

Evaluation of scour depth around bridge piers by SRICOS - EFA method: a Case Study for Algeria

Z. Nemili¹, H. Baazi¹

¹Laboratoire des risques Naturelles et Aménagement du Territoire (LRNAT) Université de Batna2 , Algérie.

*Corresponding author: z.nemili@univ-batna2.dz

ARTICLE INFO

Article History :

Received :
dd/mm/yyyy

Accepted :
dd/mm/yyyy

Keywords:

semi-arid areas, piers, bridges, scour, modeling, Algeria.

ABSTRACT/RESUME

Abstract: The process of local scour around bridge piers is fundamentally complex due to the three-dimensional flow patterns interacting with bed materials. For geotechnical and economical reasons, bridge piers have become more and more popular in bridge design. Although many studies have been carried out to develop relationships for the maximum scour depth at bridge's pier under clear-water, existing methods do not always produce reasonable results for scour predictions. It is due to the complexity of the phenomenon involved and because of limitations of the traditional analytical tool of statistical regression. Scour around pile is one of the main problems that affect the performance of bridges in Algeria (area semi-arid) (Hass C. 1999), (Laursen 1963), (Nicollet 1982) and (Van Tuu 1981) , for structural safety and stability of streams. In this paper, research for historical elements in the archives , which must then be correlated with field observations and analysis of meteorological data by ORIGINPRO 8[®]. To highlight the extent and seriousness of this process, a model of the phenomenon is needed. These mathematical models are used to reconstruct the sediments discharges from the water discharges as well as scour depth was evaluated in time by SRICO EFA method. These models may constitute decision support tool for decision makers in the field of public works.

I. Introduction

Le processus d'affouillement est le résultat de l'érosion du lit d'un oued et de ces berges pendant la période d'élévation d'eau durant les crues, la vitesse de l'eau augmente impliquant une augmentation des contraintes de cisaillements sur les matériaux au fond du lit (Hass et al. 1999). La vitesse de l'eau s'augmente résultant à une augmentation dans les contraintes de cisaillement sur les matériaux de fond du lit, lorsque les contraintes de cisaillement deviennent suffisamment élevées, les matériaux sont soulevés du fond et transportés (en suspension et par charriage) plus loin avec le flux (Van Tuu, 1981).L'affouillement autour des piles de pont est un phénomène complexe régi multiples variables hydrauliques et hydrologiques, il n'y a aucune relation analytique qui détermine avec précision le taux d'affouillement, cela conduit à l'utilisation des formules empiriques qui divergent au mesures in situ(Laursen. 1963, Van Tuu. 1981 et Nicolle. 1982).

plusieurs méthodes ont été utilisé pour prédire la profondeurs 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 (méthode dite « enveloppe ») , elle peut fournir des valeurs de l'affouillement total par excès, mais plus fiables. Des modèles mathématiques ont été développés pour la simulation du comportement des piles de pont en milieu fluvial SRICOE-EFA[®]. 1999 et CAESAR[®] . 1999.

La plupart des ponts en Algérie sont soumis au problème d'affouillement pendant les données peuvent ne pas être

fiables ou disponible en permanence, Cette insuffisance de données constitue une importante contrainte pour l'étude de ces sites et d'entraver l'utilisation de modèles numériques. Dans cette étude les séries utilisées pour les débits liquides sont disponible avec lacunes qui ont été comblé par les méthodes d'analyse statistiques par contre les séries des débits solides sont rares est incomplètes, ce qui exige l'utilisation des méthodes mathématiques en fonction des concentrations à l'aide d'ORIGINPRO 8[®].

I.1. Zone d'étude : Cas étudié

Il s'agit d'un ouvrage de 60m d'ouverture permettant à la route nationale RN78 de traverser l'oued Barika (wilaya de Batna, Algérie) à 10Km, à l'amont de cette ville. L'ouvrage a été réalisé en 1980, il est fondé sur des piles rectangulaires exposées au fil d'eau. En 20ans de service, la subdivision des travaux publics à noter (3) crues qui sont passées au-dessus de la dalle, dont la dernière en 1998 qui a ruiné l'ouvrage, en effet les services des ponts et chaussés n'ont pas constaté de débordement depuis un siècle pour une vitesse de 3m/s et un débit de 1000m³/s pour un deuxième ouvrage sur le même oued, le bassin versant concernant cet zone est présenter par la figure.1 et ces caractéristiques géomorphologiques présentées dans le tabteau.1. les débits liquides de l'oued barika sont présentés par la figure.2.

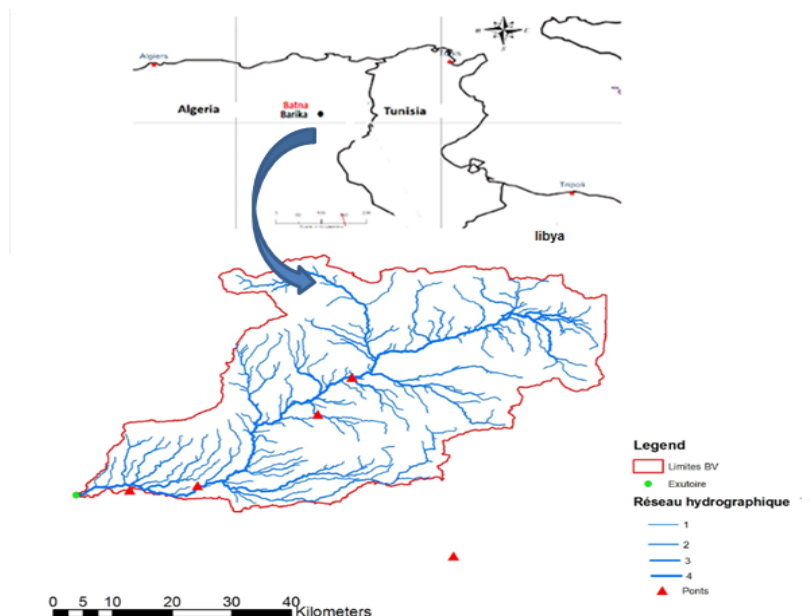


Fig.1. Présentation du Bassin versant oued Barika sur carte.

Tableau.1 Caractéristiques géomorphologiques du bassin versant oued Barika.

Indices géométriques				
Indice	symbole	unité		Résultat
Périmètre	P	Km		155
Surface	A	Km ²		1270
Compacité	Kc	/		1,21
Longueur de l'oued	L	Km		155
H _{5%}	/	m		1550
H _{50%}	/	m		1070
H _{95%}	/	m		755
Pente de l'oued	I	m/km		18,2
Densité de drainage	Dd	km/km ²		3,9
Temps de concentration	Tc	Heure		13
Vitesse de transfert	Vt	Km/h		3,85
Pluie moyenne annuelle	P	mm		254

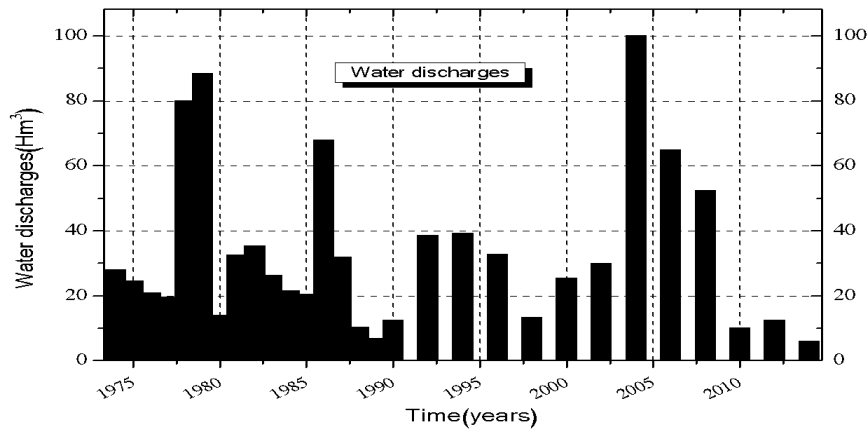


Fig.2 Débits liquides d'oued Barika (cas d'étude) sur 37ans.

3 Méthodes

3.1 Les données

Les débits journaliers étaient disponibles auprès de l'agence nationale des ressources hydriques (ANRH, Alger) pour la période de 1974 à 2000 et sont représentés sur la figure.2, par contre les débits solides sont rares ce qui exige l'utilisation des méthodes d'analyse statistiques.

3.2 Méthodes disponibles

3.2.1 Les relations empiriques entre le débit liquide Q_L ($m^3 s^{-1}$) et la concentration de sédiments C ($kg m^{-3}$) ou la décharge de sédiments Q_S ($kg s^{-1}$). Ce est un modèle de type «boîte noire», pas de liaison directe aux paramètres physiques et ayant un formulaire standard de :

$$C = aQ_L^b \quad (1)$$

Coefficients a et b sont déterminées empiriquement, ou a représente la concentration en sédiment pour un rejet de $1,0 m^3 s^{-1}$, b représente la réponse aux changements de la décharge. Les valeurs de b tombent généralement dans l'intervalle de 1 à 2, ou éventuellement plus élevé (Julien 2010), et ont tendance à inversement corrélée à l'interception a (Asselman 2000).

3.2.2 Méthode SRICO-EFA

SRICOS (J.-L. Briaud et al. 2003) (Scour Rate In Cohesive Soils) signifie taux d'affouillement dans les sols cohérents.

Puisque la méthode se sert de la fonction d'érosion mesurée dans l'EFA, elle est mentionnée comme la méthode SRICOS-EFA. Pour un hydrographe de vitesse donnée à un pont, pour un sol composé de plusieurs couches avec une fonction d'érosion définie pour chaque couche et pour une pile donnée en eau profonde (profondeur d'eau plus grand que 1.6 fois le diamètre de la pile), la méthode SRICOS-EFA (le programme) donne la profondeur d'affouillement comme une fonction de temps pendant la période couverte par l'hydrographe, elle est basée sur le calcul de deux paramètres de base : la profondeur maximale de l'affouillement de la pile et le taux initial de l'affouillement, La profondeur maximale de l'affouillement est basé sur une équation obtenue de tests de canal et le taux initial est basé sur une équation donnant la contrainte de cisaillement initial obtenu de simulations numériques. Le taux initial de l'affouillement est lu sur la fonction d'érosion EFA à la valeur correspondante de la contrainte de cisaillement initial calculée. Une hyperbole est utilisée pour lier le taux d'affouillement initial au maximum et décrit la profondeur d'affouillement en fonction de temps. Des algorithmes robustes sont utilisés pour incorporer l'effet de vitesses variantes et des systèmes de sol à plusieurs couches (J.-L. Briaud 2003).

3.3 Méthodologie

3.3.1 Les débits solides : Les débits solides sont calculés par l'équation suivantes :

$$Q_s = CQ_l \quad (3)$$

Le coefficient C est déterminé d'après l'équation (1)

3.3.2 Méthode SRICOS-EFA pour les piles rectangulaires

Un ensemble d'expériences de canal a été conduit pour étudier la profondeur maximale d'affouillement autour d'une pile incluant l'effet de la profondeur d'eau, la forme rectangulaire, l'angle d'attaque et l'effet d'espacement entre les piles placées en rang perpendiculaire au flux. L'équation proposée pour la profondeur maximale d'affouillement est la même pour les piles cylindrique en eau profonde avec des facteurs de correction basés sur les résultats des tests de canal.

où Z_{max} (pile) est la profondeur maximale d'affouillement en millimètres, Re le nombre de Reynolds égal à VB'/μ , V la vitesse de la profondeur moyenne d'affouillement à l'emplacement de la pile si le pont n'existe pas, μ : La viscosité d'eau, Les facteurs K prennent la profondeur d'eau, l'espacement des piles et leurs formes en considération(Fig.3), l'angle d'attaque étant considérée à l'aide de la largeur projetée B' dans le calcul du nombre de Reynolds .

Les paramètres influençant la profondeur d'affouillement sont présentés sur la figure.4

$$Z_{max}(pile) = K_w K_{sp} K_{sh} (0.18R_e^{0.635})$$

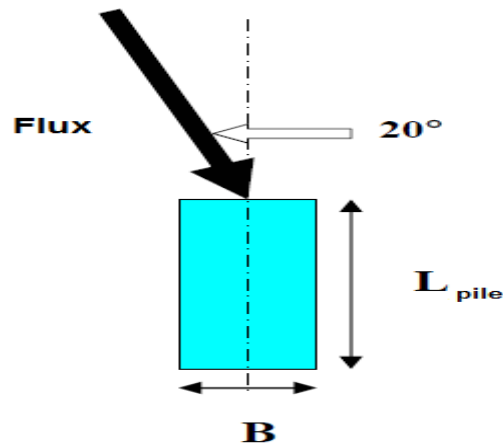


Fig.3 Vu en plan de l'affouillement d'une pile rectangulaire.

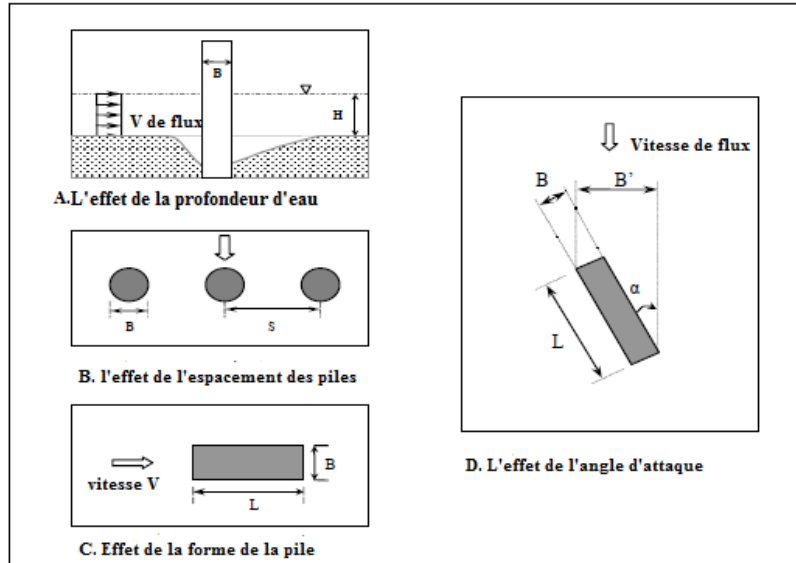


Fig.4 Définition des paramètres concernés par les facteurs d'influence. Géométrie:

3.4 Données hydrologiques

Le débit d'eau est représentée par un hydrographe de vitesse (Fig.5), il est généralement sous forme de débits liquides en fonction du temps, et puisque le paramètre d'entrée pour le calcul d'affouillement est la vitesse et non pas le débit, il est nécessaire de transformer les données de débit à la station de jaugeage dans les données de vitesse sur le site de pont. Cela peut être fait en utilisant le HEC-RAS .

La géométrie comprend la géométrie du canal et la géométrie du pont. Elle est utilisée pour l'évaluation de l'affouillement de contraction y compris la détermination du rapport de contraction. La taille de piles, la forme, l'espacement et l'angle d'attaque sont utilisées pour le calcul d'affouillement autour de la pile.

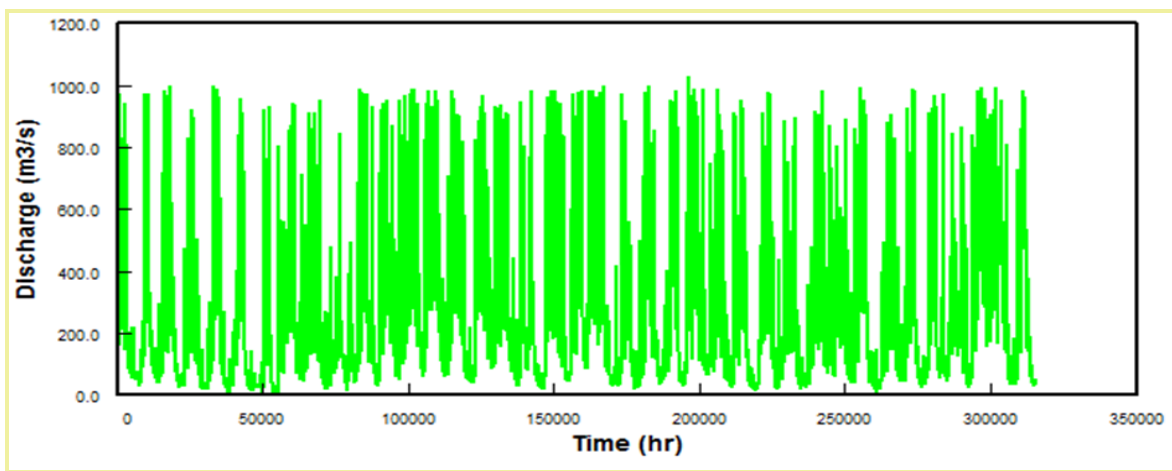


Fig.5 hydrographe (débits en fonction du temps) du pont de l'oued Barika (de 1975 à 2010).

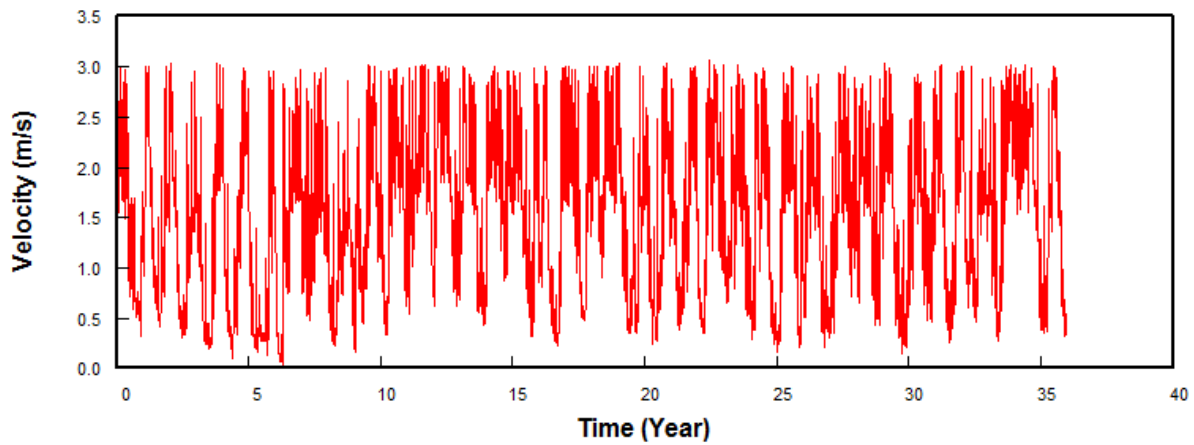


Fig.6 Transformation de l'hydrographe pour la pile de pont (oued Barika).

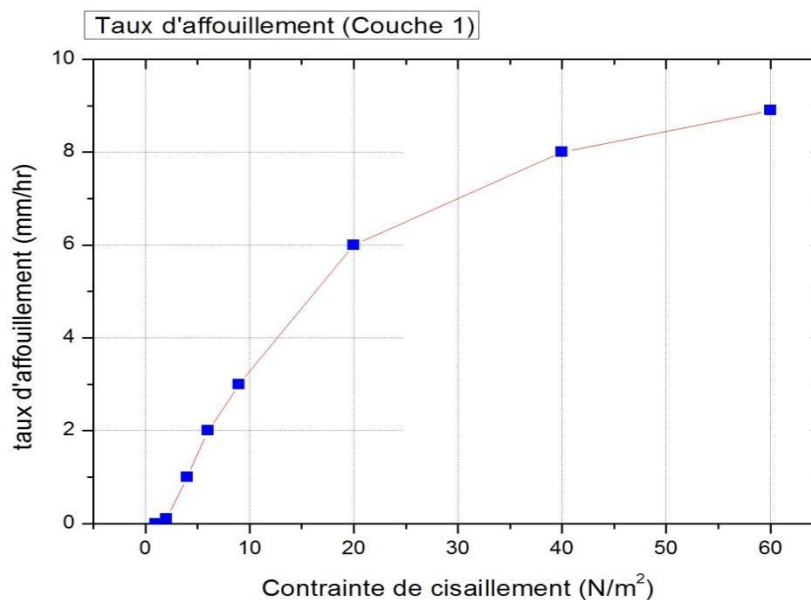
3.4.1 Données (EFA)

Géométrie de la pile : pile rectangulaire de largeur $B=1.28m$, longueur $L=19m$;
Géométrie du canal : largeur amont du canal $B_1=48m$;
Paramètres d'écoulement : angle d'attaque : 20° .

3.5 Résultats de mesures EFA

3.5.1 Présentation des résultats

Couche de sol 1 : épaisseur 10m, contrainte de cisaillement critique $2N/m^2$
Couche de sol 2 : épaisseur 20m, contrainte de cisaillement critique $4N/m^2$



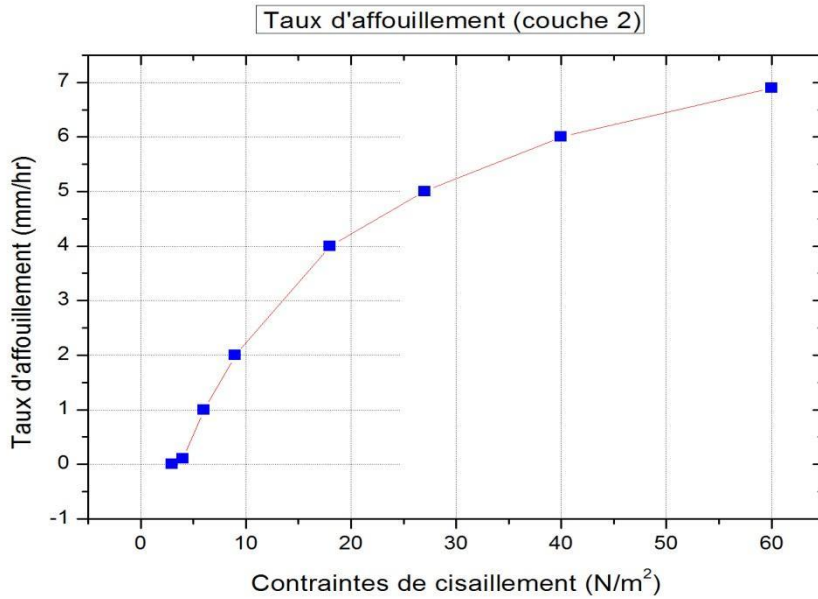


Fig.7 Résultats EFA pour les couches de sol (1 et 2).

3.5.2 SRICOS-EFA méthode de calcul

Puisque dans cette méthode, nous utilisons l'hydrographe comme entrée de données hydrologiques, la relation entre le débit et la vitesse, le débit et la profondeur de l'eau

doivent être définis. Le programme HEC-RAS peut être un bon outil pour trouver ces relations.

Les diagrammes suivants sont les résultats obtenus à partir de HEC-RAS pour ce cas.

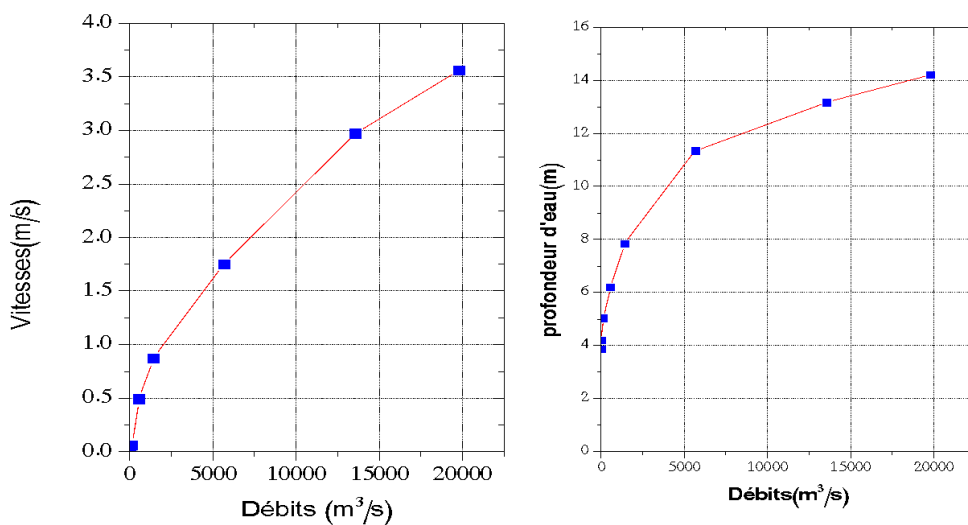


fig.8.Relation entre (débits, vitesse) et (débits, profondeur d'eau) . Résultats EFA

3.5.3 Résultats

Après 35 ans, l'affouillement final autour de la pile est : $Z= 4.97m$.

La figure suivante illustre le développement de l'affouillement en fonction du temps.

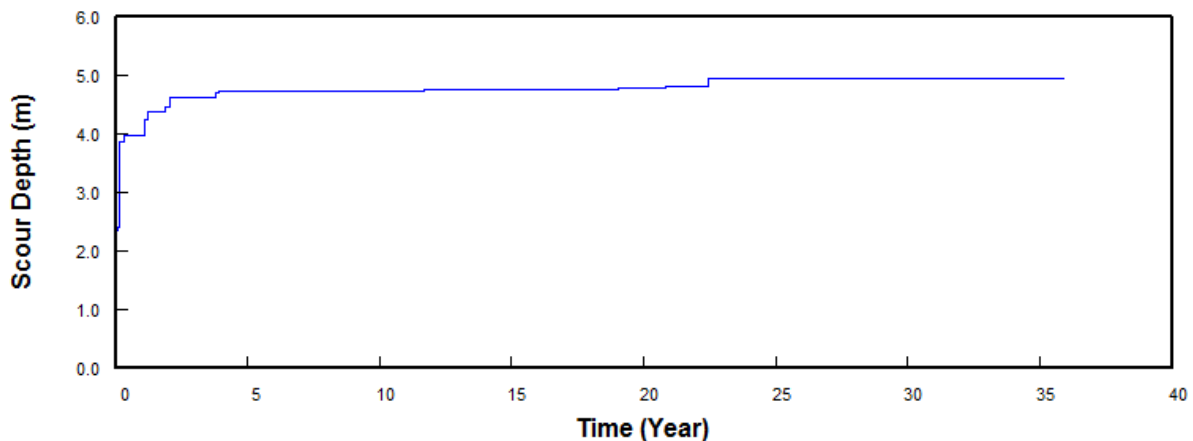


Fig.9 Profondeur d'affouillement en fonction du temps. Résultats EFA.

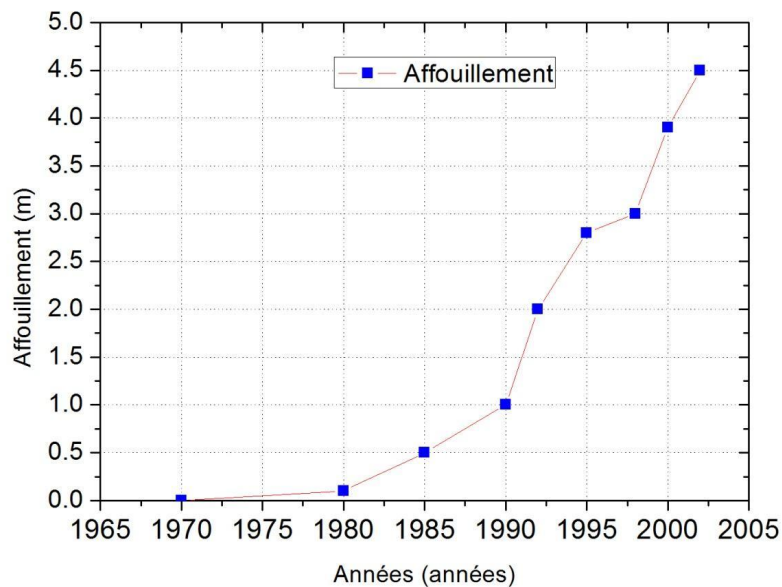


Fig.10 Profondeur d'affouillement d'après des mesures sur site.

4. Résultats et discussion:

D'après la figure 7, on remarque l'accélération de l'affouillement pour une contrainte de cisaillement qui dépasse la valeur critique pour la 1^{ère} couche ($2N/m^2$) et ($4N/m^2$) pour la 2^{ème} couche.

La figure 8, présente la relation entre (débits, vitesses) et (débits, profondeur d'eau).

Pour un débit, $Q=10000m^3/s$, la vitesse $V=2.5m/s$ et la profondeur d'eau, $H=12m$.

La figure 10, présente la profondeur d'affouillement mesuré sur le site du pont (constats visuels)

Comme il a été mentionné plus tôt, le traitement du problème d'affouillement à été menu par le programme SRICOS-EFA® et la profondeur finale est de : $Z=4.97m$ (Fig.9), par contre la valeur obtenue d'après les mesures sur site (constats) est $Z=4.5m$. Une comparaison entre les résultats produits par la méthode SRICOS-EFA et les mesures sur sites confirme la capacité et la maniabilité de l'utilisation de cette méthode pour prédire la profondeur d'affouillement autour des piles de pont. les prévisions étaient généralement plus satisfaisantes que ceux donnés par méthodes empiriques existantes en raison d'erreurs de bas et haut coefficients de corrélation, La précision et l'exactitude de cet méthode semble bonne.

La sélection des variables d'entrée du programme (SRICOS-EFA) à une grande influence sur l'exactitude des résultats ; donc, d'après les paramètres dominants, deux combinaisons sont en jeu : les données hydrologiques et géométriques (hydrographe de vitesses, géométrie de la pile) et les caractéristiques d'écoulement (débit, profondeur d'eau, vitesse). Une analyse de sensibilité démontre que le diamètre de la pile à le plus d'influence sur la profondeur d'affouillement.

References:

Asselman, N.E.M. 2000. Fitting and interpretation of sediment rating curves. *Journal of Hydrology*, 234 (3-4), 228-248.

Ataie-Ashtiani, B., and Beheshti, A.A. 2006. Experimental investigation of clear-water local scour at pile groups. *J. Hydraul. Eng., ASCE* 132(10) 1100-1104.

Briaud, J.-L., Chen, H.-C., Li, Y., Nurtjahyo, P., and Wang, J. 2003. COMPLEX PIER SCOUR AND CONTRACTION SCOUR IN COHESIVE SOILS. National Cooperative Highway Research Program, NCHRP REPORT 24-15, Transportation Research Board, National Research Council.

Briaud, J-L., Ting, F.C., Chen, H.C., Gudavalli,R., Perugi,S., and Wei,G. 1999. Prediction of local scour rate cohesive soil at bridge piers. *J.Hydr.Eng., ASCE*, 109(3), 338-349.

Dargahi, B. 1990. Controlling mechanism of local scouring. *J.Hydr.Engrg., ASCE*,116(10),1197-1214.

Dey, S., Bose,S.K and Sastry, G. L.,1995.Clear water at circular piers: A Model. *J.Hydr. Engrg., ASCE*, 121 (12), 869-876.

Ettema, R., Melville , B.W., and Barkdoll, B. 1998. Scale effect in pier-scour experiments. *J.Hydraul. Eng.* 124 (6), 639-642.

Hannah, C.R. Scour at Pile Groups. 1978. Research Rep. No. 28-3, Civil Engineering Department, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Hass C., Weissmann, J. and Groll, T. 1999. Remote bridge scour monitoring. A prioritisation and implementation guideline, reasearch repport N°7-3970-1,Center for transport reasearch et el,Texas department of transportation.

Julien, P.Y. 2010. Erosion and sedimentation. 2nd ed. Cambridge: Cambridge University Press.

Kothyari, U.C.,and Rangraja, K. G. 2001. Scour around spure dikes and bridge abutements. *J.Hydr.Res.,* 39(4),367-372.

Max Sheppard, D. M., Odeh, M., and Glasser, T. 2004. Large scale clearwater local pier scour experiments. *J. Hydraul. Eng., ASCE* 114 (10), 1210-1226.

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. 1997. pier and abutement scour-integral approach. *J.Hydr. Engrg.,ASCE*, 123(2), 125-136.

Nayak, P.C., Sudheer, K.P., Rangan, D.M., and Ramasastri, K.S.. 2004. A neuro-fuzzy computing technique for modelling hydrological time series. *J. Hydrol.* 291, 52-66.

Nicollet, G. 1982. Hydraulique des ouvrages de franchissement des vallées fluviales. La houille blanche, N°4, pp 289-308.

Radukivi, A.J., and Ettema, R. 1983. Clear water scour at cylindrical piers. *J.Hydr.Engrg., ASCE*, 109(3), 338-349.

Raudkivi, A.J. 1986. Functional trends of scour at bridgepiers. *J.Hydr.Engrg.,ASCE*, 112(1), 1-13.

Richardson, E.V., and Davis, S.R. 2001. Evaluating. Scour at Bridges. *Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18)*, 4rd ED., Rep. No.

- FHWA NHI 01-001, Federal Highway Administration, Washington, DC.*
- Richardson, J.R., and Richardson, E.R. 1994. Scour and stream stability problems at highway bridge. proceeding of the 1994 conference, hydraulics division of the american society for civil engineers.**
- Saleh, S.A. Ahmed. 2003. Local scour around exposed bridge pile foundations in sandy soil channel. Ph.D. Thesis, Irrigation & Hydraulics Dep., Faculty of Eng., Cairo University, Giza, Egypt.**
- Salim, M., and Jones, J.S. 1998. Scour around exposed pile foundations. ASCE, Comp. of Conf Scour Papers (1991–1998), Reston, VA.**
- Terfous, A., Megnounif, A., et Bouanani, A. 2001. Etude du transport solide en suspension dans l'Oued Mouilah (Nord Ouest Algérien). Revue des Sciences de l'Eau, 14 (2), 173-185.**
- Van Tuu, N. 1981. Hydraulique routière. BCEOM, pp 188-205.**
- Zhao G., and Sheppard, D.M. 1998. The effect of flow skew angle on sediment scour near pile groups. in: Compilation of Conference Scour Papers (1991–1998), ASCE, Reston VA.**
- Zounemat-Kermani, Mohammad, Beheshti, Ali-Asghar, and Ataie-Ashtiani, Behzad. 2008. Estimation of current-induced scour depth around pile groups using neural network and adaptive neuro-fuzzy inference system.» inference system, Appl. Soft Comput. J.: ASOC-533; No of Pages 10.**