علوم و مهندسی آبیاری
جلد ٤١، شماره‌ی۲، تابستان ۹۷، ص. ۱۷-۱

شبیه‌سازی هیدرولیک جریان و رسوب معلق در قوس رودخانه (مطالعه موردی: رودخانه کارون)

عبدالرضا ظهیری

دانشیار گروه مهندسی آب، دانشکده مهندسی آب و خاک، دانشگاه علوم کشاورزی و منابع طبیعی گرگانzahiri.areza@gmail.com

تاریخ دریافت: ۹۵/۳/۳ تاریخ پذیرش: ۹۵/۷/۱۱

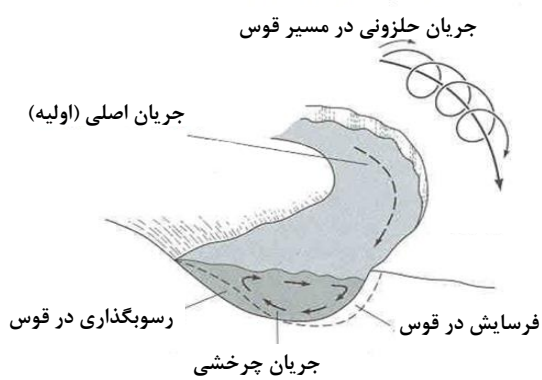
چکیده

شبیه‌سازی توزیع عرضی سرعت جریان و نیز غلظت رسوب معلق در قوس رودخانه‌ها، دارای اهمیت زیادی بوده و در حفاظت سواحل رودخانه، الگوی انتقال و ته‌نشست رسوبات، انتشار آلودگی و کنترل سیلاب کاربرد دارد. به‌دلیل ساختار سه‌بعدی جریان در قوس رودخانه‌ها، مدل‌های ریاضی یک‌بُعدی در این شرایط جواب‌گو نبوده و باید از مدل‌های ریاضی دو یا سه‌بُعدی استفاده نمود. در این تحقیق، ابتدا با اندازه‌گیری میدانی داده‌های توزیع عرضی سرعت و غلظت بار معلق از سه قوس واقع در رودخانه کارون (قوس‌های ملیحه، جنگیه و خبینه)، مدل شبه دوبعدی متوسط در عمق (Shiono and Knight, 1991) واسنجی شد. با استفاده از نتایج توزیع سرعت به‌دست آمده از این مدل ریاضی، ظرفیت انتقال رسوب رودخانه محاسبه شد. نتایج نشان داد که در هر سه قوس انتخاب شده، از میان روابط رسوبی مورد مطالعه، رابطه رسوبی یانگ مطابقت بهتری با مقادیر غلظت رسوب اندازه‌گیری شده در عرض رودخانه داشته و نسبت به روابط رسوبی اکرز-وایت و انگلوند-هانسن، از دقت بالاتری برخوردار می‌باشد.

کلید واژه‌ها: روابط انتقال رسوب، رودخانه کارون، قوس رودخانه، مدل ریاضی شبه دوبعدی.

مقدمه

مطالعه هیدرولیک جریان و رسوب معلق در رودخانه‌ها همواره مورد توجه محققین بوده است. با توجه به این‌که معمولاً هیچ رودخانه‌ای در یک مسیر طولانی دارای راستای مستقیم نیست، موضوع قوس رودخانه اهمیت فزاینده‌ای پیدا می‌کند. در محل قوس، تغییرات عمق جریان، سرعت و تنش برشی در جهت عرض رودخانه شدید بوده و باعث ایجاد جریان حلزونی و فرسایش قوس خارجی و رسوب‌گذاری در قوس داخلی می‌شود. رودخانه‌های پیچان‌رود همواره مورد توجه مهندسین و محققین مختلف بوده و مطالعات زیادی در زمینه بررسی مکانیک جریان در قوس رودخانه، تغییرات زمانی خم رودخانه، شبیه‌سازی هیدرولیک جریان و تغییرات بستر رودخانه‌های پیچان‌رود انجام شده است (Da Silva, 2006). از مهم‌ترین دلایل این توجه، فرسایش قوس خارجی رودخانه و لزوم احداث تأسیسات آبگیری و نیز کانال‌های سیلاب‌بر در قوس خارجی است. هم‌چنین افت انرژی در رودخانه‌های پیچان‌رود نسبت به رودخانه‌های مستقیم بیشتر است. علاوه بر موضوعات فوق، جنبه‌های مهمی از این رودخانه‌ها نیز دارای اهمیت می‌باشد. حل توزیع عرضی سرعت جریان و نیز توزیع عرضی رسوب معلق در قوس رودخانه‌ها می‌تواند به مدیریت مناسب طرح‌های حفاظت از سواحل رودخانه و نیز طراحی آبگیرهای جانبی کمک نماید. نحوه عملکرد جریان در محل قوس رودخانه‌ها به تفصیل در کتاب‌ها و مقالات معتبر ذکر شده است. جریان چرخشی در عرض رودخانه حاصل برآیند نیروهای گریز از مرکز و گرادیان فشار هیدرواستاتیک می‌باشد که در ترکیب با جریان اصلی رودخانه، جریان حلزونی یا مارپیچی را در طول مسیر رودخانه ایجاد می‌کند. شکل(۱)، نمایش ساده‌ای از این عملکرد جریان را نشان می‌دهد.



شکل ۱- الگوی جریان ثانویه و جریان حلزونی (مارپیچی) در قوس رودخانه

با وجود مطالعات زیاد محققین در زمینه قوس رودخانه‌ها، تاکنون روش جامع و دقیقی برای تحلیل هیدرولیک جریان و رسوب معلق در قوس وجود ندارد. این مسئله علاوه بر ساختار پیچیده و سه‌بعدی جریان در قوس رودخانه‌ها به کمبود شدید داده‌های صحرایی در این زمینه نیز مرتبط است. به همین دلیل اغلب مطالعات در زمینه هیدرولیک جریان و رسوب در محل قوس به‌صورت آزمایشگاهی بوده است. به‌دلیل عرض کم کانال‌های آزمایشگاهی نسبت به عرض واقعی رودخانه‌ها، الگوی جریان‌های ثانویه در کانال‌ها و رودخانه‌ها، تا حدود زیادی متفاوت بوده و نتایج آزمایشگاهی نمی‌تواند تحلیل دقیقی از وضعیت جریان در قوس را ارائه نماید(Yalin and Da Silva, 2001) به همین دلیل، انجام مطالعات به داده‌های میدانی سرعت و غلظت رسوب در محل قوس رودخانه‌ها دارای اهمیت بوده و می‌تواند تا حدودی خلاء موجود را پوشش دهد.

Shiono و Knight (1988) مدلی شبه دوبعدی با حل تحلیلی را برای شبیه‌سازی هیدرولیک جریان در رودخانه‌ها و محاسبه توزیع عرضی سرعت متوسط در عمق ارائه نمودند. این مدل ریاضی به شکل متوسط در عمق و از معادلات ناویر-استوکس استخراج شده است. اگرچه نتایج تحلیلی این مدل ریاضی در مقیاس آزمایشگاهی با موفقیت زیادی همراه بود اما در شرایط رودخانه‌ای و به‌ویژه برای رودخانه‌های نامنظم، کاربرد محدودی داشته است. برای اولین بار Knight et al. (1989) حل تحلیلی این مدل را برای یک رودخانه طبیعی کوچک با مقطع عرضی منظم (رودخانه سورن (Severn River) در انگلستان) مورد استفاده قرار داده و نتایج قابل قبولی به‌دست آوردند. Shiono و Knight (1991) با اعمال اثر جریان‌های ثانویه (Secondary Flow) در مدل قبلی، آن را اصلاح نمودند. اعمال جریان ثانویه در شرایط خاصی از قبیل وجود دشت‌های سیلابی و نیز وجود قوس در مسیر رودخانه (که علاوه بر سرعت اصلی در جهت جریان، سرعت در جهت عرض و قائم نیز مهم است)، دقت نتایج مدل را به میزان قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌دهد. Ervine et al. (2000) مدلی شبه دوبعدی تحلیلی برای تحلیل هیدرولیک جریان در رودخانه‌ها با مسیر مستقیم و پیچان‌رود ارائه نمودند. در این مطالعه نشان داده شد که اثر جریان‌های ثانویه در محل قوس رودخانه‌ها و مقاطع مرکب با مسیر پیچان‌رود حدود ۱۰ برابر مقدار متناظر آن در رودخانه‌های با مسیر مستقیم است. Abril و Knight (2004) با استفاده از حل عددی مدل ریاضی Shiono و Knight ، روابط دبی-اشل رودخانه‌ها را با دقت مناسبی شبیه‌سازی نمودند. Omran (2008) هیدرولیک جریان و رسوب کانال‌های روباز مستطیلی و با مسیر مستقیم را با یک مدل ریاضی شبه‌دوبعدی مورد بررسی قرار داد. نتایج این بررسی، نشان‌دهنده کارایی این مدل بوده است. Tang و Knight (2009a) مدل عمومی شبه دوبعدی توزیع عرضی سرعت متوسط در عمق را برای کانال‌های روباز ارائه نمودند. هم‌چنین Tang و Knight (2009b) مدل خود را برای شبیه‌سازی پوشش گیاهی در دشت‌های سیلابی اصلاح نمودند. Hu et al. (2010) مدل ریاضی شبه‌دوبعدی توزیع عرضی سرعت جریان و غلظت رسوب معلق در کانال‌های با مقطع مرکب را ارائه نموده و معادلات دیفرانسیل حاکم را به‌صورت تحلیلی حل نمودند. Yang et al. (2012) با ارائه یک مدل ریاضی شبه‌دوبعدی، توزیع عرضی سرعت و تنش برشی در یک مقطع مرکب مستطیلی را مورد بررسی قرار دادند. Zahiri et al. (2012) با استفاده از حل عددی مدل شیونو و نایت به روش اجزاء محدود، توزیع عرضی سرعت و نیز رابطه دبی-اشل رودخانه میناب در استان هرمزگان را در شرایط سیلاب استخراج نمودند. Gholinejad et al (2012) با استفاده از حل عددی شبه دوبُعدی معادلات هیدرولیک جریان، توزیع عرضی سرعت در رودخانه گرگانرود در استان گلستان (ایستگاه آق‌قلا) را شبیه‌سازی نمودند.

در زمینه رودخانه‌های پیچان‌رود، مطالعات زیادی انجام شده است که اغلب از نرم‌افزارهای دوبعدی و یا کدنویسی استفاده شده است. در این زمینه مطالعات Kalkwijk و De Vriend (1980)، Duan (2004)، Crosato (2008) و Duan و Julien (2005) قابل اشاره است. Spooner و Shiono (2003)، یک مدل ریاضی دوبعدی تحلیلی برای پیش‌بینی توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب پیچان‌رود ارائه دادند. Rameshwaran و Shiono (2004) این مدل را به‌صورت عددی حل نمودند. Shiono et al. (2009) با مدل‌سازی فیزیکی چند قوس از رودخانه بلک‌واتر، رفتار هیدرودینامیکی و توزیع عرضی سرعت و تنش برشی بستر آن را در چند درجه انحناء مختلف مورد ارزیابی قرار دادند. Kordi et al. (2015) با ارائه یک مدل ریاضی شبه دوبعدی برای تعیین توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب، آن را در مختصات منحنی‌الخط به‌صورت عددی حل نمودند. نتایج این تحقیق نشان داد که مدل پیشنهادی از دقت مناسبی برخوردار است. Shiar Bahadori (2012) با حل عددی مدل ریاضی شیونو و نایت در یک قوس از رودخانه کاسکاسکیا، توزیع عرضی سرعت جریان را شبیه‌سازی نمود. نتایج این تحقیق در مقایسه با داده‌های صحرایی از دقت مناسبی برخوردار بوده است.

همان‌طور که اشاره شد، اغلب مطالعات محققین در زمینه رودخانه‌های پیچان‌رود یا به‌صورت آزمایشگاهی بوده و یا با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی، هیدرولیک جریان مدل‌سازی شده است. در این تحقیق، به کمک داده‌های سرعت و غلظت رسوب معلق برداشت شده از چند قوس رودخانه کارون، هیدرولیک جریان و رسوب در محل قوس با استفاده از حل عددی معادلات حاکم، مدل‌سازی شده است. برنامه‌نویسی حل عددی معادلات حاکم در محیط C++ انجام شده است.

مواد و روش‌ها

مدل ریاضی شبه دوبعدی توزیع عرضی سرعت در رودخانه‌های پیچان‌رود

Spooner و Shiono (2003) با فرض جریان ماندگار و یکنواخت و با انتگرال‌گیری عمقی از معادله ناویر–استوکس، توزیع عرضی سرعت در مقاطع پیچان‌رود را به‌صورت زیر ارائه نمودند:

$$\rho g H S_{\circ} - \left(1+\frac{y_{in}}{r_{in}}\right)\rho\frac{f}{8}u_d{}^2\sqrt{1+\frac{1}{s^2}} + \left(1+\frac{y_{in}}{r_{in}}\right)\frac{\partial}{\partial y}\left\{\rho\lambda H^2\left(\frac{f}{8}\right)^{1/2}u_d\frac{\partial u_d}{\partial y}\right\} + \frac{2}{r_{in}}\left\{\rho\lambda H^2\left(\frac{f}{8}\right)^{1/2}u_d\frac{\partial u_d}{\partial y}\right\} = \rho\left[\left(1+\frac{y_{in}}{r_{in}}\right)\frac{\partial H(\overline{U}\overline{V})_d}{\partial y}+\frac{2H(\overline{U}\overline{V})_d}{r_{in}}\right] \quad (۱)$$

که در این معادله ρ : جرم حجمی آب (kg/m^3)، g : شتاب ثقل(m/s^2)، H : عمق جریان (m)، S_0 : شیب طولی بستر، f : ضریب اصطکاک دارسی- ویسباخ، u_d : سرعت متوسط در عمق(m/s)، s : شیب جانبی رودخانه، λ : ضریب بدون‌بعد لزجت جریان متلاطم و y : موقعیتی از عرض مقطع می‌باشد که سرعت در آن نقطه باید به‌دست آید. در معادله فوق r_{in} : شعاع داخلی قوس رودخانه و y_{in} : فاصله مقطع داخلی منحنی است (شکل ۲). به عبارت بهتر، برای هر مقطع عرضی از رودخانه در مسیر یک قوس، مقدار r_{in} ثابت است اما مقدار y_{in} متغیر بوده و نقش زاویه قوس یا مقطع موردنظر برای شبیه‌سازی توزیع عرضی سرعت را به عهده دارد. قابل ذکر است که رابطه فوق برای کلیه مسیرها (مستقیم و پیچان‌رود) قابل استفاده است. برای رودخانه‌های مستقیم، $r_{in}=\infty$ یا $y_{in}=0$ می‌باشد که معادله کلی (۱) به معادله مشهور Shiono و Knight (1991) ساده می‌شود:

$$\rho g H S_0 - \rho\frac{f}{8}u_d{}^2\sqrt{1+\frac{1}{s^2}} + \frac{\partial}{\partial y}\left\{\rho\lambda H^2\left(\frac{f}{8}\right)^{1/2}u_d\frac{\partial u_d}{\partial y}\right\} = \frac{\partial H(\rho\overline{U}\overline{V})_d}{\partial y} \quad (۲)$$

عبارت سمت راست معادله‌های (۱) و (۲)، نماینده جریان‌های ثانویه است که اثر سرعت جریان در جهت عرضی (V) را نشان می‌دهد. در این عبارت $\overline{U}$ و $\overline{V}$ به‌ترتیب سرعت‌های متوسط در طول زمان در جهت‌های طولی و عرضی رودخانه می‌باشند. در رودخانه‌های پیچان‌رود، جریان‌های ثانویه اهمیت زیادی داشته و باعث تغییر هیدرولیک جریان و مورفولوژی رودخانه می‌شوند. در بعضی از شرایط، این جریان‌ها حتی در رودخانه‌های با مسیر مستقیم نیز قابل توجه هستند.

برای مدل‌سازی و دخالت جریان‌های ثانویه، فرضیات مختلفی ارائه شده است. در ساده‌ترین فرض، Shiono و Knight (1991) اثر جریان ثانویه را در مقاطع مستقیم به‌صورت تابعی از مؤلفه وزن سیال در جهت جریان بیان نمودند:

$$\frac{\partial H(\rho\overline{U}\overline{V})_d}{\partial y} = \beta\left(\rho g S_0 H\right) \quad (۳)$$

که β : ضریب جریان ثانویه بوده و مقدار آن برای مقطع اصلی رودخانه‌های مستقیم در شرایط غیرسیلابی، ۰/۰۵ توصیه شده است (Abril and Knight, 2004).

در تحقیق دیگری، Ervine et al. (2000) فرض نمودند که سرعت‌های $\overline{U}$ و $\overline{V}$ تابع سرعت متوسط در عمق u_d است:

$$U = k_1 u_d, V = k_2 u_d \rightarrow \frac{\partial H(\rho\overline{U}\overline{V})_d}{\partial y} = \frac{\partial\left(Hku_d^2\right)}{\partial y} \quad (۴)$$

که k_1، k_2 و k ضرایب تناسب است. ضریب k تابع عمق جریان، ضریب زبری و درجه پیچان‌رودی رودخانه است. Ervine et al. (2000) محدوده این ضریب در مقطع اصلی رودخانه‌های پیچان‌رود را حدود ۵/۵–۱ درصد به‌دست آوردند. Kordi et al. (2015) روابط بدون بُعدی را برای دخالت اثر جریان‌های ثانویه در معادله دیفرانسیل (۱) ارائه نمودند. ایشان به این منظور، هر دو فرض Shiono و Knight (1991) و Ervine et al. (2000) را با هم ترکیب نموده و به‌صورت زیر به‌کار بردند:

$$\Gamma = \Gamma_1 + \Gamma_2 = \beta\left(\rho g H S_{\circ}\right) + \left[\frac{\partial\left(Hku_d^2\right)}{\partial y}+\frac{2}{r_{in}+y_{in}}Hku_d^2\right] \quad (۵)$$

که Γ بیانگر جمله جریان ثانویه و Γ_1 و Γ_2 به‌ترتیب عبارات فرض شده توسط Shiono و Knight (1991) و Ervine et al. (2000) برای جریان ثانویه است. این معادله برای رودخانه‌های مستقیم و پیچان‌رود قابل استفاده است.

Shiar Bahadori (2012) با استفاده از داده‌های توزیع عرضی سرعت در رودخانه‌های پیچان‌رود در دبی‌های مختلف جریان، روابط ساده‌ای را برای محاسبه دو ضریب β و k ارائه نمود. به این منظور، ابتدا مقطع عرضی رودخانه مطابق شکل (۳) به سه ناحیه تقسیم می‌شود. دو ناحیه یک و سه در قسمت سواحل جانبی رودخانه و به ترتیب در قوس‌های خارجی و داخلی درنظر گرفته می‌شوند. ناحیه دو نیز ناحیه مرکزی می‌باشد.

ناحیه یک: در این ناحیه که از ساحل خارجی رودخانه (نقطه a) آغاز شده و تا ابتدای بستر رودخانه (نقطه b) ادامه پیدا می‌کند، مقدار β در نقاط a و b به‌ترتیب از روابط (۶) و (۷) به‌دست می‌آیند. مقدار β در محدوده نقاط a تا b به‌صورت خطی تغییر می‌کند.

$$\beta = 0.0263\left[S_i^{1.377}\left(\frac{y_a}{y_a + L_1}\right)^{2.174} R_r^{6.312}\right] \qquad (۶)$$

$$\beta = 0.1234\left[S_i^{1.283}\left(\frac{y_b}{y_b + L_1}\right)^{6.595} R_r^{0.586}\right] \qquad (۷)$$

که S_i: درجه انحناء رودخانه (سینوسیتی)، R_r: شعاع نسبی، L_1: عرض ناحیه یک (فاصله لبه آب در ساحل خارجی تا شروع بستر رودخانه) و y_a و y_b به‌ترتیب فاصله از مبدأ مختصات تا نقاط a و b می‌باشند. مقدار k در این ناحیه تابع شعاع نسبی، عمق آب و عرض ناحیه بوده و از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$k_1 = 0.012\left(R_r \frac{H}{L_1}\right) \qquad (۸)$$

ناحیه دو: در این ناحیه که بخش مرکزی رودخانه را شامل می‌شود (عرض کف رودخانه)، مقدار β به‌صورت خطی از مقدار به‌دست آمده از رابطه (۷) برای نقطه b تا مقدار آن در نقطه c که از رابطه زیر محاسبه می‌شود، تغییر می‌کند:

$$\beta = 0.0174\left[S_i^{1.311}\left(\frac{y_c}{y_c + L_2}\right)^{6.409} R_r^{1.643}\right] \qquad (۹)$$

مقدار k در این ناحیه از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$k_2 = 0/006\left(R_r \frac{H}{L_2}\right) \qquad (۱۰)$$

ناحیه سه: در این ناحیه که در قوس داخلی رودخانه قرار دارد (فاصله انتهای بستر تا لبه آب در ساحل داخلی)، مقدار β به‌صورت خطی از مقدار به‌دست آمده از رابطه (۸) برای نقطه c تا مقدار آن در نقطه d که از رابطه زیر محاسبه می‌شود، تغییر می‌کند:

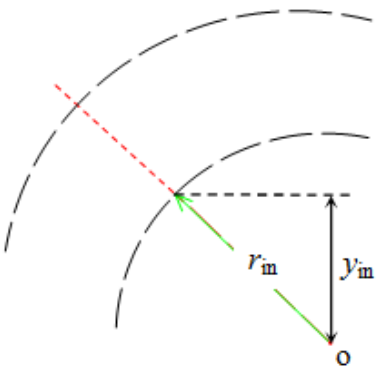
$$\beta = 0.0266\left[S_i^{1.397}\left(\frac{y_d}{y_d + L_3}\right)^{21.19} R_r^{0.004}\right] \qquad (۱۱)$$

مقدار k در این ناحیه از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

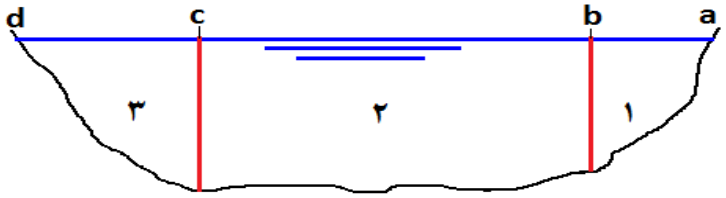
$$k_3 = 0.06\left(R_r \frac{H}{L_3}\right) \qquad (۱۲)$$

روابط محاسبه دبی کل رسوب در رودخانه‌ها

علاوه بر سرعت و دبی جریان، غلظت و دبی رسوب نیز در بسیاری از طرح‌های مهندسی رودخانه و ساماندهی آن اهمیت زیادی دارند. دبی رسوب تابع دبی جریان بوده و با افزایش سرعت جریان به‌صورت توانی افزایش می‌یابد. به عبارت بهتر، یکی از مهم‌ترین متغیرهای اثرگذار بر دبی رسوب، سرعت جریان است. اگر سرعت جریان با دقت مناسبی محاسبه شود، دبی رسوب و نیز حجم رسوبات انتقالی از یک ایستگاه هیدرومتری با دقت بهتری به‌دست خواهد آمد. به‌همین دلیل در این تحقیق از ایده جدیدی برای محاسبه دبی رسوب رودخانه‌ها استفاده شده است. در این ایده، بر اساس توزیع عرضی سرعت جریان در رودخانه و با استفاده از معادلات تجربی انتقال رسوب، توزیع دبی رسوب در عرض رودخانه محاسبه می‌شود. انتظار می‌رود با توجه به این‌که در این روش، سرعت جریان با دقت بهتری نسبت به مدل‌های یک‌بعدی (که سرعت را به‌صورت متوسط در کل مقطع درنظر می‌گیرند) به‌دست می‌آید، دقت نتایج محاسبات انتقال رسوب نیز افزایش یابد.



شکل ۲- نمایش پارامترهای مدل ریاضی اسپونر-شیونو در یک رودخانه پیچان‌رود



شکل ۳- تقسیم‌بندی مقطع عرضی رودخانه پیچان‌رود برای محاسبه ضرایب β و k (Shiar Bahadori, 2012)

جدول ۱- ضرایب روش اکرز- وایت

محدوده d_{gr}	ضرایب
$d_{gr} \geq 60$	$n = 0.0$ $A = 0.17$ $m = 1.78$ $C = 0.025$
$1 \leq d_{gr} \leq 60$	$n = 1.0 - 0.56 \log d_{gr}$ $A = 0.23 d_{gr}^{-0.5} + 0.14$ $m = 6.83 d_{gr}^{-1} + 1.67$ $\log C = -3.46 + 2.79 \log d_{gr} - 0.98 (\log d_{gr})^2$

رابطه رسوبی (Ackers and White, 1973)

روش اکرز- وایت بر اساس تحلیل ابعادی و بر مبنای جمع‌آوری ۱۰۰۰ داده آزمایشگاهی در شرایط جریان دارای عدد فرود کمتر از ۰/۸ بنا شده است. در این روش، دبی کل رسوب از رابطه زیر قابل محاسبه است (Shafaei Bejestan, 2008):

$$Q_t = QC \frac{d_{50}}{R} \left(\frac{V}{u_*} \right)^n \left(\frac{F_g}{A} - 1 \right)^m \qquad (۱۳)$$

که در آن Q_t : دبی کل رسوب، Q : دبی جریان، u_* : سرعت برشی، V : سرعت متوسط جریان، R : شعاع هیدرولیکی، d_{35} : قطری است که ۳۵ درصد ذرات از آن ریزتر هستند و F_g : عدد حرکت رسوب است. ضرایب n، A، m و C ضرایب روش اکرز-وایت است که از جدول (۱) تعیین می‌شوند. این ضرایب تابع d_{gr} می‌باشند (قطر بدون بُعد ذره) و از رابطه زیر محاسبه می‌شوند:

$$d_{gr} = d_{50} \left[\frac{g(s-1)}{\nu^2} \right]^{1/3} \qquad (۱۴)$$

که G_s: چگالی ویژه رسوب و ν: لزجت سینماتیکی آب (m^2/s) می‌باشد. مقدار پارامتر حرکت رسوب (F_g) از رابطه زیر محاسبه می‌شود که در آن، R : شعاع هیدرولیکی آبراهه می‌باشد:

$$F_g = \frac{u_*^n}{\sqrt{g d_{50} (s-1)}} \times \left(\frac{V}{\sqrt{32} \log(10R/d_{50})} \right)^{1-n} \qquad (۱۵)$$

رابطه رسوبی (Engelund and Hansen, 1967)

در این روش دبی کل رسوب (m^3/s) از رابطه زیر به‌دست می‌آید (Shafaei Bejestan, 2008):

$$Q_t = 0.05 Q \frac{G_s}{G_s - 1} \frac{VS_0}{\sqrt{(G_s - 1) g d_{50}}} \times \frac{RS_0}{(G_s - 1) d_{50}} \qquad (۱۶)$$

رابطه رسوبی (Yang, 1979)

Yang (1979) با فرض توان واحد جریان به عنوان مهم‌ترین فاکتور در تخمین ظرفیت انتقال رسوب در رودخانه‌های آبرفتی، رابطه زیر را ارائه نمود (Karamisheva et al., 2006):

$$\log C_t = I + J \log \left(\frac{VS_0}{w} \right) \qquad (۱۷)$$

که C_t غلظت رسوب (ppm) و w سرعت سقوط ذرات (m/s) است. در رابطه فوق، پارامترهای I و J بر اساس تعداد زیادی از داده‌های آزمایشگاهی و به کمک تحلیل رگرسیونی به‌صورت زیر به‌دست آمده‌اند:

$$I = 5.165 - 0.153 \log \frac{w d_{50}}{\nu} - 0.297 \log \frac{u_*}{w} \qquad (۱۸)$$

$$J = 1.780 - 0.360\log\frac{wd_{50}}{\nu} - 0.480\log\frac{u_*}{w} \quad (۱۹)$$

در کلیه روابط رسوبی فوق، برای محاسبه دبی کل رسوب، پارامتر سرعت یا دبی جریان نقش دارد. تاکنون در محاسبات رسوبی، از سرعت متوسط جریان یا دبی کل رودخانه استفاده شده است. در این تحقیق ابتدا مقطع عرضی رودخانه به چند بازه کوچک تقسیم شده و سپس توزیع عرضی سرعت محاسبه می‌شود. با استفاده از عمق جریان، سرعت جریان و سرعت برشی در هر بازه، دبی یا غلظت رسوب حمل شده در این بازه محاسبه و سپس از کل بازه‌ها در عرض رودخانه انتگرال‌گیری می‌شود.

مواد و روش‌ها

منطقه مورد مطالعه

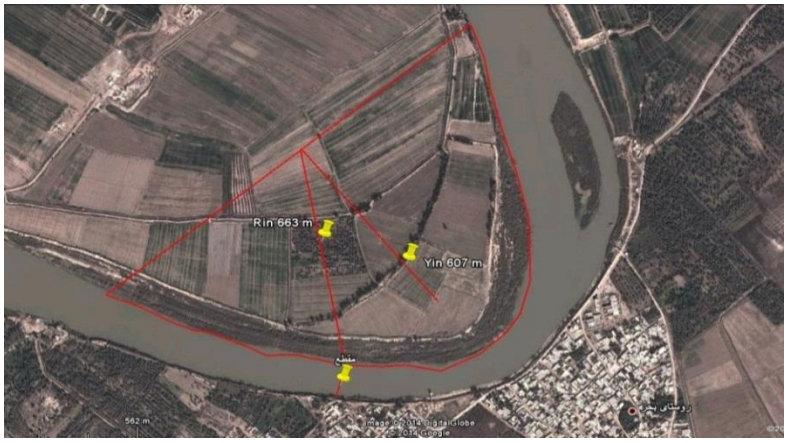
در این تحقیق سه قوس از میان قوس‌های رودخانه کارون در بالادست و پایین‌دست اهواز انتخاب شد. با توجه به این‌که معمولاً در محل قوس، ایستگاه هیدرومتری وجود ندارد، بنابراین برای واسنجی مدل ریاضی پیشنهادی در این تحقیق، داده‌های توزیع عرضی سرعت جریان، هندسه مقطع عرضی رودخانه در محل قوس، دانه‌بندی رسوبات معلق رودخانه و مصالح کف و نیز توزیع غلظت عرضی رسوب معلق در چند دبی جریان برداشت و اندازه‌گیری شده‌اند. برای اندازه‌گیری توزیع عرضی سرعت از دستگاه مولینه (سرعت‌سنج) مدل OTT آلمانی و برای نمونه‌برداری بار رسوب از دستگاه نمونه‌بردار تجمعی رسوب مدل DH-48 استفاده شد. برای تعیین شیب طولی رودخانه تراز سطح آب در فواصلی حدود ۵۰ متر بالادست و پایین‌دست محل برداشت داده‌ها اندازه‌گیری شد. برای برداشت سرعت در عرض، رودخانه به حداقل ۱۰ بازه تقسیم شد. غلظت رسوب نیز در سه بازه (قوس خارجی، ناحیه میانی و قوس داخلی) اندازه‌گیری شد. قوس‌های درنظر گرفته شده برای این مطالعه عبارتند از: قوس روستای ملیحه یا ویس با مختصات GPS (۳۴۸۴۳۹۳ ، ۲۹۷۱۹۷)، قوس روستای جنگیه با مختصات (۳۴۵۸۲۱۹ ، ۲۷۴۵۴۸) و قوس روستای خبینه یا بحور با مختصات (۳۴۵۲۱۵۹ ، ۲۶۵۶۳۲). در شکل‌های (۴) تا (۶) محدوده‌های مورد مطالعه در این تحقیق نشان داده شده است. در این شکل‌ها، محل مقطع عرضی مورد نظر برای عملیات اندازه‌گیری و نیز شعاع داخلی و خارجی قوس نیز مشخص شده است.



شکل ٤- موقعیت قوس روستای ملیحه برای عملیات اندازه‌گیری توزیع عرضی سرعت و غلظت رسوب معلق



شکل ٥- موقعیت قوس روستای جنگیه برای عملیات اندازه‌گیری توزیع عرضی سرعت و غلظت رسوب معلق



شکل ٦- موقعیت قوس روستای بحور برای عملیات اندازه‌گیری توزیع عرضی سرعت و غلظت رسوب معلق

نکته قابل اشاره این است که طبق نتایج اندازه‌گیری بار بستر رودخانه کارون در ایستگاه‌های اهواز و ملاثانی، درصد بار بستر نسبت به بار معلق در این ایستگاه‌ها حدود سه تا هفت درصد است که به‌طور کلی درصد ناچیزی است و می‌توان از بار بستر صرف‌نظر نمود، Hosseini Zare و Saadati (2005) به همین دلیل در این تحقیق، از روابط تجربی تعیین بار کل رسوب برای محاسبه بار معلق رودخانه کارون استفاده شده است.

واسنجی مدل ریاضی توزیع عرضی سرعت

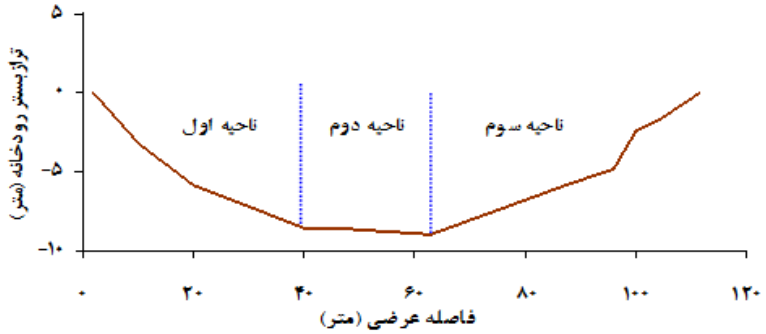
مدل ریاضی ارائه شده در این تحقیق (معادلات دیفرانسیلی (۱) و (۲) به همراه روابط (۵) تا (۱۲) و نیز تلفیق آن‌ها با روابط انتقال رسوب (۱۴) تا (۱۹)) به گونه‌ای ارائه و آماده شده است که برای واسنجی در رودخانه‌های با مسیر مستقیم و پیچان‌رود، فقط به تعیین ضریب زبری مانینگ بستر رودخانه نیاز است. این مسئله به‌ویژه برای رودخانه‌های پیچان‌رود دارای مزیت فراوانی است. بر این اساس در این تحقیق برای واسنجی مدل ریاضی پیشنهادی در قوس‌های مورد مطالعه، ابتدا مشخصات هندسی و هیدرولیکی این قوس‌ها استخراج شد. با بازدیدهای متعدد از محل اندازه‌گیری و نیز بررسی محل قوس در نرم‌افزار Google Earth، شعاع داخلی قوس ملیحه ۵۷۲ متر، شعاع خارجی ۵۹۵ متر، شیب طولی رودخانه حدود ۰/۰۰۰۱۸، درجه انحنای مسیر (سینوسیتی) حدود ۱/۳۴ و عرض رودخانه در محل قوس حدود ۹۷ متر به‌دست آمد. برای قوس جنگیه، شعاع داخلی و خارجی به‌ترتیب ۵۵۵ و ۷۴۷ متر و درجه انحناء آن (سینوسیتی) حدود ۲/۳۳ به‌دست آمده است. این میزان درجه انحناء بیانگر تند بودن قوس در این محل دارد. این مقادیر برای قوس خبینه به‌ترتیب ۶۰۷ متر، ۶۶۳ متر و ۱/۵۶ به‌دست آمده است.

با استفاده از داده‌های ورودی فوق و نیز تقسیم مقطع عرضی رودخانه به سه ناحیه ساحل خارجی، بخش میانی و ساحل داخلی در محل قوس (مطابق شکل (۷) برای قوس خبینه)، مدل ریاضی همراه با معادلات این ناحیه‌ها با همان ضرایب و نماها مورد استفاده قرار گرفته و توزیع عرضی سرعت در هر ناحیه و در نتیجه برای کل مقطع عرضی رودخانه به‌دست می‌آید. برای انجام این کار ابتدا مقداری برای ضریب زبری مانینگ بستر رودخانه فرض شده و مدل ریاضی اجرا می‌شود. با مقایسه نتایج توزیع عرضی سرعت به‌دست آمده و مقادیر اندازه‌گیری شده، ضریب زبری قابل اصلاح است. با انجام مراحل بهینه‌سازی، مقدار بهینه ضریب زبری مانینگ طوری به‌دست می‌آید که اختلاف بین مقادیر توزیع عرضی سرعت محاسباتی و مقادیر اندازه‌گیری شده به حداقل برسد.

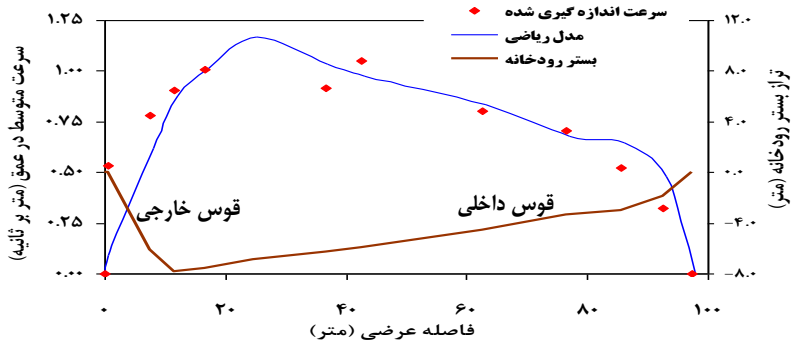
با انجام این مراحل، ضریب زبری مانینگ بهینه برای قوس‌های ملیحه، جنگیه و خبینه به‌ترتیب حدود ۰/۰۲۸۹، ۰/۰۳ و ۰/۰۳۴ به‌دست آمده است که با توجه به آبرفتی بودن بستر رودخانه کارون در محل این قوس‌ها، این اعداد منطقی است. هم‌چنین با توجه به نتایج ضرایب زبری، مشخص می‌شود که در طول رودخانه کارون در مسیر جریان، ضریب زبری دارای روندی افزایشی است.

نتایج به‌دست آمده از این محاسبات در شکل‌های (۸) تا (۱۰) در مقایسه با توزیع سرعت واقعی ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود توزیع عرضی سرعت جریان حاصل از مدل ریاضی مطابقت نسبتاً خوبی با مقادیر سرعت‌های اندازه‌گیری شده برای هر سه منطقه مورد مطالعه (هم در قوس خارجی و هم در قوس داخلی) دارد. مسئله مهم این است که این انطباق فقط با تنظیم ضریب زبری مانینگ ایجاد شده و نیازی به واسنجی معادلات مهم مدل ریاضی برای دخالت اثر جریان ثانویه در محل قوس (معادلات (۶) تا (۱۲)) نبوده است. دبی جریان واقعی و محاسباتی در قوس ملیحه به ترتیب ۲۰۰ و ۲۱۳ مترمکعب بر ثانیه به‌دست آمد که خطایی حدود ۶/۲ درصد را برای مدل ریاضی نشان می‌دهد. هم‌چنین دبی جریان واقعی در قوس‌های جنگیه و خبینه به‌ترتیب ۳۱۹ و ۳۲۹ مترمکعب بر ثانیه و دبی‌های محاسباتی به‌دست آمده از مدل ریاضی به ترتیب حدود ۳۳۲ و ۳۲۰ مترمکعب می‌باشند که بیانگر خطایی به‌ترتیب معادل ۴/۱ و ۲/۵ درصد برای این دو قوس است.

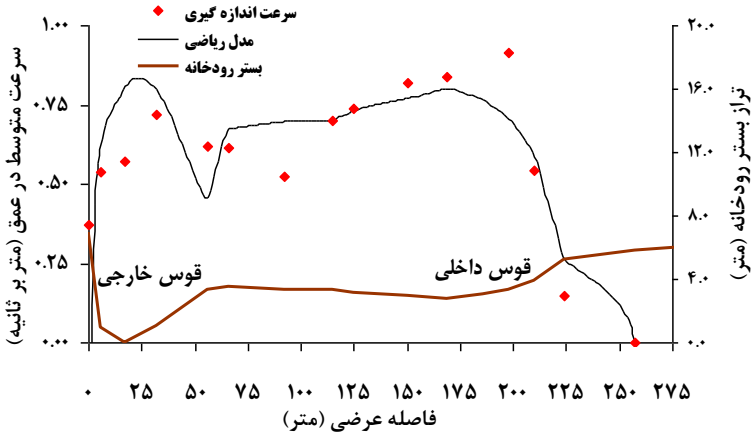
همان‌طور که در شکل (۸) مشاهده می‌شود سرعت‌های حداکثر جریان اندازه‌گیری شده در قوس خارجی اتفاق افتاده است، این در حالی است که در شکل (۹) (قوس جنگیه) مقادیر حداکثر سرعت جریان مشاهداتی غالباً متمایل به قوس داخلی است. این مسئله احتمالاً مرتبط با مکانیسم هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب پیچان‌رود است که قوس جنگیه به‌دلیل هندسه خاص خود مشابه یک مقطع مرکب عمل نموده است. این مسئله به اثر متقابل یا اندرکنش جریان ثانویه (نیروی گریز از مرکز) و انتقال مومنتوم جریان از مقطع اصلی به دشت سیلابی نسبت داده شده است (Shiono and Muto, 1998; Ervine et al., 2000; Patra et al., 2004). این شرایط، امکان وقوع سرعت‌های حداکثر در قوس داخلی نیز وجود دارد. البته موقعیت و محل برداشت داده‌ها در قوس رودخانه نیز مهم است به طوری‌که در ابتدای قوس معمولاً سرعت‌های حداکثر در قوس داخلی ایجاد شده و در طول مسیر و رسیدن به مرکز قوس و توسعه جریان‌های ثانویه، این روند معکوس شده و سرعت‌های حداکثر در قوس خارجی ظاهر می‌شوند.



شکل ۷- نحوه تقسیم‌بندی مقطع عرضی رودخانه کارون در محل قوس خبینه به سه ناحیه مختلف

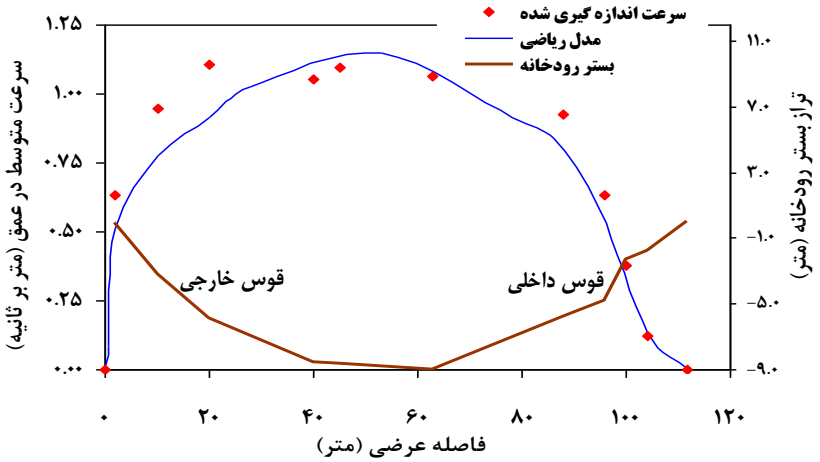


شکل ۸- مقایسه نتایج مدل ریاضی و مقادیر واقعی توزیع عرضی سرعت در قوس مجاور روستای ملیحه

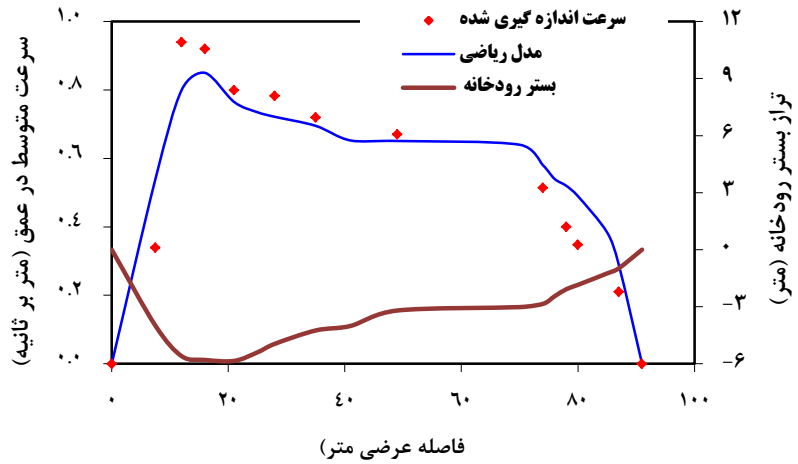


شکل ۹- مقایسه نتایج مدل ریاضی و مقادیر واقعی توزیع عرضی سرعت در قوس جنگیه

نکته مهم دیگر این است که ضریب زبری مانینگ به‌دست آمده در مرحله واسنجی باید برای شرایط دیگر جریان نیز تا حدود زیادی اعتبار داشته باشد. برای نشان دادن این مسئله، نتایج شبیه‌سازی توزیع سرعت در یک مقطع عرضی جدید از رودخانه کارون در محل قوس ملیحه در شکل (۱۱) ارائه شده است. برای مدل‌سازی توزیع عرضی در این دو مقطع، از مقدار ضریب زبری مانینگ به‌دست آمده از مرحله واسنجی (حدود ۰/۰۲۸۹) استفاده شد. همان‌طور که مشاهده می‌شود نتایج محاسباتی با مقادیر سرعت اندازه‌گیری شده مطابقت نسبتاً خوبی دارند. در این مرحله دبی‌های جریان اندازه‌گیری شده و محاسباتی به‌ترتیب حدود ۱۰۶ و ۱۱۲ مترمکعب بر ثانیه می‌باشند که بیانگر خطایی حدود ۶/۵ درصد برای مدل ریاضی است. البته تعمیم این مسئله برای تمامی شرایط جریان نمی‌تواند صحیح باشد. دلیل این مسئله این است که ضریب زبری در رودخانه‌ها به ویژه برای رودخانه‌های عمیق و دارای پوشش گیاهی معمولاً تابعی از عمق جریان است اما در این پژوهش به دلیل عدم دسترسی به داده‌های هیدرولیکی مناسب از قوس‌های رودخانه کارون، از یک مقدار ثابت برای ضریب زبری مانینگ استفاده شده است.



شکل ۱۰- مقایسه نتایج مدل ریاضی و مقادیر واقعی توزیع عرضی سرعت در قوس خبینه



شکل ۱۱- ارزیابی دقت مدل ریاضی در شبیه‌سازی توزیع عرضی سرعت رودخانه در محل قوس ملیحه (مرحله صحت‌سنجی)

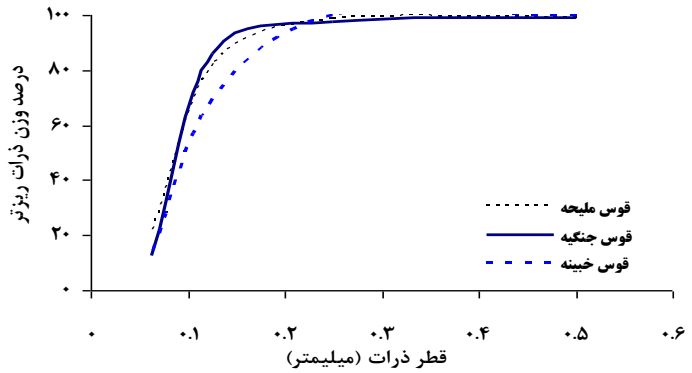
انتقال رسوب در محل قوس رودخانه

در این تحقیق، علاوه بر اندازه‌گیری توزیع عرضی سرعت جریان در سه قوس از رودخانه کارون، توزیع غلظت رسوب معلق و نیز دانه‌بندی مصالح بستر در این سه قوس نیز اندازه‌گیری شده است. با توجه به کمبود داده‌های صحرایی در محل قوس، انجام این اندازه‌گیری‌ها بسیار ارزشمند و مفید است.

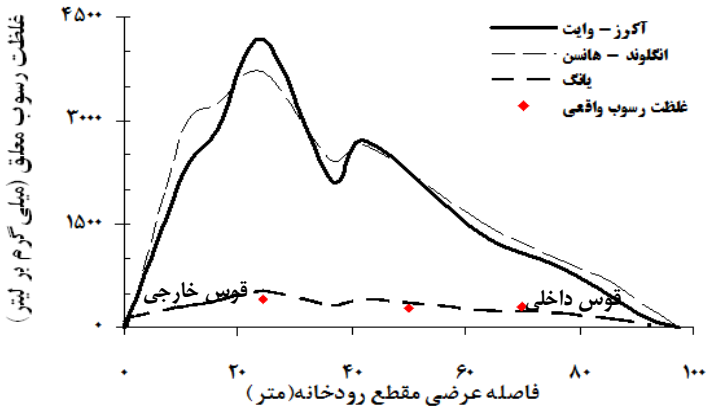
برای بررسی کارایی روش‌های تجربی انتقال رسوب در محل قوس رودخانه‌ها، سه رابطه تجربی اکرز–وایت، انگلوند–هانسن و یانگ برای سه قوس از رودخانه کارون مورد استفاده قرار گرفته‌اند. به این منظور ابتدا منحنی دانه‌بندی مصالح بستر رودخانه در محل این سه قوس باید مشخص شود. در شکل (۱۲) این منحنی‌ها ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود تقریباً رودخانه کارون در طول مسیر خود از ایستگاه ملاثانی تا فارسیات دارای مصالح بستر یکنواختی است. بر اساس این شکل، اندازه قطر میانه مصالح بستر ($d_{۵۰}$) در قوس‌های ملیحه، جنگیه و خبینه حدود ۰/۱ میلی‌متر و اندازه $d_{۳۵}$ نیز ۰/۰۹ میلی‌متر می‌باشد. با مشخص شدن دانه‌بندی مصالح بستر و نیز معلوم بودن شیب طولی رودخانه در محل قوس، هندسه مقطع عرضی رودخانه، عمق یا تراز سطح آب و همچنین توزیع عرضی سرعت محاسباتی، حال می‌توان توزیع عرضی غلظت رسوب معلق در رودخانه و در نتیجه دبی کل رسوب را برآورد نمود.

در شکل (۱۳) نتایج توزیع عرضی غلظت رسوب معلق محاسباتی (بر حسب میلی‌گرم بر لیتر یا ppm) به‌دست آمده از مدل ریاضی برای سه روش تجربی انتقال رسوب اکرز–وایت، انگلوند–هانسن و یانگ در رودخانه کارون در محل قوس ملیحه نشان داده شده است. در این شکل مقادیر اندازه‌گیری شده نیز ارائه شده است. با مقایسه نتایج محاسباتی و مقادیر اندازه‌گیری شده مشخص می‌شود که از میان سه روش تجربی انتقال رسوب مورد استفاده، رابطه یانگ انطباق بسیار خوبی با مقادیر واقعی غلظت رسوب معلق در عرض رودخانه دارد. روش‌های اکرز–وایت و نیز انگلوند–هانسن دارای برآوردهایی بسیار بزرگتر از مقادیر واقعی (تا بیش از ۱۰ برابر) می‌باشند. این نتیجه با نتایج محاسبات رسوب ارائه شده برای ایستگاه ملاثانی نیز هم‌خوانی بسیار خوبی دارد. در این ایستگاه مشخص شده بود که به ازاء دبی‌های جریان پایین (غیرسیلابی یا کمتر از حدود ۸۰۰ تا ۱۰۰۰ مترمکعب بر ثانیه)، رابطه یانگ کارایی مناسبی داشته و روابط اکرز–وایت و انگلوند–هانسن برآورد بالاتری دارند. یکی از دلایل عدم کارایی معادلات مشهوری مثل اکرز–وایت و انگلوند–هانسن در قوس‌های مورد مطالعه، ریزدانه بودن رسوب انتقالی و نیز بستر رودخانه در محل قوس است. با توجه به کارآمد بودن معادلات اکرز–وایت و انگلوند–هانسن در شرایط رودخانه‌های ماسه‌ای، عدم کارایی این معادلات در این قوس‌ها منطقی و محتمل به نظر می‌رسد. از طرف دیگر، رابطه رسوبی یانگ معمولاً برای ذرات ریزدانه کارایی بیشتری دارد که همین مسئله در محاسبات این مقاله نیز اتفاق افتاده است. به‌طور کلی روابط یانگ و به ویژه روابط جدیدتر این محقق برای رودخانه‌هایی که بار شسته در آنها قابل توجه است (مثل رودخانه کارون) کارایی بیشتری دارند. نکته دیگر این است که با توجه به اینکه پایه و اساس رابطه رسوبی یانگ، قدرت یکه جریان است و در این نظریه، انتقال هر ذره رسوب مستقیماً متناسب با سرعت ذره است، احتمالاً به همین دلیل این رابطه از دقت بیشتری در محاسبات این مقاله که با همین رویکرد به قضیه پرداخته است (یعنی تمام ذرات رسوبی با یک سرعت یکسان منتقل نمی‌شوند بلکه هر ذره رسوب با یک سرعت منتقل می‌شود) برخوردار بوده است.

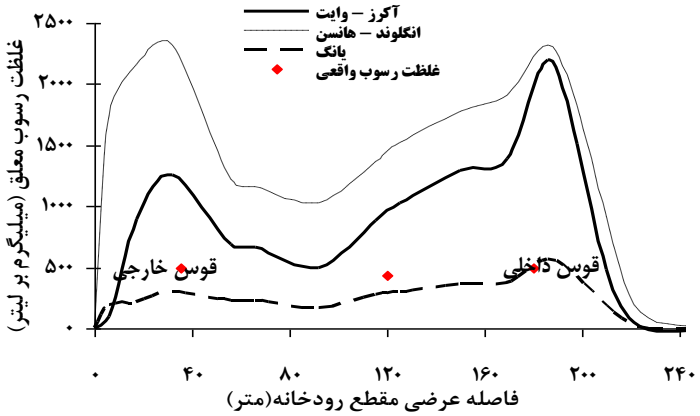
همین محاسبات برای قوس‌های جنگیه و خبینه به‌ترتیب در حوالی ایستگاه‌های هیدرومتری اهواز و فارسیات در رودخانه کارون نیز انجام شده است. نتایج توزیع عرضی غلظت رسوب به‌دست آمده از مدل ریاضی در این دو قوس به‌ترتیب در شکل‌های (۱۴) و (۱۵) ارائه شده است. مقادیر اندازه‌گیری شده غلظت رسوب نیز در این دو شکل نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود در هر دو قوس از رودخانه کارون، رابطه یانگ مطابقت بسیار خوبی با مقادیر غلظت رسوب اندازه‌گیری شده در عرض رودخانه داشته و نسبت به روابط اکرز–وایت و انگلوند–هانسن، از دقت بسیار بالاتری برخوردار می‌باشد. دقت این رابطه در قوس خبینه نسبت به قوس جنگیه بهتر است.



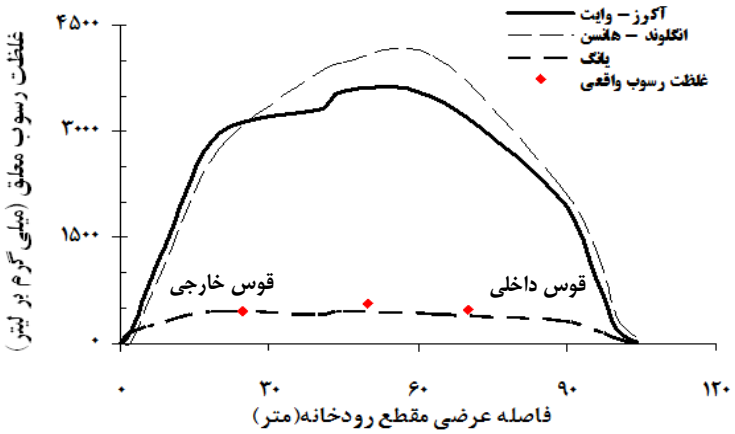
شکل ۱۲- منحنی دانه‌بندی مصالح بستر رودخانه کارون در محل قوس‌های ملیحه، جنگیه و خبینه



شکل ۱۳- مقایسه توزیع عرضی غلظت رسوب معلق اندازه‌گیری شده و محاسباتی از ۳ رابطه تجربی (قوس ملیحه)



شکل ١٤- مقایسه توزیع عرضی غلظت رسوب معلق اندازه‌گیری شده و محاسباتی از ۳ رابطه تجربی (قوس جنگیه)



شکل ۱۵- مقایسه توزیع عرضی غلظت رسوب معلق اندازه‌گیری شده و محاسباتی از ۳ رابطه تجربی (قوس خبینه)

نکته مهم در نمودارهای فوق این است که توزیع عرضی غلظت رسوب اندازه‌گیری شده در هر سه قوس بر خلاف توزیع عرضی سرعت تقریباً یکنواخت است و این مسئله نشان می‌دهد که احتمالاً حساسیت غلظت رسوب به پدیده جریان ثانویه در قوس رودخانه‌ها کمتر از سرعت جریان است. البته دبی جریان رودخانه در زمان اندازه‌گیری تا حدود زیادی کمتر از دبی سیلابی بوده است که به همین دلیل قدرت جریان ثانویه کاهش یافته است.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق برای شبیه‌سازی سرعت جریان و غلظت رسوبات معلق در چند قوس از رودخانه کارون از مدل ریاضی شبه دوبعدی Shiono و Knight (1991) استفاده شده است.

نتایج واسنجی هیدرولیکی این مدل ریاضی نشان داد که برای مدل‌سازی توزیع عرضی سرعت در قوس رودخانه، انتخاب یک ضریب زبری مانینگ کافی است. این مسئله یکی از مهم‌ترین مزیت‌های مدل ریاضی پیشنهادی است. برای قوس‌های ملیحه، جنگیه و خبینه، ضریب زبری مانینگ بهینه به ترتیب حدود ۰/۰۲۸۹، ۰/۰۳ و ۰/۰۳۴ به‌دست آمد. با تلفیق نتایج توزیع عرضی سرعت به‌دست آمده از مدل ریاضی و معادلات تجربی انتقال رسوب، توزیع غلظت رسوب در عرض رودخانه در محل قوس به‌دست آمد. نتایج مقایسه ظرفیت انتقال رسوب محاسباتی و مقادیر حمل رسوب اندازه‌گیری شده از محل قوس نشان داد که رابطه رسوبی یانگ انطباق مناسبی با مقادیر مشاهداتی غلظت رسوب دارد. هم‌چنین مشخص شد که روابط رسوبی اکرز–وایت و انگلوند–هانسن، جواب‌های بسیار بالاتری نسبت به واقعیت ارائه می‌کنند. با انتگرال‌گیری عرضی از نتایج توزیع غلظت رسوب در عرض رودخانه، بار کل رسوب رودخانه به ازاء دبی‌های جریان اندازه‌گیری شده محاسبه شد. مقادیر محاسبه شده از رابطه یانگ برای سه قوس ملیحه، جنگیه و خبینه به‌ترتیب ۱۳۵۰۰، ۱۶۰۰۰ و ۲۳۵۰۰ تن بر روز به‌دست آمده است. مقادیر اندازه‌گیری شده در این سه قوس به‌ترتیب حدود ۱۲۰۲۳، ۲۶۵۰۰ و ۲۸۵۰۰ تن بر روز می‌باشد.

منابع

1- Abril, J.B. and Knight, D.W., 2004. Stage-discharge prediction for rivers in flood applying a depth-averaged model. *Journal of Hydraulic Research*, *42*(6), pp.616-629.

2- Ackers, P. and White, W.R., 1973. Sediment transport: new approach and analysis. *Journal of the Hydraulics Division*, *99*(hy11), pp. 2041-2060.

3- Crosato, A., 2008. *Analysis and modelling of river meandering* (Doctoral dissertation, TU Delft, Delft University of Technology).

4- Da Silva, A.M.F., 2006. On why and how do rivers meander? *Journal of Hydrauic Research, 44*(5), pp.579–590.

5- Duan, J.G. and Julien, P.Y., 2005. Numerical simulation of the inception of channel meandering. *Earth surface processes and landforms*, *30*(9), pp.1093-1110.

6- Duan, J.G., 2004. Simulation of flow and mass dispersion in meandering channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, *130*(10), pp.964-976.

7- Ervine, D.A., Babaeyan-Koopaei, K. and Sellin, R.H., 2000. Two-dimensional solution for straight and meandering overbank flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, *126*(9), pp.653-669.

8- Engelund, F. and Hansen, E., 1967. A monograph on sediment transport in alluvial streams. *Technical University of Denmark Ostervoldgade 10, Copenhagen.*

9- Gholinejad, J., Zahiri, A. and Dehghani, A., 2012. One and quasi two dimensional simulation of flood flows in rivers (Case Study: Gorganrood River at Aq-qalla hydrometric station). *Journal of Water and Soil Conservation*, *19*(4), pp. 103-119. (In Persian).

10- Hosseini Zare, N., and Saadati, N. 2005. Estimation of erosion and sedimentation using sediment data and computation of suspended sediment load in Khozestan province's river basins. *In 3rd Natinal Conference on Erosion and Sedimentation, Tehran.* (In Persian)

11- Hu, C., Ji, Z. and Guo, Q., 2010. Flow movement and sediment transport in compound channels. *Journal of Hydraulic Research*, *48*(1), pp.23-32.

12- Kalkwijk, J.T. and De Vriend, H.J., 1980. Computation of the flow in shallow river bends. *Journal of Hydraulic Research*, *18*(4), pp.327-342.

13- Karamisheva, R.D., Lyness, J.F., Myers, W.R.C., Cassells, J.B.C., & O'Sullivan, J. 2006. Sediment transport formulae for compound channel flows. *Proceedings of the ICE - Water Management, 159*(3): 183-193.

14- Knight, D.W., Shiono, K. and Pirt, J., 1989. Prediction of depth mean velocity and discharge in natural rivers with overbank flow. *International Conference on Hydraulic and Environmental Modellling of Coastal, Estuarine and River Waters, Gower Technical, University of Bradford, UK*.

15- Kordi, H., Amini, R., Zahiri, A. and Kordi, E., 2015. Improved Shiono and Knight method for overflow modeling. *Journal of Hydrologic Engineering*, *20*(12), p.04015041.

16- Omran, M., 2008. New developments in predicting stage–discharge curves, velocity and boundary shear stress distributions in open channel flow. *Water and Environment Journal*, *22*(2), pp.131-136.

17- Patra, K.C., Kar, S.K. and Bhattacharya, A.K., 2004. Flow and velocity distribution in meandering compound channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, *130*(5), pp.398-411.

18- Rameshwaran, P. and Shiono, K., 2004. Modelling of overbank flow structures in meandering channels. *Maritime Engineering Journal*, *156*(3), pp.225-233.

19- Shafaei Bejestan, M., 2008. Hydraulics of sediment transport. Shahid Chamran University Publishing Ltd. (In Persian)

20- Shiar Bahadori, H., 2012. Numerical simulation of lateral velocity distribution in river bends. MSc. Thesis, Water Engineering Department, Gorgan University of Agricultural Sciences and Natural Resources. (In Persian)

21- Shiono, K. and Knight, D.W., 1988. Two-dimensional analytical solution for a compound channel. In *3rd International Symposume on Refined Flow Modeling and Turbulence Measurements*, Nippon Toshi Center, Tokyo, Japan.

22- Shiono, K. and Knight, D.W., 1991. Turbulent open-channel flows with variable depth across the channel. *Journal of Fluid Mechanics*, *222*, pp.617-646.

23- Shiono, K. and Muto, Y., 1998. Complex flow mechanisms in compound meandering channels with overbank flow. *Journal of Fluid Mechanics*, *376*, pp.221-261.

24- Shiono, K., Chan, T.L., Spooner, J., Rameshwaran, P. and Chandler, J.H., 2009. The effect of floodplain roughness on flow structures, bedforms and sediment transport rates in meandering channels with overbank flows: Part I. *Journal of Hydraulic Research*, *47*(1), pp.5-19.

25- Spooner, J. and Shiono, K., 2003, September. Modelling of meandering channels for overbank flow. In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Water and Maritime Engineering*, *156*(3), pp. 225-233). Thomas Telford Ltd.

26- Tang, X. and Knight, D.W., 2009a. Analytical models for velocity distributions in open channel flows. *Journal of Hydraulic Research*, *47*(4), pp.418-428.

27- Tang, X. and Knight, D.W., 2009b. Lateral distributions of streamwise velocity in compound channels with partially vegetated floodplains. *Science in China Series E: Technological Sciences*, *52*(11), pp.3357-3362.

28- Yalin, M.S., & da Silva, A.M.F. 2001. Fluvial Processes- Solutions Manual. Supplement to the IAHR Monograph Fluvial Processes. IAHR, Delft, The Netherlands, 197 pp.

29- Yang, K., Nie, R., Liu, X. and Cao, S., 2012. Modeling depth-averaged velocity and boundary shear stress in rectangular compound channels with secondary flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, *139*(1), pp.76-83.

30- Yang, C.T., 1979. Unit stream power equations for total load. *Journal of Hydrology*, *40*(1-2), pp.123-138.

31- Zahiri, A., Abdolmajidi, H., Ghorbani Koohi Kheili, S. and Dehghani, A. 2012. Simulation of lateral velocity distribution in rivers using Finite Elements Method (Case study: Berentine hydrometric station in Minab River). *Journal of Water and Soil Conservation*, *19*(2): pp. 63-80.(In Persian).

Shahid Chamran University of Ahvaz

Irrigation Sciences and Engineering **Vol. 41, No. 2, Summer 2018, p. 1-17**

EXTENDED ABSTRACT

Simulation of Flow Hydraulics and Sediment Load in River Bends (Case Study: Karoun river)

A. Zahiri

Associate Professor, Water Engineering Department, College of Water and Soil Engineering, Gorgan University of Agricultural Sciences and Natural Resources *(Zahiri.areza@gmail.com).*

Received:23 May 2016 Accepted:2 October 2016

Keywords: Sediment transport equations, Karoun river, River bend, Quasi-two dimensional mathematical model.

Introduction

Simulation of lateral distributions of velocity and suspended sediment concentration in river bends is of great significance, and has many applications for river engineering projects. Due to secondary flow development, flow structure in river bends has 3-dimensional nature. As shown in Fig. 1, the secondary flow, coupled with the longitudinal primary movement, causes a helical flow that forms in the river bend (Perkins, 1970). In this case, 1-dimensional mathematical models (e.g. HEC-RAS, MIKE-11 and ISIS) are generally not satisfactory and 2 or 3-dimensional mathematical models should be used instead. However, the large amount of computational time needed to simulate flow field in rivers by 3D or 2D mathematical models, justifies the use of quasi 2D modes. Among the numerous quasi 2D models, the Shiono and Knight model has attracted great attention of river engineers. This mathematical model is based on the depth averaged integration of Navier-Stocks equations. Due to suitable form of in this study, at first with field measurement of lateral distributions of velocity and suspended sediment concentration in three bends located at the Karoun river (namely Maliheh, Jangieh and Khabineh), the Shiono and Knight quasi-two dimensional model (1991) has been calibrated. Using the lateral velocity profiles obtained by this mathematical model, sediment transport capacities were computed. The results showed that in all three river bends, among the empirical sediment equations selected for this study, the sediment transport equation of Yang has very well agreement with the measured lateral suspended sediment concentration, in comparison to the Ackers-White and Engelund-Hansen equations.

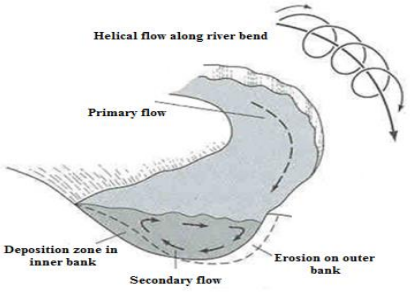


Fig. 1– Representation of pattern of the secondary and helical flows in a river bend

Methodology

Lateral velocity distribution

For straight simple and compound channels under uniform flow, Shiono and Knight (1991)

developed a well-known mathematical model named SKM for prediction of depth-averaged velocity based on the combination of continuity and momentum equations as follows:

$$\rho g H S_0 - \rho \frac{f}{8} u_d{}^2 \sqrt{1+\frac{1}{s^2}} + \frac{\partial}{\partial y}\left\{\rho \lambda H^2 \left(\frac{f}{8}\right)^{1/2} u_d \frac{\partial u_d}{\partial y}\right\} = \underbrace{\frac{\partial \rho H (\overline{U}\overline{V})_d}{\partial y}}_{\Gamma} \quad (1)$$

where (g) is the gravitational acceleration, (H) is the water depth, (S_0) is the bed slope, (f) is the Darcy– Weisbach friction factor, (u_d) is the depth-averaged stream-wise velocity, s is the main channel lateral side slope, and (λ) is the dimensionless eddy viscosity. $(\overline{U})$ and $(\overline{V})$ are the longitudinal and transverse time-averaged velocity components in the x and y directions, respectively. The (x) axis is parallel to the main channel flow and the (y) axis is normal to the x axis in the horizontal plane. Equation (1) has four distinct components or terms. On the left hand side of the equation, the three terms are the flow weight component (or hydrostatic pressure term, $(\rho g H S_0)$, bed shear stress component (the second term), and turbulence component arising from Reynolds shear stress (the third term), respectively. The right hand side term (Γ) defines the secondary flow effect that is more significant in the meandering channels.

Lateral distribution of sediment concentration

The detailed equations by the three methods are given in Table (1).

Table 1– Empirical equations of sediment transport selected for this study

Researchers	Equation
Ackers and White (1973)	$Q_t = QC\frac{d_{50}}{R}\left(\frac{V}{u_*}\right)^n \left(\frac{F_g}{A}-1\right)^m$
	$F_g = \frac{u_*^n}{\sqrt{g d_{50}(G_s-1)}}\left(\frac{V}{\sqrt{32\log(10R/d_{50})}}\right)^{1-n}$
Engelund and Hansen (1967)	$Q_t = 0.05Q\frac{G_s}{G_s-1}\frac{VS_0}{\sqrt{(G_s-1)gd_{50}}}\frac{RS_0}{(G_s-1)d_{50}}$
Yang (1979)	$\log C_t = I + J\log\left(\frac{VS_0}{w}\right)$
	$I = 5.165 - 0.153\log\frac{wd_{50}}{\nu} - 0.297\log\frac{u_*}{w}$
	$J = 1.780 - 0.360\log\frac{wd_{50}}{\nu} - 0.480\log\frac{u_*}{w}$

Notes: Q_t is the total sediment discharge, C_t is the total sediment concentration, Q is the flow discharge, u_* is the shear velocity, V is the flow velocity, R is hydraulic radius, S_0 is the bed slope, d_{50} is the mean sand diameter, G_s is the sediment specific gravity, w is the sand settling velocity, g is acceleration due to gravity, ν is the fluid kinematic viscosity, and n, A, m and C are constant parameters in Ackers-White equation.

Results and Discussion

Lateral velocity distribution prediction

As can be seen in Fig. 2, this procedure has led to a good fit for calculated and measured flow velocities for the three river bends.

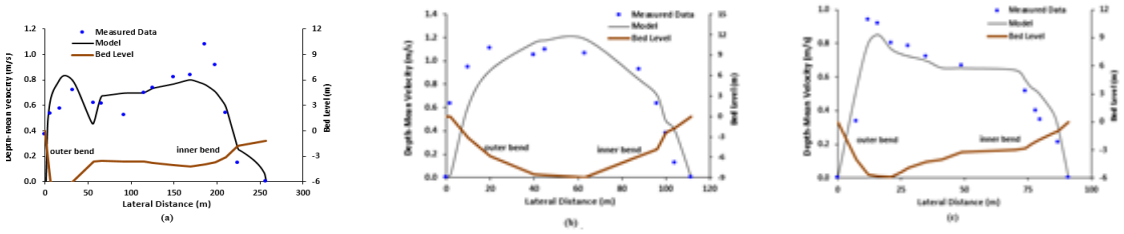


Figure 2– Comparison of computed and measured lateral distribution of flow velocity in three selected bends, a) Jangieh, b) Khabineh and c) Maliheh

Prediction of lateral sediment transport distribution

Following the computation of lateral velocity distribution in river bends, the obtained depth averaged velocities were utilized in sediment transport formulas to compute the lateral distribution of total sediment concentration. The results showed that in all three river bends, among the empirical sediment equations selected for this study, the sediment transport equation of Yang has very well agreement with the measured lateral suspended sediment concentration, in comparison to the Ackers-White and Engelund-Hanssen equations Fig (3).

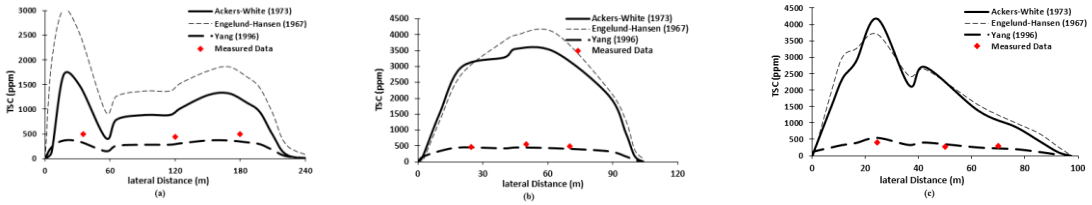


Figure 3– Comparison of lateral distribution of total sediment concentration (TSC) obtained by three empirical sediment transport equations with measured values in the three selected bends, a) Jangieh, b) Khabineh and c) Maliheh

Conclusions

Results of this study showed that the predicted lateral velocity distributions has a good agreementwith the measurements, and that the maximum relative error for the flowrate prediction is about 5%. For sediment transport prediction, it is found that the Ackers-White and Engelund-Hansen equations over-predicted the sediment concentration with large errors up to 450%; however, Yang equation has shown a much more reliable prediction of sediment concentration compared with the Ackers-White and Engelund-Hansen methods. Because the unit stream power is the basis of Yang equation derivation and in this theory, the transport of each sediment particle mainly depends to its flow velocity; hence ,the Yang sediment transport equation has shown higher accuracy for given reliable velocity.

References

1- Ackers, P., and White, W.R. 1973. Sediment transport: new approach and analysis. J. Hydraulic Engineering, 99(11):2041-2060.

2- Engelund, F., and Hansen, E. 1967. A monograph on sediment transport in alluvial streams. Teknisk Forlag, Copenhagen, Denmark.

3- Perkins, H.J. 1970. The formation of stream-wise velocity in turbulent flow. J. Fluid Mech., 44: 721-740.

4- Shiono, K., and Knight, D.W. 1991. Turbulent open-channel flows with variable depth across the channel. J. Fluid Mechanics, 222: 617-646.

5- Yang. C.T. 1979. Unit stream power equation for total load. J. Hydrology, 1:123–138.