



مجله پژوهش‌های حفاظت آب و خاک

مجله پژوهش‌های حفاظت آب و خاک

جلد نوزدهم، شماره سوم، ۱۳۹۱

<http://jwfst.gau.ac.ir>

## مدل‌سازی عددی توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب پیچانرود

\*عبدالرضا ظهیری<sup>۱</sup>، رامین امینی<sup>۲</sup> و حسین کردی<sup>۳</sup>

استادیار گروه مهندسی آب دانشگاه علوم کشاورزی و منابع طبیعی گرگان، استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، دانشجوی کارشناسی ارشد گروه مهندسی عمران، سازه‌های هیدرولیکی، دانشگاه صنعتی شاهرود،

تاریخ دریافت: ۹۱/۲/۱۶؛ تاریخ پذیرش: ۹۱/۴/۱۳

### چکیده

مطالعه هیدرولیک جریان در قوس رودخانه‌ها همواره مورد توجه محققان و مهندسان بوده است. در محل قوس، تغییرات عمق جریان، سرعت و تنش برشی در عرض رودخانه‌ها بسیار شدید بوده و باعث ایجاد جریان حلزونی و فرسایش قوس خارجی و رسوبگذاری در قوس داخلی می‌شود. این وضعیت برای رودخانه‌هایی که دارای دشت‌های سیلابی هستند بسیار پیچیده‌تر است. در این شرایط، جریان وارد دشت‌های سیلابی شده و انتقال مومنتوم بین مقطع اصلی و دشت‌های سیلابی، باعث تغییر جهت جریان ثانویه می‌شود. در این مقاله، از یک مدل ریاضی شبه دوبعدی برای شبیه‌سازی توزیع عرضی سرعت در رودخانه‌های سیلابی پیچانرود استفاده شده است. این مدل ریاضی توأم با روابط بدون بعد جریان ثانویه در دستگاه منحنی‌الخط به صورت عددی حل شده است. مهم‌ترین نتیجه به دست آمده از این پژوهش که بر خلاف ساختار جریان در مقاطع ساده پیچانرود است، بیانگر این است که مقادیر بیشینه و کمینه سرعت به ترتیب در قوس‌های داخلی و خارجی اتفاق می‌افتد. این نتیجه با داده‌های آزمایشگاهی توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب پیچانرود همخوانی دارد. همچنین نتایج حل عددی در مقایسه با نتایج روش اروین و همکاران از دقت بهتری برخوردار است. متوسط خطای نسبی روش پیشنهادی برای محاسبه سرعت جریان در مقطع اصلی حدود ۶ درصد و برای روش اروین و همکاران بیش از ۱۰ درصد است.

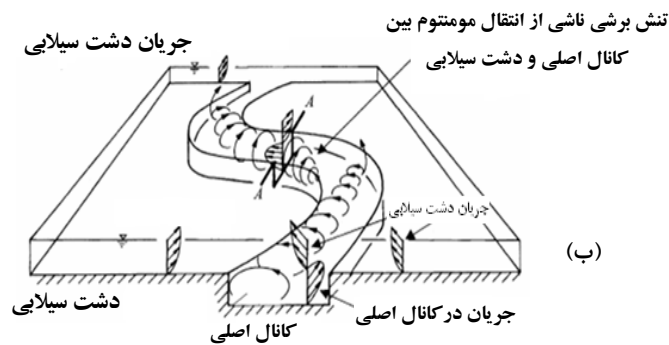
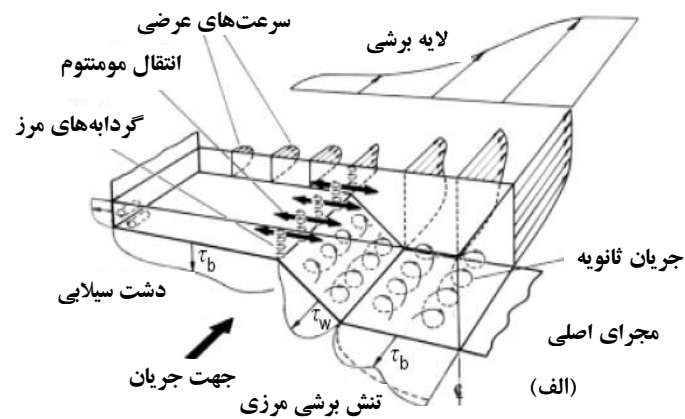
واژه‌های کلیدی: رودخانه‌های سیلابی پیچانرود، توزیع عرضی سرعت، مدل ریاضی شبه‌دوبعدی.

\* مسئول مکاتبه: [zahiri\\_reza@yahoo.com](mailto:zahiri_reza@yahoo.com)

## مقدمه

بررسی مکانیک جریان در قوس رودخانه، تغییرات زمانی خم رودخانه، شبیه‌سازی هیدرولیک جریان و تغییرات بستر رودخانه‌های پیچانرود از جمله مباحث مهم در زمینه رودخانه‌های پیچانرودی است (داسیلوا، ۲۰۰۶). در این میان، شبیه‌سازی توزیع عرضی سرعت جریان در قوس رودخانه‌ها، دارای اهمیت زیادی بوده و در حفاظت سواحل رودخانه، الگوی انتقال و ته‌نشست رسوبات، انتشار آلودگی، کنترل سیل و نیز طراحی کانال‌های سیلاب-بر کاربرد دارد. ساختار جریان در قوس رودخانه‌ها در شرایط جریان پایه (غیرسیلابی) به دلیل توسعه جریان ثانویه، پیچیده بوده و دارای طبیعت سه‌بعدی است. البته با توجه به عرض قابل توجه رودخانه‌ها، قدرت جریان‌های ثانویه در رودخانه‌های طبیعی چندان قابل توجه نیست (داسیلوا، ۲۰۰۶). در این شرایط، بحث انقباض و انبساط جریان دارای اهمیت بوده و عامل اصلی وقوع فرسایش در قوس خارجی و رسوبگذاری در قوس داخلی است. مهمترین پدیده در این حالت، تغییر الگوی توزیع عرضی سرعت است، به طوری که سرعت‌های بیشینه جریان به سمت قوس داخلی و سرعت‌های کمینه به سمت قوس خارجی رودخانه متمایل می‌شوند (اروین و همکاران، ۲۰۰۰؛ اسپونر و شیونو، ۲۰۰۳). این پدیده مهم به دلیل تبادل شدید مومنتوم بین مجرای اصلی و دشت‌های سیلابی ایجاد می‌شود (شیونو و موتو، ۱۹۹۸).

مهم‌ترین مشخصه ساختار جریان در رودخانه‌های پیچانرود سیلابی، جهت معکوس چرخش سلول‌های جریان ثانویه در راس قوس در قبل و بعد از وقوع سیلاب است. شدت و جهت چرخش این سلول‌ها تاثیر شدیدی بر ریخت‌شناسی بستر و کناره‌ها و نیز توزیع عرضی و طولی سرعت دارد. در کانال‌های پیچانرود ساده، نیروی گریز از مرکز عامل اصلی ایجاد جریان‌های ثانویه می‌باشد اما در کانال‌های پیچانرود مرکب علاوه بر نیروی گریز از مرکز، تنش برشی عرضی بین جریان مقطع اصلی و دشت‌های سیلابی نیز مهم بوده و قدرت جریان ثانویه را تشدید می‌کند. این مکانیزم، افت انرژی را افزایش داده و دبی جریان را کاهش می‌دهد. در شکل ۱، ساختار جریان در مقاطع مرکب مستقیم و پیچانرود نشان داده شده است.



شکل ۱- ساختار جریان در الف) مقاطع مرکب مستقیم (شیونو و نایت، ۱۹۹۱) و ب) پیچانرود (سلین و همکاران، ۱۹۹۳).

در مقاطع مستقیم به دلیل گرادیان سریع و پله‌ای سرعت جریان بین لایه سریع مقطع اصلی و لایه کند دشت‌های سیلابی، یک سری گردابه قوی در طول مرز اتصال مقطع اصلی به دشت‌های سیلابی تشکیل می‌شود. نتیجه این گردابه‌ها، انتقال مومنتوم مجرای اصلی به دشت‌های سیلابی، ایجاد تنش برشی، افت انرژی و در نهایت کاهش سرعت و دبی جریان رودخانه است (عمران، ۲۰۰۸). در مقاطع پیچانرود تغییرات زیادی در توزیع طولی سرعت از قوس داخلی به سمت قوس خارجی یک پیچانرود وجود دارد. به علت تغییرات متوالی شعاع انحنای قوس، پارامترهای جریان در مقاطع پیچانرودی نسبت به مقاطع مستقیم به طور قابل ملاحظه‌ای پیچیده‌ترند (پترا و همکاران، ۲۰۰۴). تاکنون روش‌های زیادی برای تعیین توزیع عرضی سرعت در رودخانه‌های سیلابی ارائه شده است. این روش‌ها بر اساس

معادلات ناویه- استوکس بوده و برای سادگی و قابلیت کاربرد در رودخانه‌های طبیعی، به فرم متوسط در عمق ارایه شده‌اند. مدل‌های ریاضی شیونو و نایت (۱۹۹۱)، لامبرت و سلین (۱۹۹۶) و اروین و همکاران (۲۰۰۰) به عنوان مهمترین مدل‌های ارائه شده قابل اشاره می‌باشند. در این میان، فقط مدل ریاضی اروین و همکاران برای رودخانه‌های سیلابی پیچانرود قابل استفاده است.

محققین نشان داده‌اند که سلول‌های جریان ثانویه در طول لبه بالادست کانال شروع شده و در پیرامون بیرونی منحنی در راس قوس رشد می‌کند (کیلی، ۱۹۹۰؛ ویلتس و همکاران، ۱۹۹۰؛ شیونو و همکاران، ۱۹۹۳؛ اروین و همکاران، ۱۹۹۴؛ ویلتس و رامش‌واران، ۱۹۹۶). مکانیسم اصلی جریان در پیچانرودها شامل جریان‌های ثانویه، انتقال سرعت بیشینه به قوس داخلی پیرامون راس منحنی و تبادل جریان بین مقطع اصلی و دشت‌های سیلابی است. توبیس و سوکی (۱۹۶۷) و نیز شیونو و موتو (۱۹۹۸) مشاهده نمودند که جهت چرخش جریان‌های ثانویه در راس قوس در حالت جریان سیلاب مخالف حالت جریان عادی است. اغلب مطالعات محققین در زمینه مقاطع مرکب پیچانرود بر استخراج رابطه دبی-اشل و محاسبه افت انرژی متمرکز بوده است (توبیس و سوکی، ۱۹۶۷؛ گرین‌هیل و سلین، ۱۹۹۳؛ سلین و همکاران، ۱۹۹۳؛ ویلتس و هاردویک، ۱۹۹۳؛ وارک و همکاران، ۱۹۹۴؛ شیونو و همکاران، ۱۹۹۹). پترا و کار (۲۰۰۰) با انجام یک سری آزمایش در یک مقطع مرکب مستطیلی پیچانرود، اثر متقابل جریان بین مقطع اصلی و دشت‌های سیلابی را مورد بررسی قرار دادند. اروین و همکاران (۲۰۰۰) مدل ریاضی شبه دوبعدی توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب مستقیم و پیچانرود را به صورت تحلیلی حل نمودند. در این حل، افت انرژی ناشی از نیروی گریز از مرکز و جریان ثانویه ناچیز فرض شده است. این مدل با وجود سادگی، تقریباً در هر شرایطی از رودخانه نیازمند واسنجی بوده و قابل تعمیم به رودخانه‌های دیگر نیست. همچنین این مدل ریاضی تحلیلی برای رودخانه‌های با هندسه پیچیده و نامنظم، به سادگی قابل کاربرد نیست. اکادا و فوکوکا (۲۰۰۲) اثر انحناء قوس و عمق نسبی بر هیدرولیک جریان در کانال‌های مرکب پیچانرود را مورد بررسی قرار دادند. موروان و همکاران (۲۰۰۲) مدل ریاضی سه‌بعدی هیدرولیک جریان در این‌گونه مقاطع را ارائه داده و با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی، آن را واسنجی نمودند. اسپونر و شیونو (۲۰۰۳)، مدل ریاضی دوبعدی با مختصات منحنی‌الخط و با صرف‌نظر کردن از اثر افت انرژی ناشی از نیروی گریز از مرکز و جریان ثانویه را برای پیش‌بینی توزیع عرضی سرعت و تنش برشی بستر در مقاطع مرکب پیچانرود ارائه نمودند. شیونو و همکاران (۲۰۰۴) در یک مطالعه آزمایشگاهی، اثر شیب بستر و درجه

انحناء (سینوسیته) بر دبی جریان در مقاطع مرکب پیچانرود را مورد بررسی قرار دادند. پترا و همکاران (۲۰۰۴) توزیع سرعت در مقاطع پیچانرود در حالت متقارن و نامتقارن را به صورت آزمایشگاهی بررسی نمودند. زراتی و همکاران (۲۰۰۵) یک مدل ریاضی متوسط در عمق برای پیش‌بینی پروفیل سطح آب در کانال‌های ساده و مرکب پیچانرود توسعه دادند. رامش‌واران و همکاران (۲۰۰۸) با مدل‌سازی فیزیکی رودخانه‌ی بلک‌واتر<sup>۱</sup>، رفتار هیدرودینامیکی و توزیع عرضی سرعت و تنش برشی بستر آن را در چند درجه انحناء مختلف مورد ارزیابی قرار دادند. دش (۲۰۰۸) با انجام آزمایش در یک کانال مرکب پیچانرود، معادلاتی برای توزیع دبی در مقطع اصلی و دشت‌های سیلابی ارائه نمود. شیونو و همکاران (۲۰۰۹) با انجام آزمایش‌هایی، اثر زبری دشت‌های سیلابی بر ساختار جریان در مقاطع مرکب پیچانرود را بررسی نمودند. جینگ و همکاران (۲۰۱۱) مدل‌سازی سه‌بعدی جریان آشفته در کانال‌های مرکب ذوزنقه‌ای پیچانرود را به روش حجم محدود انجام داده و نتیجه‌گیری نمودند که رفتار جریان عادی با جریان سیلاب در کانال‌های پیچانرود بسیار متفاوت است. رامش‌واران و شیونو (۲۰۱۱) نیز رفتار مقاطع مرکب پیچانرود را به صورت سه‌بعدی شبیه‌سازی نموده و نتایج آن را به کمک داده‌های آزمایشگاهی و صحرایی واسنجی نمودند.

در این مقاله، به منظور شبیه‌سازی و حل کاربردی توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب پیچانرود و نیز محاسبه دبی جریان، یک مدل ریاضی شبه‌دو‌بعدی در دستگاه منحنی الخط ارائه شده است. در این مدل بر خلاف مدل ریاضی اروین و همکاران (۲۰۰۰) که نیازمند واسنجی ضریب جریان ثانویه است، از روابط بدون‌بعد ساده‌ای برای محاسبه‌ی ضریب جریان ثانویه در مقطع اصلی و دشت‌های سیلابی استفاده شده است. این راه‌حل باعث کاربردی شدن این مدل برای مقاطع آزمایشگاهی و به ویژه رودخانه‌ای می‌شود. این مدل برای چند مقطع مرکب آزمایشگاهی پیچانرود مورد بررسی قرار گرفته و دقت نتایج محاسباتی آن ارزیابی شده است.

### مواد و روش‌ها

مبانی مدل ریاضی شبه‌دو‌بعدی متوسط در عمق در دستگاه منحنی الخط: شیونو و نایت (۱۹۹۱) برای حل توزیع عرضی سرعت جریان در مقاطع مرکب مستقیم، معادله زیر را ارائه نمودند:

---

1- River Blackwater

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

که  $u_d$  سرعت متوسط در عمق،  $\rho$  جرم حجمی آب،  $g$  شتاب ثقل،  $\lambda$  ضریب بدون بعد لزجت جریان متلاطم،  $f$  ضریب اصطکاک دارسی و سیساک،  $s$  شیب جانبی کانال،  $H$  عمق جریان در هر نقطه،  $S_0$  شیب کف کانال و  $y$  جهت عرضی است. عبارت سمت راست معادله، مربوط به اثر جریان ثانویه است که در آن،  $\bar{U}$  و  $\bar{V}$  به ترتیب سرعت‌های متوسط زمانی در جهت‌های طول و عرض می‌باشد. شیونو و نایت (۱۹۹۱)، اثر جریان ثانویه را به صورت تابعی از تنش برشی بستر بیان نمودند:

$$\frac{\partial H(\rho \bar{U} \bar{V})_d}{\partial y} = \beta (\rho g S_0 H) \quad (2)$$

که  $\beta$  ضریب جریان ثانویه بوده و برای مقطع اصلی و دشت‌های سیلابی به ترتیب برابر ۰/۱۵ و ۰/۲۵ - پیشنهاد شده است.

اروین و همکاران (۲۰۰۰) فرض نمودند که سرعت‌های  $\bar{U}$  و  $\bar{V}$  تابع سرعت متوسط در عمق  $u_d$  است:

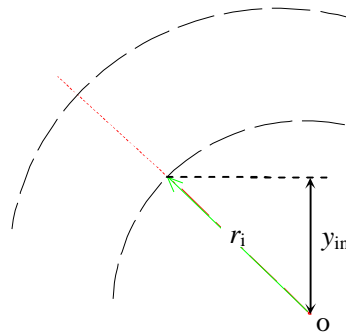
$$U = k_1 u_d, V = k_2 u_d \rightarrow \frac{\partial H(\rho \bar{U} \bar{V})_d}{\partial y} = \frac{\partial (H k u_d^2)}{\partial y} \quad (3)$$

که  $k_1$ ،  $k_2$  و  $k$  ضرایب تناسب است. ضریب  $k$  تابع عمق جریان، زبری دشت سیلاب و درجه پیچانرودی رودخانه است. با واسنجی مدل ریاضی، محدوده ضریب تناسب در مقطع اصلی و - دشت‌های سیلابی برای کانال‌های پیچانرود به ترتیب ۱-۵/۵ و ۲-۰ درصد بدست آمده است. مقدار این ضریب در رودخانه‌های عریض با مسیر مستقیم، ناچیز است (اروین و همکاران، ۲۰۰۰). مطالعات اخیر نشان داده است که به دلیل وجود شتاب گریز از مرکز و تنش‌های جریان آشفته، کاربرد هر دو فرض فوق در مقاطع مرکب پیچانرود دارای محدودیت بوده و قابل استفاده نیست.

در مقاطع پیچانرود علاوه بر تنش برشی بستر، شتاب گریز از مرکز، تنش‌های جریان آشفته و مکانیسم‌های دیگری در شبیه‌سازی توزیع عرضی سرعت و دبی موثر می‌باشند. معادله حرکت جریان در مسیر پیچانرود در یک مقطع مرکب به صورت زیر ارائه شده است (اسپونر و شیونو، ۲۰۰۳):

$$\rho g H S_0 - \left( \frac{r_{in} + y_{in}}{r_{in}} \right) \rho \frac{f}{8} u_d^2 \sqrt{1 + S_{0y}^2} + \left( \frac{r_{in} + y_{in}}{r_{in}} \right) \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \rho \lambda H^2 \left( \frac{f}{8} \right)^{1/2} u_d \frac{\partial u_d}{\partial y} \right\} + \frac{2}{r_{in}} \left\{ \rho \lambda H^2 \left( \frac{f}{8} \right)^{1/2} u_d \frac{\partial u_d}{\partial y} \right\} = \rho \left[ \left( \frac{r_{in} + y_{in}}{r_{in}} \right) \frac{\partial H(\bar{U} \bar{V})_d}{\partial y} + \frac{2H(\bar{U} \bar{V})_d}{r_{in}} \right] \quad (4)$$

که شعاع داخلی قوس کانال و  $y_{in}$  فاصله مقطع داخلی منحنی است (شکل ۲). در این معادله عبارت سمت راست بیانگر اثر جریان ثانویه است که بر خلاف رودخانه‌های طبیعی مستقیم، در رودخانه‌ها و مقاطع مرکب آزمایشگاهی پیچانرود از اهمیت زیادی برخوردار است. قابل ذکر است که در رودخانه‌های مستقیم،  $y_{in}=0$ ، در نتیجه معادله ۴ به معادله ۱ ساده می‌شود.



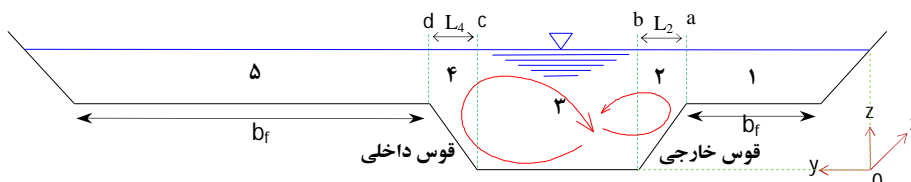
شکل ۲- نمایش پارامترهای معادله‌ی دیفرانسیل ۴ در یک کانال پیچانرود.

روش پیشنهادی برای دخالت اثر جریان ثانویه: در روش پیشنهادی این تحقیق، با توجه به اثر هر دو جمله تنش برشی و انتقال در توزیع عرضی سرعت جریان در مقاطع مرکب پیچانرود به ترتیب از روابط شیونو و نایت (۱۹۹۱) و اروین و همکاران (۲۰۰۰) برای بیان اثر جریان ثانویه در مقاطع مرکب پیچانرود استفاده شده است. به این منظور، رابطه زیر ارائه شده است. این رابطه مبتنی بر روابط پیوستگی و مومنتوم جریان در مختصات منحنی الخط می‌باشد:

$$\Gamma = \Gamma_1 + \Gamma_2 = \beta(\rho g H S_0) + \left[ \frac{\partial(Hku_d^2)}{\partial y} + \frac{2}{r_{in} + y_{in}} Hku_d^2 \right] \quad (5)$$

که  $\Gamma$  بیانگر جمله جریان ثانویه در معادله ۴ و  $\Gamma_1$  و  $\Gamma_2$  به ترتیب عبارات فرض شده توسط شیونو و نایت (۱۹۹۱) و اروین و همکاران (۲۰۰۰) برای جریان ثانویه است. در این تحقیق مقطع عرضی رودخانه‌ی سیلابی به ۵ ناحیه تقسیم شده است. نحوه این تقسیم‌بندی در شکل ۳ ارائه شده است. این تقسیم‌بندی بر اساس قدرت سلول‌های جریان‌های چرخشی و یا لایه‌های برشی انجام شده است. سلول‌های چرخشی در قوس داخلی در جهت عقربه‌های ساعت بوده و در مقایسه با سلول‌های چرخشی در قوس خارجی، بزرگتر است. سلول‌های چرخشی در دیواره خارجی در خلاف جهت

عقریه‌های ساعت است. همانطور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود نواحی ۱ و ۲ در قوس خارجی کانال و نواحی ۴ و ۵ در قوس داخلی کانال قرار گرفته است.



شکل ۳- تقسیم‌بندی مقطع عرضی کانال سیلابی پیچانرود به ۵ ناحیه بر اساس ساختار جریان‌های ثانویه.

ناحیه ۱: در این ناحیه که در قوس خارجی کانال قرار دارد، مقدار  $k$  برابر با صفر (اروین و همکاران ۲۰۰۰) و مقدار  $\beta$  تابع درجه‌ی انحناء، شعاع نسبی قوس و فاصله بوده و از رابطه‌ی بدون بعد زیر که بر اساس داده‌های آزمایشگاهی چند کانال با مقیاس بزرگ و مسیر پیچانرود در موسسه تحقیقات والینگفورد (کانال  $^{1}FCF-B$ ) استخراج شده است، بدست می‌آید:

$$\beta = 0.16 \left[ Si^{3/88} \left( \frac{y_a}{y_a + L_2} \right)^{1.31} R_r^{1.45} \right] \quad (6)$$

که  $Si$  درجه‌ی انحناء،  $y_a$  فاصله‌ی نقطه‌ی  $a$ ،  $L_2$  طول ناحیه ۲ و  $R_r$  شعاع نسبی قوس است که از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$R_r = \frac{R}{R + y_{in}} \quad (7)$$

ناحیه ۲: در این ناحیه که در قوس خارجی کانال قرار دارد، مقدار  $k$  بر اساس واسنجی مدل ریاضی این تحقیق برابر با ۰/۱ درصد بدست آمده است. مقدار  $\beta$  در نقطه‌ی  $a$  از رابطه‌ی ۶ و در نقطه‌ی  $b$  از رابطه‌ی ۸ بدست می‌آید. برای سادگی فرض می‌شود که از نقطه‌ی  $a$  تا نقطه‌ی  $b$  تغییرات  $\beta$  خطی است.

$$\beta = 0.1796 \left[ Si^{1/5.8} \left( \frac{y_b}{y_b + L_r} \right)^{6/143} R_r^{-1.57} \right] \quad (8)$$

که  $y_b$  فاصله نقطه‌ی  $b$  است.



ناحیه ۳: در این ناحیه مقدار  $k$  بر اساس واسنجی مدل ریاضی از  $0/1$  درصد در نقطه‌ی  $b$  به  $0/25$  درصد (اروین و همکاران ۲۰۰۰) در نقطه‌ی  $c$  و بصورت خطی تغییر می‌کند. مقدار  $\beta$  در این ناحیه در نقطه‌ی  $b$  از رابطه‌ی ۸ بدست آمده و بصورت خطی به مقدار  $\beta$  در نقطه  $c$  که از رابطه‌ی ۹ بدست می‌آید، تغییر می‌کند:

$$\beta = 0/324 \left[ Si^{0/319} \left( \frac{y_c}{y_c + L_f} \right)^{3/984} R_r^{6/617} + D_r^{-1/468} \right] \quad (9)$$

که  $y_c$  فاصله نقطه‌ی  $c$  است.

ناحیه ۴: در این ناحیه مقدار  $K$  برابر با  $0/25$  درصد (اروین و همکاران ۲۰۰۰) است. در این ناحیه مقدار  $\beta$  در نقطه‌ی  $c$  که از رابطه‌ی ۹ بدست می‌آید بصورت خطی تا مقدار  $\beta$  در نقطه‌ی  $d$  که از رابطه‌ی ۱۰ بدست می‌آید، تغییر می‌کند.

$$\beta = 0/304 \left[ Si^{3/17} \left( \frac{y_d}{y_d + L_f} \right)^{1/827} R_r^{1/65} + D_r^{3/974} \right] \quad (10)$$

که  $y_d$  فاصله نقطه‌ی  $d$  است.

ناحیه ۵: مقدار  $K$  در این ناحیه برابر با صفر (اروین و همکاران ۲۰۰۰) است. مقدار  $\beta$  از رابطه‌ی ۱۰ محاسبه می‌شود.

ضرایب و نماهای روابط ۶ و ۱۰-۸ به کمک داده‌های آزمایشگاهی توزیع عرضی سرعت و با استفاده از اصول بهینه‌سازی توابع غیرخطی بدست آمده است.

**داده‌های آزمایشگاهی مورد استفاده:** برای تعیین ضرایب و نماهای روابط ارائه شده و نیز ارزیابی دقت مدل ریاضی پیشنهادی در مراحل واسنجی و صحت‌سنجی، از داده‌های توزیع عرضی سرعت در چند کانال آزمایشگاهی با مقطع مرکب پیچانرود استفاده شده است. مشخصات این کانال‌ها در جدول ۱ ارائه شده است.

جدول ۱- داده‌ها و مشخصات کانال‌های آزمایشگاهی.

عرض کل کانال	شعاع	درجه انحناء	ضریب زبری		عمق لبریز	دبی	شیب کف	عمق	مقطع
$B(m)$	$r(m)$	$Si$	$n_f$	$n_{mc}$	$h(m)$	$Q(m^3/s)$	$S_o$	$H(m)$	
۱۰	۲/۱۴۳	1.374	0.010	0.0105	0.15	0.2512	0.000996	0.2	FCF-B23
۱۰	۲/۱۴۳	1.374	0.010	0.0105	0.15	0.6344	0.000996	0.25	FCF-B24
۱۰	۲/۱۴۳	1.374	0.010	0.0105	0.15	0.6139	0.000996	0.25	FCF-B30
۱۰	۲/۱۴۳	1.374	0.010	0.0105	0.15	0.2640	0.000996	0.25	FCF-B37
۱۰	۲/۱۴۳	2.04	0.010	0.0105	0.15	0.1792	0.001021	0.2	FCF-B42
۱۰	۲/۱۴۳	2.04	0.010	0.0105	0.15	0.1157	0.001021	0.2	FCF-B45
۱۰	۲/۱۴۳	1.374	0.010	0.0105	0.15	0.058	0.000996	0.165	FCF-B35
۱۰	۲/۱۴۳	1.374	0.010	0.0105	0.15	0.225	0.000996	0.2	FCF-B40
۱,۶۵	2	1.374	0.010	0.0105	0.025	0.0048	۰/۰۰۱	0.042	G25T45S
	۳/۲	۱/۹۱	۰/۰۱۲	۰/۰۱۲	۰/۰۸	۰/۰۴۸۴۷۴	۰/۰۰۵۳	متغیر	HM16-27

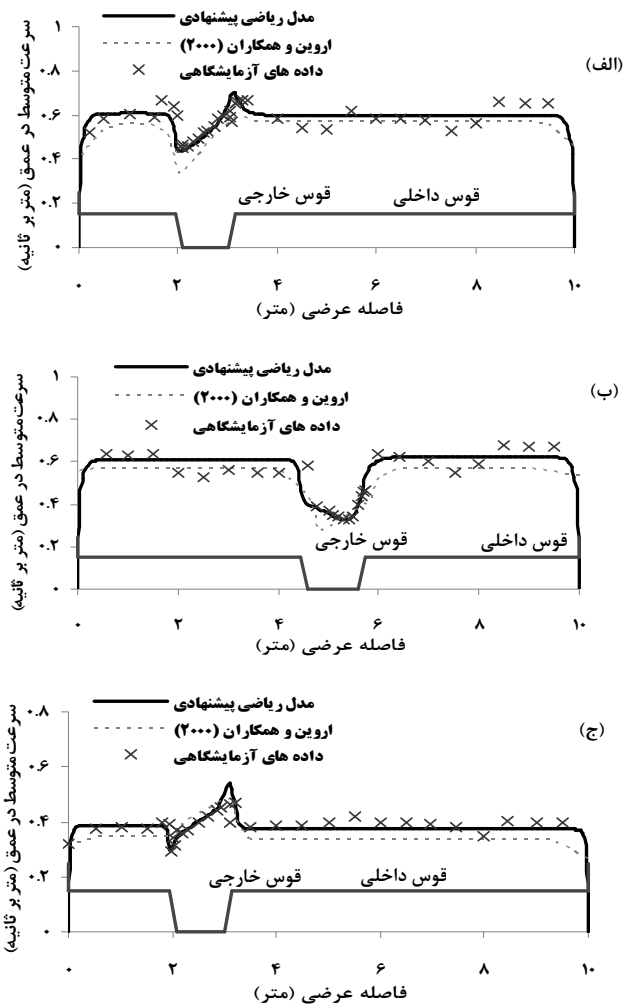
### نتایج

نتایج مدل ریاضی در مرحله‌ی واسنجی: در این تحقیق برای واسنجی مدل ریاضی پیشنهادی و نیز ارزیابی دقت نتایج آن، داده‌های آزمایشگاهی چند کانال با شرایط هندسی و هیدرولیکی متنوع مورد استفاده قرار گرفته است. به علت عدم دسترسی به داده‌های صحرائی مقاطع مرکب رودخانه‌ای، ارزیابی دقت مدل پیشنهادی در رودخانه‌های طبیعی امکان‌پذیر نبوده است. نتایج کاربرد مدل ریاضی پیشنهادی در حل توزیع عرضی سرعت در ۲ مقطع از کانال‌های پیچانرود آزمایشگاهی FCF-B و چند عمق جریان در شکل‌های ۴ و ۵ نشان داده شده است. عمق جریان در این شکل برابر ۰/۲۵ متر است اما موقعیت مقطع عرضی در شکل ۴- الف در راس قوس و در شکل ۴- ب در محدوده بین دو قوس<sup>۱</sup> می‌باشد. همانطور که در این شکل‌ها مشاهده می‌شود نتایج حاصل از حل عددی مدل ریاضی پیشنهادی مطابقت خوبی با داده‌های آزمایشگاهی داشته و سرعت جریان در قوس داخلی را بیشتر از قوس خارجی برآورد نموده است. خطای نسبی محاسبه دبی جریان در این مقاطع آزمایشگاهی حدود ۸ درصد می‌باشد. مطابق این شکل، این نتایج نسبت به نتایج مدل ریاضی اروین و همکاران (۲۰۰۰) به ویژه در محدوده مقطع اصلی دارای دقت بهتری است. با توجه به اهمیت پیش‌بینی سرعت در این

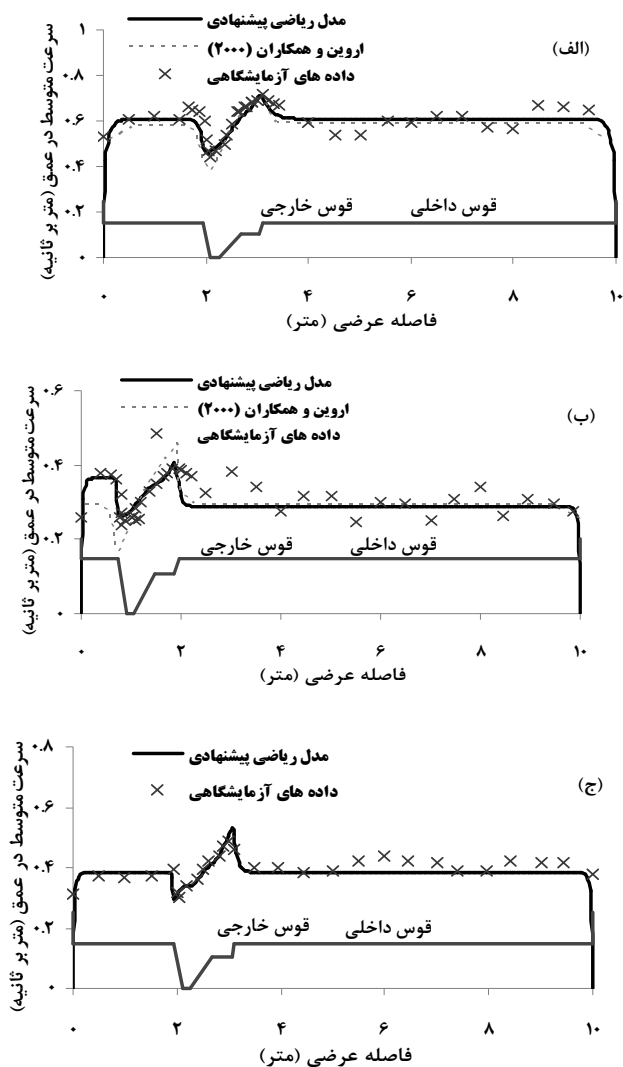
1- Crossover

محدوده (شامل قوس‌های داخلی و خارجی) برای طراحی سازه‌های مهندسی، دقت خوب مدل ریاضی پیشنهادی مزیت این مدل را نشان می‌دهد.

در شکل ۵، کانال آزمایشگاهی در ساحل راست دارای یک پله می‌باشد. نتایج مدل شبه دوبعدي اروین و همکاران (۲۰۰۰) در این حالت و به ویژه در شکل ۵-ب دارای خطای نسبتاً زیادی است، در حالیکه مدل ریاضی پیشنهادی دقت بهتری دارد.



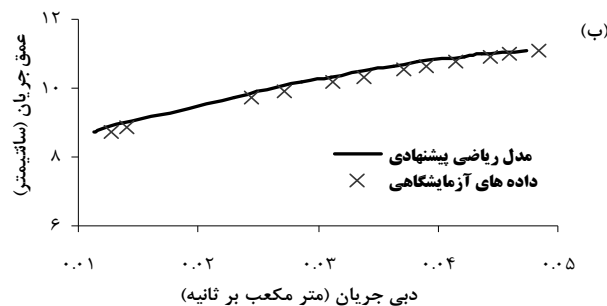
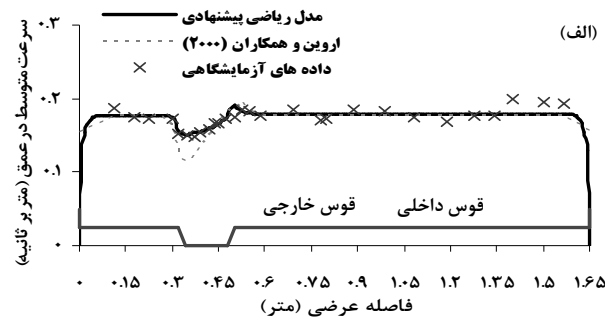
شکل ۴- نتایج توزیع عرضی سرعت جریان در کانال مرکب پیچانرود FCF (الف- آزمایش B24، ب- آزمایش B24-Crossover، آزمایش B23).



شکل ۵- نتایج توزیع عرضی سرعت در کانال مرکب پیچانرود FCF  
(الف- آزمایش B30، ب- آزمایش B24، ج- آزمایش B37).

نتایج مدل ریاضی در مرحله صحت‌سنجی: برای اطمینان از دقت مناسب مدل ریاضی پیشنهادی در شرایطی غیر از محدوده واسنجی، این مدل برای چند کانال آزمایشگاهی دیگر نیز مورد آزمون قرار گرفته است. در شکل ۶- الف، نتایج حل توزیع عرضی سرعت در کانال آزمایشگاهی G25T45S ارائه

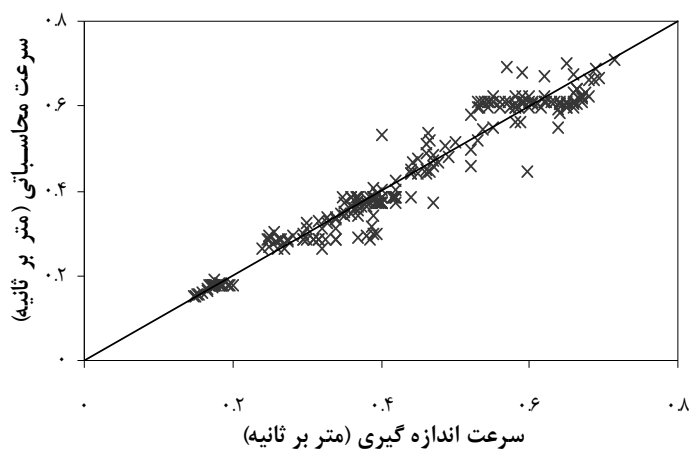
شده است. مقایسه‌ی نتایج محاسباتی با داده‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهد که مدل ریاضی پیشنهادی کارایی خوبی داشته است اما نتایج روش اروین و همکاران (۲۰۰۰) در محدوده مقطع اصلی کانال چندان رضایت‌بخش نیست. در شکل ۶-ب نتایج مدل ریاضی پیشنهادی در کانال پیچانرود آزمایشگاه هیدرولیک رورکلا در کشور هند (سری HM) ارائه شده است. در این شکل به دلیل عدم دسترسی به داده‌های آزمایشگاهی توزیع عرضی سرعت، منحنی دبی-اشل این کانال مبنای مقایسه قرار گرفته است. همانطور که مشاهده می‌شود در این کانال نیز نتایج حل مدل ریاضی پیشنهادی قابل قبول است.



شکل ۶-ب نتایج توزیع عرضی سرعت و رابطه دبی-اشل در کانال‌های مرکب آزمایشگاهی پیچانرود در مرحله صحت‌سنجی (الف- کانال G25T45S، ب- کانال HM).

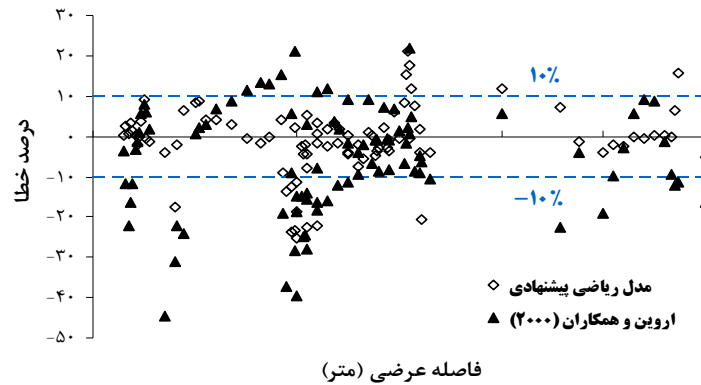
برای ارزیابی دقت نتایج مدل پیشنهادی در این تحقیق، مقادیر سرعت محاسباتی و اندازه‌گیری شده در محدوده مقطع اصلی کلیه مقاطع مرکب پیچانرود مورد استفاده در مراحل واسنجی و صحت‌سنجی در شکل ۷ با یکدیگر مقایسه شده است. سرعت جریان در محدوده مقطع اصلی برای

محاسبه ظرفیت انتقال رسوب معلق و بار بستر رودخانه در شرایط سیلاب و نیز برای شبیه‌سازی نحوه انتشار و انتقال مواد آلاینده در رودخانه‌ها دارای اهمیت زیادی است. همانطور که در شکل ۷ مشاهده می‌شود، نتایج مدل ریاضی پیشنهادی دارای دقت مناسبی برای محاسبه‌ی سرعت‌های جریان در مقطع اصلی است. ضریب تعیین ( $R^2$ ) برای مدل پیشنهادی حدود ۰/۹۵ بدست آمده است در حالی که این ضریب برای روش اروین و همکاران (۲۰۰۰) حدود ۰/۹۰ محاسبه شده است. این نتایج نشان می‌دهد که روش پیشنهادی دارای دقت بالاتری است.



شکل ۷- مقایسه‌ی نتایج محاسباتی و آزمایشگاهی سرعت جریان در مقطع اصلی در کلیه‌ی مقاطع مرکب پیچانرود.

در شکل ۸، درصد خطای نسبی نتایج محاسبات سرعت جریان در مقطع اصلی بدست آمده از مدل ریاضی پیشنهادی و مدل اروین و همکاران ارائه شده است. با بررسی این نتایج مشخص می‌شود که متوسط خطای نسبی مدل‌های ریاضی پیشنهادی و اروین و همکاران به ترتیب حدود ۶ درصد و ۱۰ درصد است. خطای اغلب مقادیر سرعت محاسباتی از مدل پیشنهادی کمتر از ۱۰ درصد است اما در روش اروین و همکاران (۲۰۰۰)، اغلب مقادیر سرعت محاسباتی دارای خطای نسبی بیشتر از ۱۰ درصد است. حداکثر خطای نسبی در مدل‌های پیشنهادی و اروین و همکاران (۲۰۰۰) به ترتیب حدود ۲۴ و ۴۴ درصد است.



شکل ۸- مقایسه خطای نسبی دو مدل ریاضی پیشنهادی و اروین و همکاران در مقطع اصلی کانال‌های آزمایشگاهی.

### نتیجه‌گیری

در این مقاله برای شبیه‌سازی دقیق توزیع عرضی سرعت جریان در مقاطع مرکب پیچانرود از روابط بدون بعد ساده‌ای برای دخالت اثر جریان ثانویه در مدل ریاضی اسپونر و شیونو (۲۰۰۳) استفاده شده است. این روابط به کمک داده‌های آزمایشگاهی واسنجی شده و سپس برای چند مقطع مرکب آزمایشگاهی مورد استفاده قرار گرفته است. یافته‌های مهم این تحقیق عبارتند از:

۱- نتایج توزیع عرضی سرعت در مقطع اصلی و دشت‌های سیلابی بدست آمده در این تحقیق مطابقت خوبی با مقادیر آزمایشگاهی دارد. این مطابقت در محل اتصال مقطع اصلی به دشت‌های سیلابی که دارای حداکثر تنش برشی است، قابل توجه است.

۲- نتایج بدست آمده حاکی از این است که مقادیر بیشینه سرعت در قوس داخلی و مقادیر کمینه سرعت در قوس خارجی اتفاق می‌افتد. این نتایج مطابق با نتایج آزمایشگاهی و نیز مطالعات اروین و همکاران (۲۰۰۰) و اسپونر و شیونو (۲۰۰۳) و بر خلاف ساختار جریان در مقاطع ساده (جریان غیرسیلابی یا پایه) پیچانرود است. این نکته باید در طراحی سازه‌های مهندسی از قبیل آبگیرها، سرریزهای جانبی و پایه پل‌ها در دشت‌های سیلابی مدنظر قرار گیرد.

۳- مقایسه‌ی نتایج محاسباتی سرعت جریان در مقطع اصلی از دو روش پیشنهادی و اروین و همکاران (۲۰۰۰) بیانگر دقت بالاتر روش پیشنهادی است. با تحلیل آماری این نتایج، مقادیر ضریب تعیین در مدل ریاضی پیشنهادی حدود ۰/۹۵ و در مدل اروین و همکاران حدود ۰/۹۰ بدست آمده

است. با توجه به اهمیت سرعت جریان مقطع اصلی در محاسبات انتقال رسوب و پخش مواد آلاینده در شرایط سیلاب، مدل ریاضی پیشنهادی می‌تواند یک روش کاربردی باشد.

۴- متوسط خطای نسبی مدل پیشنهادی برای محاسبه سرعت جریان در مقطع اصلی حدود ۶ درصد است. این خطا برای روش اروین و همکاران بیش از ۱۰ درصد است.

#### منابع

1. Da Silva, A.M.F. 2006. On why and how do rivers meander? *J. Hydraul. Res.*, 44:5:579-590.
2. Dash, S. 2008. Discharge distribution in meandering compound channels. Bachelor of Technology in Civil Engineering, Rourkela University, 48 p.
3. Ervine, D.A., Sellin, R.H.J. and Willetts, B.B. 1994. Large flow structures in meandering compound channels. *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on River Flood Hydraulics*, England, P: 459-469.
4. Ervine, D.A., Babaeyan-Koopaei, K., and Sellin, R.H.J. 2000. Two-dimensional solution for straight and meandering overbank flows. *J. Hydraul. Eng.*, 126:9: 653-669.
5. Greenhill, R.K., and Sellin, R.H.J. 1993. Development of a simple method to predict discharge in compound meandering channels. *Water, Maritime & Energy*, 101:37-44.
6. Jing, H., Li, C., Guo, Y., and Xu, W. 2011. Numerical simulation of turbulent flows in trapezoidal meandering compound open channels, *J. for Numerical Methods in Fluids*, 65:9:1071-1083.
7. Kiely, G. 1990. Overbank flow in meandering compound channels: the important mechanisms. *Proceedings of the Int. Conf. on River Flood Hydraulics*, England, P: 207-217.
8. Lambert, M.F., and Sellin, R.H.J. 1996. Discharge prediction in straight compound channels using the mixing length concept. *J. Hydraul. Res.*, 34: 381-394.
9. Morvan, H., Pender, G., Wright, N.G., and Ervine, D.A. 2002. Three-dimensional hydrodynamics of meandering compound channels. *J. Hydrol. Eng.*, 128:7: 674-682.
10. Okada, S., and Fukuoka, S. 2002. Land-form features in compound meandering channels and classification diagram of flood flows based on sinuosity and relative depth. *River Flow 2002*, Balkema, P: 205-212.
11. Omran, M. 2008. New developments in predicting stage-discharge curves, velocity and boundary shear stress distributions in open channel flow. *Water and Environment Journal*, P: 131-136.



12. Patra, K.C., and Kar, S.K. 2000. Flow interaction of meandering rivers with floodplains. *J. Hydraul. Eng.*, 126:8.593-604.
13. Patra, K.C., Kar, S.K., and Bhattacharya, A.K. 2004. Flow and velocity distribution in meandering compound channels. *J. Hydraulic. Eng.*, 130:5.398–204.
14. Rameshwaran, P., Sun, X., Shiono, K., Chandler, J.H., and Sellin, R.H.J. 2008. The modelling of compound channel flow: physical model of River Blackwater. *River Flow 2008, Turkey*, P: 555-564.
15. Rameshwaran, P., and Shiono, K. 2011. Modelling of overbank flow structures in meandering channels. *Maritime Engineering*, 156:3.225-233.
16. Sellin, R.H.J., Ervine, D.A., and Willetts, B.B. 1993. Behavior of meandering two-stage channels. *Water, Maritime and Energy*, 101:2.99–111.
17. Shiono, K., and Knight, D.W. 1991. Turbulent open-channel flows with variable depth across the channel. *J. Fluid Mechanics*, 222: 617-646.
18. Shiono, K., Muto, Y., Imamoto, H., and Ishigaki, T. 1993. Flow discharge characteristics for overbank flow in meander channels. 1<sup>st</sup> Int. Conf. on Hydro-Science and Engineering, USA, P: 1309–1316.
19. Shiono, K., and Muto, Y. 1998. Complex flow mechanisms in compound meandering channels with overbank flow. *J. Fluid Mechanics*, 376: 221-261.
20. Shiono, K., Al-Romaih, J.S., and Knight, D.W. 1999. Stage-discharge assessment in compound meandering channels. *J. Hydraul. Eng.*, 125:1.66-77.
21. 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. *J. Hydraul. Res.*, 47:1.20-28.
22. Spooner, J., and Shiono, K. 2003. Compound meandering channels with overbank flow. *Water, Maritime and Energy*, P: 225-233.
23. Toebes, G.H., and Sooky, A.A. 1967. Hydraulics of meandering rivers with flood plains. *J. of Water and Harbors Div., ASCE*, 93:2.213–236.
24. Willetts, B.B., and Rameshwaran, P. 1996. Meandering overbank flow structures, Coherent flow structures in open channels. John Wiley and Sons Ltd, pp: 609-629.
25. Willetts, B.B., Hardwick R.I., and Maclean, A.G. 1990. Model studies of overbank flow from a meandering channel. *Int. Conference on River Flood Hydraulics, England*, P: 197–205.
26. Zarrati, A.R., Tamai, N., and Jin, Y.C. 2005. Mathematical modeling of meandering channels with a generalized depth averaged model. *J. Hydraul. Eng.*, 131:6.467-475.



Gorgan University of Agricultural  
Sciences and Natural Resources

*J. of Water and Soil Conservation, Vol. 19(3), 2012*  
<http://jwfst.gau.ac.ir>

## **Numerical simulation of velocity lateral distribution in meandering compound channels**

**\*A. Zahiri<sup>1</sup>, R. Amini<sup>2</sup> and H. Kordi<sup>3</sup>**

<sup>1</sup>Assistant Prof., Dept. of Water Engineering, Gorgan University of Agricultural Sciences and Natural Resources, Iran, <sup>2</sup>Assistant Prof., Dept. of Civil Engineering, Shahrood Technical University, Iran. <sup>3</sup>M.Sc. Student of Hydraulic Structures, Shahrood Technical University, Iran

Received: 2012-12-10; Accepted: 2012-7-6

### **Abstract**

Meandering has attracted the attention of scientists and engineers since a long time. In river bend, high variations of flow depth, velocity and shear stress across the river produce a spiral flow and hence, bank erosion in outer bank and sedimentation in inner bank. Such situation is very complicated in rivers with floodplains. In this condition, flood flow enters the floodplains and changes the direction of secondary flow because of momentum transfer between main channel and floodplains. In this paper, using a quasi-two dimensional mathematical model, the lateral distribution of velocity in overbank meandering rivers is simulated. This mathematical model combined with dimensionless relationships for secondary flow term is solved numerically in curvilinear system. The most important result of this research indicates that the maximum and minimum magnitudes of velocity are occurred in inner and outer banks, respectively, which is in the opposite sense with the flow structure at the inbank meandering channels. This finding agrees well with the experimental data in overbank meandering channels. Furthermore, the numerical results have higher accuracy compared with Ervine et. al. method. The mean relative error of proposed and Ervine et al. methods for predicting the main channel velocity are 6 and 10 percents, respectively.

**Keywords:** Overbank meandering channels Velocity lateral distribution; Quasi-two dimensional mathematical model.

---

\* Corresponding author; Email: [zahiri\\_reza@yahoo.com](mailto:zahiri_reza@yahoo.com)