}}\right)^2\right]\right\}$ $d_s = bf_1 \left(\frac{h_0}{b}\right) \left[2.2 \left(\frac{V}{V_c} - 1\right) \left(\frac{V_{lp}}{V_c} - 1\right) 2.5f_2 \left(\frac{b}{d_{50}}\right) \left(\frac{V_{lp}}{V_c} - 1\right)\right]$ $d_s = 2.2bf_1 \left(\frac{h_0}{b}\right)$	CW : $0.47 \leq \frac{V}{V_c} \leq 1$ LB : $1 < \frac{V}{V_c} < \frac{V_{lp}}{V_c}$ LB : $\frac{V}{V_c} > \frac{V_{lp}}{V_c}$

Auteur	Données d'étalonnage	Equation	Domaine de conformité
Hec 18 (Richardson. E.V & Davis. S, 2001)	Laboratoire	$\frac{h_s}{h} = 2.0k_s k_\alpha k_b k_{\eta 3} k_w \left(\frac{b}{h}\right)^{0.65} F_r^{0.43}$	$\frac{h}{d} < 0.8$ $\frac{b}{d_{50}} > 50$ $F_r < 1$
L'équation chinoise (2002)	Laboratoire et terrain	$h_s \begin{cases} k_{\eta 2} k_s b_e^{0.6} h_p^{0.15} \left(\frac{V - V_0'}{V_c}\right), & V < V_c \\ k_{\eta 2} k_s b_e^{0.6} h_p^{0.15} \left(\frac{V - V_0'}{V_c}\right)^{\eta^2}, & V > V_c \end{cases}$	

1.8.2 Limitations

Le transport des sédiments et le processus d'érosion entraînent l'apparition du phénomène d'affouillement autour des piles de pont, qui constitue une grande menace pour la sécurité des ouvrages. Par conséquent, de nombreuses équations qui prédisent la profondeur d'affouillement aux niveaux des piles de pont ont été développées et comparées entre eux au cours des dernières décennies. L'étude menée par (Meilan. Qi, Jinzhao. Li, & Qigang.C., 2016) a comparé trois types d'équations couramment utilisées, à savoir les équations chinoises, les équations HEC- 18 (Richardson. E.V & Davis. S, 2001) et les équations de Melville, des analyses de l'effet des paramètres hydrauliques, géotechniques et structurels, ont d'abord été effectuées pour explorer les effets de la vitesse d'écoulement, la profondeur de l'eau, la largeur de la pile et le volume des sédiments sur la profondeur d'affouillement calculée pour chaque équation. Pour démontrer la validité de ces équations, 126 données de laboratoire et 408 données de terrain ont été soigneusement examinées. Les analyses ont montré que les degrés d'influence de chaque facteur sur les profondeurs de l'affouillement des équations étudiées sont très différents, bien que les propensions générales soient similaires. Les résultats prouvent que les équations chinoises sont mieux validées avec les données de terrain qu'avec les données de laboratoire, les équations de Melville sont validées soit pour les données de laboratoire soit pour les données terrain mais elles sont généralement conservatrices par contre, les équations HEC-18 prédisent mieux les profondeurs de l'affouillement pour les données de laboratoire. Un deuxième exemple est l'étude menée par (D. Sheppard, Melville, & Demir, 2013), dont laquelle ils ont calculé la profondeur

d'affouillement(y_s) dans le cas d'affouillement sans charriage, en utilisant 22 équations dans des conditions bien déterminées de la vitesse d'approche (V), vitesse critique (V_c), $\frac{V}{V_c} = 3$ et $\frac{y}{a} = 3$, la hauteur d'eau (y), la largeur de la pile ($a=10m$, $a=1m$, et $a=0.05m$), la granulométrie (diamètre moyen) des sédiments ($d_{50} = 30$ mm et $d_{50} = 0.2$ mm), les résultats de cette étude sont présentés par la figure I.8.

D'après cette figure, on constate que pour les différentes valeurs de largeur de la pile (les trois valeurs) quelques équations donnent les mêmes résultats, d'autres équations estiment des valeurs décroissantes pour la profondeur d'affouillement (y_s) en fonction de cette largeur. Cet éparpillement des valeurs est dû principalement aux paramètres pris en compte qui varient d'une équation à l'autre comme le montre le tableau I.4

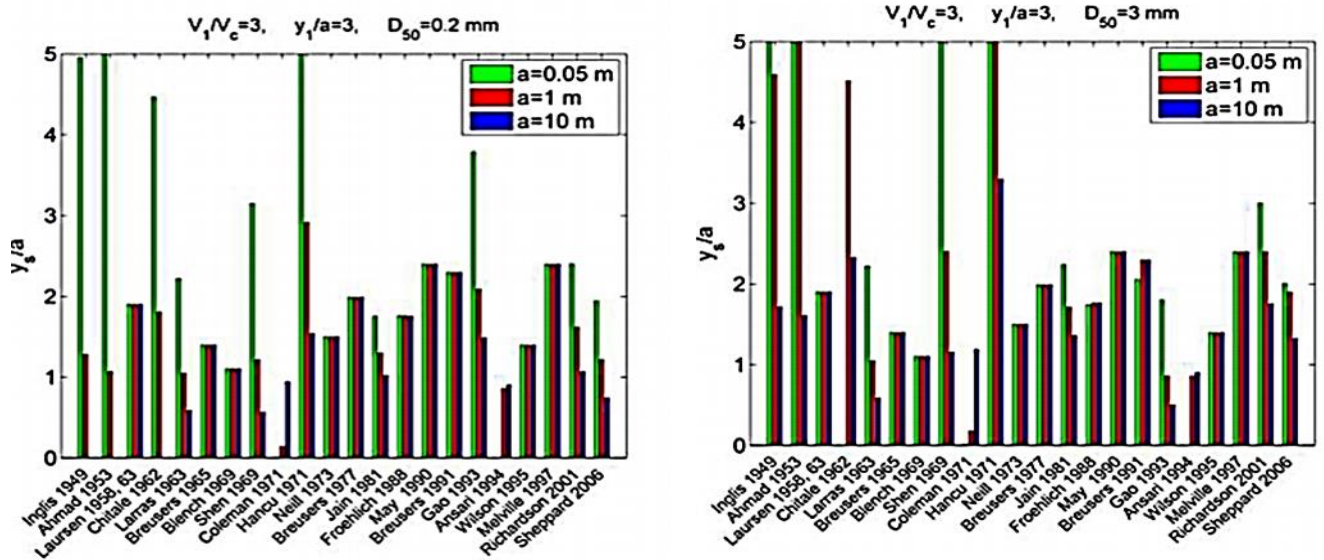


Fig. I. 8. Estimation de la profondeur d'affouillement par 22 formules empiriques

(D. Sheppard et al., 2013) dans (Boujia.N, 2018)

Les expériences menées aux laboratoires donnent des équations qui admettent plusieurs limitations. Les principales causes données par (Brandimarte, Paron, & Di Baldassarre, 2012; Wang, Yu, & Liang, 2017) sont :

1. Essais sur modèles réduits (effet de l'échelle) ;
2. Les hypothèses simplificatrices qui ne reflètent pas réellement la complication du phénomène sur site ;
3. L'impossibilité de reproduire les conditions sur le site en raison de leur diversité

L'inconvénient de l'utilisation de ces hypothèses simplificatrices est d'obtenir des valeurs d'affouillement exagérées (Melville.B.W & Coleman. S.E, 2000) , ce qui donne des ouvrages inutilement surdimensionnés. (Boujia, 2018).

1.9 Suivi de l'affouillement à l'aide d'instruments de mesure

L'estimation de la profondeur de la fosse d'affouillement autour des piles de pont est une fonction très délicate en raison de plusieurs facteurs, dont les changements climatiques, l'évolution dans le temps du lit du cours d'eau, la construction de nouveaux ponts, le changement du régime d'écoulement, ainsi que les limites des formules empiriques, ce qui exige le suivi de l'évolution de l'érosion dans le temps en utilisant des moyens et appareils plus adéquats.

Les appareils de suivi de l'affouillement sont en général de deux catégories : géophysiques (de surface) et référentiels (références, repères), plusieurs études ont les ait classés suivant différents axes comme suit : (fixes, mobiles, ponctuelles, continues, directs, indirectes, électriques et électromagnétiques, optique....) (Brandimarte et al., 2012; Prendergast & Gavin, 2014; Wang et al., 2017)

1.10 Conclusion

L'affouillement autour des piles de ponts en milieux fluviaux est un problème inévitable, il cause de nombreuses défaillances de structures (ponts) entraînant leurs destructions partielles ou complètes. En effet, ce chapitre a présenté une synthèse bibliographique des recherches menées dans le domaine hydrauliques par différentes méthodes afin d'étudier et de calculer l'affouillement notamment les formules empiriques qui admettent plusieurs limitations en tenant compte des caractéristiques de l'écoulement, type de sol et la géométrie de la structure (géométrie de pont et de la pile), ce qui rend le choix de la bonne équation pour estimer la profondeur d'affouillement aux niveaux des piles de pont très difficile. Cependant il est préférable de suivre l'évolution de la profondeur d'affouillement dans le temps par l'utilisation des appareils et instruments adéquats.



CHAPITRE (II)

**L'IMPACT DE LA DYNAMIQUE
FLUVIALE SUR LA TYPOLOGIE
DES OUVRAGES D'ART**

Chapitre II : L'impact de la dynamique fluviale sur la Typologie des ouvrages d'art

2.1 Introduction

En un point donné, un cours d'eau est caractérisé par une capacité de transporter une charge solide maximale par unité de temps et par unité de surface, sa compétence est exprimée lorsque le poids maximum des matériaux entraînés est convenable avec sa vitesse. La construction d'un ouvrage d'art sur un cours d'eau ne se limite pas au lit mineur de la vallée, mais s'étend à l'implantation des accès au pont dans le lit majeur, ce qui influence la dynamique fluviale et par conséquent la nécessité d'une étude exacte des crues exceptionnelles pour déterminer les caractéristiques de l'ouvrage (Nicollet, 1982)

2.2 Les ouvrages en travers

Un ouvrage en travers est une structure transversale à l'écoulement construite dans le lit mineur d'un cours d'eau et joignant les deux berges d'une façon plus ou moins complète (Viollet, 2004), comme exemples : les ponts, les ponceaux et les gués, ces ouvrages changent fortement le régime d'écoulement à cause de rétrécissement de la section. Le profil longitudinal du cours d'eau, montre que le pont forme une barrière solide qui limite, d'une manière ou d'une autre les flux liquides et solides, la perturbation de ces deux variables comprend toute une série de modifications physiques qui entraînent un changement général du système environnemental (Fort. M et al, 2015). Lorsque la construction de ces ouvrages est effectuée sans calculer la structure conforme aux conditions hydrauliques, géotechniques et hydrologiques de la rivière, les risques d'influences sur le cours d'eau seront très adhérents :

- Détérioration des berges et évolution des lits mineurs ou majeurs ou les deux à la fois;
- Modification du régime hydrologique ;
- L'érosion des talus et l'accumulation des débits durant la crue ;
- La formation des fosses d'affouillement aux niveaux des piles de ponts.

2.3 Impacts des ouvrages en travers sur la dynamique fluviale

Depuis l'année 1980, de nombreuses études viennent de spécifier les effets écologiques, géologiques, morphologiques et hydrologiques accompagnés à la conception des ouvrages en travers (Petts (1980) ; Williams and Wolman (1984) ; ERSKINE (1986) ; Thorne et al. (2005) ; Hadley and Emmett (1998) ; Wasson et al. (1995)). En outre, les effets remarquables en aval de ces ouvrages sont classés par Petts (1980) en trois catégories : les effets sur les flux

(solides et liquides), les effets de réponse, c'est-à-dire ceux liés aux variations morphologiques causées par la perturbation des flux, et les effets de changements morphologiques sur la performance environnementale.

2.3 Impactes de la dynamique fluviale sur les ouvrages en travers

La traversée des rivières par des ouvrages en travers ayant de nombreux impacts sur le cours d'eau, la dynamique fluviale influence à son tour ces derniers. C'est une relation inverse entre la dynamique sédimentaire du cours d'eau et la structure, Ce qui induit l'exigence de leurs protections contre les risques du cours d'eau notamment : les risques majeurs d'inondations, le débordement des eaux au dessus de l'ouvrage, l'accumulation des débris et les dangers de l'affouillement autour des piles et des radiers.

Du fait de la présence des fondations des ponts traversant des cours d'eau dans des milieux aquatiques, elles sont toujours exposées aux agressions du milieu hydraulique. En outre, l'érosion des matériaux constituant les fondations suite aux chocs auxquels elles sont exposées lors de fortes crues peut entraîner leurs destructions selon le type de sol et la nature la structure. Si l'ancrage de ces fondations dans le sol n'est pas suffisant et s'il n'y a pas assez de protection, elles tentent d'être exposées au risque d'affouillement, entraînant leurs destructions (BOUTARAA .Z, 2019).

Le phénomène d'affouillement a détruit de nombreux ouvrages dans le monde, les photos ci-dessous présentent quelque cas de pont effondrés en Algérie.



Photo. II. 1. Effondrement d'un pont sur l'axe Médéa-chiffa en 2018.

En 2018, l'effondrement du pont reliant Médéa-Chiffa a provoqué l'arrêt de la circulation automobile sur cet axe, la Gendarmerie algérienne l'attribuant au niveau élevé des eaux de l'oued Chiffa, en plus de la défaillance des fondations du pont due au phénomène d'affouillement (photo.II.1).



Photo. II. 2. Effondrement du pont de Sidi- Salem à Mascara en 2012.

En novembre 2012 ce qui s'est passé à Mascara, Saïda, El-Bayadh et Sidi Bel-Abbès relève du déluge, Et pour cause, quatre ponts se sont totalement effondrés, isolant des localités, donc des populations, des écoles, des hôpitaux ou encore des maisons sérieusement atteintes par les inondations, selon la Gendarmerie nationale. En effet, à Mascara, l'effondrement du pont de Sidi-Salem a contraint les autorités à fermer la RN7, joignant Aïn Frass à Aïn Fekkan, et enjambant oued Sidi-Salem. Idem à Saïda, où l'effondrement du pont El-Kahla et le débordement de l'oued Melouk ont poussé les pouvoirs publics à fermer plusieurs axes routiers (photo.II.2).



Photo. II. 3. Effondrement partiel du pont d'Oued Bourdim (Wilaya de M'sila) sur la RN8 en 2018.

En 2018, sur la RN8 dans la commune de Benzouh, wilaya de M'sila, les précipitations importantes de pluies recueillies par la région sont à l'origine des crues d'Oued Bourdim causant la destruction partiel du pont enjambant cet oued (photo.II.3).



Photo. II. 4. Risque d'effondrement d'une partie du pont principal, Arris, Wilaya de Batna.

Le pont d'Arris dans la wilaya de Batna est un important pont pour la circulation, il connaît des dommages qui risquent de finir par l'effondrement de son tablier, ce qui nécessite en urgent l'intervention des équipes d'entretien des ouvrages d'art pour éliminer le danger en engageant des travaux de réfection en partie endommagée afin de le restaurer et le préserver pour qu'il garde sa forme actuelle. Les autorités locales sont interpellés à impliquer les divers services spécialisés pour diagnostiquer les risques et estimer les dégâts afin d'engager une opération de réhabilitation sur les bases d'études appropriées et proposer des solutions remédiant à cette situation.

2.4 Risque d'affouillement des ponts cadres

2.4.1 Introduction

L'affouillement est un risque qui menace les ponts franchissant les rivières à terrain meuble. En effet, ce phénomène a provoqué de nombreuses dégradations, parfois même la destruction de ponts, causant des pertes humaines et matériels dans le monde entier. Dans les hauts plateaux algériens, en particulier dans le climat semi-aride, l'érosion des lits de rivières a causé de nombreux problèmes aux ouvrages, qui ont été détruits ou ont dû être renforcés. Par conséquent, la surveillance des ponts franchissant les oueds menée par le Service des Ponts et Chaussées (DTP) dans cette région a montré que l'érosion des lits était plus ou moins prononcée et la plupart des oueds étant touchés par l'érosion du lit et parfois même l'érosion régressive.

L'érosion régressive est une action fluviale ou hydraulique qui se manifeste par l'érosion des substrats, des reliefs ou des ouvrages artificiels se propageant d'aval en amont. Ce phénomène peut se produire naturellement ou peut être causé par l'intervention humaine. En générale, il n'existe pas dans les rivières dont les gradients sont inférieurs au gradient d'équilibre établi par les propriétés hydrologiques du chenal, du substrat et des substances transportées en amont. L'érosion est combattue par le passage de matériaux transportés par l'eau depuis l'amont. L'ajout, la destruction ou la suppression des obstacles naturels ou artificiels à la voie hydraulique (en particulier les seuils, les radiers), ou l'abaissement de la ligne du courant en aval ou le lit de la rivière pour diverses raisons sont des facteurs qui perturbent l'équilibre, des pentes localement abruptes dans une section d'un canal entraînent des forces d'érosion plus importantes et donc la vitesse acquise par l'eau acquiert provoque un approfondissement excessif dans cette section, en particulier à sa base. L'entraînement sédimentaire provoque le recul des tronçons les plus érodés et donc la propagation du phénomène vers l'amont.

CHAPITRE II. L'impact de la dynamique fluviale sur la typologie des ouvrages d'art

Dans ce contexte, nous allons citer quelques cas de ponts cadre influencés, détruit ou complètement démolis par ce phénomène. La suivante partie du chapitre présente une expertise visant les problèmes dus à l'affouillement et l'érosion régressive, des observations visuelles de changements des lits d'oueds au niveau des ponts sur près d'un siècle pris comme exemple les ouvrages d'art dans la région de Barika (oued Barika) et Ain Touta, wilaya de Batna, Algérie.

Tableau II. 1. Caractéristiques sommaires de quelque oued en Algérie

N°	Axe	Oued	B.V (km ²)	Longueur (km)	Pente pour1000
1	N40	EL-Ham	5000	70	1
2	N40	Bir soud	400	62	2
3	N40	Guergour	40	13	7
4	N28	Soubella	50	15	5
5	N28	Melah	95	26	10
6	N28	Zouabi	20	10	8
7	N28	Guernini	230	37	7
8	N78	Barika	1200	57	8
9	N28	Bouil	15	12	10
10	N28	Mazouz	206	43	12
11	N28	K'sour	188	36	10
12	N88	Soutz	58	32	9
13	N88	Morri	30	13	12
14	N88	Boulefreis	110	16	10
15	N88	Gueiss	150	20	10
16	N88	Hissana	/	/	/
17	N88	Guergoub	96	15	10
18	N10	PK129	30	8	6
19	N10	PK113	/	/	/
20	N10	Serdies	259	28	5
21	N10	Bounahas	/	/	/
22	N10	Bekaria	35	13	3

Source : D.T.P(Batna)

Nous disposons de photographies complétées pour le besoin par quelques dossiers d'archives et les visites du terrains qui nous ont permis de tirer les premiers renseignements, en plus des formules empiriques pour le calcul d'affouillement.

2.4.2 Historique du 1^{er} pont

C'est un pont de 60m s'ouvrant dans une section de l'oued Barika pour permettre à la route nationale RN78 de le franchir à 10km en amont de cette ville. L'ouvrage a été réalisé en 1980, il repose sur un radier général en béton armé exposé au fil d'eau, après 20 ans de sa conception les services des Travaux publics ont noté le dépassement de trois crues au-dessus

de la dalle la dernière en 1998 qui a ruiné l'ouvrage (voir photos a, b, c, d), en effet les services des ponts et chaussées n'ont pas constaté de débordement depuis un siècle pour une vitesse de 5m/s et un débit de 1000m³/s pour un deuxième ouvrage sur le même oued.



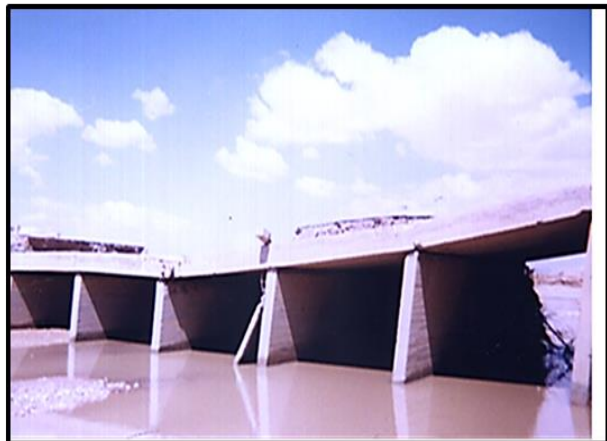
(a)



(b)



(c)



(d)

Photo. II. 5. Vue de pont après l'inondation de 1998.

Dégradations confirmés : Après destruction d'une partie de l'ouvrage photo. II. 5. (a), le soubassement a été soulevé de deux à trois travées, de l'eau sa écoulé sous le radier photo. II. 5. (b, c) et une de ses semelles a été détruite sur toute la hauteur photo. II. 5. (d).

2.4.3 Historique du 2ème pont

Le chemin N°36 de la Wilaya, qui relie la RN28 à Ouled Amar, traverse l'Oued Guernini par un pont (A) réalisé depuis 1990, il est menacé par l'érosion d'une hauteur de 3 m photo. II. 6.

(e). La photo II. 6. (f) montre un soulèvement du radier causé par l'érosion opposée de l'aval vers l'amont (érosion régressive).



(e)



(f)

Photo. II. 6. Dégradation apparente au niveau du 2ème pont (A).

Sur le même oued, à 20 km, se repère un deuxième ouvrage (B) daté de 1985, qui a subi un abaissement du profil en long de 1,6 m, un éloignement de la couche sableuse en aval sur la longueur de l'oued, et une dégradation du radier générale causée par l'érosion régressive photo. II. 7. (g, h).



(g)



(h)

Photo. II. 6. Dégradation apparente au niveau du 2ème pont (B).

2.4.4 Historique du 3^{ème} pont

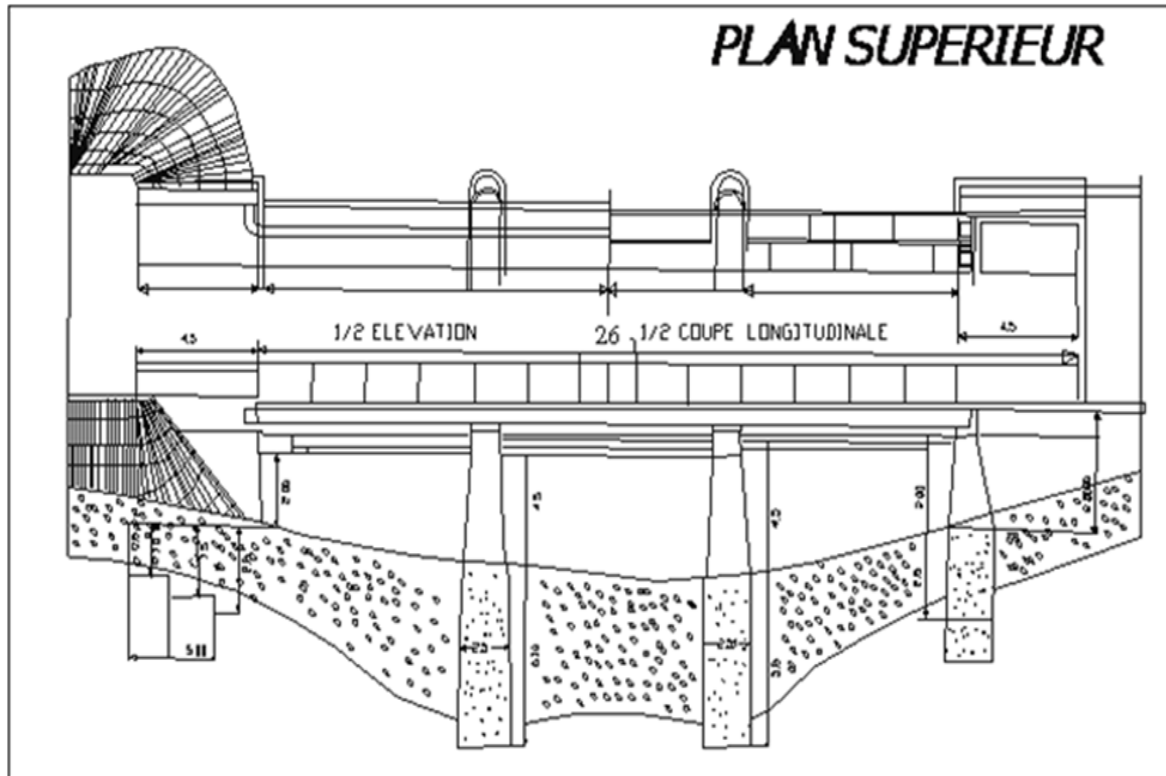


Fig. II. 1. Plan du pont français

Source : pont et chaussées (Batna)

Cet ouvrage d'art a été réalisé pendant la période coloniale d'après le plan descriptif ci-dessus on peut voir exactement les vrais dimensions de ce pont qui démontre l'état réel à cette époque.

1. la longueur du pont est de **26(m)** + les cotes **4,50 (m)** ;
2. la profondeur était à partir de la semelle du pont jusqu'au lit de l'oued **4,25 (m)** ;
3. la longueur des culées est **2(m)** ;
4. l'encrage était à **5,10 (m)** de profondeur ;
5. le vide entre le bout du pont et la forme trapézoïdale : **4,50 (m)**.

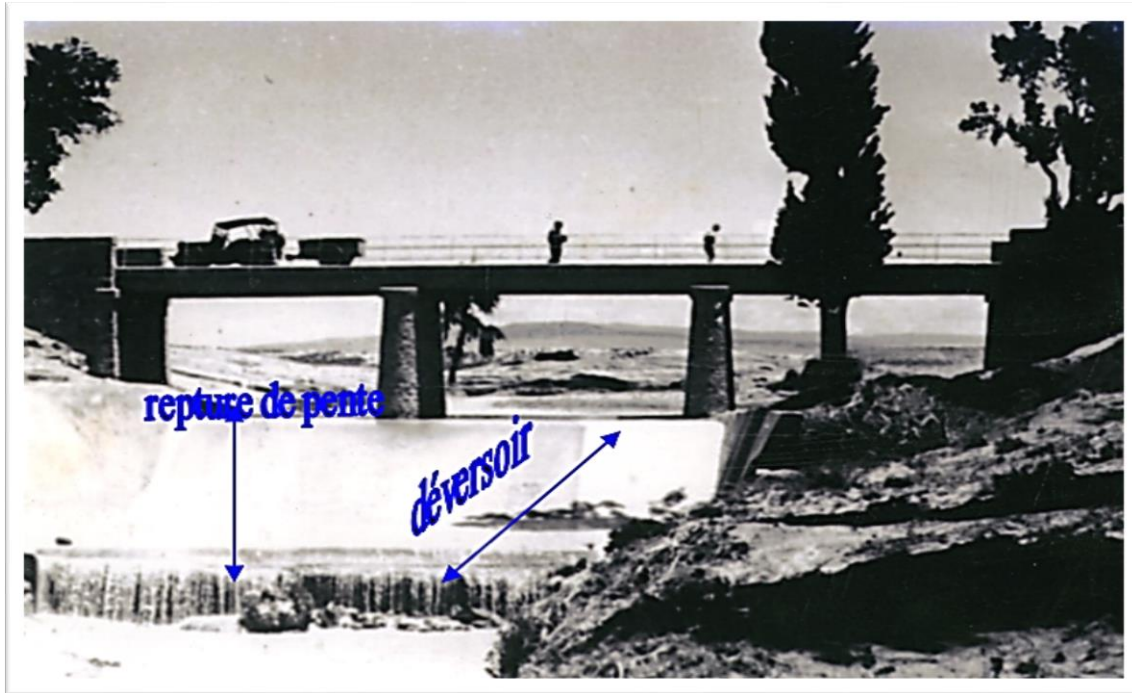


Photo. II. 8. Pont français (Chennaf & Meguellati, 2005)

D'après l'historique de cet ouvrage (photo II.8), il y'avait une retenue collinaire utilisée pour l'irrigation a environ 200m qui a été construite par un colon. La zone était sensible et menacée par une érosion régressive active ou sont départ été en aval de ce déversoir. Après le démantèlement du déversoir par les crues, il est apparu une rupture de pente avec une dénivelée de près de 6m. A partir de cette dernière l'érosion régressive a avancé très rapidement vers les deux ponts et aucune maintenance sérieuse n'a été engagée à ce niveau, ce qui entraine le développement de l'affouillement aux niveaux des radiers.

2.4.5 Historique du 4^{ème} pont

Ce pont qui a été réalisé en 1980 par une entreprise algérienne sur la RN28 reliant la ville de Ain Touta et M'sila franchissant oued K'sour, la fiche technique de cet ouvrage est la suivante :

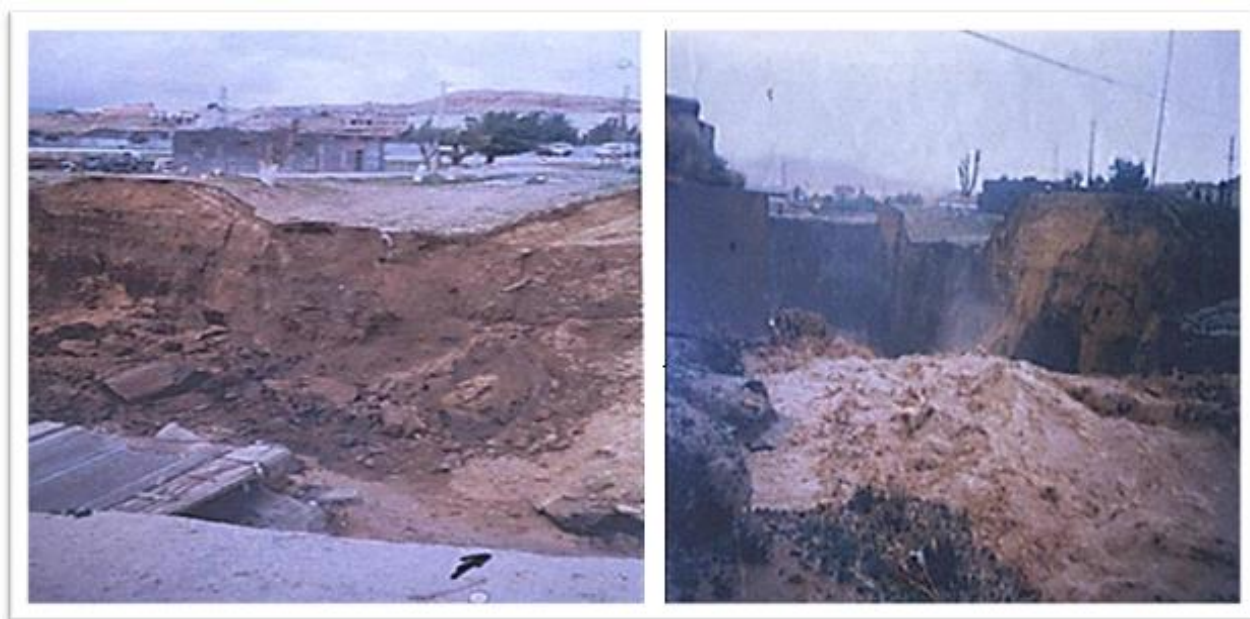
- Ouverture entre appuis : 20.00 (m) ;
- Hauteur sous poutres : 3,50 (m) ;
- Profondeur des semelles par rapport au niveau normal : 5,80 (m).



Photo. II. 9. Erosion du pont (Ain Touta)

D'après la figure II.9, on remarque l'absence de la protection des rives et du lit de l'oued, ce qui provoque la formation des ravines et de la fosse d'érosion. L'érosion continuera à se développer et accélérer grâce à la dynamique fluviale, les autorités interviennent pour faire la maintenance au niveau de la rupture de pente, Mais c'était trop tard car après 15 jours et dans un temps bref l'ouvrage était effondré, lors de la crue de décembre 2003.

La photo.II.10 (a, b, c), montre l'effondrement total du pont causé par le débordement de l'oued durant la crue de l'année 2003 qui a engendrer des dégâts humains et matériels notons que suite à cette catastrophe les services des Ponts et Chaussées ont créé une piste en amont pour assurer le passage et le trafic routier temporairement, ce qui a aggravé l'érosion.



(a)

(b)



(c)

Photo. II. 10. Effondrement total de l'ouvrage lors de la crue décembre 2003.

Les services techniques ont choisi le site du premier pont afin de ne pas changer le tracé de la route nationale RN 28 pour construire un nouveau pont, ce dernier d'après ces caractéristiques, semble plus résistant que le précédent effondré.

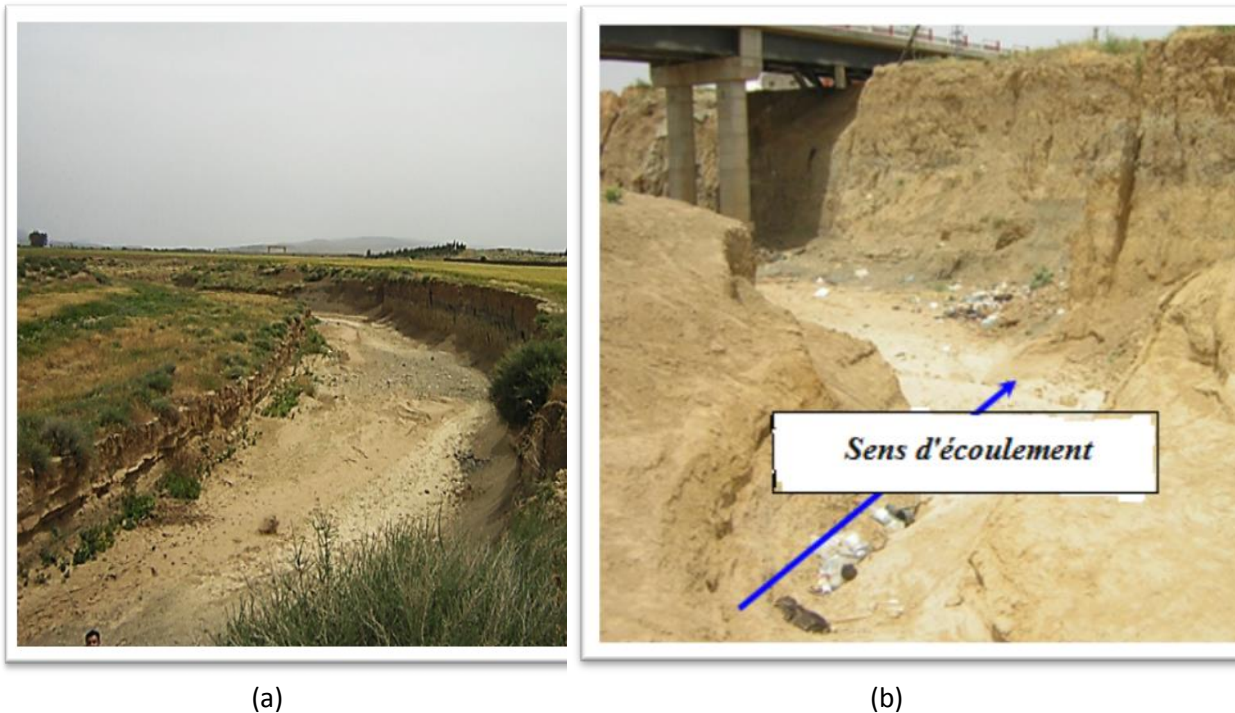


Photo. II. 11. Analyse du site (Chennaf & Meguellati, 2005)

- D'après la photo. II.11 (a), un examen de la topographie en amont révèle que l'oued a une forme sinueuse (méandre) et la profondeur des rives n'est pas la même, ça démontre l'effet d'un sapement latéral et l'érosion de la partie concave des méandres formée des alluvions homogène et très érosives.
- D'après la photo.II.11 (b), on constate que l'ancrage du nouveau pont est effectué dans une rive serpentine (méandre) ou l'évolution des berges dans la partie concave est très rapidement.

2.4.5.2 Phénomène des méandres

Un méandre est la forme sinueuse régulière décrite par un lit de rivière, avec un chenal bien calibré mais asymétrique. Ainsi, les méandres se forment suivant l'état d'équilibre entre la force nette du chenal et la résistance soit des roches préexistantes dans les méandres piégés, soit des alluvions dans les méandres des plaines alluviales. Il existe deux catégories de méandres : méandres profonds (vallées serpentant comme des rivières) et méandre alluvial (débit de la rivière indépendant du débit de la vallée) (Fort. M, Bétard.F., & Arnaud 2015).

2.4.5.2.1 Description d'un méandre

Le méandre est composé de deux rives :

- Une rive creuse (concave) qui est agressée par le cours d'eau (érosion), celle-ci s'exprime

par des courbes de niveaux serrées.

- Une rive convexe qui est indiquée par le dépôt des matériaux transportés par le flux.

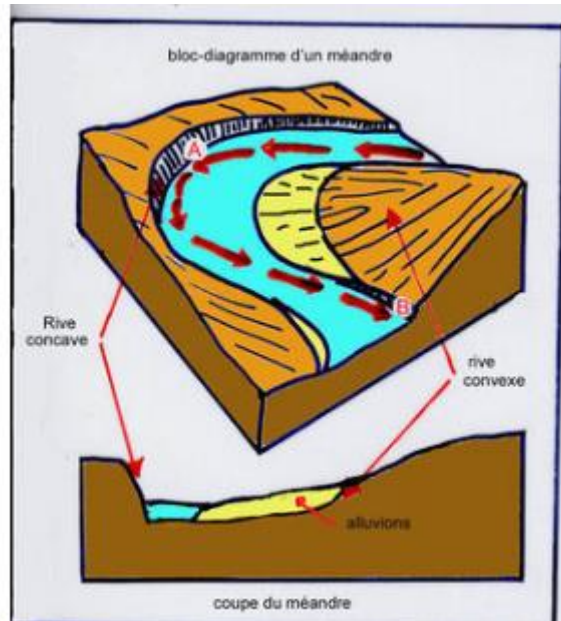


Fig. II. 3 Schéma fonctionnel d'un méandre (Fort. M et al., 2015)

2.4.5.2.2 Développement d'un méandre

Le méandre se développe avec le temps par le mouvement hydraulique autour d'un virage qui érode progressivement l'extérieur et dépose des sédiments à l'intérieur. Par simple force centrifuge, l'écoulement érode la berge concave tortueuse et charge la berge convexe en ralentissant la vitesse. Par conséquent, les méandres sont aptes à être exagérés. Ainsi, les pentes concaves sont raides et les pentes convexes sont douces, deux méandres successifs peuvent se croiser en débordant durant la crue ou en se touchant lorsque l'obstacle disparaît. Une fois le recoupement est effectué, le méandre existant devient un défenseur mort et au temps qu'il s'exagère, il effectue un mouvement vers l'aval qui ajuste les vallées aux dimensions du méandre (Fort, Bétard, & Arnaud-Fassetta, 2015).

2.5 Evaluation de l'érosion régressive a l'aval du radier général d'un pont cadre et de l'affouillement autour des piles de pont circulaire

2.5.1 Introduction :

Un pont cadre est une pièce rectangulaire (ou carrée) en béton armé. Ces structures sont soit réalisés sur place, soit préfabriquées. L'ouvrage préfabriqué se compose de plusieurs éléments emboîtés en malles-femelles, leurs profilés sont standardisés mais peuvent également être fabriqués sur commande. Dans le cas où ces ouvrages sont construits sur un cours d'eau, leur

protection contre les risques que représente ce cours d'eau est indispensable. Parmi ces risques on peut citer l'affouillement autour des piles et l'érosion régressive au niveau du radier général.



Photo. II. 12. Dalot triple préfabriqué en cours d'exécution.

2.5.2 Erosion régressive à l'aval d'un radier général dans un pont cadre

Le pont cadre enjambant un cours d'eau forme un rétrécissement de la section qui peut être long comme il peut être court, l'évaluation de l'érosion se fait suivant le cas.



Photo. II. 13. Erosion régressive, cas du pont cadre sur la RN28.

2.6 Erosion due au rétrécissement

Les rétrécissements long et court : L'eau accélère sur une longueur considérable et l'écoulement peut être considéré comme bidimensionnel et régulier dans le cas d'un rétrécissement long. Le phénomène d'érosion dans ce cas est strictement distinct des trous d'affouillement identifiables en amont des piles et des culés, il a été étudié expérimentalement et analytiquement (Nicollet, 1982) .

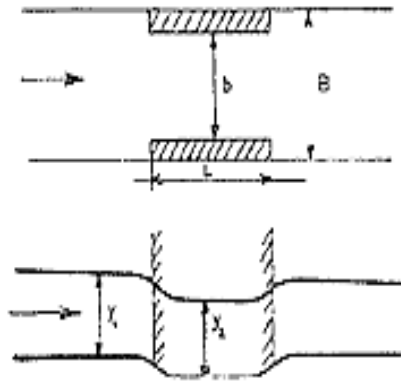


Fig. II. 4. Cas d'un retrécissement long (Nicollet, 1982).

En revanche, si la longueur L d'un rétrécissement est petite par rapport à la largeur b , la rupture se produira immédiatement après la contraction du filet liquide. Ce phénomène 3D est très localisé et ses effets se mélangent avec l'affouillement local constaté en amont de chaque culée. La limite communément adoptée (Komura, 1966) pour considérer que la partie rétrécie est longue est $L/b > 1$, donc les culées ne sont pas une application de la théorie des longs rétrécissements.

D'après l'étude faite par Nicollet (1982) pour les ponts ordinaires où $L/b < 1$ que présente le cas de notre étude, il suffit d'intégrer l'effet local de la culée (pile) et l'influence de rétrécissement à la fois pour les calculs d'affouillements .

2.6.1 Formules de calcul de l'affouillement local maximal.

Différentes formules d'affouillement ont été présentées par les chercheurs et leurs formes ont été étudiées à partir de deux considérations: la théorie des régimes et l'analyse dimensionnelle.

CHAPITRE II. L'impact de la dynamique fluviale sur la typologie des ouvrages d'art

La formule empirique de Izzard and Bradley (1958) est retenue dans le cas où la dynamique fluviale est en équilibre. Elle rapporte la profondeur maximale en amont de la culée (Y_s) au débit spécifique du rétrécissement (q).

$$y_s = 2.1q^{2/3} \quad (\text{II.1})$$

La formule (II.1) est une fonction d'un seul paramètre pour évaluer l'affouillement.

La forme générale des formules qui ont été basées sur les conditions du régime d'écoulement est la suivante:

$$y_s = Kq^{2/3} d^{-1/6} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

K : Coefficient dépendant de la géométrie de l'obstacle (pile, culée) ;

q : Débit spécifique (par unité de largeur) en amont du pont ;

d : Diamètre moyen des sédiments.

Laraichi and Vigoureux (1972) ont suggéré de modifier la formule de Izzard et Bradley de la façon suivante :

$$y_s = 0.73 \frac{q^{2/3}}{d^{1/6}} \quad (\text{II.3})$$

$$y_s = 0.73 \frac{\left(\frac{Q}{b}\right)^{2/3}}{d^{1/6}}$$

$$y_s = 0.73 \frac{\left(\frac{v \cdot s}{b}\right)^{2/3}}{d^{1/6}}$$

$$= 0.73 \frac{\left(\frac{v \cdot b \cdot h}{b}\right)^{2/3}}{d^{1/6}}$$

$$\begin{aligned} &= 0.73 \frac{(v.h)^{\frac{2}{3}}}{d^{\frac{1}{6}}} \\ &= 0.73 \frac{\left(2 \frac{v^2}{2} . h^2\right)^{\frac{2}{3}}}{d^{\frac{1}{6}}} \\ &= 0.73 \frac{2^{\frac{2}{3}} \left(\frac{v^2}{2}\right)^{\frac{2}{3}} h^{\frac{2}{3}}}{d^{\frac{1}{6}}} \\ &= 1.16 \frac{\left(\frac{v^2}{2}\right)^{\frac{2}{3}} h^{\frac{2}{3}}}{d^{\frac{1}{6}}} \\ y_s &= 1.16 \left(\frac{v^2}{2}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{h^{\frac{2}{3}}}{d^{\frac{1}{6}}}\right) \end{aligned}$$

$$y_s = 1.16 \left(\frac{v^2}{2}\right)^{\frac{2}{3}} h^{\frac{2}{3}} d^{-\frac{1}{6}} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

b : distance entre les deux culées (m)

d : Diamètre moyen des sédiments (m)

h : Hauteur de l'eau avant affouillement (PHE). (m)

On constate que la profondeur d'affouillement est une fonction du : niveau d'eau (h), diamètre moyen des grains (d) et de la vitesse d'approche(v).

$$y_s = f(h, d, v)$$

D'après l'équation (II.4), on remarque l'influence de la vitesse d'approche sur les calculs de la profondeur d'affouillement qui se développe en $\left(\frac{v^2}{2}\right)$ et sachant que cette vitesse est

associée à une masse liquide, donc c'est une énergie cinétique $\left(\frac{MV^2}{2}\right)$ par la suite, on cherche à obtenir une équation en fonction de cette énergie.

En multipliant l'équation (II-4) par la masse d'eau $(M)^{2/3}$, on aura :

$$M^{2/3}y_s = 1.16 \left(\frac{Mv^2}{2}\right)^{2/3} h^{2/3} d^{-1/6}$$

$$y_s = 1.16 M^{-2/3} h^{2/3} d^{-1/6} \left(\frac{Mv^2}{2}\right)^{2/3} \quad (\text{II.5})$$

$\left(\frac{MV^2}{2}\right)$: L'énergie cinétique de l'eau.

$$y_s = f(h, d, E_c) \quad (\text{II.6})$$

2.7 Application de l'équation (II-5) pour un pont cadre

2.7.1 Formules de calcul principales

La formule principale de calcul dans le cas d'un écoulement permanent uniforme est celle de « CHEZY » : $V = C\sqrt{RI}$

V : Vitesse moyenne d'approche (m/s) ;

C : Coefficient de Chezy ; $C = \frac{1}{n}R^{1/6}$

n : la rugosité du sol, déterminé à l'aide du tableau des valeurs moyennes employées dans la formule de Kutter et Maning.

R : Rayon hydraulique ; $R = \frac{S}{P}$ S : Surface mouillée, P : Périmètre mouillé

I : Pente du fond du canal.

L'écoulement à travers le pont procède une énergie cinétique (E_c), qui est utilisée pour le creusement du lit et le transport des sédiments en aval du radier général. Une partie de cette énergie est utilisée pour le creusement à moins que la charge sédimentaire n'atteigne une valeur d'équilibre à laquelle le flux ne peut plus déplacer de nouveaux matériaux. Le mouvement des nouveaux sédiments dépend donc de cette fraction d'énergie et de la nature du lit, l'érosion est plus facile dans les lits formés de matériaux cohésifs que pour ceux formés de matériaux non cohésifs.

L'énergie cinétique totale de l'eau tombée sur une surface donnée, représente la quantité qui à l'effet essentielle de décollement des particules de sol sous l'influence des gouttes d'eau, et donc la formation du phénomène de renard, il s'agit d'un processus d'affouillement interne d'une fondation (généralement un radier ou remblai) engendré par l'augmentation de la vitesse d'écoulement. Au fur et à mesure que l'eau atteint des vitesses locales adaptées pour transporter progressivement les éléments fins du fond du lit, le débit augmente et emporte les éléments grossiers, le creusement progresse généralement d'aval en l'amont. (Fig. II.7).

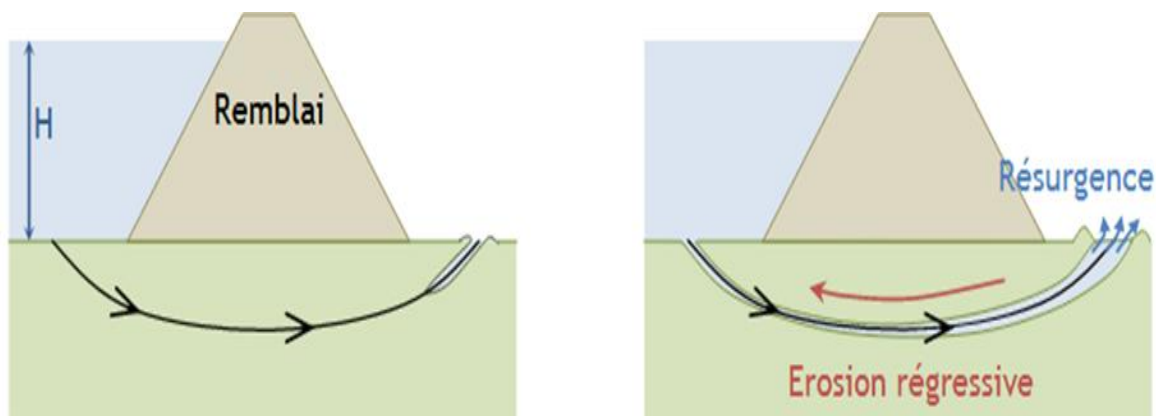


Fig. II. 7. phénomène de Renard en fondation.

Ce phénomène peut s'arrêter en cas d'effondrement du canal dû au manque de cohésion des particules du sol. Dans le cas contraire, le processus d'érosion continuera sa progression vers l'amont, car l'eau pénètre dans le sol et affaiblit sa structure. C'est le phénomène de renard qui se développe rapidement et qui se détecte difficilement.

2.8 Affouillement autour des piles circulaires

2.8.1 Mécanisme du phénomène

La déformation de la couche limite inférieure causée par la présence des piles, forme un vortex en forme de fer à cheval qui a une intensité maximale en amont de la pile (au niveau de la génératrice), ce qui induit une vitesse verticale agissant comme une tarière au sein du lit,

se traduisant par un cône d'affouillement dont le maximum se place sur le plan de symétrie à une petite distance en amont de la base de la pile (Fig. II.8).

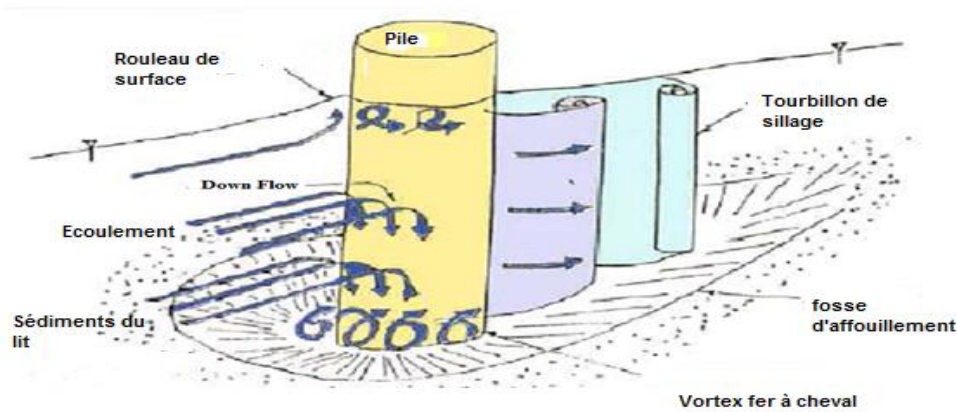


Fig. II. 8. Structure d'écoulement autour de la pile du pont circulaire (Garde & Raju, 2000).

C'est un écoulement tridimensionnel dont la cinématique ne peut être déterminée par un calcul exact. Plusieurs expériences se sont concentrées sur le phénomène d'affouillement notamment au calcul de la profondeur maximale possible de l'atteindre (Garde & Raju, 2000), (Graf.W.H & Istiarto. I, 2002). En raison du fort gradient de pression défavorable imposé par la pile du pont dans le sens de l'écoulement, la couche limite se sépare en amont de la pile de la suite étirée autour de la base de la pile du pont. Les tourbillons primaires en fer à cheval tournent dans le même sens que le tourbillon de la couche limite d'approche, mais les tourbillons secondaires ont la rotation opposée pour préserver la topologie de la ligne de courant. Pendant que le vortex le plus proche de la pile de pont diminue en taille en raison de l'étirement d'un secondaire plus récent et plus jeune, le vortex de séparation est induit en amont du vortex primaire. La taille et la force de celui-ci en fer à cheval augmente avec le temps tandis que la taille du vortex primaire continue d'être réduite par l'étirement. À un moment donné, les tourbillons secondaires et plus petits fusionnent avec le vortex primaire en fer à cheval ou le saute par-dessus pour renforcer le vortex primaire, qui s'étend finalement complètement autour de la pile du pont et stabilise temporairement le débit. Par la suite, l'instabilité se produit et le vortex primaire se forme à nouveau. Le processus est ensuite répété (Dargahi, 1989). Le système de tourbillon de sillage agit comme un vide en éliminant le

matériau du lit qui est ensuite entraîné en aval par le hangar à tourbillons. L'intensité de l'érosion et du transport des matériaux du lit augmente avec l'intensité de la turbulence.

2.8.2 Calcul de l'affouillement autour de la pile.

Une formule développée par (E. V Richardson, D.B. Simons, & Julien, 1990) à l'université de Colorado State (CSU) pour le calcul de l'affouillement valable dans le cas du régime sans charriage et dans le cas d'eau chargée en sédiments (lit à fond mobile). Cette formule donne la profondeur de l'affouillement dans le lit moyen (en m) et se présente comme suit (Boehmler E.M. et Olimpio J.R., 2000)

$$y_s = 2y_0 K_1 K_2 \left(\frac{d}{y_0}\right)^{0.65} F_0^{0.43} \quad (\text{II.7})$$

Avec :

y_0 : la profondeur du flux juste avant la pile (m).

K_1 : Coefficient qui se base sur la géométrie de la pile.

K_2 : Coefficient qui se base sur l'angle d'attaque du flux approchant et du rapport de la longueur de la pile, L, et de la largeur de la pile, D : L/D.

D : Largeur de la pile.

F_0 : Nombre de Froude pour le flux à l'amont de la pile. Ce nombre de Froude est donné par :

$$F_0 = \frac{v_0}{\sqrt{gy_0}}$$

$$F_0^2 = \frac{v_0^2}{gy_0} = \frac{\frac{v_0^2}{2}}{\frac{gy_0}{2}}$$

$$F_0^2 = \frac{v_0^2}{gy_0} = \frac{2}{gy_0} \left(\frac{v_0^2}{2}\right)$$

$$F_0 = \sqrt{\frac{2}{gy_0} \frac{v_0^2}{2}}$$

$$F_0 = \left(\frac{2}{y_0 g} \right)^{\frac{1}{2}} \sqrt{\frac{v_0^2}{2}}$$

On remplaçant dans L'équation (II.7), on aura :

$$\begin{aligned} y_s &= 2y_0 K_1 K_2 \left(\frac{d}{y_0} \right)^{0.65} \left(\frac{2}{y_0 g} \frac{v_0^2}{2} \right)^{\frac{0.43}{2}} \\ &= 2y_0 K_1 K_2 \left(\frac{2}{y_0 g} \right)^{0.215} \left(\frac{d}{y_0} \right)^{0.65} \left(\frac{v_0^2}{2} \right)^{0.215} \end{aligned}$$

Après développement, l'équation devient comme suit :

$$y_s = 1.41 K_1 K_2 d^{0.65} y_0^{0.135} \left(\frac{v_0^2}{2} \right)^{0.215} \quad (\text{II.8})$$

$$y_s = f(y_0, d, v)$$

D'après l'équation (II.8), on remarque l'influence de la vitesse d'approche sur les calculs de la profondeur d'affouillement qui se développe en $\left(\frac{V^2}{2} \right)$ et sachant que cette vitesse est associée à une masse liquide, donc c'est une énergie cinétiques $\left(\frac{MV^2}{2} \right)$ par la suite, on cherche à obtenir une équation en fonction de cette énergie.

On multipliant l'équation (II.8) par la masse d'eau $(M)^{0.215}$, on aura :

$$M^{0.215} y_s = 1.41 K_1 K_2 d^{0.65} y_0^{0.135} \left(\frac{M v_0^2}{2} \right)^{0.215}$$

$$y_s = 1.41 K_1 K_2 M^{-0.215} d^{0.65} y_0^{0.135} \left(\frac{M v_0^2}{2} \right)^{0.215} \quad (\text{II-9})$$

$\underbrace{\hspace{1.5cm}}_{E_c}$

Donc :

$$y_s = f(y_0, d, E_c) \quad (\text{II.10})$$

2.9 Application de l'équation (II-9) pour un pont à piles circulaires

2.9.1 Formules de calcul

La formule principale pour le calcul d'un écoulement permanent uniforme est celle de CHEZY :

$$V=C\sqrt{RI} \quad (\text{II.11})$$

V : Vitesse moyenne (m/s) ;

C : Coefficient de Chezy ; $C=1/n R^{(1/6)}$

n : la rugosité du sol, déterminé à l'aide du tableau des valeurs moyennes employées dans la formule de Kutter et Maning ;

R : Rayon hydraulique, $R=S/P$ S : Surface mouillée, P : Périmètre mouillé

I : Pente du fond du canal;

V : Vitesse du flux juste avant la pile (m/s) ;

K_1 : Coefficient de correction pour la forme du nez de la pile ;

K_2 : Facteur de correction pour l'angle d'attaque du flux et du rapport, longueur de la pile et sa largeur (L/D).

Pour un rapport L/D et un angle d'attaque donnés, le coefficient K_2 peut être déterminé suivant (Everett V Richardson & Davis, 1995).

D'après les deux formules (II.6 et II.10), on constate que l'énergie cinétique de la masse liquide est le facteur principal influençant l'érosion régressive ainsi que l'affouillement autour des piles de pont.

L'énergie cinétique varie en fonction de la vitesse d'approche de l'eau et la masse liquide.

Ces deux paramètres sont fortement liés à la nature de sol, la géométrie de la section et le débit d'écoulement notamment en cas de crue, ce qui rend l'application de ces deux formules très difficile et sa demande des essais expérimentales au laboratoire.

2.10 Différentes formes de la pile de pont

Un pont se compose principalement d'éléments porteurs et de supports. Les éléments porteurs transfèrent les efforts résultant des différentes charges qu'ils doivent supporter aux appuis, qui transfèrent à leurs tours ces efforts à travers les fondations au sol (Grattasat, 1987).

Les supports de pont sont formés de culées et de piles. Ils joignent le pont et le terrain naturel. Une pile est un support intermédiaire consacré à supporter les charges du pont. Elles ont plusieurs types.

- Section unique : rectangulaire, circulaire, carré;
- Sections de géométrie fixe ou variable.
- Section massive ou creuse.
- Section composée.

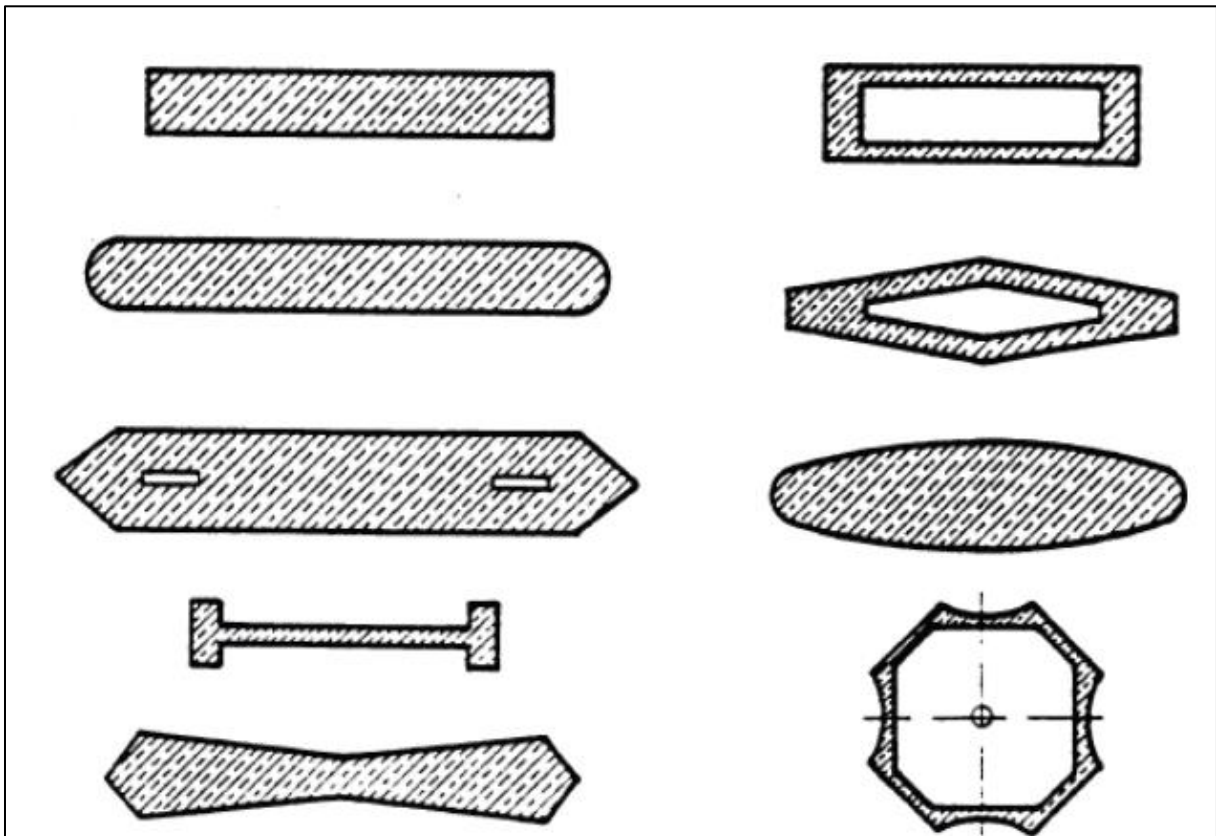


Fig. II. 5. Les différentes formes de piles de pont (Chen & Duan, 2003) dans (Bouabdellah.G, 2016)

2.11 Evolution de l'affouillement dans le temps.

Juste après la réalisation d'un nouveau pont, le régime d'écoulement dans la rivière change, ce qui produit des turbulences autour des piles de pont .(Zhuang & Liu, 2007).

Lorsqu'un écoulement unidirectionnel dans un cours d'eau rencontre un obstacle vertical il devient tridimensionnel, en effet le régime d'écoulement résultant autour de la pile devient complexe et est difficile à évaluer hydrodynamiquement car en atteignant un certain débit et

une certaine vitesse dans le canal, les particules de sédiments proches de la pile commencent à déplacer; l'affouillement est amorcé, les sédiments arrachés suivront le sens d'écoulement et elles sont charriées de l'amont vers l'aval. Lors d'une augmentation de la vitesse d'écoulement, de plus en plus de particules seront chassées, formant une fosse d'affouillement augmentant en taille et en profondeur, finalement, une profondeur d'affouillement maximale (d'équilibre) est atteinte, ce qui correspond à une vitesse d'écoulement proche de la vitesse critique pour l'initiation du transport des sédiments dans le chenal. Pour les sédiments non uniformes, les grains les plus gros sont moins susceptibles d'être érodés et une couche de blindage se forme dans la fosse d'affouillement (Graf.W.H & Istiarto. I, 2002). Dargahi (1989) a publié une étude détaillée du développement des flux autour des piles. En 2003, Muzzammil et Gangadhariah ont étudié le processus d'affouillement autour d'une pile cylindrique et ont pu obtenir les propriétés moyennées dans le temps des tourbillons en termes de variables d'écoulement, de paramètres liés à la pile et au canal. La formule de la profondeur maximale d'affouillement à l'équilibre a également été dérivée de la distribution de vitesse dans la fosse d'affouillement, ils ont proposé une fonction puissance complexe qui tient compte de l'augmentation linéaire de la taille temporelle des tourbillons et de l'évolution de la vitesse et la force du vortex dans le temps. Ce travail a été discuté par Unger et Hager (2007).

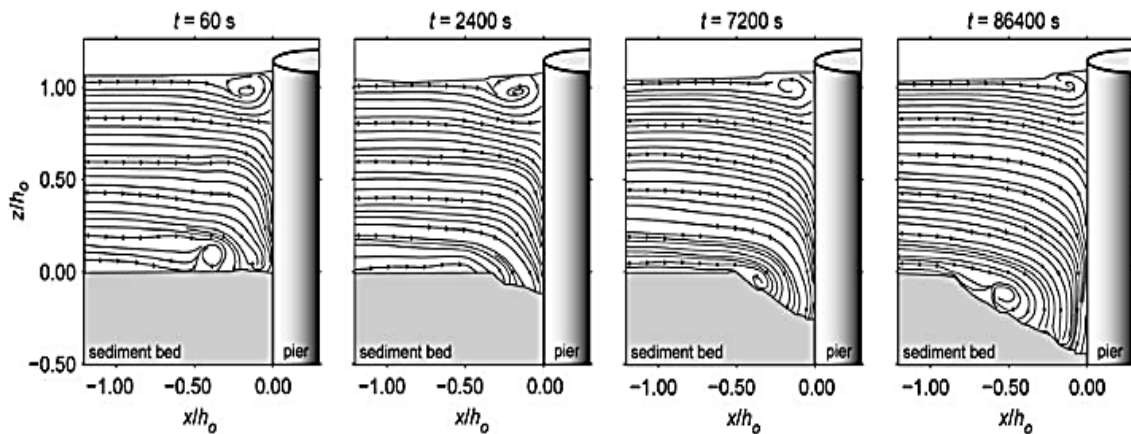


Fig. II. 6. Formation de la fosse d'affouillement au cours du temps (Unger & Hager, 2007)

2.12 Conclusion

L'affouillement autour des piles de ponts et l'érosion régressive sont deux risques mal définie menaçant les ouvrages d'art construit sur les cours d'eau dans le monde.

Au premier lieu, ce chapitre a présenté d'une façon relativement brève l'impact de la dynamique fluviale sur les ponts cadre et les ponts à piles circulaires. En suite une

contribution, s'est particulièrement intéressée au calcul de l'affouillement en aval du radier général, en se servant de l'étude faite par Nicollet (1982) pour les ponts ordinaires où ($L/b < 1$) que présente le cas de notre étude. A cet effet, la formule empirique de (Izzard & Bradley, 1958) qui relie la profondeur maximale (Y_s) à l'amont de la culée au débit par unité de largeur dans la section rétrécie (q) a été optée pour les ponts cadre et la formule développée par E. V Richardson et al. (1990) à l'université de Colorado State (CSU) valable dans le cas d'eau claire et dans le cas d'eau chargée en sédiments (lit à fond mobile) a été optée dans le cas des ponts à piles circulaires, ces deux formules, prouvent que l'énergie cinétique de la masse liquide présente le facteur principal influençant l'érosion régressive aux niveaux des radiers ainsi que l'affouillement autour des piles de pont.

L'énergie cinétique de l'eau est le facteur physique dont dépend son agressivité. De sorte, que L'eau lorsqu'elle arrive au sol, elle possède une masse et une vitesse définie produisant une énergie qui sera partiellement dissipée en érosion des agrégats terreux.

***L'intensité pluviométrique donne une quantité d'eau dont la masse se meurt avec une vitesse engendrant une énergie cinétique.



CHAPITRE (III)

**METHODES DE TRAITEMENT
DES AFFOUILLEMENTS**

Chapitre III : Méthodes de traitement des affouillements

3.1 Introduction

La simulation est l'un des outils les plus efficaces dont disposent les concepteurs et les gestionnaires de systèmes complexes pour une aide à la décision efficace. Elle vise à créer un modèle d'un système réel et à mener des expériences sur celui-ci pour comprendre le comportement de ce système et améliorer ses performances. La modélisation est une représentation du système par un modèle mathématique ou numérique sous forme d'un algorithme, tandis que la simulation se présente sous la forme d'un programme.

3.2 Méthodes de modélisation de l'affouillement

Il existe trois méthodes de recherche sur l'affouillement : la simulation numérique, la modélisation physique et l'observation in situ. Il existe également plusieurs formules pour évaluer la profondeur d'affouillement local autour des piles. Ils sont déterminés à partir d'études en laboratoire et validés par des observations in situ. Les études en laboratoire sont les principaux outils pour définir les relations entre les variables qui affectent la profondeur d'affouillement. Les résultats de ces expériences en laboratoire doivent être validés par des mesures continues de reconnaissance sur le terrain. Les développements récents en dynamique des fluides computationnelle permettent aux ingénieurs hydrauliques d'étudier l'affouillement local autour des piles en se basant sur la dynamique des fluides

3.2.1 Les observations in situ

Il s'agit d'une méthode qui utilise des mesures de terrain pour tenter de développer une équation pour évaluer l'affouillement autour des appuis. Fröhlich et al. (1998) ont étudié ce dernier phénomène dans le cas d'une pile circulaire dans des sédiments à granulométrie uniforme pour des conditions de transport en lit mobile et ils ont établi une équation au laboratoire validée par des mesures de site. En 1987, une collaboration nationale a été lancée par l'administration fédérale des autoroutes et l'observateur Géologique (USGS) des États-Unis pour étudier l'affouillement des ponts, en mesurant les profondeurs des fosses aux niveaux des piles de ponts sur site. Ils ont généré une base de données de 470 mesures après vérification soigneuse de chacune de ces mesures. Ce partenariat a débouché sur le plus grand projet de collecte de données de l'affouillement autour des appuis de ponts, d'estimation de sa profondeur et de suivi de son évolution, afin de protéger et de préserver les ponts.

Mark N. Landers et Mueller (1996) ont comparé des résultats de laboratoire développés en Nouvelle-Zélande avec des données de terrain et ils ont constaté que les équations basées sur des tests de laboratoire donnaient des résultats proches des données de terrain.

Dongguang, Pasada, and Nordin (1993) ont développé une équation qui se base sur 212 mesures de l'affouillement dans les régimes à transport solide et 40 mesures dans des cas de régimes sans transport solide (claire) effectuées sur des ponts chinois. Cette équation qui a été utilisée par les ingénieurs de la voie ferrée et des autoroutes pour plus de 20 ans, a été éprouvée sur 184 données de terrain de l'union soviétique et les données de terrain de Froehlich (1988). Ansari and Qadar (1994) ont comparé plus de 100 données du terrain de la profondeur d'affouillement provenant de 12 origines dont 40 de l'Inde avec les résultats des modèles de Neil (1973), B. W. Melville, and Sutherland, A.J (1988).

3.2.2 Les expériences aux laboratoires

Pour mieux comprendre certaines règles du phénomène de l'affouillement et afin de prédire sa profondeur d'après des méthodes développées, les études de laboratoire sont nécessaires afin de voir l'effet de certains paramètres de l'affouillement par des pratiques exigées, et d'améliorer les équations de prévision de l'affouillement. Plusieurs articles qui se basent sur les résultats expérimentaux, ont présenté le comportement de l'affouillement autour des piles cylindriques. En effet, L'équation dite universelle appelée HEC 18 est le résultat des travaux menés par Richardson et al, au laboratoire de l'université d'état du Colorado ou, ils ont utilisé la totalité des données de laboratoire existantes pour évaluer l'affouillement autour des piles de forme circulaires et ils ont arrivé à l'équation suivante :

$$\frac{Y_{sp}}{Y_0} = 2.0K_1K_2K_3 \left(\frac{b}{Y_0}\right)^{0.65} F_0^{0.43} \quad \text{(III-1)}$$

Avec :

Y_{sp} : La profondeur de l'affouillement autour de pile (m) ;

Y_0 : La profondeur de l'eau à l'amont de la pile (m) ;

K_1 : Coefficient en fonction de la géométrie de la pile (facteur de forme) ;

K_2 : Coefficient en fonction du rapport (L/b) , Let b respectivement longueur et largeur de la pile et l'angle d'attaque de l'écoulement (tableau III.1) ;

K_3 : un coefficient en fonction de la configuration du lit.

F_0 : Nombre de Froude a l'amont de la pile.

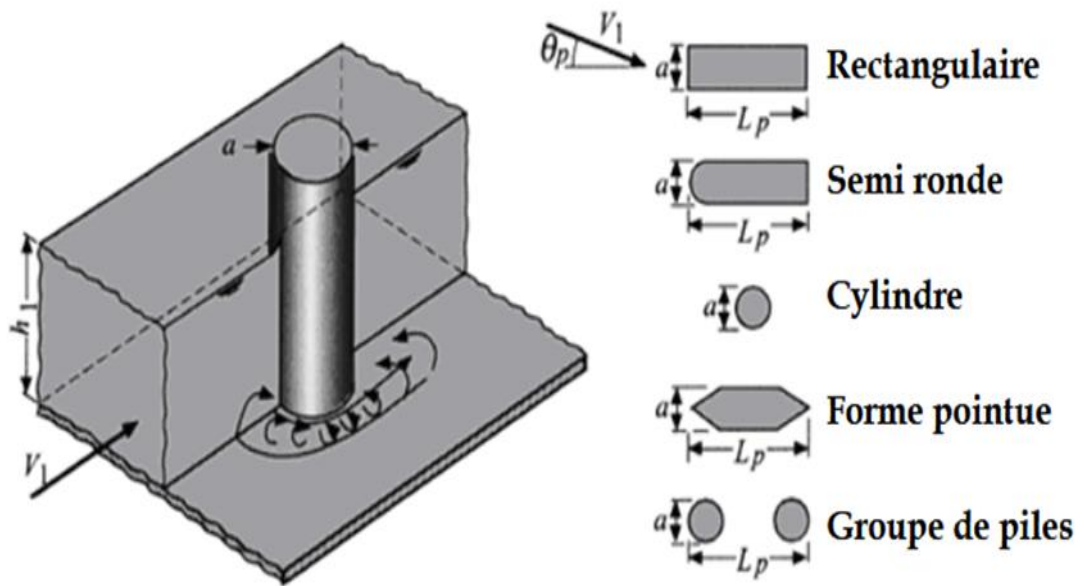


Fig III. 1 Différentes forme de la pile de ponts.

Tableau III. 1. Le facteur de forme K_1

Forme de la pile	K_1
Carrée	1.1
Circulaire	1.0
Pointue	0.9
Groupe de piles	1.0

Tableau III.2. Le coefficient K_2

L'angle	$\frac{L}{b} = 4$	$\frac{L}{b} = 8$	$\frac{L}{b} = 12$
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0

Tableau III. 3. Le coefficient K_3 (Bouabdellah.G, 2016)

Apparence du lit	Hauteur des dunes	K_3
L'affouillement a régime sans charriage	N'est pas applicable	1.1
Lit plat et l'écoulement sur des antidunes.	N'est pas applicable	1.1
Petites dunes	0.61-3m	1.1
Moyennes dunes	3- 9.14m	1.1-1.2
Grandes dunes	$\geq 9.14m$	1.3

La première version de Hec-18 (Richardson et al, 1991) a été créée à l'université de Colorado (CSU) pour l'évaluation de la profondeur d'affouillement autour des piles de pont. Elle a été formulée par Richardson et al (1990) pour la détermination de l'affouillement en cas d'équilibre elle est utilisable dans les deux types de régimes : avec charriage et sans charriage (Boehmler, Olimpio, Geological, & New, 2000).

Richardson et al (1991) ont déclaré qu'aucune correction pour la forme de la pile ne doit être faite si l'angle d'attaque du flux est supérieur à 5 degrés. En effet, à des angles plus élevés, la géométrie de pile perd son efficacité (Landers, Mueller et Martin, 1996).

L'équation (III.2) a fait l'objet de révisions ultérieures dans HEC-18 (1995). Première modification pour tenir compte des changements de profondeur d'affouillement de la profondeur d'équilibre à la profondeur maximale, en tenant compte du facteur K_3 (Boehmler et al. 2000). La dernière révision de HEC-18 a introduit un facteur supplémentaire, K_4 , dans l'équation d'affouillement pour corriger les effets des grosses particules du lit (Richardson et Davis, 1995).

La nouvelle équation de la circulaire de technologie hydraulique No. 18 « Hydraulic Engineering Circular » (HEC-18) est la suivante :

$$\frac{Y_{sp}}{Y_0} = 2.0K_1K_2K_3K_4 \left(\frac{b}{Y_0}\right)^{0.65} F_0^{0.43} \quad (III-2)$$

K_3 : Coefficient qui tient compte l'état du lit;

K_4 : coefficient de correction pour la couche formée par de grandes particules sur les sédiments du lit.

$$K_4 = \sqrt{1 - 0.89(1 - V_R)^2} \quad (III-3)$$

V_R : Rapport de vitesse calculé par :

$$V_R = \left(\frac{V_0 - V_i}{V_{c(D90)} - V_i} \right) \quad (\text{III-4})$$

V_i : Vitesse de mouvement des particules du lit dans l'entourage de la pile calculée par :

$$V_i = 0.645 \left(\frac{D_{50}}{b} \right)^{0.053} V_{c(D50)} \quad (\text{III-5})$$

D_{50} : Le diamètre moyen des particules (m) ;

$V_{c(Dn)}$: La vitesse critique pour les particules de diamètres D_n , elle se calcule comme suit :

$$V_{c(Dn)} = 6.19 Y_0^{\frac{1}{6}} D_n^{\frac{1}{3}} \quad (\text{III-6})$$

Y_0 : La profondeur de l'eau juste en amont de la pile(m) ;

D_n : Le diamètre des particules (mm).

L'utilisation du coefficient (K_4) est liée au diamètre médian des particules, si $D_{50} \geq 60$ mm, il est nécessaire d'ajouter ce coefficient.

Melville. B. W (1975) a mesuré les directions d'écoulement moyennes, l'amplitude moyenne de l'écoulement, les fluctuations de l'écoulement turbulent, les spectres de puissance turbulente et les contraintes de cisaillement autour d'une pile circulaire de diamètre 5.08 cm dans un canal de laboratoire de 45,6 cm de largeur. Il a constaté qu'un fort écoulement vertical vers le bas s'est développé devant la pile lorsque la fosse d'affouillement s'est agrandie.

3.2.3 Les méthodes numériques

La modélisation numérique du phénomène d'affouillement autour des piles reste un sujet de recherche difficile en raison de la complexité des champs d'écoulement et des mécanismes d'affouillement. Il y a eu peu de tentatives pour modéliser numériquement les champs d'écoulement des fosses d'affouillement, et peu de modèles hydrodynamiques ont été capables de reproduire la croissance des fosses d'affouillement.

Parmi les modèles numériques appliqués à ce problème, Le système de modélisation hydrodynamique unidimensionnelle HEC RAS qui a été créé pour simplifier les analyses d'écoulement non permanent (Hicks & Peacock, 2005; Johnson, Gleason, & Hey, 1999). Il est utilisé pour évaluer la profondeur d'affouillement par (Moussa, 2018) et (Kumar, Yadav, &

Himanshu, 2011). Ainsi que, Peters, Schmitz, and Cullmann (2006) qui ont utilisé le HEC RAS pour modéliser les crues et générer une base de données pour former les réseaux de neurones artificiels ou la capacité du modèle formé est démontré.

Dans le présent travail et à cause d'insuffisance de données concernant les mesures de l'affouillement aux niveaux de différents ponts en Algérie et spécialement dans la zone de notre étude (Zone semi-aride), une base de données pour la détermination de la profondeur de l'affouillement a été générée par le modèle HEC RAS, cette dernière a été introduite par la suite dans un modèle neuronal (neuro-émulation), la dimensionnalité des entrées à ce modèle a été réduite par la méthode linéaire classique (ACP) à la phase de prétraitement.

3.3 La neuro-émulation

La neuro-émulation est la science qui consiste à utiliser un modèle de réseau de neurones pour reconstituer le comportement externe d'un autre modèle ou des composants d'un modèle. Il s'agit d'une activité indépendante, contrairement aux simulations basées sur les réseaux de neurones. La neuro-émulation est devenue une sous-discipline reconnue et établie dans différents domaines de recherche, mais elle est encore mal définie dans le domaine de la recherche hydraulique. Un grand nombre de ses avantages potentiels ne sont pas encore pleinement reconnus ou prouvés. Le manque de sensibilisation peut être partiellement dû à la difficulté d'identifier, de classer et de synthétiser les études publiées sur la neuro-émulation (Abrahart, Mount & Shamserdin, 2012).

L'utilisation d'émulateurs dans la recherche hydraulique et régimes de transport s'agissait traditionnellement d'une réponse à des objectifs situés sur un continuum allant de l'opérationnel à la scientifique. Si l'accent est mis sur les livrables opérationnels, l'objectif est de développer des modèles plus efficaces en termes de vitesse de calcul et/ou de besoins en données. Par exemple, Bond, Chery Jr, and Simpson (1979) ont développé un émulateur paramétrique simple d'entrée-sortie pour prédire la réponse de sortie simulée obtenue à l'aide d'un modèle de captage physique complexe. Plus récemment, Reichert, White, Bayarri, and Pitman (2011) ont approché la dynamique d'un modèle hydrologique original comme fonction des entrées du modèle et des paramètres du modèle utilisant un émulateur de modèle linéaire simplifié.

On dit que l'émulation offre de nombreux avantages (Friedman & Pressman, 1988), parmi lesquels : une efficacité de modélisation améliorée ; amélioration de l'élégance et de la simplification du modèle ; possibilités d'amélioration de l'exploration et de l'interprétation des modèles ; généralisation du modèle à d'autres modèles du même type ; analyse de sensibilité;

optimisation du modèle ; répondre à des questions inverses et fournir au chercheur une meilleure compréhension du comportement à la fois du système sous-étudié et des interrelations entre ses variables.

Lorsqu'un méta-modèle est utilisé dans l'analyse de simulation d'un système complexe, le chercheur est confronté à un dilemme classique : alors que la simplicité et l'économie du méta-modèle mathématique peuvent être acceptées avec gratitude, le chercheur peut naturellement se méfier des résultats obtenus à partir de cette analyse. Après tout, la forme du méta-modèle résultant, construit à l'aide d'une analyse de régression, peut correspondre aux données empiriques disponibles mais ne ressemblera probablement pas complètement aux formules théoriques des systèmes analytiques trouvées dans les manuels (Friedman & Pressman, 1988).

3.4 Matériel et méthodes

3.4.1 Présentation du logiciel HEC-RAS (Système d'analyse des rivières du centre d'ingénierie hydrologique)

Le programme HEC-RAS a été développé en États-Unis par le corps des ingénieurs de l'armée (ministère américain de la défense) pour réglementer les rivières, les ports et autres services publics sous sa juridiction, il a été distribué dans le monde entier depuis sa création en 1995. Il permet aux ingénieurs hydrauliques d'étudier l'écoulement du lit, d'identifier les plaines inondables et d'évaluer les profondeurs d'affouillement autour des piles. Il se compose de plusieurs méthodes de saisie de données, des paramètres d'analyse, d'enregistrement de données et de sortie de rapports tabulaires et graphiques.

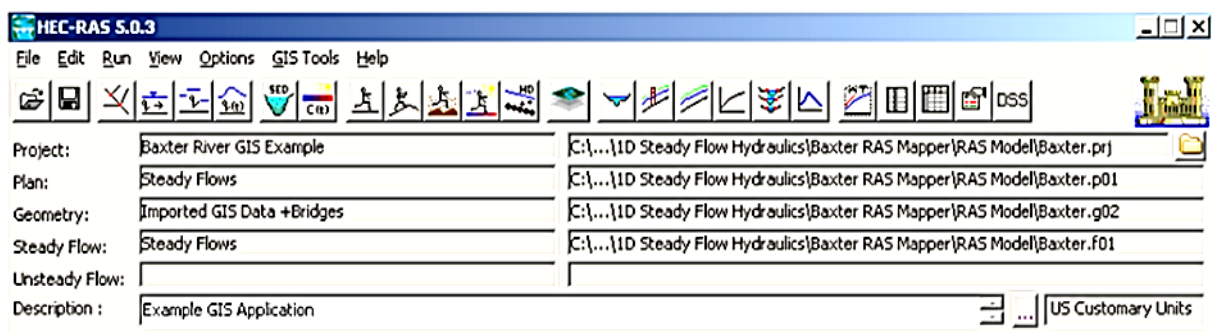


Fig. III. 2. Interface du Programme HEC RAS

3.4.2 Un aperçu rapide de HEC-RAS

HEC-RAS réalise la simulation du fonctionnement hydraulique d'une rivière ou d'un ouvrage hydraulique (pont) par la conception d'un projet défini par un ensemble de fichiers permettant la simulation pour diverses conditions.

3.4.2.1 Terminologie utilisée

HEC-RAS nécessite un ensemble de fichiers (appelé projet) pour réaliser une étude hydraulique d'un cours d'eau. Des termes spécifiques sont utilisés pour présenter ces différentes composantes. Cependant, ce projet comprend plusieurs formes hydrologiques et hydrauliques : L'analyse du ruissellement, l'écoulement fluvial, la simulation hydraulique, l'analyse des dégâts causés par les inondations, la conception des réservoirs et la modélisation hydraulique des ponts.

3.4.2.2 Modélisation de l'affouillement de pont par HEC RAS

La modélisation de l'hydraulique des ponts est une composante importante des programmes d'hydraulique fluviale développés par HEC. Le programme informatique HEC-RAS est le dernier programme de simulation hydraulique d'HEC et est le plus avancé en ce qui concerne l'hydraulique des ponts. Les équations de conservation unidimensionnelles à flux constant sont résolues par HEC-RAS sous les formes suivantes:

- **Conservation de masse**

$$Q_u = Q_d \quad \text{(III-7)}$$

Et $V_u A_u = V_d A_d \quad \text{(III-8)}$

- **Conservation d'énergie**

$$WS_u + \frac{\alpha_u V_u^2}{2g} = WS_d + \frac{\alpha_d V_d^2}{2g} + h_l \quad \text{(III-9)}$$

Avec :

$$h_l = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_u V_u^2}{2g} - \frac{\alpha_d V_d^2}{2g} \right| \quad \text{(III-10)}$$

- **Conservation des moments**

$$\frac{\beta_u Q^2}{gA_u} + \bar{y}_u A_u = \frac{\beta_d Q^2}{gA_d} + \bar{y}_d A_d + \frac{F_{xt}}{\rho g} + \frac{F_w}{\rho g} + \frac{F_a}{\rho g} \quad \text{(III-11)}$$

Avec :

Q : le débit ;

V : la vitesse;

A : la section ;

W_s : surface de l'eau ;

α : coefficient de distribution de vitesse pour l'énergie ;

β : coefficient de distribution de vitesse pour les moments ;

g : accélération de vitesse ;

L : longueur de portée entre la section amont et la section aval ;

\bar{S}_f : Pente de frottement moyenne, calculée à l'aide de l'équation de Manning ;

C : coefficient de perte de transition ;

F_{ext} : Somme des composantes fluviales des forces externes exercées sur l'eau par la limite d'écoulement, telles que le frottement du lit et des berges ou la traînée des piles,

F_w : composante fluviale du poids de l'eau entre les sections amont et aval,

F_a : composante de la force dans le sens du courant due à la différence de surface d'écoulement entre les sections amont et aval (négligée dans HEC-RAS),

P : densité du fluide.

Pour effectuer l'analyse d'affouillement de pont, l'utilisateur doit d'abord développer un modèle hydraulique du bief de la rivière qui contient le pont. Ce modèle doit être calibré dans toute la mesure du possible afin de déterminer avec précision l'hydraulique du tronçon de la rivière. Une fois ce modèle est développé, les calculs d'affouillement du pont peuvent alors être effectués.

Un problème fondamental dans la définition des données du pont est la définition des zones d'écoulement inefficaces près de la structure du pont. En se référant à la figure (III.3), les lignes en pointillés représentent la limite de débit efficace pour des conditions de faible débit et de débit de pression. Par conséquent, pour les sections transversales 2 et 3, les zones d'écoulement inefficaces de chaque côté de l'ouverture du pont (le long des distances AB et CD) ne doivent pas être incluses dans la zone d'écoulement active pour un débit faible ou sous pression.

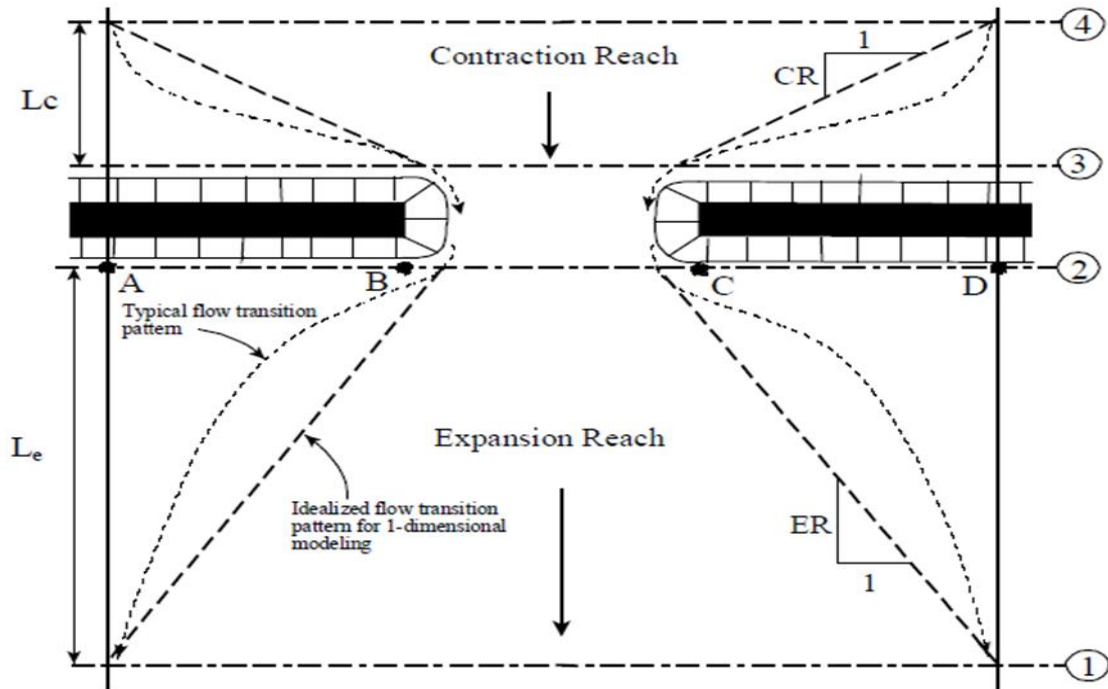


Fig. III. 3. Emplacement des sections d'un pont (Gary W. Brunner & CEIWR-HEC, 2010)

3.4.2.2.1 Méthode à faible débit

Pour les conditions de faible débit (surface de l'eau sous le point le plus élevé de la corde basse de l'ouverture du pont), les méthodes Energie et Moments sont les plus basées sur la physique et sont en général applicables à la plus large gamme de ponts et de situations d'écoulement. Les deux méthodes tiennent compte des pertes par frottement et des changements de géométrie à travers le pont. La méthode énergétique tient compte des pertes supplémentaires dues aux transitions d'écoulement et à la turbulence par l'utilisation de pertes de contraction et d'expansion. Cependant, elle ne tient pas compte des pertes liées à la forme des piles et culées. La méthode des moments peut tenir compte des pertes supplémentaires dues à la traînée de la pile. Son inconvénient est que la force de poids est calculée avec une pente moyenne du lit à travers le pont. Le calcul de cette pente de lit peut être très difficile pour les sections naturelles.

Il existe quatre méthodes disponibles pour calculer les pertes à travers le pont (sections 2 à 3):

- Équation d'énergie ;
- Équilibre des moments ;
- Équation de Yarnell ;
- Méthode FHWA WSPRO.

L'utilisateur peut sélectionner tout ou partie de ces méthodes à calculer. Cela permet au modélisateur de comparer les réponses de plusieurs techniques en une seule exécution du programme figure (III.4). Si plus d'une méthode est sélectionnée, l'utilisateur doit choisir une méthode unique comme solution finale.

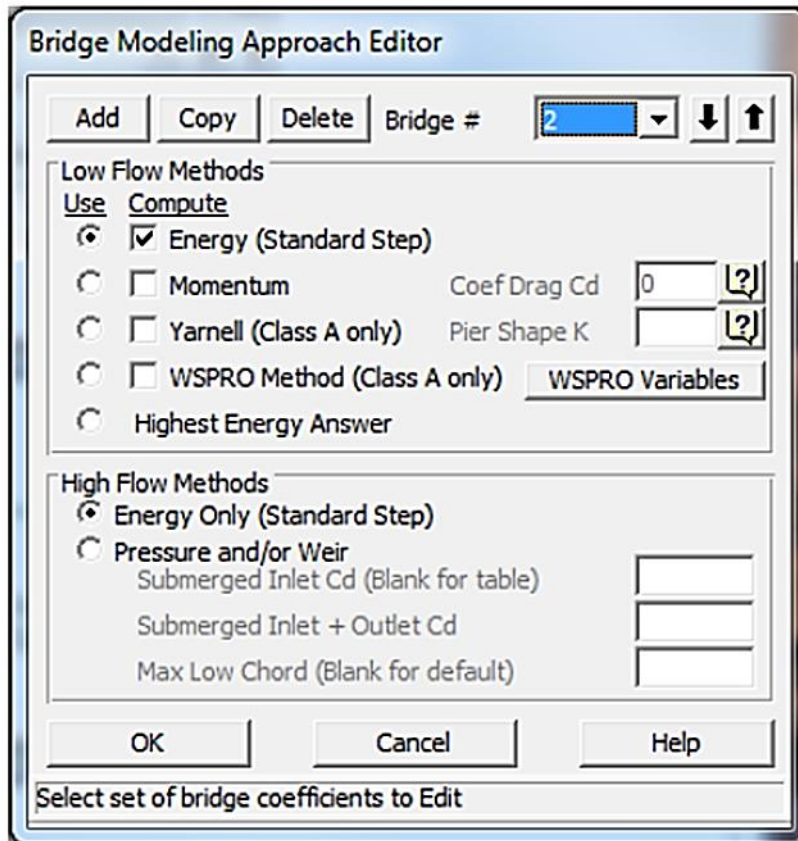


Fig. III. 4. Editeur de la modélisation du pont.

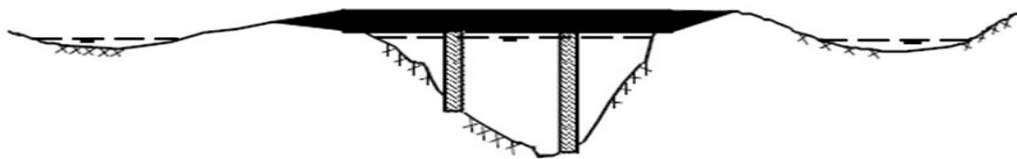


Fig. III. 5. Exemple de pont à faible débit.

3.4.2.2.2 Méthodes à haut débit

Pour les débits élevés (débits qui entrent en contact avec la corde basse maximale du tablier

du pont), le programme met à disposition de l'utilisateur deux méthodes: la méthode de pression et d'écoulement du déversoir et la méthode basée sur l'énergie.

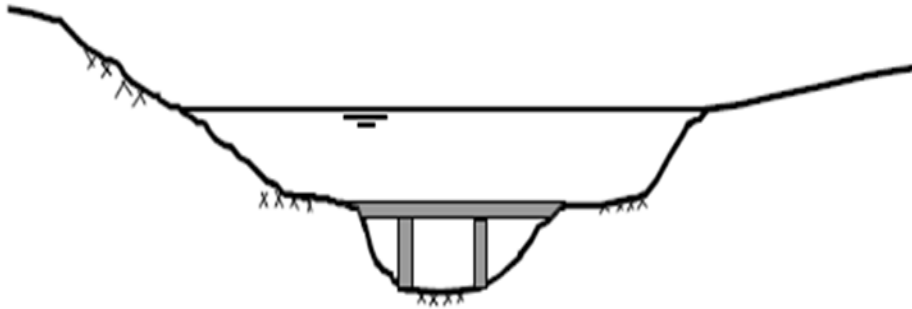


Fig. III. 6. Exemple de pont à haut débit.

Cette étude examine la profondeur d'affouillement autour des piles de pont à l'aide du programme HEC-RAS [Version 4.1.0, (2010)]. Une base de données a été développée, des résultats plus réalistes sont obtenus par le modèle HEC-RAS car il prend en compte des facteurs plus connexes comme l'angle d'attaque, les conditions de lit, la forme des piles, les débits, la profondeur d'écoulement et le nombre de Froude. Toutes les données d'entrée utilisées pour les tests ont été tirées de l'étude des cas de ponts existants en zones semi-arides en Algérie.

Données géométriques

Pour afficher les données géométriques du système fluvial, dans la fenêtre principale du programme, sélectionnez Modifier puis Données géométriques. Cela activera l'éditeur de données géométriques et affichera le schéma du système fluvial comme indiqué dans la figure (III.7). Le schéma montre les stations fluviales le long du tronçon de cours d'eau, l'utilisateur peut afficher les données de la coupe transversale pour chaque station fluviale en sélectionnant l'icône coupe transversale sur le côté gauche de l'éditeur de données géométriques.

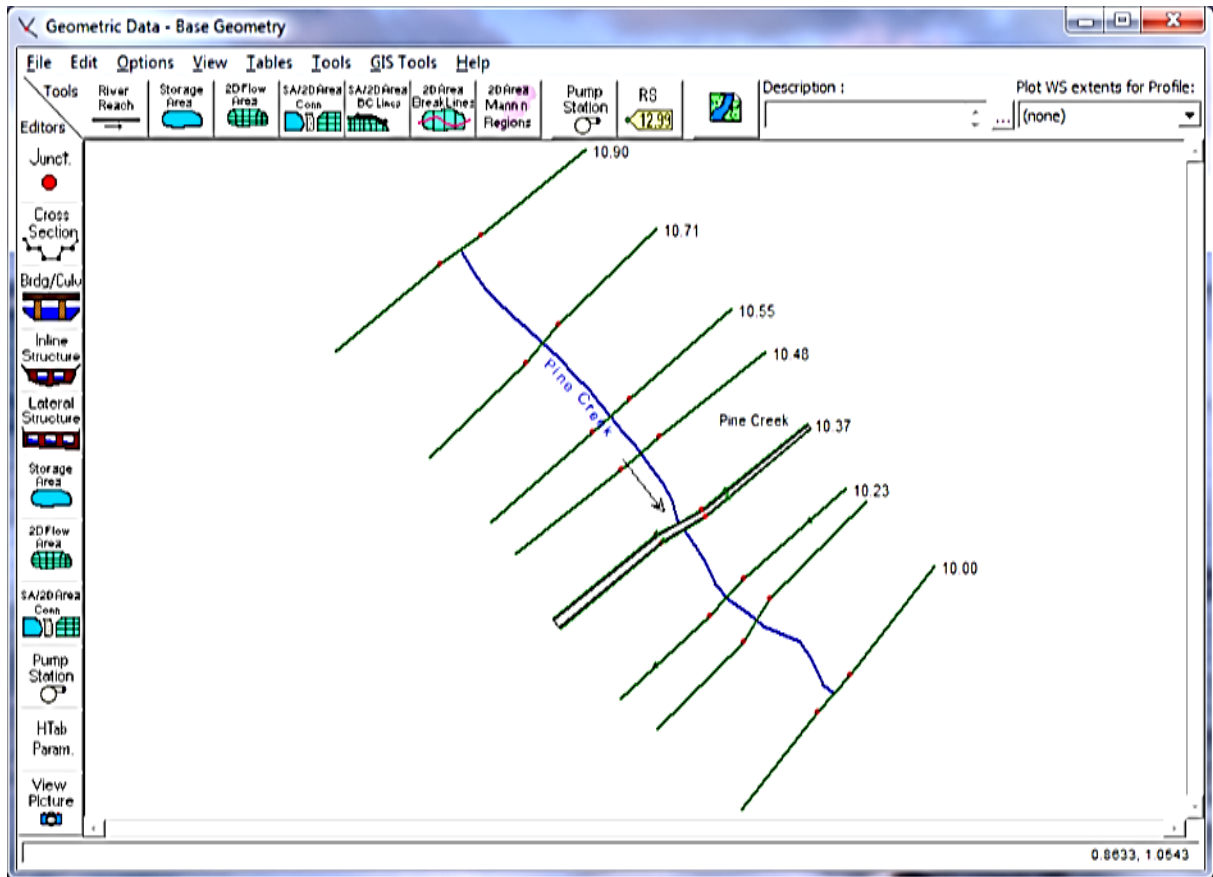


Fig. III. 7. Données géométriques du cours d'eau.

Le long de ce tronçon, un pont a été franchi à la station fluviale 10.36. Les données du pont ont été saisies en sélectionnant l'icône Brdg / Culv sur le côté gauche de l'éditeur de données géométriques. Cela a activé l'éditeur de données de pont / ponceau, comme illustré à la figure (III.7). Ensuite, les informations de pont pour le tablier / chaussée, les piles, les culées inclinées et l'approche de modélisation du pont ont été saisies en sélectionnant les icônes appropriées sur le côté gauche de l'éditeur de données de pont / ponceau.

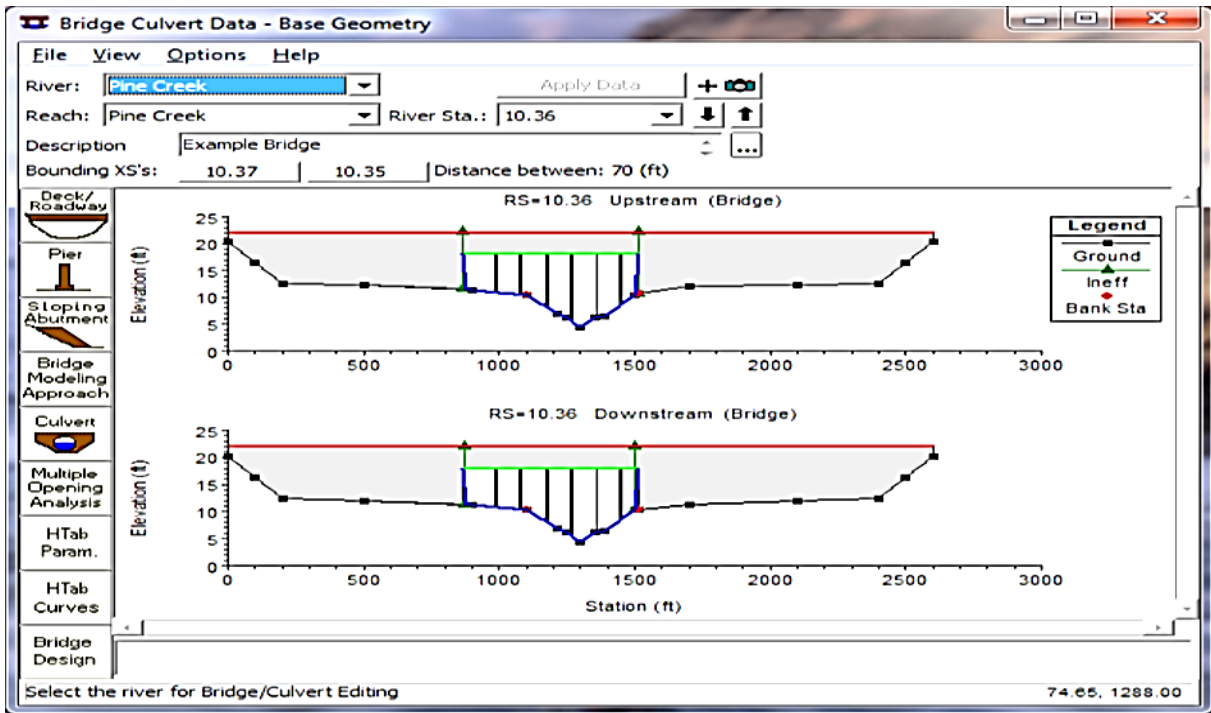


Fig. III. 8. Éditeur de données de pont / ponceau.

Après l'élaboration d'un modèle fonctionnel du tronçon de la rivière et les effets à long terme sur le système fluvial sont évalués, le modélisateur peut effectuer les calculs d'affouillement de pont en sélectionnant Run, Hydraulic Design Functions, puis Scour at bridges. Cela activera l'éditeur Bridge Scour comme indiqué dans la figure (III.9).

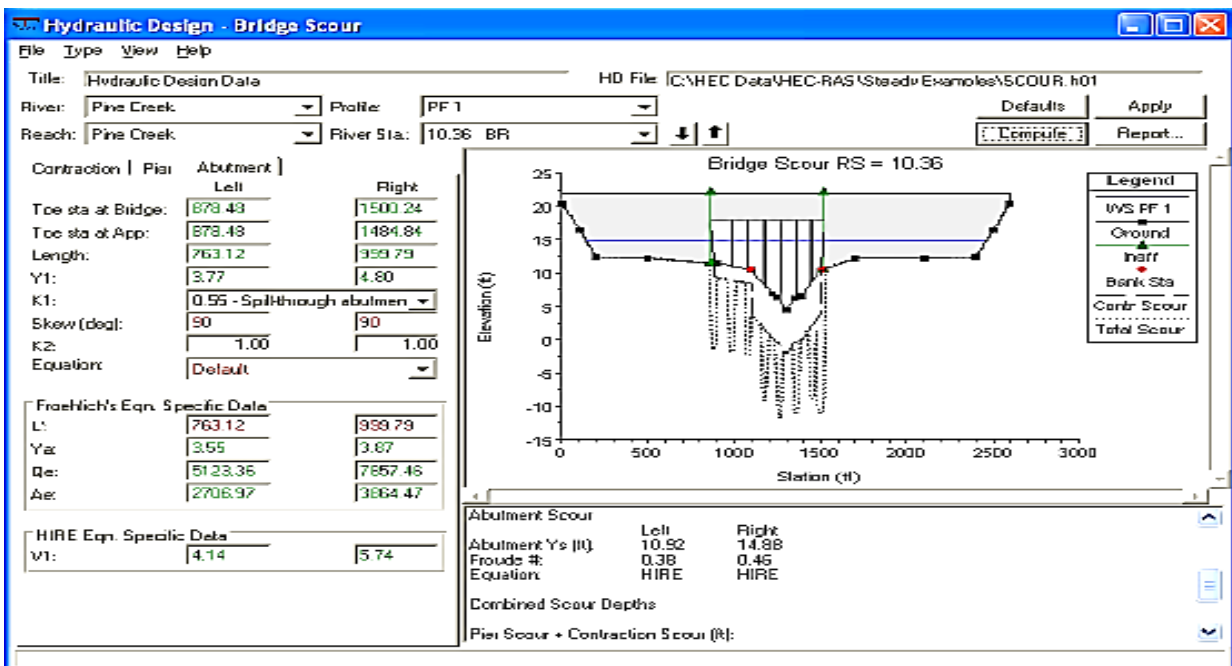


Fig. III. 9. Editeur d'affouillement de pont

Les calculs d'affouillement dans HEC-RAS se composent de trois éléments: affouillement de contraction, affouillement autour de la pile et affouillement de culée. Les équations d'affouillement pour ces composants sont basées sur les méthodes décrites dans la Circulaire de génie hydraulique n ° 18 (FHWA, 2012). Le programme n'a pas la capacité d'effectuer une aggradation ou une dégradation à long terme.

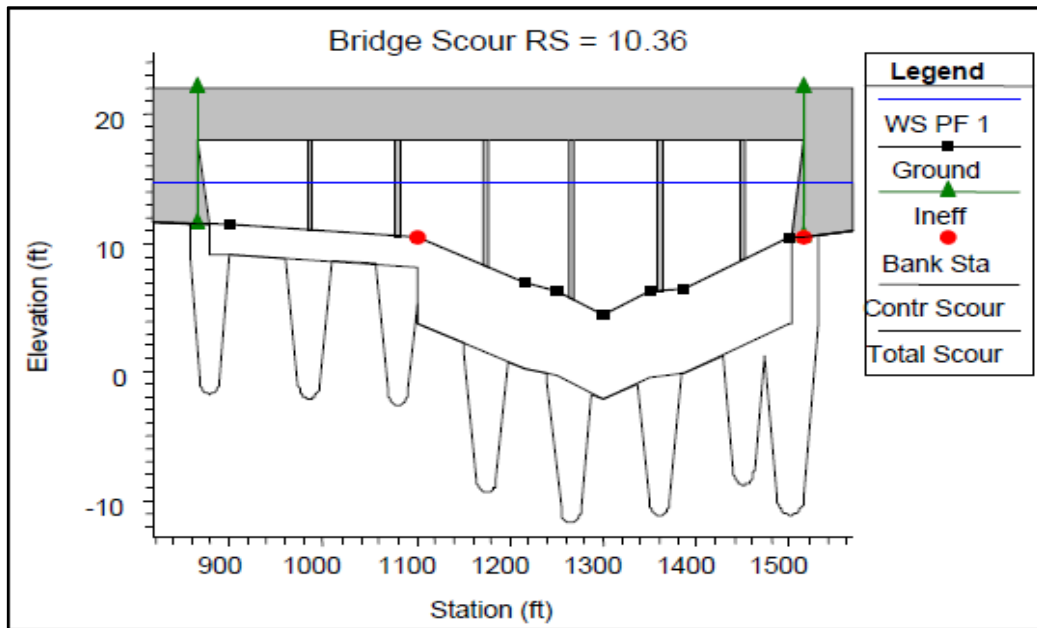


Fig. III. 10. Tracé d'affouillement total du pont.

3.4.3 Réseaux de Neurones Artificiels

Un réseau neuronal se compose d'un certain nombre de composants de base interconnectés (appelés "neurones" en l'honneur du modèle biologique), dont chacun effectue une analyse simple, mais dont l'interaction est un ensemble compliqué de propriétés globales. Chaque neurone agit séparément des autres neurones, faisant de l'ensemble un système fortement parallèle. Les informations sont distribuées dans le réseau sous forme de transactions imbriquées ou stockées sous forme de fonctions d'activation. Ces réseaux ne sont pas programmés, ils sont entraînés par un mécanisme d'apprentissage. Les tâches particulièrement bien adaptées au traitement des réseaux neuronaux comprennent : Cartographier, classer, identifier, prévoir, estimer et contrôler des processus complexes. Les réseaux de neurones artificiels sont constitués de modèles plus ou moins inspirés de fonctionnement du cerveau humain est principalement basé sur le concept de neurones.

Les réseaux de neurones artificiels permettent de modéliser les mécanismes d'apprentissage et de traiter l'information du cerveau humain.

La plus part de ces réseaux sont structurés en perceptron multicouche (MLP), Figure(III.11).

Un Réseau de Neurones s'opère en deux étapes consécutives: La première pour conception (Apprentissage et Test) et la deuxième pour l'utilisation.

- L'apprentissage consiste à modifier le poids des connections entre les neurones.
- Le test consiste à valider le réseau par l'utilisation d'un échantillon de test.
- L'utilisation :- un vecteur est présenter au réseau ;
 - Les vecteurs calculent leurs sorties ;
 - Les sorties sont propagées et on itère jusqu'à la convergence.

Le plus souvent on considère le coefficient de détermination R^2 , l'Erreur Quadratique Minimale Moyenne MSE ou l' $RMSE$.

Avec :

$$MSE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (y_i - \hat{y})^2$$

$$RMSE = \sqrt{MSE} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (y_i - \hat{y})^2}$$

$$R^2 = 1 - \frac{\sum (y_i - \hat{y})^2}{\sum (y_i - \bar{y})^2}$$

\hat{y} : La valeur prédite de y ;

\bar{y} : La valeur moyenne de y.

Dans la présente étude les fonctions d'activation (les entrées) sont deux composantes présentant le résultat du traitement par composantes principales(ACP), les sorties sont les profondeurs d'affouillement.

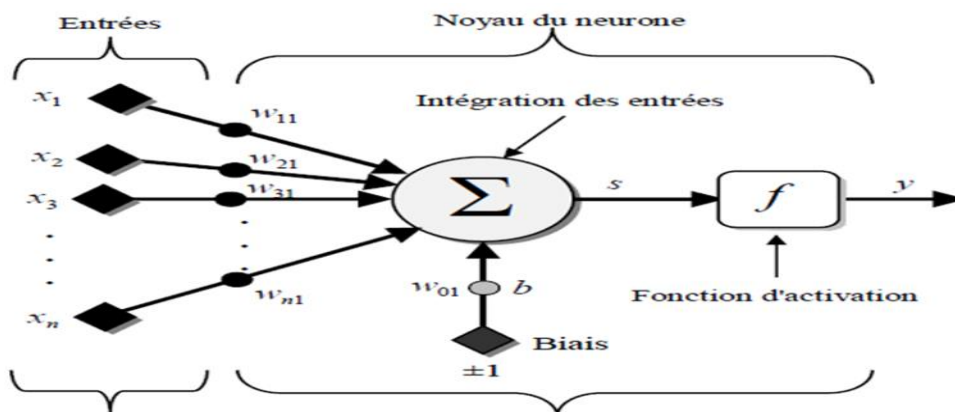


Fig. III. 11. Modèle d'un neurone artificiel.

3.4.4 Analyse en Composantes Principales (ACP)

Il s'agit d'une technique statistique qui nous permet d'examiner des données multivariées, où chaque variable peut être étudiée comme une grandeur différente. L'analyse en composantes principales est indiquée pour le traitement et la visualisation de l'importance des informations comprises dans des tableaux de données multivariées. En effet, elle ordonne ces informations en groupes de variables appelées composantes principales. Ainsi, ces dernières correspondent à une composition linéaire de variables d'origine dont le nombre est supérieur ou égale à celui de composantes principales. Parmi les objectifs les plus importants de l'ACP est de réduire la dimensionnalité des données multivariées à deux ou trois composantes principales avec le moins possible de perte d'informations et d'obtenir des graphiques présentant ces composantes.

L'ACP se réalise sur un ensemble de (N) composants décrites par des variables : x_1, x_2, \dots, x_p sont corrélés entre eux pour former p composantes principales indépendantes $C_k =$

$$\sum_{j=1}^p U_{jk} X_j$$

Où U_{jk} sont les vecteurs propres orthonormés de la matrice de corrélation R associés aux valeurs propres λ_k .

3.4.4.1 Principe de la méthode (ACP)

Le principe de l'ACP consiste à projeter un ensemble de données de dimension (p) dans un espace de plus petite dimension. Il est choisi de sorte que l'on respecte au mieux les distances entre les points projetés. Or, comme l'on réduit la dimension de l'espace, les distances entre points ont tendance à diminuer. On cherchera donc des axes le long desquels la moyenne des carrés des distances entre points projetés sera la plus grande, maximisant ainsi la variance. Le vecteur principal de l'axe qui maximise la variance est le vecteur propre de la matrice de covariance des données associé à la valeur propre la plus élevée. Le deuxième axe correspond au vecteur propre lié à la deuxième valeur propre. Comme par définition les vecteurs propres d'une matrice symétrique sont orthogonaux, les axes obtenus sont orthogonaux. On en déduit que les composantes des données projetées sont linéairement indépendantes. Pour résumer, l'analyse en composantes principales remplace un ensemble de variables corrélées x_1, x_2, \dots, x_n par de nouvelles variables y_1, y_2, \dots, y_p (avec $p < n$) deux à deux orthogonales, combinaisons linéaires des x ; et de variance maximale (Saporta, 2006).

3.4.4.2 ACP neuronale

Avec les méthodes citées précédemment, le calcul de tous les vecteurs propres associés à leur valeur propre est obligatoire, même si l'on ne s'intéresse qu'à un nombre restreint de composantes principales. Ceci peut être particulièrement coûteux en temps, surtout si l'on a un très grand nombre de composantes en entrée. Pour cela des alternatives neuronales d'ACP ont été proposées, permettant de ne calculer que les n premières composantes, réduisant ainsi la complexité en temps.

Dans ce travail, les entrées de l'analyse en composantes principales (ACP) sont quatre paramètres : Froude (Fr), Reynolds (Re), Rapport affouillement /diamètre (dse/D), Rapport élévation d'eau /diamètre (Y/D) et Rapport des vitesses (U/Uc), mesures adimensionnelles, elles sont réduites sur deux composantes (comp1, comp2) qui feront perdre le moins d'information.

3.4.5 Présentation du logiciel R

Le logiciel R est un programme gratuit destiné aux traitements statistiques à multiples plateformes car il s'exécute sous Macintosh, Windows, UNIX et Linux. Il est un éditeur de travail et un outil informatique. Ce logiciel est consacré à traiter des données (mesures du terrain, résultats du laboratoire), visualiser des graphiques et effectuer des analyses statistiques sur ces données grâce à des commandes exécutées à travers des instructions écrites dans un langage simple (langage C, Fortran et R), il affiche un texte contenant les résultats sur la même console par contre la visualisation des graphiques est effectuée sur d'autres fenêtres séparées.

Le logiciel R est fondé sur des techniques anciennes et modernes de statistiques, ce qui lui permet de réaliser des analyses performantes basées sur les statistiques tel que :

1. Tests des hypothèses ;
2. Analyses descriptives ;
3. Analyses de la variance ;
4. Développement de logiciels statistiques.

3.5 Etude de cas

3.5.1 Localisation des cas à étudier

La figure (III.1) est obtenue à travers Google Earth pro, les ponts sont visualisés par la saisie de leurs coordonnées (X, Y).

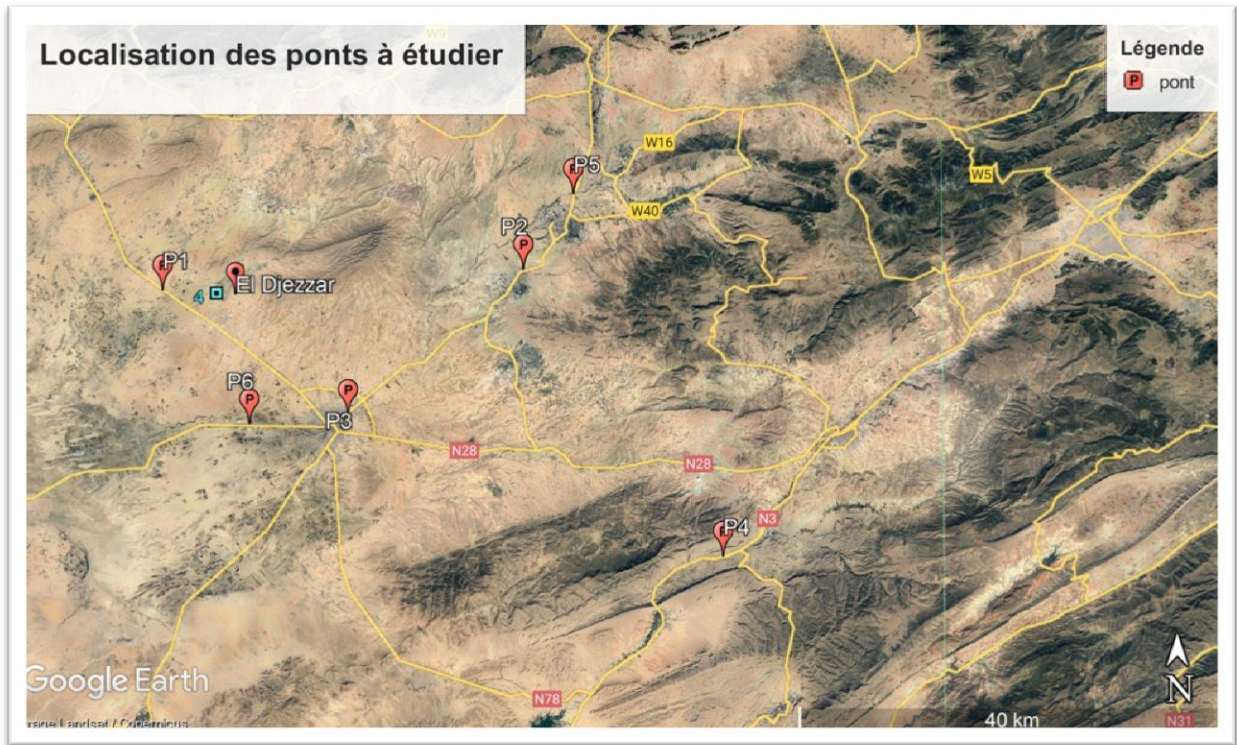


Photo. III. 1. Localisation des ponts à étudier (Google Earth pro)

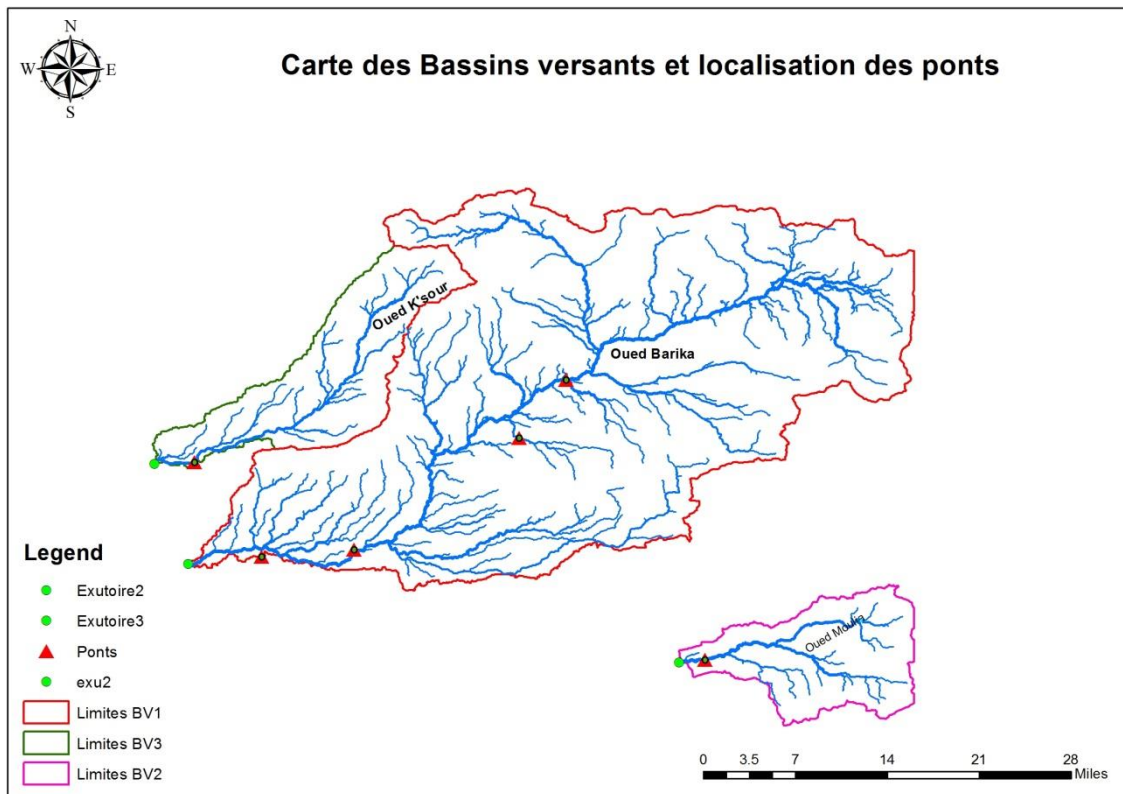


Fig. III. 12. Carte des bassins versants et localisation des ponts

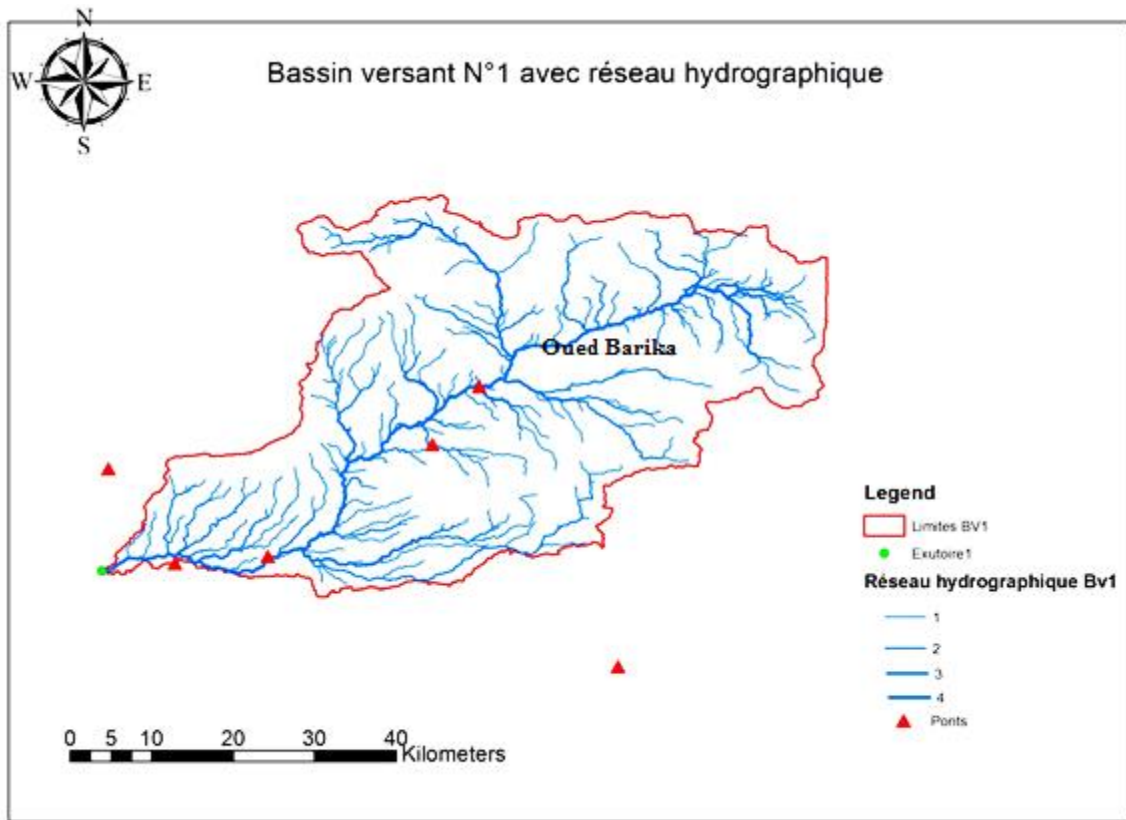


Fig. III. 13. Bassin versant N°1 (Oued Barika)

- La surface du bassin versant d'oued Barika est :

$$S_{BV} = 1270 \text{ km}^2$$

- Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Il est De l'ordre de:

$$P_{BV} = 155 \text{ km}$$

Tableau III. 4. Débits maximums des crues de différentes périodes de retour

Formules	Période de retour		
	10	100	1000
Mallet-Gauthier	590.83	1035.99	1329.214
Giandotti	754.136	980.990	1297.951
Sokolovsky	768.331	1068.10	1504.24
Turraza	580.70	1063.10	1504.24

3.5.1.1 Choix de la crue de projet

La formule de TURRAZA est largement utilisée par les hydrologues du Nord d'Afrique, elle est en fonction de nombreux paramètres qui caractérisent un bassin versant (forme et temps de la crue, perte d'eau initiale, coefficient de ruissellement, superficie du bassin versant, pluies correspondant au temps de concentration).

Nous sélectionnons le débit maximal de la crue pour la période de retour centennale calculé par cette formule :

$$Q_{\max \%} = 1063.10 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

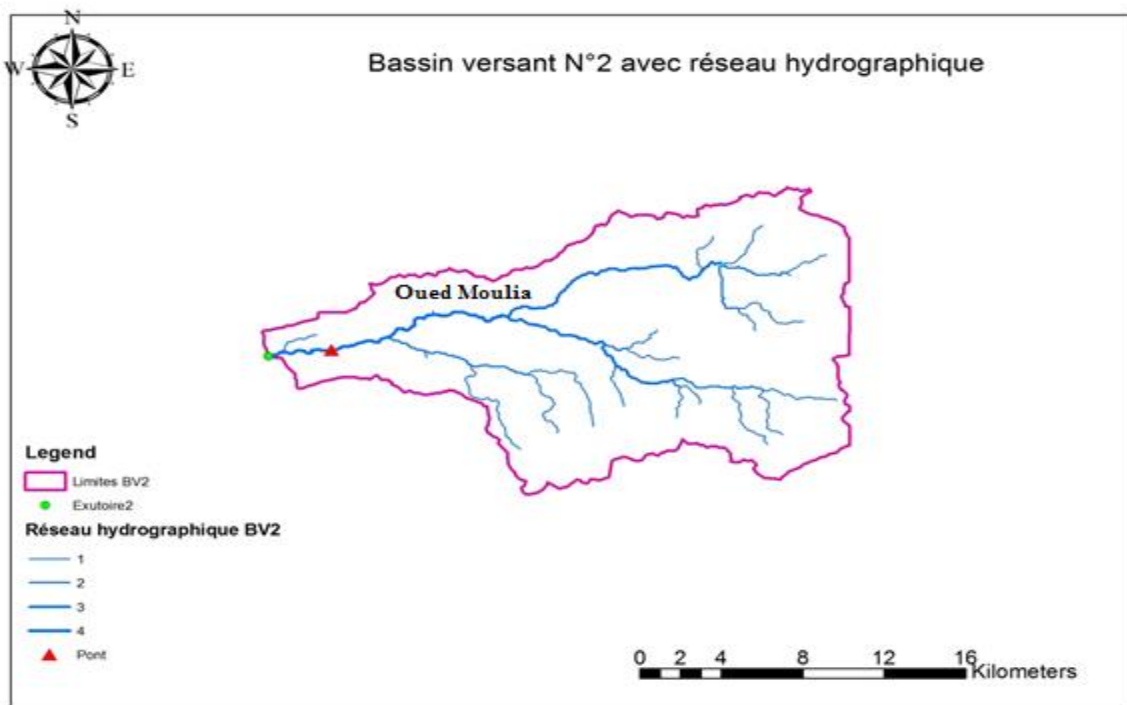


Fig. III. 14. Bassin versant N°2 (Oued Moulia)

- La surface du bassin versant d'oued Moulia est :

$$S_{BV} = 238.06 \text{ km}^2$$

- Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Il est De l'ordre de:

$$P_{BV} = 82.94 \text{ km}$$

Tableau III. 5. Débits maximums des crues de différentes périodes de retour

Formules	Période de retour		
	10	100	1000
Mallet-Gauthier	46.34	37.5	37.54
Sokolovsky	27.76	56.58	88.24
Turraza	234.15	457.05	886.24

Le débit de la crue centennale opter pour ce bassin versant est celui calculé d'après la formule de TURRAZA.

$$Q_{\max \%} = 457,05 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

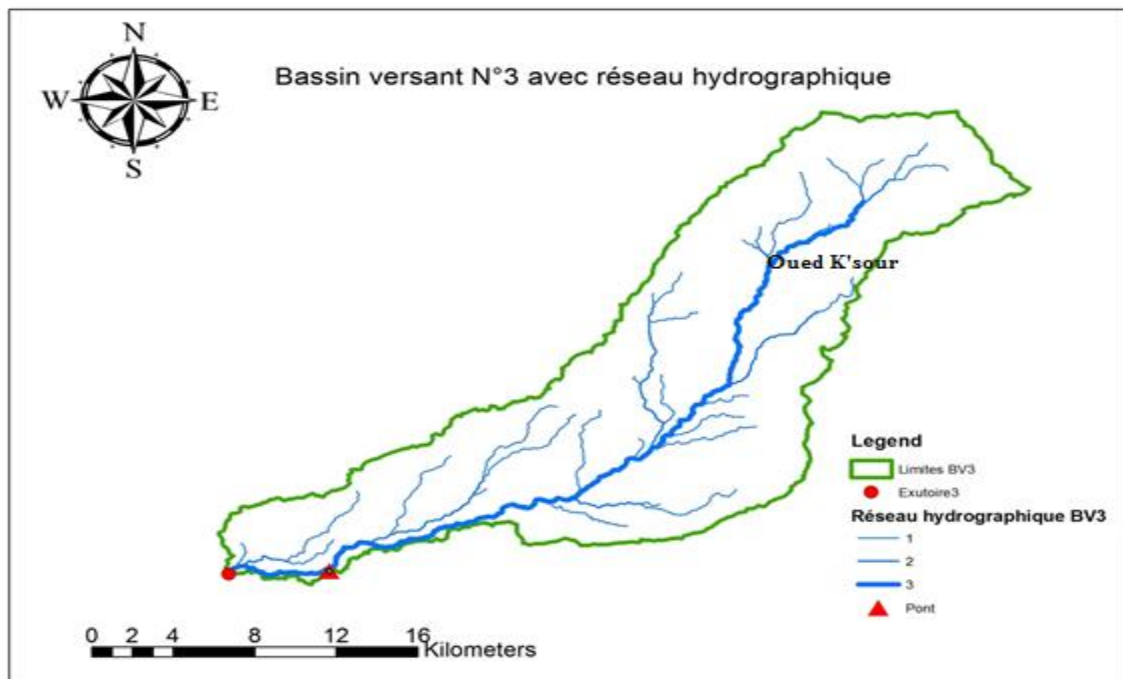


Fig. III. 15. Bassin versant N°3 (Oued K'sour)

- La surface du bassin versant d'oued ELK'SOUR est :

$$S_{BV} = 553 \text{ km}^2$$

- Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Il est De l'ordre de:

$$P_{BV} = 97 \text{ km}$$

Tableau III. 6. Débits maximums des crues de différentes périodes de retour

Formules	Période de retour		
	10	100	1000
Mallet-Gauthier	31.44	52.5	68.64
Possenti	66.76	87.58	120.41
Turraza	435.15	780.02	1135.8

Choix de la crue de projet :

Nous optons le débit maximal de crue centennale calculé à partir de la formule de TURRAZA.

$$Q_{\max \%} = 780,02 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

3.5.1.2 Premier cas : Ponts franchissant Oued djeriat sur RN28



Photo. III. 2. Ouvrage d'art, pont en béton armé franchissant Oued djeriat (Djezzar) sur RN28

Tableau III. 7. Fiche d'identification du 1er cas

WILAYA : BATNA	VOIE PORTEE : RN 28
SUBDIVISION : BARIKA	FRANCHISSEMENT : Oued djeriat
COMMUNE : DJEZZAR	POINT KILOMETRIQUE : 94+500

<i>DESIGNATIONS</i>	<i>OBSERVATIONS</i>
TYPE DE L'OUVRAGE	Pont à Poutre B.A
LONGUEUR TOTALE (ML)	90.95
LARG TOTALE (ML)	Carrefour 10,60
SITE (URBAN, MARIN, RASE CAMPAGNE... ECT)	Rase campagne
GABARIT (ML)	2,70 par rapport Terrain Naturel
NOMBRE D'APPUI EN SITE AQUATIQUE	7 appuis
PROFONDEURE DES EAUX (ML)	Niveau Navigable 1,20 Maxi
TYPE DE TABLIER	continue en B.A
NOMBRE DE TRAVEES	6 Travée
PORTEE MAXIMALE DES TRAVEES (ML)	16.1
HAUTEUR DE L'OUVRAGE (ML)	4 m par rapport cote T. N
TYPE DE PILES	Circulaire
NATURE DES PILES	B.A
HAUTEUR DES PILES (ML)	6 m+ raidisseur V+2,50
TYPE DE FONDATIONS	Superficiel
NATURE DES FONDATION	Filante en B.A
NATURE DE PROTECTION DES APPUIS IMMERGES	Peinture Bitumineuse
TYPE DE CHAUSSEE	B.B
LARGEUR DE LA CHAUSSEE (ML)	7
NOMBRE DE VOIES DE CIRCULATION	2
TROTTOIR (DROIT/GAUCHE) (ML)	1,5 X 2
NOMBRE ET TYPE DE JOINTS DE CHAUSSEE	3 Fressinet
TYPE DE GARDE CORPS+ 100 (ML)	Métallique
SYSTEMEE D'EVACUATION DES EAUX	gargouille
CHARGE LIMITE (T)	60 T
VITESSE LIMITE (KM/H)	80
ITINERAIRE DE DEVIATION (KM)	0.5
ANNEE DE MISE EN SERVICE	2007
BUREAU D'ETUDES	Ferrah ABDELALI, BATNA
ENTREPRISE DE REALISATION	Chaabani Louardi
DOSSIER DE L'OUVRAGE	Existe
ETUDES GEOTECHNIQUES	Etude Effectuée
TRAVAUX D'ENTRETIEN ET DE REPARATION	Néant
DERNIERE ACTION DE SURVEILLANCE	Néant
INVESTIGATIONS OU SURVEILLANCES SPECIFIQUE MISES EN OUVRAGE	Néant

Source : D.T.P(Batna)

3.5.1.3 Deuxième cas: Pont mixte sur Oued mahajar RN28



Photo. III. 3. Ouvrage d'art mixte sur oued el mahajar RN 28

Tableau III. 8. Fiche d'identification du 2ème cas

WILAYA : BATNA	VOIE PORTEE : RN 28	
SUBDIVISION : N'Gaous	FRANCHISSEMENT : Oued El mahadjar	
COMMUNE : Boumaguar	POINT KILOMETRIQUE : 75+400	
DESIGNATIONS		OBSERVATIONS
TYPE DE L'OUVRAGE		Mixte
LONGUEUR TOTALE (ML)		29
LARGEUR TOTALE (ML)		10.6
SITE (URBAIN, MARIN, RASE COMPAGNE.....ETC)		Rase compagne
GABARET (ML)		5
NOMBRE D'APPUIS EN SITE AQUATIQUE		1
PROFONDEUR DES EAUX (ML)		3 (Crué)
TYPE DE TABLIER		BA
NOMBRE DE TRAVEES		2
PORTEE MAXIMALE DES TRAVEES (ML)		14.5
HAUTEUR DE L'OUVRAGE (ML)		6
TYPE DE PILES		Circulaire
NATURE DES PILES		BA
HAUTEUR DES PILES (ML)		4
TYPE DE FONDATION		Sup
NATURE DES FONDATIONS		BA
AFFOUILLEMENT (SIGNALER LES INDICES DE GRAVITES)		Neant
NATURE DE PROTECTION DES APPUIS IMMERGENT		Neant

DESIGNATIONS	OBSERVATIONS
TYPE DE CHAUSSEE	BB
LARGEUR DE LA CHAUSSEE (ML)	7.6
NOMBRE DE VOIES DE CIRCULATION	2
TROTTOIR (DROIT/GAUCHE)(ML)	(1,5 : 1,5)
NOMBRE ET TYPE DE JOINT DE CHAUSSEE	3
TYPE DE GARDE CORPS + HAUTEUR (ML)	Métallique 1,00 m
GLISSIERE DE SECURITE	Neant
SYSTÈME D'EVACUATION DES EAUX	Gargouille
CHARGE LIMITE (T)	
VITESSE LIMITE (KM/H)	60
ITINERAIRE DE DEVIATION (KM)	1.4
ANNEE DE MISE EN SERVICE	1977
TRAVAUX D'ENTRETIEN ET DE REPARATION (DEPUIS LA DERNIERE ACTION DE SERVEILLANCE)	Protection en 2011
INVESTIGATION OU SURVEILLANCES SPECIFIQUES MISES EN ŒUVRE	Neant
OBSERVATIONS (ETAT DE L'OUVRAGE, RISQUE SUR LA SECURITE VIS-À-VIS DES USAGERS, MESURES A PRENDRE ...)	Neant

Source : D.T.P(Batna)

3.5.1.4 Troisième cas : Pont mixte franchissant Oued Barika RN78



Photo. III. 4. Ouvrage d'art, pont mixte franchissant oued Barika RN78 Pk : 89+600

Tableau III. 9. Fiche d'identification du 3ème cas

WILAYA : BATNA	VOIE PORTEE : RN 78
SUBDIVISION : N'GAOUS	FRANCHISSEMENT : OUED BARIKA
COMMUNE : BOUMAGUAR	POINT KILMETRIQUE : 89+600

DESIGNATIONS	OBSERVATIONS
TYPE DE L'OUVRAGE	Mixte
LONGUEUR TOTALE (ML)	171.6
LARGEUR TOTALE (ML)	10.8
SITE (URBAIN, MARIN, RASE COMPAGNE.....ETC)	Rase Compagne
GABARET (ML)	10
NOMBRE D'APPUIS EN SITE AQUATIQUE	3
PROFONDEUR DES EAUX (ML)	8 (Crue)
TYPE DE TABLIER	BA
NOMBRE DE TRAVEES	6
PORTEE MAXIMALE DES TRAVEES (ML)	28
HAUTEUR DE L'OUVRAGE (ML)	12
TYPE DE PILES	Circulaire
NATURE DES PILES	BA
HAUTEUR DES PILES (ML)	9
TYPE DE FONDATION	Pieux
NATURE DES FONDATIONS	BA
AFFOUILLEMENT (SIGNALER LES INDICES DE GRAVITES)	Affouillement au niveau des semelles des piles
NATURE DE PROTECTION DES APPUIS	Neant
TYPE DE CHAUSSEE	BB
LARGEUR DE LA CHAUSSEE (ML)	7.8
NOMBRE DE VOIES DE CIRCULATION	2
TROTTOIR (DROIT/GAUCHE)(ML)	(1,5 : 1,5)
NOMBRE ET TYPE DE JOINT DE CHAUSSEE	2
TYPE DE GARDE CORPS + HAUTEUR (ML)	Métalique 0,90 m
GLISSIERE DE SECURITE	175 m * 2
NOMBRE ET TYPE D'APPAREIL D'APPUI	36 Néoprene
SYSTÈME D'EVACUATION DES EAUX	Gargouille
CHARGE LIMITE (T)	
VITESSE LIMITE (KM/H)	80
TJMA	16500
ITINERAIRE DE DEVIATION (KM)	1.5
ANNEE DE MISE EN SERVICE	2001
BUREAU D'ETUDES	SAETI
ENTREPRISE DE REALISATION	SERO EST
DOSSIER DE L'OUVRAGE	Oui
ETUDE GEOTECHNIQUE	

DESIGNATIONS	OBSERVATIONS
TRAVAUX D'ENTRETIEN ET DE REPARATION (DEPUIS LA DERNIERE ACTION DE SERVEILLANCE)	Neant
INVESTIGATION OU SURVEILLANCES SPECIFIQUES MISES EN ŒUVRE	Neant
OBSERVATIONS (ETAT DE L'OUVRAGE, RISQUE SUR LA SECURITE VIS-À-VIS DES USAGERS, MESURES A PRENDRE ...)	Nécessite protection des piles

Source : D.T.P(Batna)

3.5.1.5 Quatrième cas : Pont à piles circulaires sur RN03 commune Maafa



Photo. III. 5. pont à piles circulaire sur la RN 03, Pk : 254+000, commune Maafa

Tableau III. 10. Fiche d'identification du 4ème cas

WILAYA : BATNA	VOIE PORTEE : RN 03
SUBDIVISION : AIN TOUTA	FRANCHISSEMENT : OUED MOULIA
COMMUNE : MAAFA	POINT KILOMETRIQUE : 254+000

DESIGNATIONS	OBSERVATIONS
TYPE DE L'OUVRAGE	Pont en beton arme
LARGEUR TOTALE (ML)	42
SITE (URBAIN, MARIN, RASE CAMPAGNE)	Rase Campagne
GABARIT (ML)	20
NOMBRE D'APPUI EN SITE AQUATIQUE	/
PROFONDEUR DES EAUX (ML)	/
TYPE DE TABLIER	Tablier pose sur poutre
NOMBRES DE TRAVEES	2
PORTEE MAXIMALE DES TRAVEES (ML)	20
HAUTEUR DE L'OUVRAGE (ML)	5

Chapitre III. Méthodes de traitement des affouillements

DESIGNATIONS	OBSERVATIONS
TYPE DE PILES	Pile circulaire
NATURE DES PILES	/
HAUTEUR DES PILES (ML)	5
TYPE DE FONDATIONS	Pieux
NATURE DES FONDATIONS	Profonde
AFFOUILLEMENTS (SIGNALER LES INDICES DE GRAVITE)	Affouillement au niveau des semelles des piles
NATURE DE PROTECTION DES APPUIS	NEANT
TYPE DE CHAUSSEE	SOUPLE
LARGEUR DE LA CHAUSSEE (ML)	11
NOMBRE DE VOIES DE CIRCULATION	2
TROTOIRE (DROIT/GAUCHE) (ML)	(1/1)
NOMBRE ET TYPE DE JOINTS DE CHAUSSEE	/
TYPE DE GARDE CORPS+HAUTEUR(ML)	/
GLISSIERE DE SECURITE	/
NOMBRE ET TYPE D'APPAREILS D'APPUI	/
SISTEME D'EVACUATION DES EAUX	/
CHARGE LIMITE (T)	/
VITESSE LIMITE (KM/H)	80
TIMA	/
ITINERAIRE DE DEVIATION (KM)	/
ANNEE DE MISE EN SERVICE	/
BUREAU D'ETUDES	/
ENTREPRISE DE REALISATION	SERO EST BATNA
DOSSIER DE L'OUVRAGE	/
ETUDES GEOTECHNIQUES	/
TRAVAUX D'ENTRETIEN ET DE REPARATION (LA DERNIERE ACTION DE SURVEILLANCE)	/
INVESTIGATIONS OU SURVEILLANCES SPECIFIQUES MISES EN ŒUVRE	/
OBSERVATIONS (ETAT DE L'OUVRAGE,RISQUE SUR LA SECURITE VIS-A-VIS DES USAGERS,MESURES A PRENDRE)	/

Source : D.T.P(Batna)

3.5.1.6 Cinquième cas : Pont franchissant Oued Barika



Photo. III. 6. Ouvrage d’art franchissant oued barika, Pk : 65+200

Tableau III. 11. Fiche d’identification du 5ème cas

WILAYA	BATNA	VOIE PORTEE	RN 78	
SUBDIVISION	N'GAOUS	FRANCHISSEMENT	OUED BARIKA	
COMMUNE	OULED SI SLIMANE	POINT KILOMETRIQUE	65+200	

DESIGNATIONS	OBSERVATIONS
TYPE DE L'OUVRAGE	Mixte
LONGUEUR TOTALE (ML)	60
LARGEUR TOTALE (ML)	11
SITE (URBAIN, MARIN, RASE COMPAGNE.....ETC)	Rase Compagne
GABARET (ML)	8
NOMBRE D'APPUI EN SITE AQUATIQUE	3
PROFONDEUR DES EAUX (ML)	6 (Crue)
TYPE DE TABLIER	BA
NOMBRE DE TRAVEES	4
PORTEE MAXIMALE DES TRAVEES (ML)	15
HAUTEUR DE L'OUVRAGE (ML)	9
TYPE DE PILES	Circulaire

DESIGNATIONS	OBSERVATIONS
NATURE DES PILES	BA
HAUTEUR DES PILES (ML)	7
TYPE DE FONDATION	Sup
NATURE DES FONDATIONS	BA
AFFOUILLEMENT (SIGNALER LES INDICES DE GRAVITES)	Affouillement au niveau des semelles des piles
NATURE DE PROTECTION DES APPUIS IMMERGES	Néant
TYPE DE CHAUSSEE	BB
LARGEUR DE LA CHAUSSEE (ML)	8
NOMBRE DE VOIES DE CIRCULATION	2
TROTTOIR (DROIT/GAUCHE)(ML)	(1,5 : 1,5)
NOMBRE ET TYPE DE JOINT DE CHAUSSEE	
TYPE DE GARDE CORPS + HAUTEUR (ML)	Métallique 0,90 m
GLISSIERE DE SECURITE	Néant
NOMBRE ET TYPE D'APPAREIL D'APPUI	64 Néoprènes
SYSTÈME D'EVACUATION DES EAUX	Gargouille
CHARGE LIMITE (T)	
VITESSE LIMITE (KM/H)	80
TJMA	16500
ITINERAIRE DE DEVIATION (KM)	3
ANNEE DE MISE EN SERVICE	2000
BUREAU D'ETUDES	
ENTREPRISE DE REALISATION	SERO EST BATNA
DOSSIER DE L'OUVRAGE	Oui
ETUDE GEOTECHNIQUE	
TRAVAUX D'ENTRETIEN ET DE REPARATION (DEPUIS LA DERNIERE ACTION DE SERVEILLANCE)	Néant
INVESTIGATION OU SURVEILLANCES SPECIFIQUES MISES EN ŒUVRE	Néant
OBSERVATIONS (ETAT DE L'OUVRAGE, RISQUE SUR LA SECURITE VIS-À-VIS DES USAGERS, MESURES A PRENDRE ...)	Nécessite protection des piles

3.5.1.7 Sixième cas : Pont en béton armé à piles circulaires, franchissant Oued Seggun sur CW 12

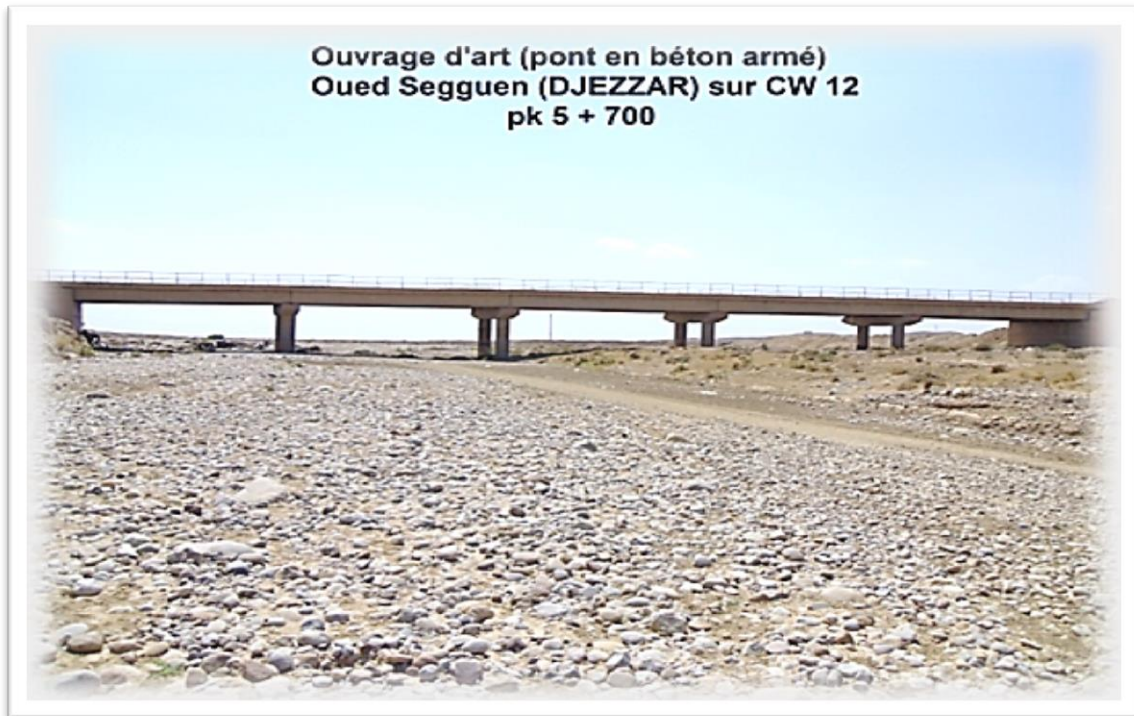


Photo. III. 7. Pont en béton armé à piles circulaires, franchissant oued segguene.

Tableau III.12. Fiche d'identification du 6^{ème} cas

WILAYA : BATNA	VOIE PORTEE : CW12
SUBDIVISION : BARIKA	FRANCHISSEMENT : Oued Segguene
COMMUNE : DJEZZAR	POINT KILOMETRIQUE : 5+700

DESIGNATIONS	OBSERVATIONS
TYPE DE L'OUVRAGE	B.A
LONGUEUR TOTALE (ML)	90
LARGEUR TOTALE (ML)	7
SITE (URBAN, MARIN, RASE CAMPAGNE... ECT)	Rase Compagne
GABARIT (ML)	5
NOMBRE D'APPUIS EN SITE AQUATIQUE	6 appuis
PROFONDEURE DES EAUX (ML)	/
TYPE DE TABLIER	B.A
NOMBRE DE TRAVEES	5 Travées
PORTEE MAXIMALE DES TRAVEES (ML)	17
HAUTEUR DE L'OUVRAGE (ML)	6,50 par rapport TN
TYPE DE PILES	B.A
NATURE DES PILES	Circulaire
DESIGNATIONS	OBSERVATIONS

HAUTEUR DES PILES (ML)	4,00 à 5,00 par rapport au TN
TYPE DE FONDATIONS	Superficiel
NATURE DES FONDATION	Fouilles
AFFOUILLEMENTS (SIGNALER LES INDICES DE GRAVITE)	/
NATURE DE PROTECTION DES APPUIS IMMERGES	Gabionnage
TYPE DE CHAUSSEE	Revêtement, Superficiel Bicouches
LARGEUR DE LA CHAUSSEE (ML)	/
NOMBRE DE VOIES DE CIRCULATION	02 Voies
TROTTOIR (DROIT/GAUCHE) (ML)	/
NOMBRE ET TYPE DE JOINTS DE CHAUSSEE	Néant
TYPE DE GARDE CORPS+ 100/2 (ML)	Métallique
GLISSIERE DE SECURITE	Néant
NOMBRE ET TYPE D'APPAREILS D'APPUI	60 néoprènes
SYSTEMEE D'EVACUATION DES EAUX	gargouille
CHARGE LIMITE (T)	60 T
VITESSE LIMITE (KM/H)	80
TJMA	460 V/J
ITINERAIRE DE DEVIATION (KM)	0,500 km/h
ANNEE DE MISE EN SERVICE	1990
BUREAU D'ETUDES	SERO EST
ENTREPRISE DE REALISATION	SERO EST
DOSSIER DE L'OUVRAGE	Existe
ETUDES GEOTECHNIQUES	/
TRAVAUX D'ENTRETIEN ET DE REPARATION	/
DERNIERE ACTION DE SURVEILLANCE	/
INVESTIGATIONS OU SURVEILLANCES SPECIFIQUE MISES EN OUVRAGE	
OBSERVATIONS (état de l'ouvrage, risque sur la sécurité vis-à-vis des usagers, mesures à prendre)	

Source : D.T.P(Batna)

3.6 Conclusion

Les méthodes présentées dans ce chapitre sont : la simulation numérique, la modélisation et l'observation in situ, ce sont trois méthodes utilisées dans la recherche de l'affouillement aux niveaux des ouvrages d'art autour des piles et des culées afin d'estimer sa profondeur. Cette profondeur comme il a été expliqué plus haut est influencée par plusieurs paramètres sont : paramètres hydrauliques (le régime d'écoulement), géotechniques (sol de fondations) et structurelles (type et géométrie de la structure) ce qui rend le choix de la méthode de traitement de l'affouillement pratiquement compliquée. Ensuite, une présentation de la neuro-émulation qui est devenue une sous-discipline reconnu et établi dans différents domaines de

recherche mais elle est encore mal définie dans le domaine de la recherche hydraulique. Egalement, le programme du Système d'analyse des rivières du centre d'ingénierie hydrologique (HEC RAS) ainsi que son application dans la modélisation de l'affouillement des ponts , en plus du programme HEC RAS, les réseaux de neurones, l'analyse en composante principale et le logiciel R.

En fin de ce chapitre, six cas de ponts influencés par le problème d'affouillement dans les zones semi arides ont été sélectionnés comme cas d'étude mais par la suite et à cause du manque de données seulement deux cas ont été étudiés.

Les résultats et leurs discussions seront présentés dans le chapitre suivant.

CHAPITRE (IV)

**ETUDE DE CAS
RESULTATS ET
DISCUSSION**

Chapitre IV : Etude de cas, Résultats et discussion

4.1 Introduction

Le phénomène d'affouillement qui se produit autour des piles de ponts installés dans les cours d'eau, c'est un processus d'approfondissement local ou une chute de niveau du lit de rivière, il est directement lié au problème du transport solide. En effet, la projection d'ouvrages hydrauliques perturbe l'écoulement, entraînant à longue durée la sédimentation et l'érosion des matériaux du lit.

L'affouillement local autour des piles est un processus compliqué qui intimide les ouvrages construits au-dessus des cours d'eau. La complexité de l'étude de ce phénomène dépend particulièrement de la configuration de l'écoulement d'une part et du mécanisme de l'affouillement d'autre part (Bouabdellah, 2016), c'est un risque sérieux qui menace les ponts hydrauliques (Najafzadeh & Barani, 2011), il a été sélectionné comme l'un des primordiaux facteurs à l'origine de l'écroulement des ponts. La littérature indique un nombre de défaillances relativement récentes de ponts dues au problème d'affouillement autour des piles (Wardhana. K & Hadipriono. F, 2003).

Cette étude s'intéresse à la recherche d'une liaison entre l'affouillement et les divers paramètres hydrauliques liés à ce phénomène. Nous allons opter la neuro-émulation (Abrahart, Mount, & Shamseldin, 2012) qui se base sur la reproduction du comportement externe d'une composante d'un modèle ou d'un modèle mathématique par l'utilisation d'un modèle de réseau de neurones, une base de données a été générée par le HEC RAS pour le calcul de l'affouillement. A l'étape de prétraitement, la dimensionnalité de l'entrée du modèle neuronal est réduite à l'aide de la méthode linéaire : Analyse en composantes principales (ACP) par le logiciel R, une comparaison entre les valeurs de l'affouillement calculées et celles mesurées a été effectué et visualisé graphiquement en phase de test.

Les étapes suivies pour réaliser ce modèle mathématique sont présentées par le schéma ci-dessous qui se compose de deux parties : Le logiciel HEC RAS et le programme R par l'intermédiaire de l'ACP.

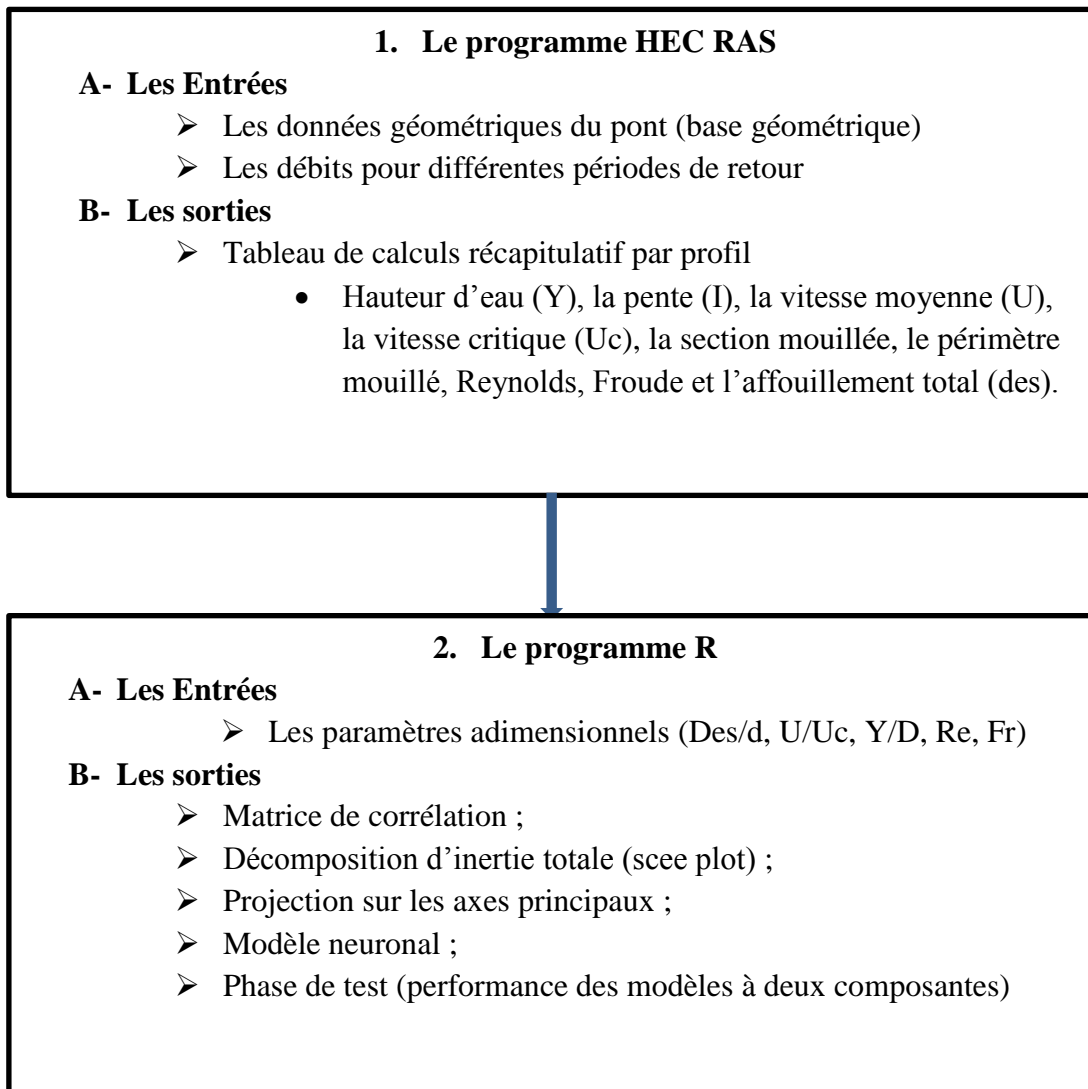


Fig. IV. 1. Schéma présentant les étapes du modèle

4.2 Résultats et discussion

Seulement deux cas parmi les six cas cité ci-dessus ont été étudiées à cause de manque de données concernant les dossiers d'étude de ces ouvrages aux niveaux des services concernés.

4.2.1 Pont franchissant Oued djeriat sur la route nationale (RN 28)

C'est un pont en béton armé à piles circulaire franchissant oued djeriat sur la route nationale N28 au point kilométrique PK: 94+500 sur une longueur de 90.95m, largeur totale de 10.60m et une hauteur de 4m avec 6 travées et 7 appuis en site aquatique, ces fondations sont de type superficiel de nature filante en béton armé, il porte une chaussé de 7m de largeur à double voie de circulation a une charge limite de 60t. Cet ouvrage est mis en service en 2007.

Afin d'étudier ce cas et générer la base de données d'affouillement par HEC RAS, les étapes à suivre pour saisir les données, effectuer les calculs et afficher les résultats sont :

1. Commencer un nouveau projet ;
2. Saisie des données géométriques ;
3. Saisie des données de débits constants ;
4. Effectuer les calculs hydrauliques ;
5. Afficher les résultats ;
6. Impression de graphiques et de tableaux.

4.2.2 Calcul de l'affouillement par l'équation CSU

Le rapport HEC N°18 recommande l'utilisation de l'équation (CSU)- Colorado State University- pour le calcul de l'affouillement autour des piles de pont. Elle est utilisée par défaut dans le HEC RAS. En plus de l'équation CSU, une deuxième équation développée par Dr. David Foehlich (1991) est utilisée pour le calcul de l'affouillement autour des piles de pont mais elle n'est pas recommandée dans le HEC N°18.

L'équation CSU détermine l'affouillement maximal autour des piles de pont pour les deux cas : l'affouillement sans charriage dit (eau claire) et l'affouillement avec charriage dit (lit mobile).

$$y_s = 2.0K_1K_2K_3K_4a^{0.65}y_1^{0.35}Fr_1^{0.43} \quad (IV-1)$$

Avec :

y_s : Profondeur d'affouillement en pieds (m).

K_1 : Coefficient de correction pour la géométrie de la pile.

K_2 : Coefficient de correction pour l'angle d'attaque de l'écoulement

K_3 : Facteur de correction pour l'état du lit.

K_4 : Coefficient de correction pour le blindage du matériau du lit.

a : Largeur de la pile en pieds (m).

y_1 : Profondeur directe d'eau en amont de la pile en pieds (m).

Fr_1 : Froude en amont de la pile.

Tableau IV.1. Facteur de correction K_1 pour la forme de l'avant-bec de la pile

Forme de l'avant-bec de la pile	K_1
Avant-bec carré	1.1
Avant-bec rond	1.0
Cylindre circulaire	1.0
Groupe de cylindres	1.0
Avant-bec pointu (triangulaire)	0.9

Le facteur de correction de l'angle d'attaque de l'écoulement k_2 est calculé dans le programme par l'équation suivante :

$$K_2 = \left(\cos\theta + \frac{L}{a} \sin\theta \right)^{0.65} \quad (IV-2)$$

Avec :

L : Longueur de la pile le long de la ligne d'écoulement, pieds (m)

θ : Angle d'attaque de l'écoulement, par rapport à la pile.

Le coefficient de correction pour l'angle d'attaque de l'écoulement K_2 est donné dans le chapitre 3, tableau III-2.

Le coefficient de correction pour l'état du lit, K_3 , est indiqué dans le chapitre 3, tableau III-3.

Le facteur de correction K_4 est donné par l'équation suivante :

$$K_4 = 0.4(V_R)^{0.15} \quad (IV-3)$$

Avec
$$V_R = \left[\frac{V_1 - V_{i50}}{V_{c50} - V_{i95}} \right] \quad (IV-4)$$

$$V_{i50} = 0.645 \left[\frac{D_{50}}{a} \right]^{0.053} V_{c50} \quad (IV-5)$$

$$V_{i95} = 0.645 \left[\frac{D_{95}}{a} \right]^{0.053} V_{c95} \quad (IV-6)$$

V_R : Rapport de vitesse.

V_1 : Vitesse moyenne dans le lit principal à la section transversale juste en amont du pont, ft/s (m/s).

V_{i50} : Vitesse d'approche requise pour initier l'affouillement à la pile pour la granulométrie D_{50} , ft/s (m/s).

V_{i95} : Vitesse d'approche requise pour initier l'affouillement à la pile pour la granulométrie D_{95} , ft/s (m/s).

V_{c50} : Vitesse critique pour le diamètre des grains du lit D_{50} , ft/s (m/s).

V_{c95} : Vitesse critique pour le diamètre des grains du lit D_{95} , ft/s (m/s).

a : Largeur de la pile, pieds (m)

$$V_{c50} = K_u y^{1/6} D_{50}^{1/3} \quad (4-7)$$

$$V_{c95} = K_u y^{1/6} D_{95}^{1/3} \quad (4-8)$$

Ou : y : La profondeur de l'eau juste en amont de la pile, ft (m).

$$K_u = 11.17 \text{ (unité anglaise), } 6.19 \text{ (SI).}$$

Les valeurs limites de K_4 et les dimensions des matériaux du lit sont données par le tableau (IV-2).

Tableau IV. 2 Valeurs limites de K_4 et les dimensions des matériaux du lit.

coefficient	Dimension min des matériaux du lit	Valeurs min de K_4
K_4	$D_{50} \geq 0.006 \text{ft (0.002m)}$ $D_{95} \geq 0.06 \text{ft (0.02m)}$	0.4

4.2.3 Profondeurs totales d'affouillement à l'intérieur du pont

La profondeur totale de l'affouillement est une combinaison de changements d'élévation du lit à long terme, d'affouillement par contraction et d'affouillement local à chaque pile et culée. Une fois l'affouillement calculé, le logiciel HEC-RAS trace automatiquement l'affouillement dans la section transversale du pont en amont. Le tracé d'affouillement pour le 1^{er} cas est illustré dans la Figure (IV-1) ci-dessous.

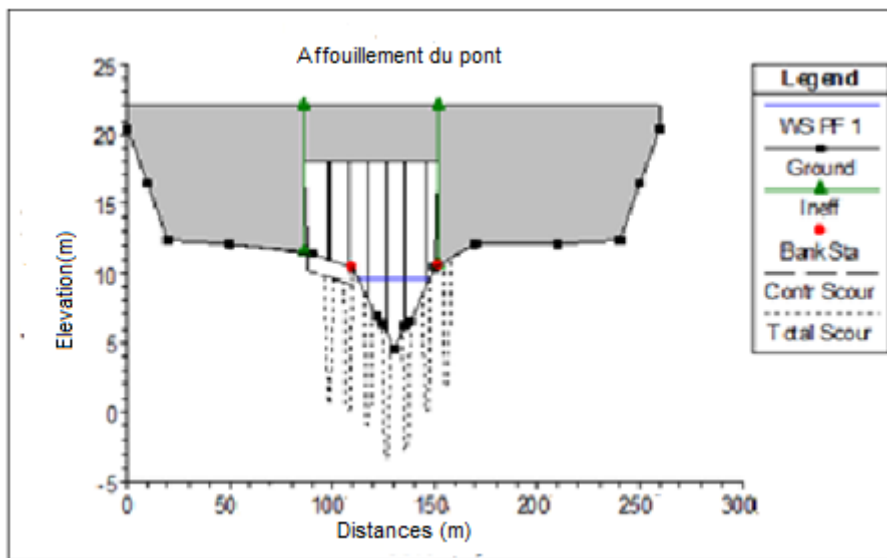


Fig. IV. 2. Tracé d'affouillement total du pont

Comme le montre la figure (IV-2), le programme trace à la fois l'affouillement par contraction et l'affouillement local total. L'affouillement par contraction est tracé sur une ligne distincte sous les données de section transversale des conditions existantes. L'affouillement local de la pile et de la culée est ajouté à l'affouillement par contraction, puis tracés sous forme de

profondeurs totales d'affouillement. La largeur supérieure de la fosse d'affouillement local autour d'une pile de largeur (a) est calculée comme 2,0 ys de chaque côté de la pile. Par conséquent, la largeur supérieure totale de la fosse d'affouillement autour d'une pile est représentée sous la forme (4,0 ys + a).

La largeur supérieure de la fosse d'affouillement local aux culées est tracée comme 2,0 ys autour de chaque côté du pied de la culée. Par conséquent, la largeur supérieure totale de la fosse d'affouillement au niveau des culées est tracée comme étant de 4,0 ys.

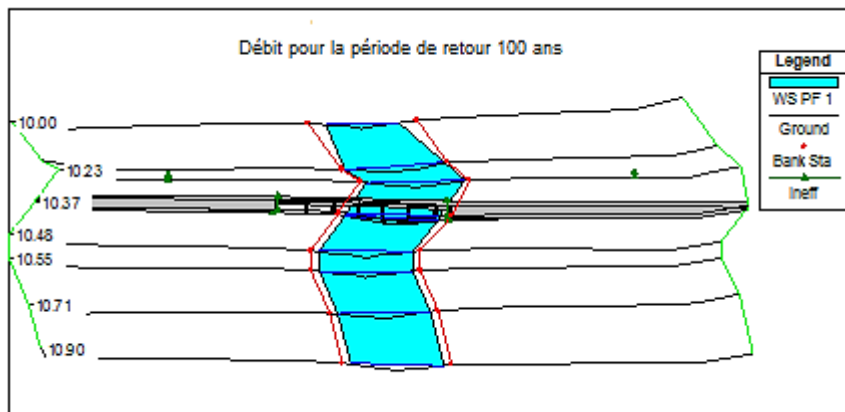


Fig. IV. 3. Tracé à sections multiples.

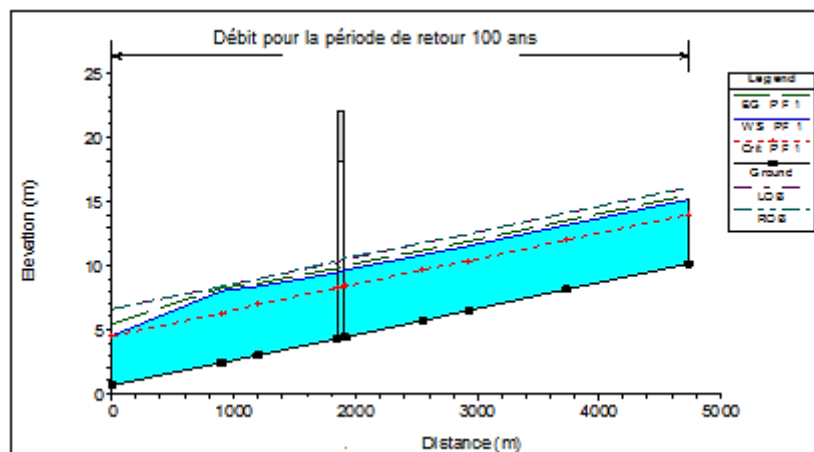


Fig. IV. 4. Tracé des profils

Nous disposons de 104 mesures adimensionnelles (Tableau IV.4), le rapport profondeur de l'affouillement/diamètre de la pile (des/D) ainsi que quatre autres paramètres retenus pour l'analyse sont : rapport de la vitesse moyenne/ vitesse critique (U/U_c), Reynolds (Re), rapport hauteur d'eau/ diamètre de la pile (Y/D) et Froude (Fr).

Tableau IV. 3 Statistiques Descriptives

Paramètres	Unité	N	Moy	Min	Max	Ec.ty	Ec.ty moy)	CV
des/D	m/m	104	6.79	3.75	8.5	0.847	0.985	0.125
Fr	-	104	0.843	0.45	0.49	0.0068	0.0061	0.008
Re	-	104	1914.61	1510	2190	185.40	172.24	0.096
U/Uc	-	104	0.2309	0.1924	0.2551	0.0169	0.0141	0.073
Y/D	-	104	7.753	6.85	8.48	0.48	0.393	0.062

4.2.4 Résultat de l'analyse en ACP

L'analyse ACP a été effectuée en utilisant le logiciel R avec les outils adoptés Factominer, Factoextra et Performance Analytics paquets. Les relations entre toutes les variables appariées et les coefficients de corrélation entre ces différentes variables sont donnés par la matrice de corrélation (Figure IV-4). En effet, des corrélations parfaites ont d'abord été enregistrées entre le rapport des vitesses moyenne et critique (U/Uc) et le nombre de Reynolds ($r = 1.00$). Cela indique que les deux paramètres sont fortement liée hydrauliquement car le Reynolds est une fonction de la vitesse. En plus d'être corrélés avec le (U/Uc), le Reynolds (Re) et le rapport de la Hauteur d'eau et le diamètre de la pile (Y/D) sont tous deux fortement corrélés entre eux ($r=1$), ce qui confirme l'influence de la hauteur d'eau et le diamètre de la pile sur le régime d'écoulement traduisant l'effet de l'interaction entre l'obstacle (pile) et l'eau. De plus, une forte corrélation entre le rapport (Y/D) et Froude($r = 0,92$) a été enregistrée.

En fin les coefficients de corrélation confirment la relation directe entre l'ensemble des paramètres, ce qui explique leurs influences sur l'affouillement dans le pont.

4.2.4.1 Matrice de corrélation

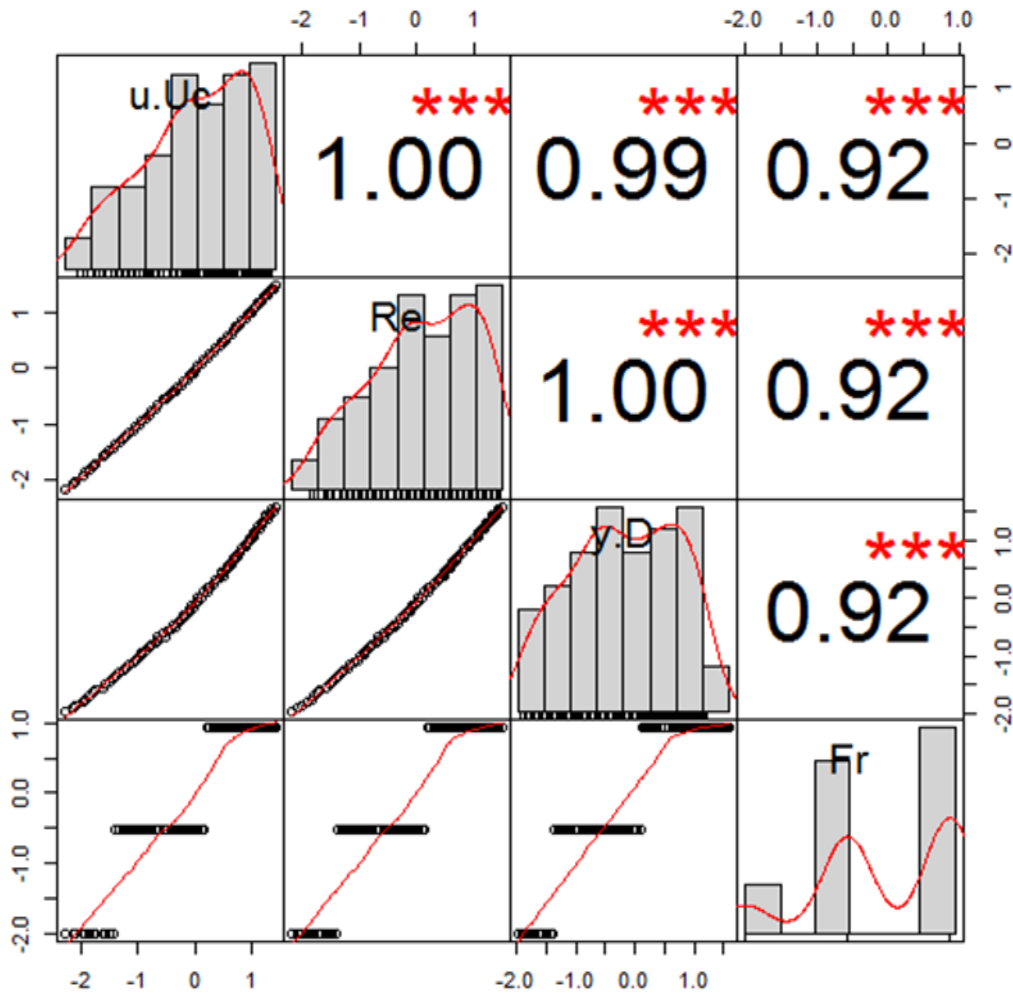


Fig. IV. 5. Matrice de corrélation

4.2.5 Résultat de la décomposition de l'inertie total

Pour confirmer les interprétations faites ci-dessus et pour faciliter la visualisation de l'influence des paramètres hydrauliques entre eux et sur l'affouillement autour de la pile de pont. La décomposition de l'énergie totale (scree plot) a identifié deux axes qui portent 99.9 % de l'information contenue dans ces variables (figure IV-5), tandis que les projections faites sur les deux axes montrent que l'axe F1 résume 97 % des informations et décrit les variables liées à la vitesse d'écoulement (U/U_c , Re et Y/D). Elle peut être considérée comme un gradient de vitesse influençant l'intensité de l'affouillement.

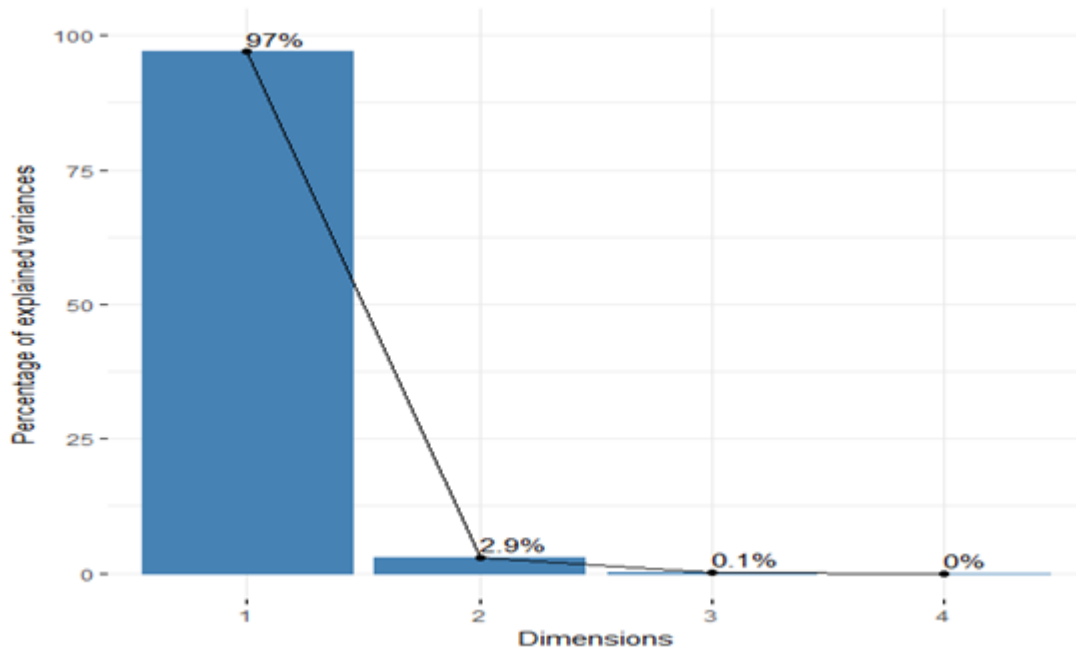


Fig. IV. 6. Décomposition de l'inertie totale

4.2.6 Projection sur les deux premiers axes

Les projections faites sur les deux premiers axes (Figure IV-6) montrent que : l'axe F1 résume 97 % des informations et décrit les variables liées à la vitesse (U/U_c , Re , Y/D). L'axe F2 exprime 2.9 % de la valeur initiale, elle est corrélée positivement par le nombre de Froude et elle est liée au régime d'écoulement (période de crue).

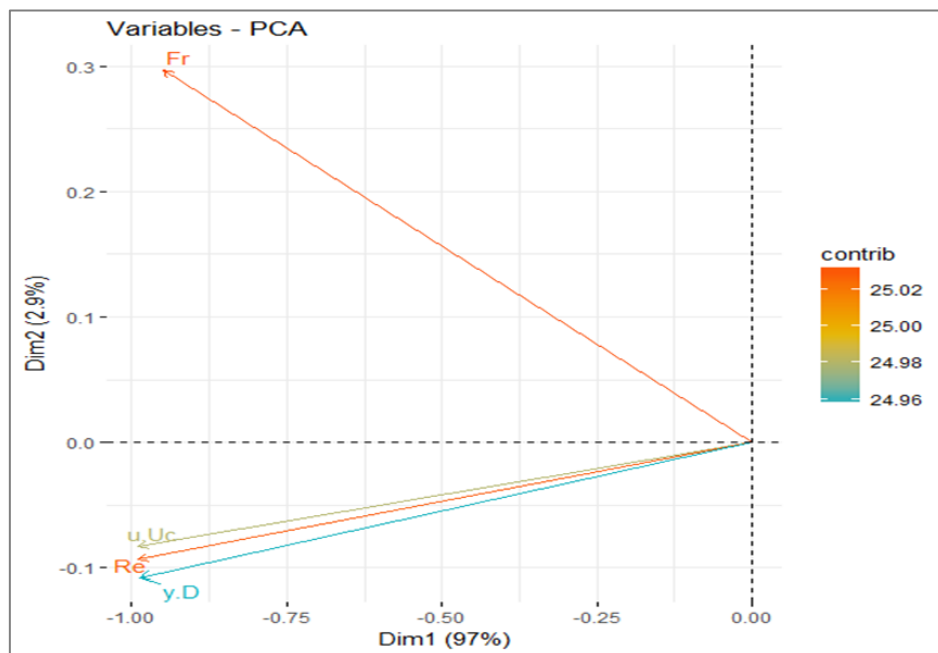


Fig. IV. 7. Projection sur les deux premiers axes principaux (1^{er} cas)

Ces résultats sont confirmés par les courbes ci-dessous qui présentent les relations entre les différents paramètres pris deux à deux.

4.2.7 Etude de la variation de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) en fonction du rapport des vitesses (vitesse d'écoulement / vitesse critique) : $dse/D=f(U/Uc)$

La figure IV-8 montre la bonne corrélation entre les paramètres adimensionnels : rapport de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) et (vitesse d'écoulement / vitesse critique), on remarque la dépendance entre ces deux paramètres, si le rapport des vitesses augmente, l'affouillement autour de la pile augmente également.

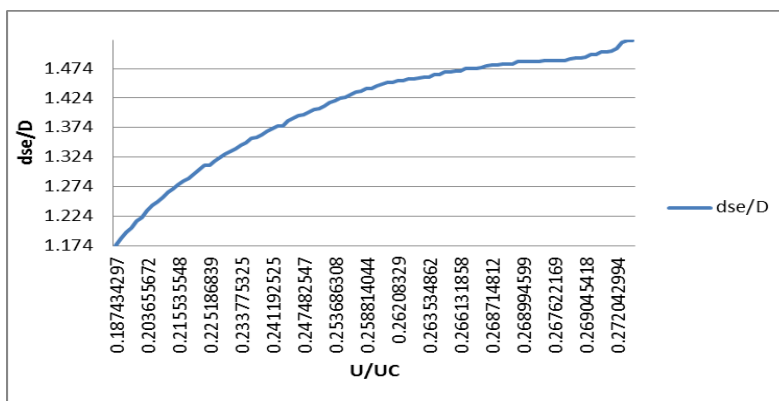


Fig. IV. 8. Variation du rapport (des/D) en fonction de (U/Uc)

4.2.8 Etude de la variation de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) en fonction du rapport (hauteur d'eau / diamètre de la pile) : $dse/D=f(Y/D)$

La figure IV-9 montre la bonne corrélation entre les paramètres adimensionnels : rapport de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) et (hauteur d'eau / diamètre de la pile), on remarque la liaison directe entre ces deux paramètres, si le niveau d'eau augmente, l'affouillement autour de la pile augmente aussi pour le même diamètre de la pile.

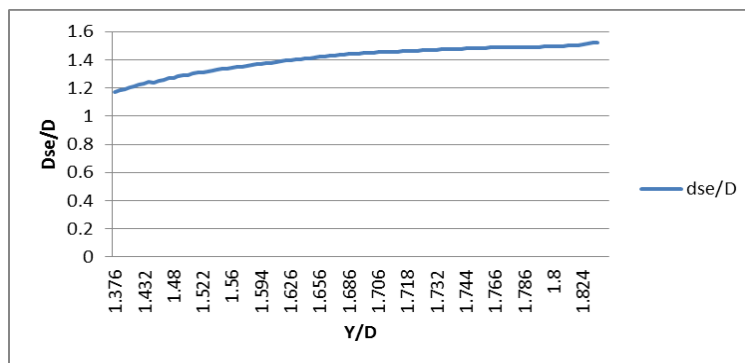


Fig. IV. 9. Variation du rapport (des/D) en fonction de (Y/D)

4.2.9 Etude de la variation de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) en fonction du rapport de Reynolds: $d_{se}/D=f(Re)$

D'après La figure (IV-10), on remarque une variation régulière des deux paramètres en général mais il y a des cas en régime avec charriage ou l'affouillement autour de la pile diminue si Reynolds augmente, ce qui est démontré par Shen (1977) . Cela est dû à l'apport de sédiments dans la fosse d'affouillement par l'écoulement en amont.

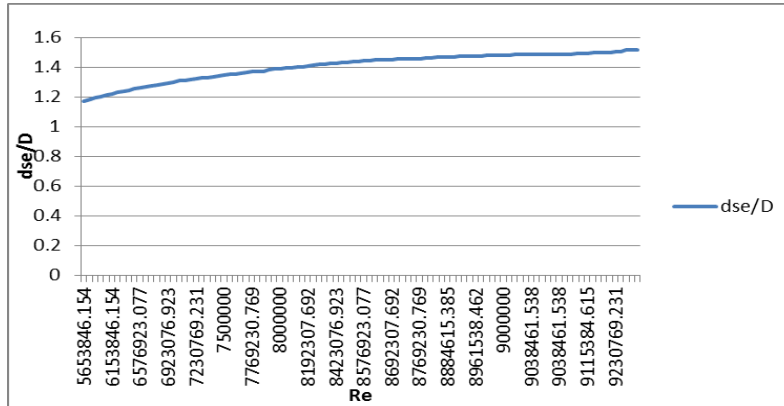


Fig. IV. 10. Variation du rapport (d_{se}/D) en fonction de Reynolds

4.2.10 Etude de la variation de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) en fonction de Froude : $d_{se}/D=f(Fr)$

La figure IV-11 montre la bonne corrélation entre les paramètres adimensionnels : rapport de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) et (Froude), on remarque une liaison significative entre ces deux paramètres, si Froude augmente, l'affouillement autour de la pile augmente car Froude est une fonction de (la vitesse d'écoulement).

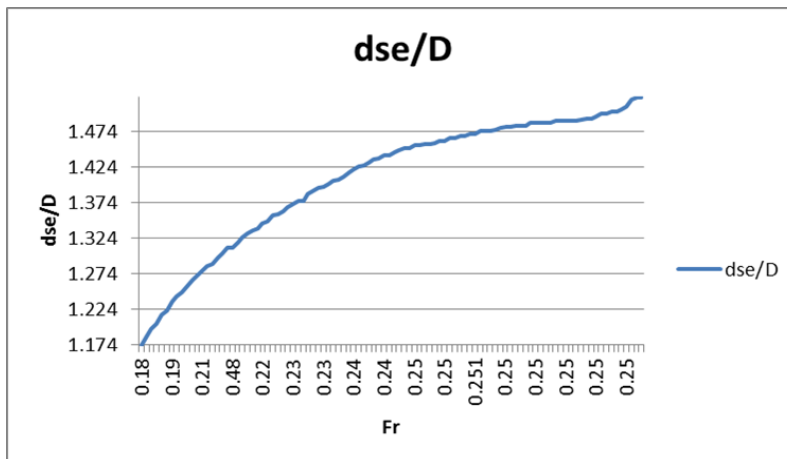
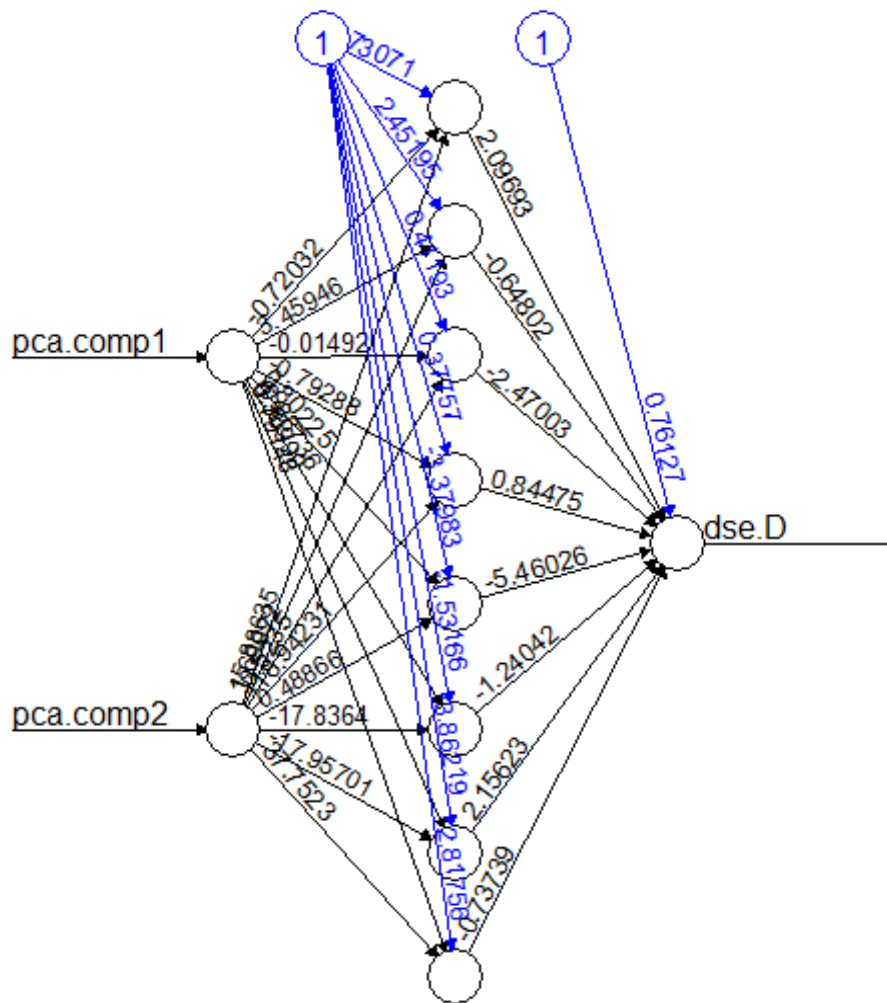


Fig. IV. 11. Variation du rapport (d_{se}/D) en fonction de Fr

4.3 Model neuronal

Le package neural net (Fritsch, Guenther, & Suling, 2016) est utilisé pour construire le modèle neuronal. Les 2/3 des données sont retenues pour l'apprentissage, le 1/3 restant pour la phase de test. Pour les deux nombre de composantes retenues variable, un modèle neuronal a été construit, il est composé d'une fonction d'activation par défaut, qui est une fonction logistique, et d'une couche cachée composée de huit neurones avec une fonction linéaire pour la couche de sortie (Fig. IV-12).



Error: 0.054966 Steps: 3113

Fig.IV.12. Modèle Neuronal 2 composantes ACP

4.4 Performance des modèles en phase de test (2 Composantes)

Le résultat de simulation en fonction du nombre de composantes retenues montrent l'efficacité de l'ACP comme méthode de réduction de dimension des entrées au modèle neuronal.

En phase d'apprentissage et selon le nombre de composantes retenues, l'erreur qui correspond à la Somme des Erreurs Quadratiques « SSE » diminue pour atteindre 0.054966 pour un nombre de composantes égal à deux, En phase de Test, le coefficient de détermination pour deux composantes est très satisfaisant concernant l'ACP, où il atteint 0.953 (Fig.IV-13).

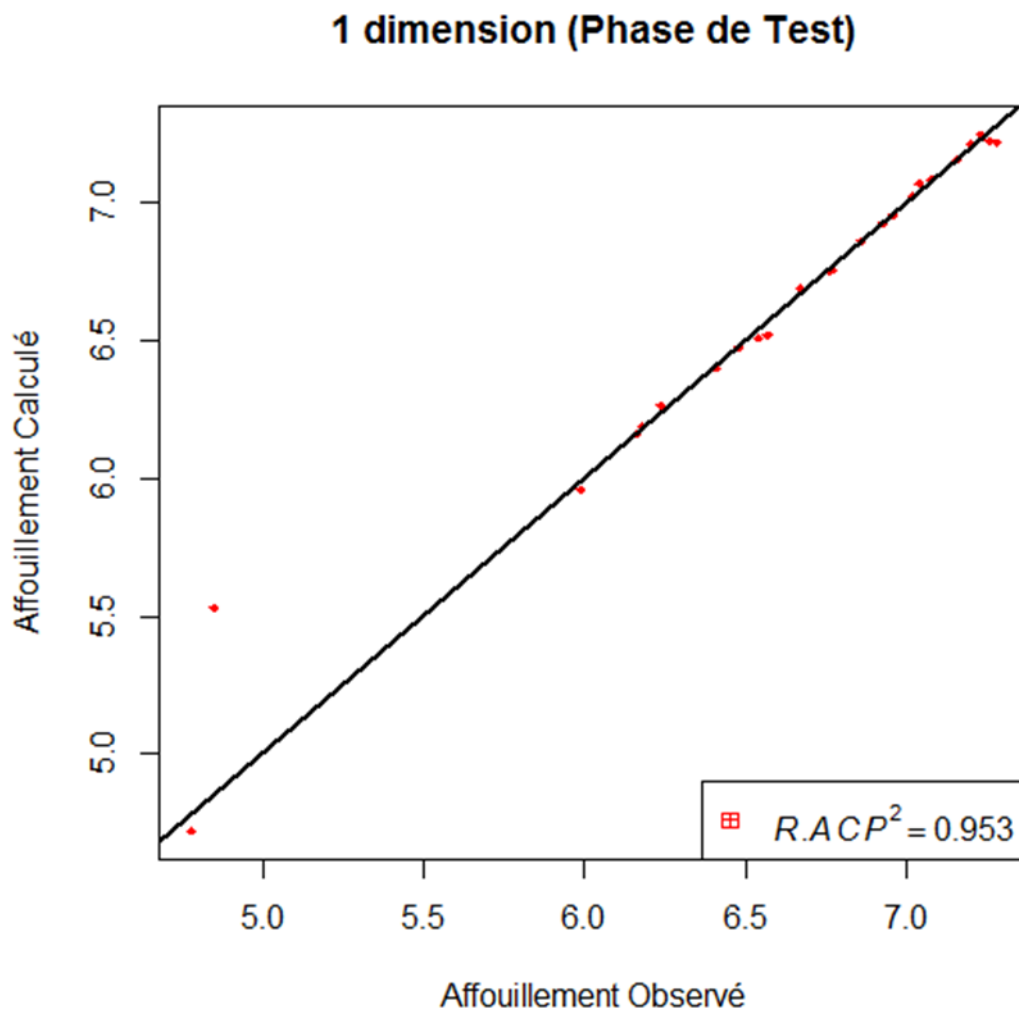


Fig.IV.13. Performance des modèles en phase de test (2 Composantes)

4.5 Etude du 2^{ème} Cas (Ouvrage d'art mixte sur oued el mahajar) RN 28

C'est un pont mixte à piles circulaire franchissant oued El mahadjar sur la route nationale N28 au point kilométrique PK: 75+400 sur une longueur de 29m, largeur totale de 10.60m et une hauteur de 6m avec 2 travées, ces fondations sont de type superficiel en béton armé, il porte une chaussée de 7.6m de largeur à double voie de circulation. Cet ouvrage est mis en service en 1977, aucune observation concernant son état depuis 2011 où il a eu une protection contre l'affouillement autour de ces fondations.

Nous disposons de 85 mesures (Tableau IV.5) celles du rapport profondeur de l'affouillement/ diamètre de la pile (d_{s}/D) ainsi que quatre autres paramètres retenus pour l'analyse soient : rapport de la vitesse moyenne vitesse critique (U/U_c), Reynolds (Re), rapport hauteur d'eau diamètre de la pile (Y/D) et Froude (Fr).

Tableau IV. 4 Statistiques Descriptives

Paramètres	Unité	N	Moy	Min	Max	Ec.ty	Ec.ty moy)	CV
des/D	m/m	85	1.456	1.14	1.958	0.182	0.145	0.0858
Fr	-	85	0.407	0.18	1.01	0.219	0.159	0.5380
Re	-	85	9252.812	5653.846	18664.122	3126.153	2137.193	0.338
U/Uc	-	85	1.887	0.18	5.233	1.577	1.394	0.836
Y/D	-	85	1.669	1.376	2.118	0.247	0.208	0.148

4.6 Profondeurs totales d'affouillement à l'intérieur du pont

Une fois l'affouillement calculé, le logiciel HEC-RAS trace automatiquement l'affouillement au niveau de la section transversale du pont en amont. Le tracé d'affouillement pour le 2^{ème} cas est illustré à la Figure (IV-14) ci-dessous :

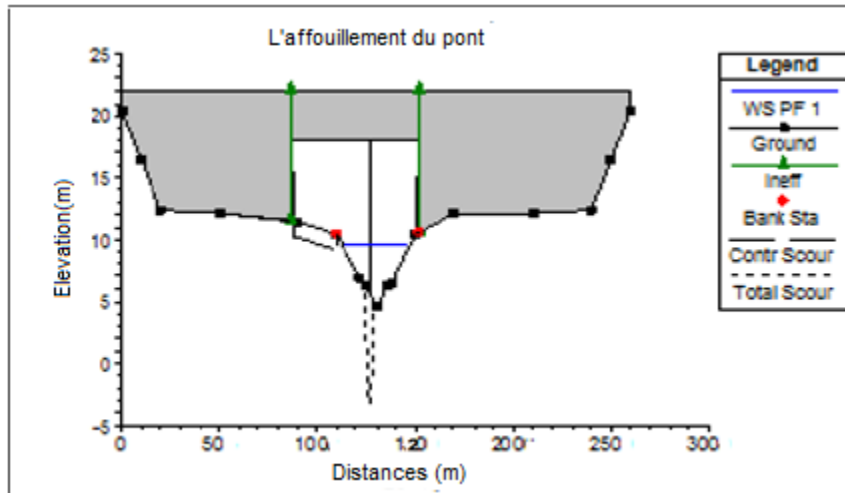


Fig.IV.14. Tracé d'affouillement total du pont

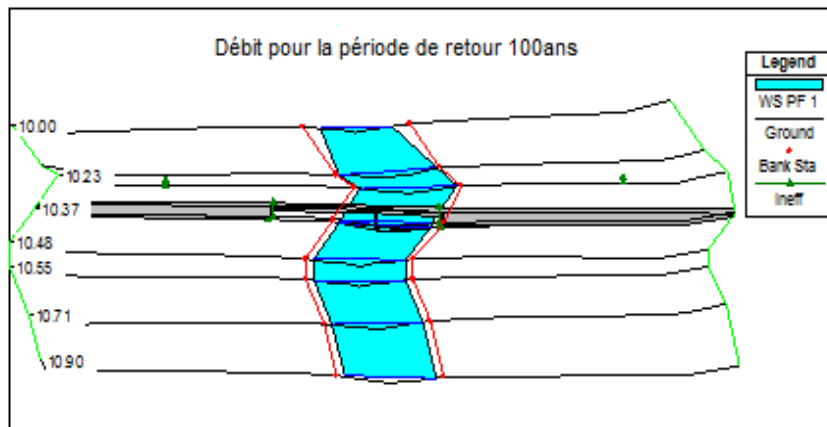


Fig.IV.15. Tracé à sections multiples

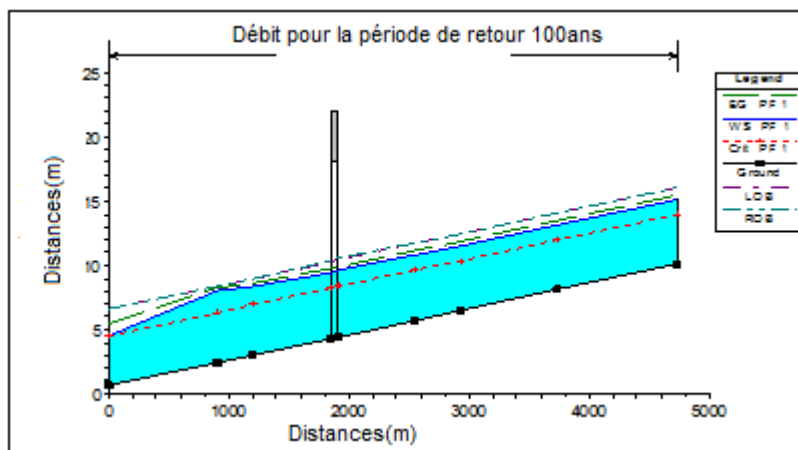


Fig.IV.16. Tracé des profils

4.7 Résultat d'analyse en ACP

L'analyse ACP a été effectuée par le logiciel R avec les outils adoptés Factominer, Factoextra et Performance Analytics paquets. La matrice de corrélation (Figure IV-17) donne la relation entre tous les couples de variables et les coefficients de corrélation entre ces différentes variables. En effet, des corrélations parfaites ont d'abord été enregistrées entre le rapport des vitesses (U/U_c) et le nombre de Froude ($r = 0.9$). Cela indique que les deux paramètres sont fortement liés hydrauliquement car le Froude est une fonction de la vitesse. En plus d'être corrélés avec le (U/U_c), le Froude (Fr) et le rapport de la hauteur d'eau/ diamètre de la pile (Y/D) sont fortement corrélés entre eux ($r=0,79$), ce qui confirme l'influence de la hauteur d'eau et le diamètre de la pile sur le régime d'écoulement.

De plus, une forte corrélation entre le rapport (Y/D) et le rapport des vitesses (U/U_c), ($r = 0,57$) a été enregistrée et une moyenne corrélation entre Reynolds et les autres paramètres.

En fin les coefficients de corrélation confirment la relation directe entre l'ensemble des paramètres, ce qui explique leurs influences sur l'affouillement autour de la pile.

4.7.1 Matrice de corrélation

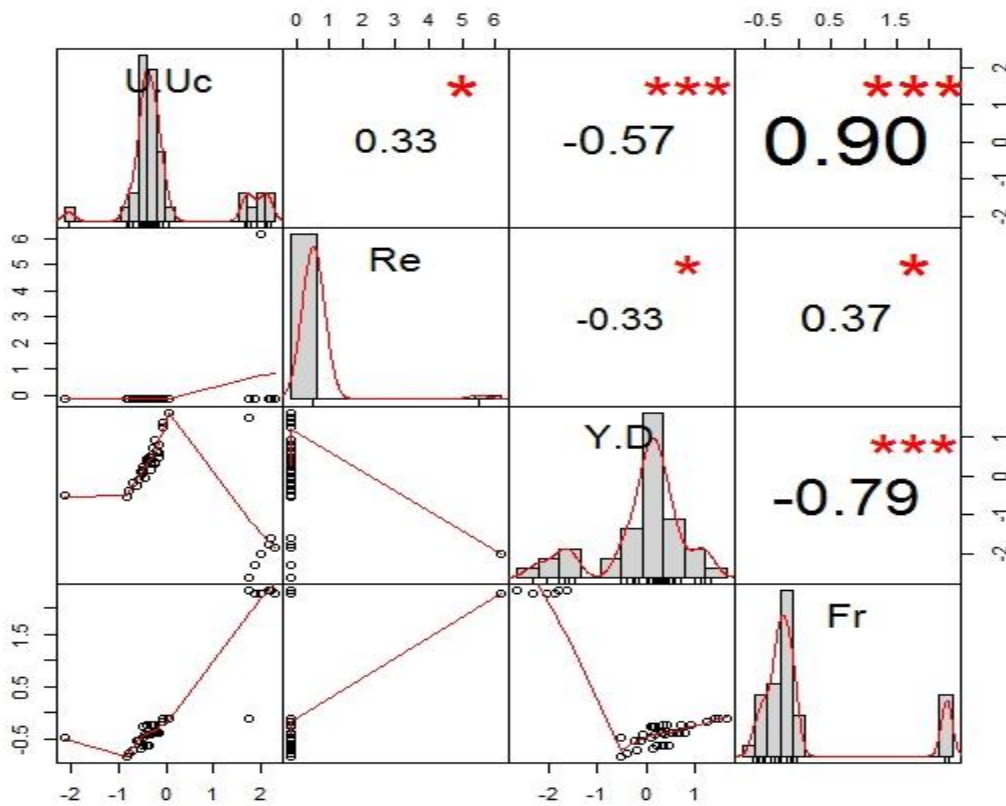


Fig.IV.17. Matrice de corrélation

4.8 Résultat de la décomposition en inertie totale

Pour confirmer les interprétations faites ci-dessus et pour faciliter la visualisation de l'influence des paramètres hydrauliques entre eux et sur l'affouillement autour de la pile de pont. La décomposition en inertie totale a identifié deux axes qui portent 88 % de l'information contenue dans ces variables (figure IV-18), tandis que les projections faites sur les deux axes montrent que l'axe F1 résume 68.1 % des informations et décrit les variables liées à la vitesse d'écoulement (U/U_c , Fr et Y/D). Elle peut être considérée comme un gradient de vitesse influençant l'intensité de l'affouillement.

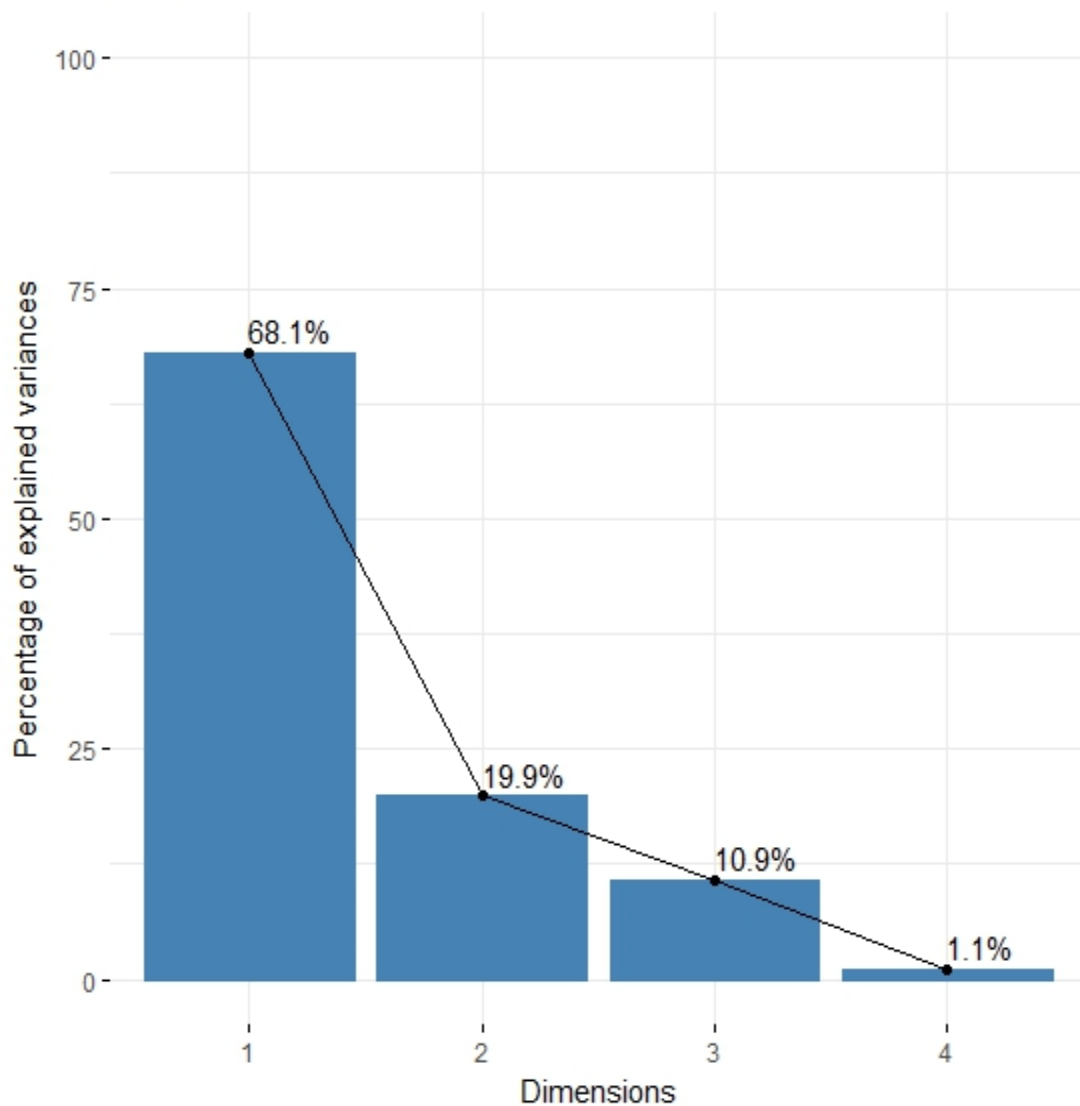


Fig.IV.18. Décomposition en inertie totale

4.8.1 Projection sur les deux premiers axes

Les projections faites sur les deux premiers axes (Figure IV-19) montrent que : l'axe F1 résume 68,1 % des informations et décrit les variables liées à la vitesse: (U/Uc, Fr, Re). L'axe F2 exprime 19.9 % de la valeur initiale, le rapport (Y/D) est corrélée négativement avec le reste des paramètres.

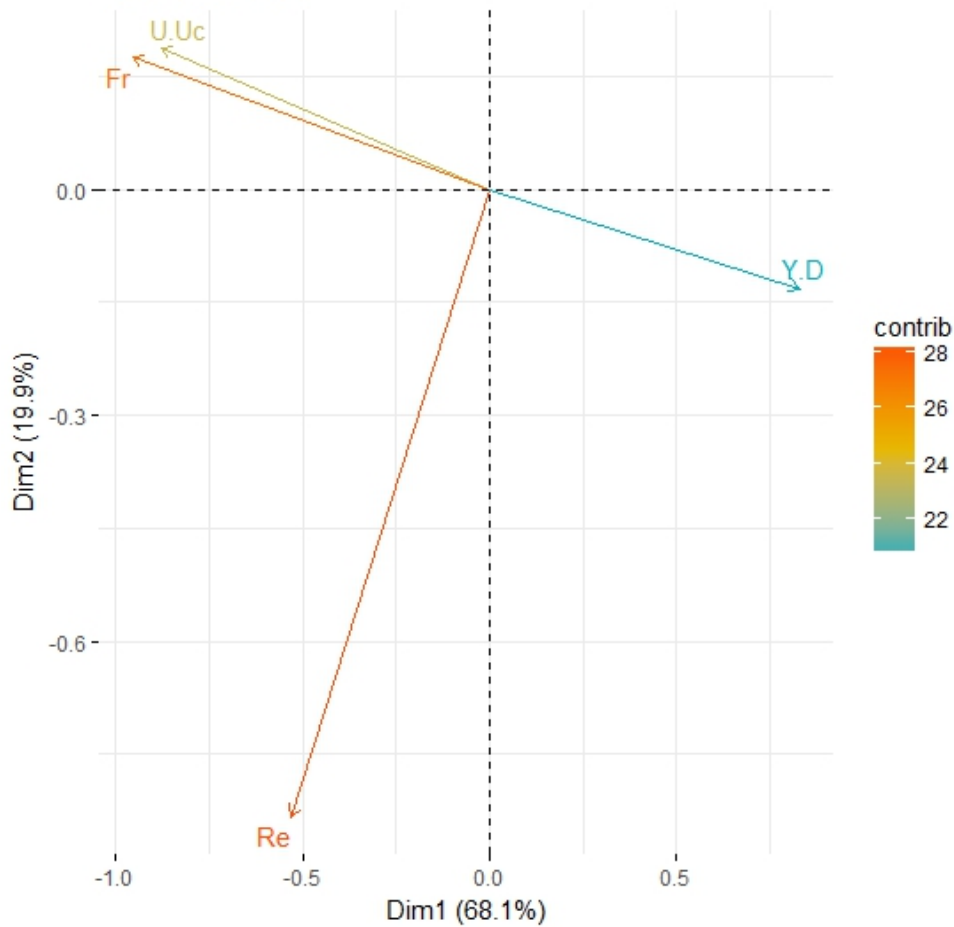


Fig.IV.19. Projection sur les deux premiers axes principaux

Ces résultats sont confirmés par les courbes ci-dessous qui présentent les corrélations entre les différents paramètres pris deux à deux.

4.8.2 La variation du rapport de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) et (vitesse d'écoulement / vitesse critique): $des/D=f(U/Uc)$

La figure (IV-20) montre la bonne corrélation entre les paramètres adimensionnels : rapport de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) et (vitesse d'écoulement / vitesse critique), on remarque la dépendance régulière de ces deux paramètres, l'augmentation de la la vitesse entraine l'augmentation de l'affouillement autour de la pile.

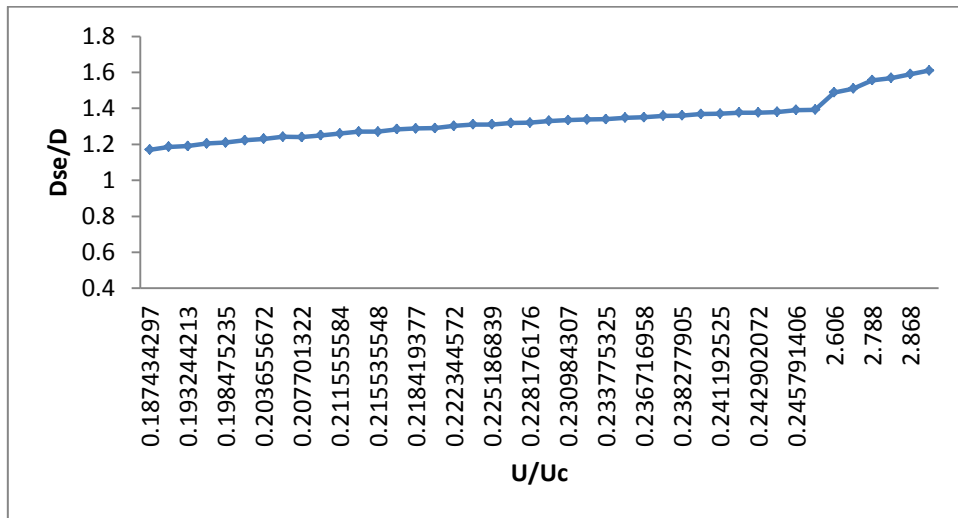


Fig.IV.20. Variation du rapport (des/D) en fonction de (U/Uc)

4.8.3 La variation du rapport de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) en fonction de Reynolds : $des/D=f(Re)$

D'après La figure (IV-21), on remarque que pour le deuxième pont si Reynolds augmente, l'affouillement autour de la pile diminue, ce qui s'explique par l'apport de sédiments dans la fosse d'affouillement par l'écoulement en amont dans le cas du régime avec charriage (Shen .H.W. et al., 1977); Shen (1977).

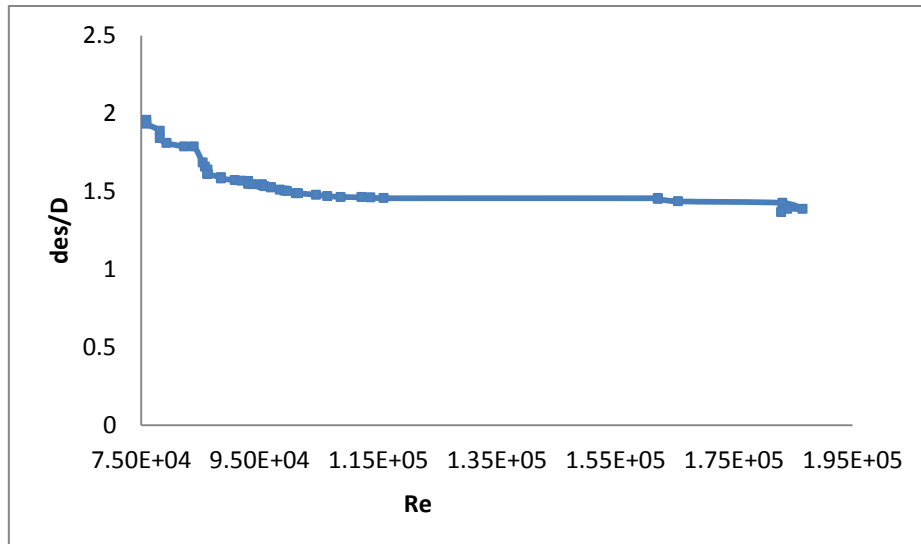


Fig. IV. 21. Variation du rapport (des/D) en fonction de (Re)

4.8.4 La variation du rapport de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) en fonction de (Hauteur d'eau/diamètre): $des/D=f(Y/D)$

La figure (IV-22) montre la bonne corrélation entre les paramètres adimensionnels : rapport de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) et (Hauteur d'eau/diamètre), on remarque la relation directe qui lie ces deux paramètres.

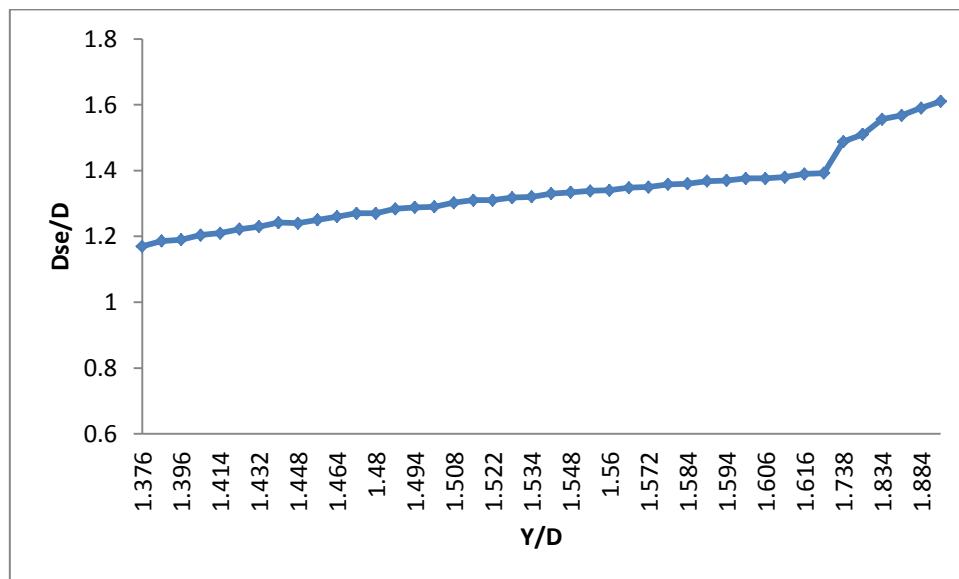


Fig. IV. 22. Variation du rapport (des/D) en fonction de (Y/D)

4.8.5 La variation du rapport de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) en fonction de Froude: $d_{se}/D=f(Fr)$

La figure (IV-23) montre la corrélation significative entre les paramètres adimensionnels : rapport de la (profondeur d'affouillement / diamètre de la pile) et (Froude), on remarque la relation directe qui lie ces deux paramètres, si Froude augmente, l'affouillement autour de la pile augmente aussi car Froude est une fonction de (la vitesse, le diamètre de la pile et la viscosité).

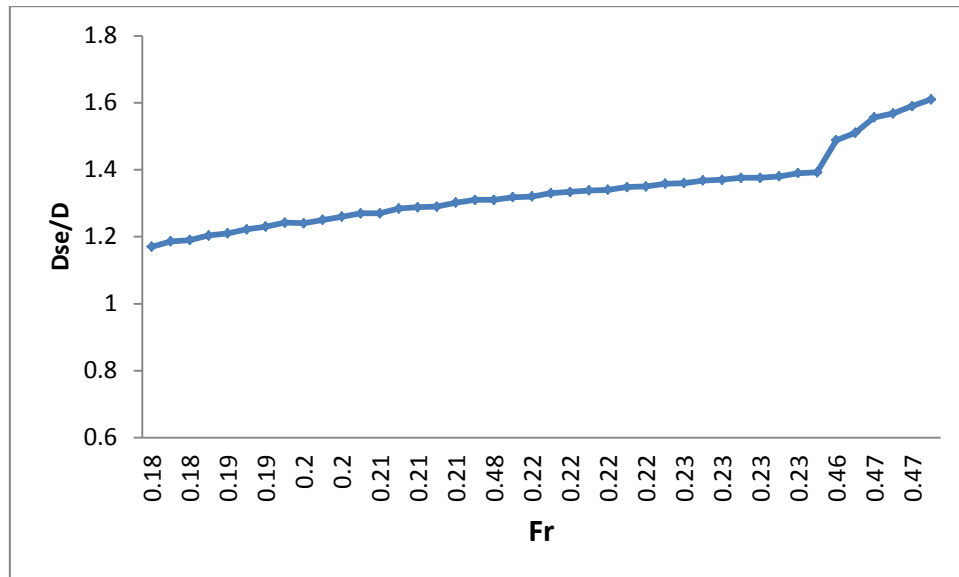


Fig. IV. 23. Variation du rapport (d_{se}/D) en fonction de (Fr)

4.8.6 Model neuronal

Le package neural net (Fritsch et al., 2016) est utilisé pour construire le modèle neuronal. Les 2/3 des données sont retenues pour l'apprentissage, le 1/3 restant pour la phase de test. Pour les deux nombre de composantes retenues variable. On construit un modèle neuronal pour chacune des méthodes de réduction constitué d'une couche cachée comportant huit neurones avec une fonction d'activation standard qui est une fonction logistique et une fonction linéaire dans la couche de sortie (Fig. IV-24).

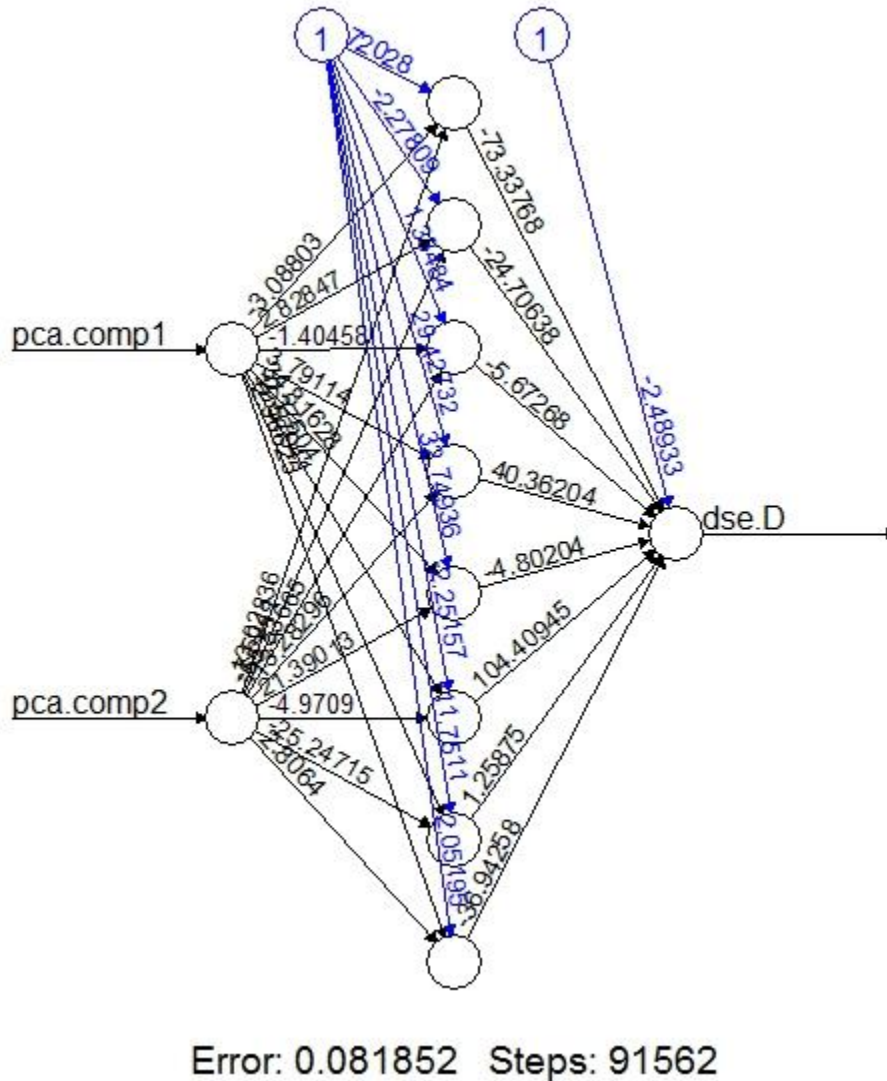


Fig.IV.24. Modèle Neuronal 2 composantes ACP

4.8.7 Performance des modèles en phase de test (2 Composantes)

L'efficacité de l'ACP comme méthode de réduction de dimension des entrées au modèle neuronal est démontrée d'après Les résultats de la simulation en fonction du nombre de composantes retenues.

En phase d'apprentissage et selon le nombre de composantes retenues, l'erreur qui correspond à la Somme des Erreurs Quadratiques« SSE » diminue pour atteindre 0.081852 pour un nombre de composantes égal à deux, En phase de Test, le coefficient de détermination pour deux composantes est très satisfaisant concernant l'ACP, où il atteint 0.912 (Fig.IV-25).

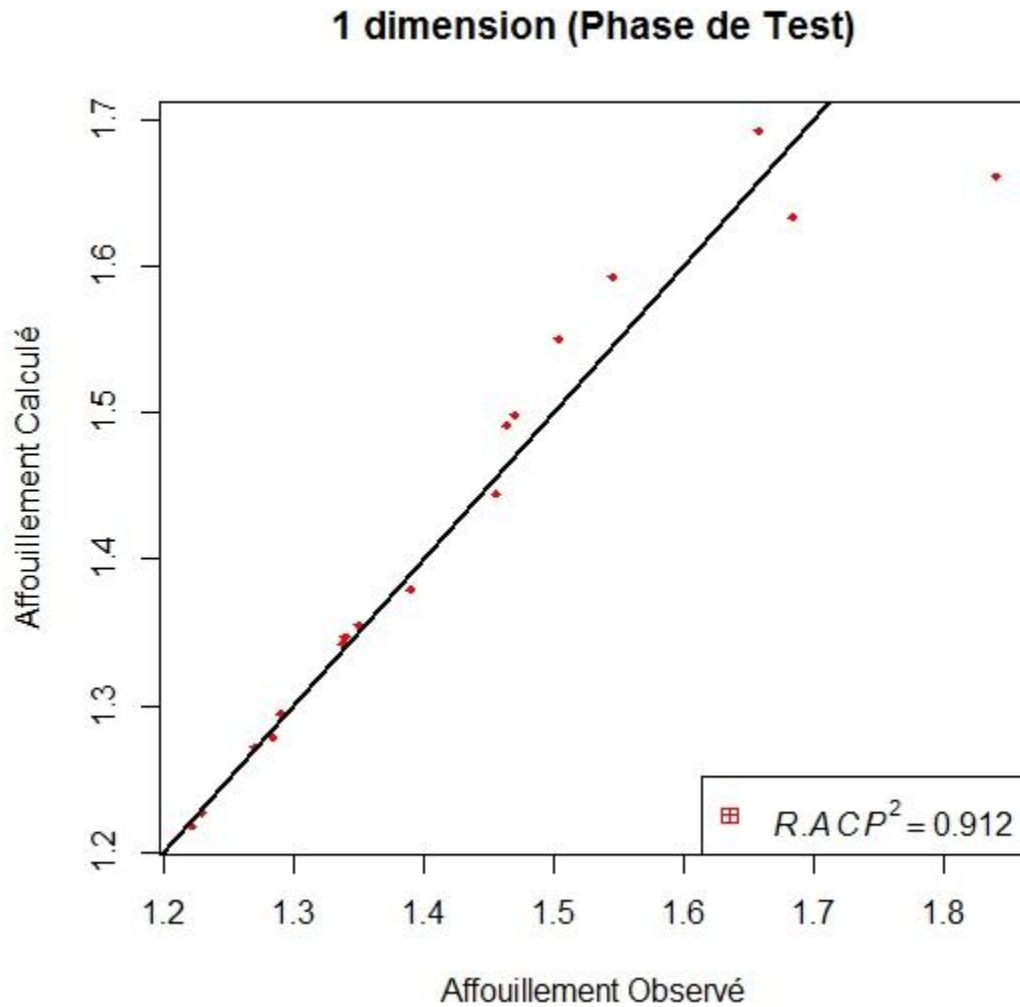


Fig.IV.25. Performance des modèles en phase de test (2 Composantes)

4.9 Conclusion

Dans ce chapitre, on a établi un modèle mathématique pour l'étude du phénomène d'affouillement dans les ponts afin d'étudier l'influence des différents paramètres hydrauliques sur sa profondeur. Ce modèle est constitué de deux parties :

1. La première partie est la base de données constituée de résultats de calcul de la profondeur d'affouillement par le HEC RAS dont :
 - Les entrées sont des paramètres géométriques (dimension de pont), hydrauliques (débits de crue pour les différentes périodes de retour) et géologiques (diamètres des grains) ;
 - Les sorties sont les résultats de calcul d'affouillement, de la hauteur d'eau, des vitesses moyennes et critique, de Reynolds et Froude ;

2. La deuxième partie utilise les sorties de la première partie comme entrées, le traitement est effectué par le logiciel R et la réduction de la dimensionnalité de ces entrées est réalisée par l'analyse en composante principales ou son efficacité est démontrée.

Les résultats de ce modèle appliqué sur deux cas de ponts, confirment avec des coefficients de corrélations très significatifs l'influence des paramètres hydrauliques sur la profondeur d'affouillement.



CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

L'étude de la modélisation du risque d'affouillement dans les ouvrages d'art en milieu semi-arides (Cas des ponts cadre et des ponts à piles circulaires), nous a permis d'analyser le phénomène d'affouillement et de tirer des conclusions intéressantes à travers quatre chapitres, le premier présente une recherche bibliographique, le deuxième étudie l'impact de la dynamique fluviale sur la typologie des ouvrages d'art où des cas de ponts effondrés en Algérie ont été présentés. En suite un développement des formules empiriques de IZARD et Bradley modifiée par LARAICHI and VIGOUREUX (1972) a été réalisé en s'appuyant sur l'étude de NICOLLET (1982) pour les ponts ordinaires ($L/b < 1$) que représentent le cas des ponts cadres étudiés. En effet, les calculs d'affouillements pour ces derniers prennent en considération l'effet de culée et celui de rétrécissement à la fois. La formule développée par E. V. RICHARDSON et al. (1990) à l'université de Colorado State (CSU) pour le calcul de la profondeur d'affouillement a été adoptée pour le cas des ponts à piles circulaires car, elle est valable dans le cas d'écoulement sans charriage et dans le cas d'eau chargée en sédiments (lit à fond mobile), ce développement a démontré que l'énergie cinétique de l'eau présente le facteur principal influençant l'érosion régressive ainsi que le creusement autour des piles de pont.

Le troisième chapitre explique la complexité du phénomène régi multiples variables hydrauliques et hydrologiques et la difficulté du choix d'une relation analytique qui détermine avec précision le taux d'affouillement, ce qui conduit à l'utilisation des formules empiriques qui diverge aux mesures in situ, simulation et modélisation. En outre, plusieurs méthodes ont été utilisées pour prédire la profondeur d'affouillement, les plus largement utilisées, incluent la géométrie du pont et du lit de l'oued, les caractéristiques du plan d'inondation, l'hydraulique du flux et les matériaux du lit d'oued, elles peuvent fournir des valeurs de l'affouillement total par excès, mais plus fiables.

L'évolution de la profondeur de l'affouillement au cours du temps et la forme de la fosse, dépendent de nombreux paramètres hydrodynamiques, géotechniques et structuraux, d'où la modélisation numérique de ce phénomène a été toujours un sujet de recherche difficile à cause de la complexité des champs d'écoulement et des mécanismes d'affouillement. Il y a eu quelques essais pour modéliser numériquement les champs d'écoulement des fosses d'affouillement, et peu de modèles hydrodynamiques ont été capables de générer la croissance de ces dernières. Parmi les modèles numériques appliqués à ce problème, Le système de

modélisation hydrodynamique unidimensionnelle HEC RAS qui a été développé pour simplifier les analyses d'écoulement non permanent, il est utilisé pour calculer la profondeur d'affouillement. A la fin de ce chapitre, six cas de ponts ont été sélectionné dans les zones semi-arides, ces ponts sujets d'étude sont influencés par l'affouillement.

Finalement le quatrième chapitre présente l'essentiel de ce travail qui est l'étude de cas, résultats et discussion. Dans cette partie et à cause de manque de données de ponts en Algérie et spécialement dans la zones semi-arides, le modèle mathématique a été appliqué sur seulement deux cas de ponts parmi les six cas choisis, en utilisant 104 mesures pour le premier cas, et 85 mesures pour le deuxième cas. Ainsi, pour chaque cas une base de données a été générée, celle-ci est constituée de profondeurs d'affouillement totale et les caractéristiques hydrauliques de l'écoulement calculées par le logiciel HEC RAS. La base de données ainsi conçue est introduite par la suite dans un modèle neuronal (neuro-émulation). Aussi, la méthode d'analyse en composantes principales(ACP) a été optée pour réduire la dimensionnalité des entrées au modèle par le logiciel **R**, ces entrées sont quatre paramètres adimensionnels : Froude(Fr), Reynolds (Re), Rapport affouillement /diamètre (dse/D), Rapport hauteur d'eau /diamètre (Y/D) et Rapport des vitesses (U/Uc), elles sont réduites sur deux composantes ($comp1$, $comp2$) qui feront perdre le moins d'information.

Les relations entre toutes les variables appariées et les coefficients de corrélation sont donnés par la matrice de corrélation. En effet, des corrélations parfaites ont été enregistrées, les coefficients de corrélation confirment la relation directe entre l'ensemble des paramètres, ce qui explique leurs influences sur l'affouillement.


Pour confirmer ces interprétations et pour faciliter la visualisation de l'influence des paramètres hydrauliques entre eux et sur l'affouillement autour de la pile de pont, la décomposition de l'inertie totale a identifié deux axes qui portent 99.9 % de l'information contenue dans ces variables pour le 1^{er} pont et 88% pour le 2^{ème} pont, tandis que les projections faites sur les deux axes montrent que l'axe F1 résume 97 % des informations pour le 1^{er} cas et 68.1% pour le 2^{ème} cas et décrit les variables liées à la vitesse d'écoulement (U/Uc , Re et Y/D) et qui influencent l'intensité de l'affouillement.

Ces résultats sont témoignés par des courbes présentant la variation du rapport (profondeur d'affouillement/diamètre de la pile) en fonctions des différents paramètres hydrauliques.

Les résultats de la simulation en fonction du nombre de composantes retenues montrent l'efficacité de l'ACP comme méthode de réduction de dimension des entrées au modèle neuronal. En phase d'apprentissage et selon le nombre de composantes retenues, l'erreur qui correspond à la Somme des Erreurs Quadratiques« SSE » diminue pour atteindre 0.054966

pour le 1^{er} cas et 0.081852 pour le 2^{ème} cas pour un nombre de composantes égal à deux, En phase de Test, le coefficient de détermination pour deux composantes est très satisfaisant concernant l'ACP, où il atteint 0.953 pour le 1^{er} cas et 0.912 pour le 2^{ème} cas.

En fin, les résultats et les conclusions obtenus dans ce travail ont fait le thème d'un article international disponible en ligne à savoir « Modélisation de L'affouillement de Pont par Réseaux de Neurones Artificiels basé sur l'ACP ».dans le journal ALJEST (Algerian Journal of Environmental Science and Technology).



REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

- Abdledayem, A. W. (1995). *Abutment scour for non-uniform mixtures*. ph D.thesis, The Colorado State University at fort Collins, Colorado.
- Abrahart, R.J., Mount, N.J., and Shamseldin, A.Y., 2012. *Neuroemulation: definition and key benefits for water resources research*. Hydrological Sciences Journal, 57 (3), 407–423.
- Ahmed, M.A.M. (2017). *Evaluation of local scour around bridge piers for various geometrical shapes using mathematical models*. Ain Shams Engineering Journal, Egypte.
- Al-Shukur, A.H.K., & Obeid, Z.H. (2016). *Experimental Study of Bridge Pier Shape To Minimize Local Scour*. International Journal of Civil Engineering and Technology, 7(1), 162-171.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2007). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition*, AASHTO.
- Annadale, G. W. (2006). *Scour Technology: Prediction and Management of Water Erosion of Earth Materials*: McGraw-Hill.
- Annandale, G. W. (1993). *Risk Analysis of Bridge Failure*. Paper presented at the ASCE, San Francisco, CA. ASTM D-2938.
- Ansari, S. A., & Qadar, A. (1994). *Ultimate depth of scour around bridge piers*. Paper presented at the Hydraulic Engineering.
- Arneson. L.A, Zevenbergen, L.W, & Lagasse, P. F. (2013). *Evaluating scour at bridges: United States*. Federal Highway Administration.
- Arved, & R. Ettema. (1983). *ClearWater Scour at Cylindrical Piers*. Journal of Hydraulic Engineering-asce - J HYDRAUL ENG-ASCE, 109.
- Arved J. Raudkivi. (1986). *Functional trends of scour at bridge piers*. Journal of Hydraulic Engineering, 112(1), 1-13.
- Boehmler, E. M., Olimpio, J. R., Geological, S., & New, H. (2000). *Evaluation of pier-scour measurement methods and pier-scour predictions with observed scour measurements at selected bridge sites in New Hampshire, 1995-1998*.
- Bond, F. W., Chery Jr, D. L., & Simpson, E. S. (1979). *A parametric model calibrated with a physically based model for runoff prediction from ungaged streams 1*. JAWRA Journal of the American Water Resources Association, 15(6), 1640-1652.

- Bouabdellah, G. (2016). *Etude et modélisation de l'affouillement autour des piles de pont*, Thèse de doctorat en sciences, Université de Tlemcen, Faculté de Technologie, Tlemcen, Algérie.
- Boujia, N. (2018). *Vulnérabilité des ouvrages d'art au risque d'affouillement des fondations*, Thèse de doctorat, Génie Civil, Paris Est, France.
- Brandimarte, L., Paron, P., & Di Baldassarre, G. (2012). *Bridge pier scour: A review of processes, measurements and estimates*. *Environmental Engineering and Management Journal*, 11(5), 975-989.
- Brandimarte, L., A. Montanari, J.L. Briaud, & P. Dodorico. (2006). *Stochastic Flow Analysis for Predicting River Scour of Cohesive Soils*. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(5), 493-500.
- Breusers, H., Nicollet, G., & Shen, H. (1977). *Local scour around cylindrical piers*. *Journal of Hydraulic Research*, 15(3), 211-252.
- Brice, & C. James. (1978). *Countermeasures for hydraulic problems at bridges / J. C. Brice , J. C. Blodgett, and others*. Washington : Springfield, Va: Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Offices of Research and Development : for sale the National Technical Information Service.
- Calgaro, J.A., & M. Virlogeux. (1991). *Projet et construction des ponts : généralités, fondations, appuis, ouvrages courants*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Chabert, J., & P. Engeldinger. (1956). *Etude des affouillements autour des piles de pont*. Laboratoire National d'Hydraulique, Chatou, France.
- Chen, W. F., & Duan, L. (2003). *Bridge engineering: seismic design*: CRC press.
- Chennaf, A., & Meguellati, M. (2005). *La destruction des deux ponts de Ain Touta à la lumière de la dynamique fluviale*. Mémoire d'ingénieur, Institut de sciences de la terre, aménagement du territoire, Batna, Algérie.
- Dargahi, B. (1989). *The turbulent flow field around a circular cylinder*. *Journal of Experiments in Fluids*, 8(1), 1-12.
- Dongguang, G., Pasada, L., & Nordin, C. F. (1993). *Pier scour equations used in the people's republic of china: review and summary*. Department of Civil Engineering, United States. Federal Highway Administration. Office of Technology Applications.
- Erskine, W. D. (1986). *River metamorphosis and environmental change in the Macdonald Valley, New South Wales, since 1949*. *Australian Geographical Studies* 24(1): 88-107.

- Ettema, R., Melville, B.W., Barkdoll, B., . (1998). *Scale effect of pier-scour experiments*. Journal of Hydraulic Engineering 124 (6), 639–642.
- Fael.C, R.Lança, & A.Cardoso. (2016). *Effect of pier shape and pier alignment on the equilibrium scour depth at single piers*. International Journal of Sediment Research, 31(3), 244-250.
- Fellahi. W. (2012). *Caracterisation et resilience des risques géotechniques dans un projet routier*. Diplôme de Master, Université de Tlemcen, Algerie.
- FHWA. (2012). *Evaluating Scour at Bridges*. U.S. Department of Transportation ,Federal Highway Administration, Hec 18, 5th édition
- Fort, M., Bétard, F., & Arnaud-Fassetta, G. (2015). *Chapitre 7 - Les cours d'eau, agents de morphogénèse Géomorphologie dynamique et environnement* (pp. 257-304). Paris: Armand Colin.
- Fort. M, Bétard.F., & Arnaud (2015). *Géomorphologie dynamique et environnement*: Armand Colin.
- Friedman, L. W., & Pressman, I. (1988). *The Metamodel in Simulation Analysis: Can It be Trusted?*. The Journal of the Operational Research Society, 39(10), 939-948.
- Fritsch, S., Guenther, F., & Suling, M. (2016). *Neuralnet: Training of Neural Networks*. R package version 1.33.
- Froehlich, D. C. (1988). *Analysis of onsite measurements of scour at piers*. Paper presented at the Hydraulic engineering: proceedings of the 1988 National Conference on Hydraulic Engineering, Colorado Springs, CO.
- Fröhlich, J., Rodi, W., Kessler, P., Parpais, S., Bertoglio, J., & Laurence, D. (1998). *Large eddy simulation of flow around circular cylinders on structured and unstructured grids*. Numerical flow simulation I (pp. 319-338): Springer.
- Garde, R. J., & Raju, K. R. (2000). *Mechanics of sediment transportation and alluvial stream problems*. Taylor & Francis.
- Gary W. Brunner, & CEIWR-HEC. (2010). HEC-RAS; River Analysis System User's Manual.Version 4.1. In CPD-68 (Ed.).
- Graf.W.H, & Istiarto. I. (2002). *Flow pattern in the scour hole around a cylinder*. Journal of Hydraulic Research, 40(1), 13-20.
- Grattasat, G. (1987). *Conception des ponts*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.Paris: Eyrolles.
- Hadley, R. F. and W. W. Emmett (1998). Channel changes downstream from a dam 1. JAWRA Journal of the American Water Resources Association 34(3): 629-637.

- Hass.C, Weissmann.J, & Groll.T. (1999). *Romote bridge scour monitoring. A priorisation and implementation guideline ,Reasearch repport N°7-3970-1*. Center for transport reasearch , Texas, department of transportation.
- Hicks, F., & Peacock, T. (2005). *Suitability of HEC-RAS for flood forecasting*. Canadian water resources journal, 30(2), 159-174.
- Izzard, C. F., & Bradley, J. N. (1958). *Field verification of model tests on flow through highway bridges and culverts*. In Proceedings of the 7th hydraulics conference arranged by the Iowa Institute of Hydraulic Research, State University of Iowa
- Jain, S. C., & Fischer, E. E. (1979). Scour around circular bridge piers at high Froude numbers.
- Johnson, P. A., Gleason, G. L., & Hey, R. D. (1999). *Rapid assessment of channel stability in vicinity of road crossing*. Journal of Hydraulic Engineering, 125(6), 645-651.
- Kumar, D., Yadav, H. L., & Himanshu, S. K. (2011). *Estimation of scour depth around bridge piers by Using HEC-RAS. RACE-2011*, 421-425.
- Kwan,T.F., & Melville.B.W. (1994). Local scour and flowmeasurments at bridge piers. *J.Hydr. Res.*, 32(5), 661-674.
- Laraichi, & Vigoureux. (1972). *-Règles générales concernant l'implantation des ponts au-dessus des cours d'eau*.Travail ENPC 1972, non publié.
- Laursen, E. M. (1962). *Scour at bridge croussings*. Transactions of the American Society of Civil Engineers., Voil.127(1), 166-180.
- Laursen,E. M, & A. Toch. (1956). *Scour around bridge piers and abutments*. Bulletin No. 4, Iowa Highway Research. Board.
- Lin.C, Bennett.J, and Parsons.R.L. (2014). *Case history analysis of bridge failures due to scour*. Clim. Eff. Pavement Geotech. Infrastruct., 204–216.
- Meilan, Qi, Jinzhao. Li, & Qigang.C. (2016). *Comparison of existing equations for local scour at bridge piers: parameter influence and validation*. Journal de la Société internationale pour la prévention et l'atténuation des Risques naturels, 82(3).
- Melville, B. W., and Sutherland, A.J. (1988). . Design method for local scour at bridge piers. *J.Hydr.Eng., ASCE, 114(10), 1210-1226*.
- Melville, B. W., 1975, *Local scour at bridge sites*, Univ. of Auckland, School of Engineering, Auckland, New Zealand, Rep. No. 117
- Melville, B.W. (1997). Pier and abutment scour: integrated approach. *Journal of Hydraulic Engineering, 123(2), 125-136*.

- Melville, B.W, and Y. M. Chiew. (1999). *Time scale for local scour depth at bridge piers. Journal of Hydraulic Engineering* 125 (1), , 59-65. .
- Melville, B. W, and Coleman S.E (2000). *Bridges scour* .Water Resources Publications Highlands Ranch CO.
- Moussa, A. M. A. (2018). *Evaluation of local scour around bridge piers for various geometrical shapes using mathematical models*. Ain Shams Engineering Journal, 9(4), 2571-2580.
- Nicollet, G. (1982). *Hydraulique des ouvrages de franchissement des vallées fluviales*. La houille blanche N°4. Laboratoire National d'Hydraulique, Chatou,France.
- Peters, R., Schmitz, G., & Cullmann, J. (2006). *Flood routing modelling with artificial neural networks*. Adv Geosci 9:131–136.
- Petts, G. E. (1980). *Long-term consequences of upstream impoundment*. Environmental Conservation 7(4): 325-332.
- Prendergast, L. J., & Gavin, K. (2014). *A review of bridge scour monitoring techniques*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 6(2), 138-149.
- Rebai, H, Raclot, D, & H. Ben Ouzdou. (2013). *Efficacité des aménagement de lutte contre le ravinement : cas du bassin versant d'el Hnach (Tunisie)*. Journal des sciences hydrologiques, 58(7), 1532-1541.
- Reichert, P., White, G., Bayarri, M. J., & Pitman, E. B. (2011). *Mechanism-based emulation of dynamic simulation models: Concept and application in hydrology*. Computational Statistics & Data Analysis, 55(4), 1638-1655.
- Richardson, E. V., D.B. Simons, & Julien, P. Y. (1990). *Highways in the river environment: participant notebook*. Federal Highway Administration, Washington, DC.
- Richardson, E. V., & Davis, S. R. (1995). *Evaluating scour at bridges: United States*. Federal Highway Administration. Office of Technology Applications.
- Richardson, J. R., and Richardson, E.R. . (1993). *Scour and stream stability problems at highway bridge. proceeding of the 1994 conference , hydraulics division the american society for civil engineers*.
- Richardson, E. V., Harrison, L. I., Richardson, 1. R., and Davis, S. R. (1993). *Evaluating scour at bridges*. Hydr. Engrg. Circular No. 18(HEC-18), Fed. Hwy. Admin., U.S. Dept. of Transp., Washington, D.C
- Richardson, E.V., and Davis, S.R. (2001). *Evaluating scour at bridges, Fourth edition*. Hydraulic Engineering Circular 18 (HEC-18), U.S. Federal Highway Administration, Washington, DC.

- Saporta, G. (2006). *Probabilités, analyse des données et statistique*: Editions Technip.
- Shen, H.W., Breusers, H., & Nicollet, G. (1977). *Local scour around cylindrical piers*. Journal of Hydraulic Research, 15(3), 211-252.
- Shen, H.W., Schneider, V. R., & Karaki, S. (1969). *Local scour around bridge piers*. Journal of the Hydraulics Division, 95(6).
- Sheppard, D., Melville, B., & Demir, H. (2013). *Evaluation of existing equations for local scour at bridge piers*. Journal of Hydraulic Engineering, 140(1), 14-23.
- Sheppard, D. M., & Miller Jr, W. (2006). *Live-bed local pier scour experiments*. Journal of Hydraulic Engineering, 132(7), 635-642.
- Sonia Devi, Y., Barbhuiya, A.K., 2017. *Bridge pier scour in cohesive soil: a review*. Sadhana Acad. Proc. Eng. Sci. 42 (10), 1803–1819.
- Taricska, M. 2014. *An analysis of recent bridge failures (2000–2012)*. M. Sc. thesis, Ohio State Univ
- Thorne, C., R. Hey, et al. (2005). *Applied fluvial geomorphology for river engineering and management*, John Wiley and Sons Ltd.
- Tison, L. (1940). *Erosion autour de piles de ponts en riviere*. Annales des Travaux publics de Belgique. engineering sciences, 42(10), 1803.
- Unger, J., & Hager, W. H. (2007). *Down-flow and horseshoe vortex characteristics of sediment embedded bridge piers*. Experiments in Fluids, 42(1), 1-19.
- Van Tuu, N. (1981). *Hydraulique routière*. BCEOM, République Française, Ministère de la coopération et du développement, France, pp 188-205.
- Wai-Fah Chen, L. D. (2003). *Bridge Engineering : Substructure Design* T. F. Group (Ed.)
- Wang, C., Yu, X., & Liang, F. (2017). *A review of bridge scour: mechanism, estimation, monitoring and countermeasures*. Natural Hazards, 87(3), 1881-1906.
- Wardhana, K. and F. C. Hadipriono (2003). *Analysis of recent bridge failures in the United States*. Journal of performance of constructed facilities 17(3): 144-150.
- Wasson, J., J. R. Malavoi, et al. (1995). *Impacts écologiques de la chenalisation des rivières*, Rapport final. Epteau, Cemagref, Saint-Fons, Lyon, 166 p
- Williams, G.P., Wolman, M.G., 1984. *Downstream effects of dams on alluvial rivers*. In: United States Geological Survey Professional Paper 1286. United States Government Printing Office, Washington.
- Wardhana, K. & Hadipriono, F. (2003). *Analysis of recent bridge failures in the United States*. Journal of performance of constructed facilities, 17(3), 144-150.

Zhuang, Y., & Liu, Z.-y. (2007). *Experimental study on the width of the turbulent area around bridge pier*. Journal of Marine Science and Application, 6(1), 53-57.