علوم و مهندسی آبیاری
جلد ۴۱، شماره‌ی۳، پاییز ۹۷، ص. ۱۵۸-۱۴۵

مدل تحلیلی روابط هندسه هیدرولیکی پیچان‌رودها با در نظر گرفتن جریان ثانویه

مژگان شاه‌حسینی[1*]، محمدرضا مجدزاده طباطبایی[2] و سید سعید موسوی ندوشنی[3]

۱*- نویسنده مسئول،کارشناس ارشد مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، m.shahosainy@yahoo.com
۲- استادیار دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی.
۳- استادیار دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی.

تاریخ دریافت: ۹۵/۱/۲۶ تاریخ پذیرش: ۹۶/۱/۲۰

چکیده

روابط هندسه هیدرولیکی در قالب عرض مقطع پر، عمق متوسط مقطع پر، سرعت متوسط جریان و شیب طولی بستر، شکل رودخانه را توصیف می‌کند. هدف اصلی این مطالعه، به‌دست آوردن تحلیلی روابط هندسه هیدرولیکی بازه‌ای در پیچان‌رودها با در نظر گرفتن جریان ثانویه می‌باشد. ابتدا مبانی و مفهوم هندسه هیدرولیکی گفته شده و در ادامه به صورت تحلیلی با استفاده از چهار معادله پیوستگی جریان، مقاومت جریان، تابع شیلدز و رابطه جریان ثانویه، روابط هندسه هیدرولیکی به‌دست آمده است که متغیرهای مستقل شامل دبی جریان، اندازه ذرات رسوبی و بار رسوبی بستر و متغیرهای وابسته شامل عمق متوسط، عرض، سرعت متوسط جریان و شیب طولی بستر می‌باشد. واسنجی مدل نشان‌دهنده تطابق نسبتاً خوب مقادیر اندازه‌گیری شده و محاسباتی می‌باشد. در هر صورت اختلافاتی نیز وجود دارد که به دلیل فرضیات مدل می‌باشد. در انتها حساسیت سنجی مدل صورت گرفته تا مشخص شود که مدل نسبت به چه پارامتری حساس‌تر می‌باشد.

کلید واژه‌ها: هندسه هیدرولیکی، جریان ثانویه، پیچان‌رود.

مقدمه

محاسبه هندسه کانال‌ها، در طی سال‌ها مورد توجه محققین زیادی بوده است و در طراحی کانال و کارهای آبیاری حائز اهمیت می‌باشد (Gleason, 2015). از مهم‌ترین مدل‌هایی که در طول قرن‌های گذشته در ارتباط با مهندسی رودخانه و مورفولوژی رودخانه‌ای بیان شده، تئوری رژیم و هندسه هیدرولیکی می‌باشد. در رفتارشناسی رودخانه‌ها از جنبه‌های مهم و مورد توجه مهندسین رودخانه، شرایطی است که شکل، اندازه مقطع هندسی رودخانه‌ها و شیب طولی آن در حالت تعادل با مشخصات هیدرولیکی و رسوبی اعمال شده به رودخانه قرار می‌گیرد که اصطلاحاً به آن رژیم می‌گویند. هر کدام از معادلات رژیم موجود، توسط دانشمندان مختلف برای شرایط خاصی جواب‌های قابل اطمینانی را می‌دهند و قابل کاربرد هستند که مشابه شرایطی باشند که معادلات برای آن به‌دست آمده است. بنابراین تحقیقات آینده نیازمند تعیین روابط رژیم برای استفاده در محدوده وسیع‌تری می‌باشد (Huang, 1996; Ayyubzadeh, 2002).

Leopold و Maddock (1953) مدل هندسه هیدرولیکی را پیشنهاد نمودند که به صورت تابع توانی و نشان‌دهنده رابطه عرض، عمق، سرعت با دبی جریان می‌باشد. آن‌ها در مطالعات خود از داده‌های ۱۱۹ ایستگاه اندازه‌گیری در ۹ حوضه مختلف در آمریکا استفاده کردند و نشان دادند که هندسه هیدرولیکی کانال می‌تواند به صورت تابعی از دبی جریان (دبی مقطع پر) بیان شود. Yuce et al. (2015) نیز روابط تجربی برای محاسبه عرض، عمق و سرعت بر اساس دبی جریان ارائه نمودند.

در واقع روابط هندسه هیدرولیکی، شکل کانال آبرفتی را توصیف می‌نمایند و به صورت کمی بیان کننده تغییرات عرض، عمق متوسط کانال، سرعت و شیب طولی رودخانه با تغییرات دبی می‌باشند که این حالت برای یک مقطع عرضی است و هندسه هیدرولیکی موضعی نامیده می‌شود. ولی اگر تغییرات عرض، عمق متوسط کانال، سرعت و شیب طولی بستر رودخانه در طول یک بازه و برای یک دبی مشخص باشد، به آن هندسه هیدرولیکی بازه‌ای می‌گویند. این دبی مشخص می‌تواند دبی مقطع پر یا میانگین دبی سالانه باشد (Blench, 1952; Eaton, 2013; Julien, 2015).

در این مطالعه منظور از روابط هندسه هیدرولیکی، روابط هندسه هیدرولیکی بازه‌ای و دبی مقطع پر می‌باشد.

برای به‌دست آوردن روابط هندسه هیدرولیکی به طور کلی دو روش تجربی و تحلیلی به منظور تعیین ابعاد هندسی پایدار در رودخانه‌ها وجود دارد که استفاده از هریک مزایا و معایبی دارد. مدل‌های رژیم تجربی که در آن با استفاده از داده‌های اندازه‌گیری شده، معادلات استخراج می‌شوند و فراگیرترین روش برای طراحی کانال‌های آبرفتی پایدار می‌باشد، علیرغم سادگی کاربرد آن‌ها تنها محدود به رودخانه‌هایی است که ویژگی‌هایشان در محدوده شرایط هیدرولیکی و رسوبی رودخانه‌هایی باشند که این روش‌ها بر مبنای آن‌ها استخراج شده‌اند. اما روش تحلیلی گرچه عموماً به صورت

سیستمی از روابط هستند لیکن به دلیل آن که مبتنی بر فیزیک حرکت دو فازی آب و رسوب و در قالب روابط ریاضی می‌باشند، لذا می‌توان آن‌ها را در شرایط متنوع‌تری به کار برد، مشروط به آن که کاربرد آن‌ها با داده‌های واقعی کنترل گردد و به دلیل فرضیات ساده‌کننده در مدل‌سازی و پیچیدگی محاسبات با محدودیت مواجه می‌باشند. نمونه‌ای از مدل‌های تحلیلی مختلف، مدل تحلیلی تئوری‌های حدی می‌باشد (Eaton and Church , 2004; Eaton, 2013). Julien (2015) برای تحلیل روابط هندسه هیدرولیکی سه رویکرد پیشنهاد نمود. رویکرد تجربی که در کانال‌های آبیاری بر اساس مشاهدات صحرایی صورت می‌پذیرد. رویکرد تحلیلی که با استفاده از معادلات حاکم بر جریان و رسوب امکان‌پذیر می‌باشد و رویکرد تعادلی که بر اساس حالت تعادل و پایداری است.

بنابراین بر روی روابط هندسه هیدرولیکی محققین مختلفی مطالعاتی را انجام داده‌اند اما اغلب آن‌ها در بازه‌های مستقیم بوده و تاثیر جریان ثانویه در آن‌ها دیده نشده است. جنبه جدید این مطالعه استفاده از معادله تنش برشی Hussein و Smith (1986) و به‌دست آوردن روابط هندسه هیدرولیکی در پیچان رودها با تاثیر جریان ثانویه به صورت تحلیلی می‌باشد.

مواد و روش‌ها

پارامترهای مختلفی وجود دارند که رودخانه‌ها را کنترل می‌کنند. Lane (1935) و Hey و Thorne (1986) در این زمینه مطالعاتی را انجام داده‌اند. از میان پارامترهای مختلف، سه متغیر دبی جریان، اندازه ذرات رسوب بستر، بار رسوبی بستر مهم‌تر می‌باشند، به گونه‌ای که تغییرات هر کدام از این پارامترها بر تعادل و پایداری رودخانه مؤثر است و با تغییر هر یک، هندسه هیدرولیکی جدیدی برای رسیدن به تعادل مجدد با چهار درجه آزادی عمق، عرض، شیب طولی بستر و سرعت گسترش می‌یابد (Simons and Albertson, 1960). بنابراین برای یافتن چهار مجهول عمق، عرض، شیب طولی بستر و سرعت نیاز به چهار معادله است. دو مورد از این روابط، معادله پیوستگی و مقاومت جریان است. رابطه دیگر، معادله انتقال رسوب است که می‌توان نشان داد تابعی از تابع شیلدز می‌باشد (Huang and Nanson, 2000) و به جای این معادله می‌توان از معادله تابع شیلدز استفاده نمود. معادله چهارم، معادله‌ای است که اثر جریان ثانویه را در معادلات منعکس می‌کند و به صورت نسبت تنش برشی شعاعی به تنش برشی طولی می‌باشد و با توجه به این که این رودخانه‌ها دارای پیچ و خم‌های متعدد هستند، باید از مختصات استوانه‌ای استفاده کرد. در نهایت با ترکیب این معادلات، روابط هندسه هیدرولیکی در پیچان‌رودها و با در نظر گرفتن جریان ثانویه به‌دست می‌آید.

البته باید به این نکته توجه داشت که انتخاب متغیرهای مستقل و وابسته مهم است و باید به آن‌ها توجه داشت. معادلات رژیم تجربی حاکی از آن است که دبی از مهم‌ترین متغیرهای مستقل است که مورفولوژی و شکل رودخانه‌ها را کنترل می‌کند (Simons and Albertson, 1960). با توجه به اینکه معمولاً رسوب از حوضه آبریز و بالادست تامین می‌شود، بار رسوبی به مقطعی از رودخانه تحمیل می‌شود و رودخانه شیب طولی بستر خود را متناسب با نیروی محرکه لازم برای انتقال آب و بار رسوبی تنظیم می‌کند (Nanson and Huang, 2008). بنابراین می‌توان گفت که بار رسوبی به عنوان متغیر مستقل و شیب طولی بستر به عنوان متغیر وابسته می‌باشد.

برای یافتن این چهار پارامتر (عمق، عرض، سرعت و شیب) به چهار معادله نیاز است که این روابط را می‌توان به صورت کلی زیر نمایش داد که در آن‌ها C_i ضرایب ثابت و Q دبی جریان، D عمق متوسط جریان، D_{50} اندازه ذرات رسوبی که ۵۰ درصد ذرات از آن ریزتر هستند، Q_s دبی رسوب، W عرض، V سرعت متوسط، S شیب طولی بستر، τ_* تابع شیلدز و xi، yi و zi توان‌های ثابت می‌باشد:

$$D = C_1 Q^{x1} D_{50}^{y1} Q_s^{z1} \quad \text{(۱- الف)}$$

$$W = C_2 Q^{x2} D_{50}^{y2} Q_s^{z2} \quad \text{(۱- ب)}$$

$$V = C_3 Q^{x3} D_{50}^{y3} Q_s^{z3} \quad \text{(۱- ج)}$$

$$S = C_4 Q^{x4} D_{50}^{y4} Q_s^{z4} \quad \text{(۱- د)}$$

بنابراین در این حالت دبی، اندازه D_{50} ذرات رسوبی و تابع دبی بار رسوبی به عنوان متغیر مستقل و عمق، عرض، سرعت و شیب طولی بستر به عنوان متغیر وابسته می‌باشند. همان‌طور که گفته شد، بار رسوبی تابعی از تابع شیلدز می‌باشد (Huang and Nanson, 2000). بنابراین روابط (۱- الف) تا (۱- د) را می‌توان به صورت زیر نیز ارائه نمود:

$$D = C_5 Q^{x5} D_{50}^{y5} \tau_*^{z5} \quad \text{(۲- الف)}$$

$$W = C_6 Q^{x6} D_{50}^{y6} \tau_*^{z6} \quad \text{(۲- ب)}$$

$$V = C_7 Q^{x7} D_{50}^{y7} \tau_*^{z7} \quad \text{(۲- ج)}$$

$$S = C_8 Q^{x8} D_{50}^{y8} \tau_*^{z8} \quad \text{(۲- د)}$$

فرضیات مدل

فرضیات این مدل شامل موارد زیر است:

۱- جریان دائمی در نظر گرفته شده است.

۲- جریان تراکم‌ناپذیر می‌باشد.
۳- رودخانه عریض فرض شده و شکل مقطع عرضی، مستطیلی است.
۴- دبی غالب معادل دبی مقطع پر است.
۵- محدوده تغییرات سینوسیته از ۱/۲۵ تا ۲/۵ است.

معادله‌های حاکم

برای به‌دست آوردن چهار رابطه هندسه هیدرولیکی (عمق، عرض، سرعت و شیب طولی بستر)، چهار معادله هیدرولیکی نیاز است. این روابط شامل رابطه پیوستگی، مقاومت جریان، انتقال رسوب (بار بستر) و جریان ثانویه می‌باشند.

در واقع رابطه پیوستگی جریان، قانون بقای جرم را توصیف می‌کند. در حالت تعادل می‌توان فرض کرد که جریان در کانال دائمی، یکنواخت و یک بعدی است. رابطه پیوستگی جریان را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$Q = AV \qquad (۳)$$

که در آن Q دبی، A سطح مقطع عرضی عمود بر جریان و V سرعت متوسط جریان می‌باشد (Singh et al., 2003).

دومین رابطه، مقاومت جریان می‌باشد. مقاومت جریان در رودخانه در به‌دست آوردن روابط هندسه هیدرولیکی بسیار مهم است و بر اساس قانون دوم نیوتن (معادله ممنتوم یا حرکت) می‌باشد. رابطه مقاومت جریان معمولاً به یکی از صورت‌های رابطه سرعت پرانتل–ون کارمن (Prandtl-von Karman)، رابطه ضریب اصطکاک دارسی- ویسباخ (Darcy-Weisbach)، رابطه شزی (Chezy) و رابطه مانینگ (Manning) بیان می‌شود (Ferguson, 2007). از ترکیب معادلات نامبرده شده، روابط مقاومت جریان را می‌توان به دو صورت نمایی و لگاریتمی نمایش داد (Bray and Davar, 1987).

حالت لگاریتمی (Lee et al., 2013; Powell, 2014):

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = C_0 \log\left(\frac{R}{C_1 d_s}\right) + C_1 \qquad (۴)$$

حالت نمایی (Lee et al., 2013; Powell, 2014):

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = b_0 \left(\frac{R}{b_2 d_s}\right)^{b_1} \qquad (۵)$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = B\left(\frac{R}{d_s}\right)^m \qquad (۶)$$

از ترکیب رابطه دارسی- ویسباخ $f = \frac{8gRS}{V^2}$ و حالت نمایی مقاومت جریان یعنی رابطه (۶) می‌توان رابطه مقاومت جریان را به صورت زیر به‌دست آورد.

$$\frac{1}{\sqrt{\frac{8gRS}{V^2}}} = B\left(\frac{R}{d_s}\right)^m \qquad (۷)$$

$$V = b\sqrt{g} D^{0.5} S^{0.5} \left(\frac{D}{d_s}\right)^m \qquad (۸)$$

که در آن $b = B\sqrt{8}$، g شتاب ثقل، D عمق متوسط جریان، S شیب طولی بستر و d_s اندازه ذراتی از مصالح رسوبی که s درصد مصالح از آن کوچک‌تر هستند. در این پژوهش مقدار m و B ابتدا به صورت تحلیلی با توجه به قانون نمایی و لگاریتمی سرعت به صورت زیر به‌دست می‌آید:

$$\frac{u_p}{u_*} = \left(\frac{y}{y_0}\right)^m \qquad (۹)$$

$$\frac{u_p}{u_*} = \frac{1}{\kappa}\ln\left(\frac{y}{y_0}\right) \qquad (۱۰)$$

اگر برای به‌دست آوردن سرعت میانگین از رابطه نمایی (۹) و رابطه لگاریتمی (۱۰) انتگرال گرفته شود، روابط زیر به‌دست می‌آید:

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{D}\int_0^D u_p dy = \frac{u_*}{D}\int_0^D \left(\frac{y}{y_0}\right)^m dy \\ &= \frac{1}{y_0^m}\frac{u_*}{D}\left[\frac{1}{m+1} y^{m+1}\right]_0^D = \frac{u_*}{m+1}\left(\frac{D}{y_0}\right)^m \\ \frac{V}{u_*} &= \frac{1}{m+1}\left(\frac{D}{y_0}\right)^m \end{aligned} \qquad (۱۱)$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{D}\int_0^D u_p dy = \frac{1}{\kappa}\frac{u_*}{D}\int_0^D \ln\left(\frac{y}{y_0}\right) dy \\ &= \frac{1}{\kappa}\frac{u_*}{D}\left[y\ln\left(\frac{y}{y_0}\right) - y\right]_0^D \\ &= \frac{1}{\kappa}\frac{u_*}{D}\left[D\ln\left(\frac{D}{y_0}\right) - D\right] \\ \frac{V}{u_*} &= \frac{1}{\kappa}\ln\left(\frac{D}{y_0}\right) - \frac{1}{\kappa} \end{aligned} \qquad (۱۲)$$

چنانچه در روابط (۹) و (۱۰) مقدار فاصله از کف (y) برابر با عمق (D) قرار داده شود، سرعت نقطه‌ای (u_p) برابر با سرعت ماکزیمم (u_{p-max}) می‌شود. با ترکیب روابط (۱۱) و (۱۲) با روابط (۹) و (۱۰)، روابط زیر حاصل می‌شوند:

$$\frac{V}{u_*}=\frac{1}{m+1}\frac{u_{p-max}}{u_*} \quad (۱۳)$$

$$\frac{V}{u_*}=\frac{u_{p-max}}{u_*}-\frac{1}{\kappa} \quad (۱۴)$$

حال با تساوی قرار دادن سمت راست روابط (۱۳) و (۱۴) مقدار m به‌دست می‌آید.

$$\frac{1}{m+1}\frac{u_{p-max}}{u_*}=\frac{u_{p-max}}{u_*}-\frac{1}{\kappa} \quad \rightarrow \quad \frac{m}{m+1}\frac{u_{p-max}}{u_*}=\frac{1}{\kappa} \quad (۱۵)$$

با ترکیب دو رابطه (۱۳) و (۱۵) داریم:

$$m\frac{V}{u_*}=\frac{1}{\kappa} \quad (۱۶)$$

با توجه به اینکه $\frac{V}{u_*}=\sqrt{\frac{8}{f}}$، بنابراین:

$$m=\frac{1}{\kappa}\sqrt{\frac{f}{8}} \quad (۱۷)$$

همچنین مقدار ضریب B در رابطه (۶) با توجه به اینکه $\frac{V}{u_*}=\sqrt{\frac{8}{f}}$ و استفاده از رابطه (۱۱) به صورت تحلیلی به‌دست می‌آید:

$$\sqrt{\frac{8}{f}}=\frac{1}{m+1}\left(\frac{D}{y_0}\right)^m \rightarrow \frac{1}{\sqrt{f}}=B\left(\frac{D}{d_s}\right)^m \quad (۱۸)$$

بنابراین از تساوی روابط بالا حاصل می‌گردد:

$$B=\frac{1}{(m+1)\sqrt{8}}\left(\frac{d_s}{y_0}\right)^m \quad (۱۹)$$

که در آن κ ضریب ون–کارمن و حدود ۰/۴ است، f ضریب دارسی–ویسباخ و y_0 ارتفاعی که سرعت تا آن ارتفاع صفر است.

سومین رابطه مورد نیاز، رابطه انتقال رسوب (بار بستر) می‌باشد. بار رسوبی انتقالی به دو دسته بار معلق و بار بستر تقسیم می‌گردد. آن گروه از ذرات درشت رسوبی که به صورت‌های لغزیدن، غلتیدن و انجام پرش‌های کوتاه در نزدیکی بستر آبراهه حرکت می‌کنند و دائماً در تماس با بستر می‌باشند، بار بستر را تشکیل می‌دهند. درحالی که بارمعلق شامل ذرات کوچک‌تری می‌شود که در بدنه اصلی جریان درحال تعلیق می‌باشند. بار بستر به دلیل شکل دادن بستر و تاثیر بر پایداری کانال، نقش بسیار مهمی در ایجاد هندسه هیدرولیکی دارد (Yang, 1996).

معادلات بسیاری برای محاسبه بار بستر وجود دارد که تعدادی از آن‌ها تابعی از تنش برشی می‌باشند (Nanson and Huang, 2008). Meyer-peter و Muller (1948) بر اساس مطالعات آزمایشگاهی به معادله زیر دست یافتند:

$$q_b=8[(G_s-1)g]^{\frac{1}{2}}D_{50}^{\frac{3}{2}}(\mu\tau_*-0.047)^{\frac{3}{2}} \quad (۲۰)$$

$$\mu=\frac{C^{\frac{3}{2}}}{C'} \quad (۲۱)$$

$$C=18\log\frac{12h}{k_s} \quad (۲۲)$$

$$C'=18\log\frac{12h}{D_{90}} \quad (۲۳)$$

$$\tau_*=\frac{\tau_0}{(\rho-\rho_s)gD_{50}}=\frac{DS}{(G_s-1)D_{50}} \quad (۲۴)$$

در روابط بالا q_b بار بستر یا دبی حجمی در واحد عرض، G_s چگالی نسبی ذرات رسوبی، g شتاب ثقل، D_{50} اندازه ذراتی از مصالح رسوبی که ۵۰ درصد مصالح از آن کوچک‌تر هستند، μ فاکتور شکل بستر، C ضریب شزی، h عمق متوسط جریان و k_s ارتفاع معادل زبری است.

روابط تجربی برای به‌دست آوردن k_s وجود دارد (Hey, 1979; Powell,2014). در رودخانه‌های شنی ریز و ماسه‌ای درشت:

$$k_s=2.5D_{50} \quad (۲۵)$$

در رودخانه‌های درشت دانه و شنی بزرگ (سنگلاخ و قلوه سنگ):

$$k_s=2.5D_{84} \quad (۲۶)$$

D_{84} اندازه ذراتی از مصالح رسوبی که ۸۴ درصد مصالح از آن کوچک‌تر هستند، D_{50} اندازه ذراتی از مصالح رسوبی که ۵۰ درصد مصالح از آن کوچک‌تر هستند، C' ضریب شزی ذرات، τ_* تابع شیلدز، τ_0 تنش برشی بستر، ρ جرم مخصوص آب، ρ_s جرم مخصوص ذرات، D عمق متوسط و S شیب طولی بستر می‌باشد. بنابراین رابطه (۲۱) را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$q_b=C_qD_{50}^{\frac{3}{2}}f(\tau_*) \quad (۲۷)$$

$$C_q = 8[(G_s - 1)g]^{\frac{1}{2}} \quad (۲۸)$$

با توجه به اینکه اندازه ذرات (D_{50}) در تابع شیلدز نیز موجود است، بنابراین می‌توان گفت که بار رسوبی متناسب با تابع شیلدز است.

چهارمین رابطه، رابطه جریان ثانویه می‌باشد. برای مطالعه جریان ثانویه در رودخانه‌های پیچان، یکی از فاکتورهای مهم، تنش برشی شعاعی است. اغلب معادلات تنش برشی شعاعی از معادله ممنتوم در جهت شعاعی به‌دست آمده‌اند. Rozovskii (1957) تنش برشی شعاعی را به صورت زیر تعریف نمود:

$$\tau_r = \varepsilon(\frac{\partial v_z}{\partial r} + \frac{\partial v_r}{\partial z}) \quad (۲۹)$$

در یک کانال پهن، به دلیل کوچک بودن مولفه v_z و تغییرات آن نسبت به شعاع، معادله بالا به صورت زیر در می‌آید (Rozovskii, 1957):

$$\tau_r = \varepsilon \frac{\partial v_r}{\partial z} \quad (۳۰)$$

ضریب ε، ضریب ویسکوزیته آشفتگی می‌باشد.

Engelund (1974) فرض نمود که جهت تنش برشی بستر همان جهت سرعت بستر است و معادله‌ای برای تنش برشی شعاعی به‌دست آورد. Julien (1990) با استفاده از تعادل ممنتوم و در نتیجه برابری نیروی فشار با مجموع نیروی برشی و سانتریفوژ استفاده نمود و معادله تنش برشی شعاعی را به‌دست آورد. در این پژوهش از رابطه تنش برشی شعاعی Hussein و Smith (1986) نیز که در ادامه آورده شده است، استفاده شده است.

$$\tau_r = \frac{\rho}{D}\left(\varepsilon \frac{\partial v_r}{\partial \eta}\right) = \frac{\rho g}{D}\frac{\bar{v}_\theta^2 D^2}{R_c C^2}[b^2 - a\frac{C^2}{g} + \frac{2}{\kappa}\left(\frac{1}{\kappa} - b\right) + a(\frac{23}{9\kappa} - \frac{128}{15}b + \frac{1024}{25}a)] \rightarrow$$

$$\tau_r = f(C^2)\frac{\rho g}{C^2}\bar{v}_\theta^2 \frac{D}{R_c} \quad (۳۱)$$

که در آن a، b، α ضرایب ثابت، C ضریب شزی، R_c شعاع انحنا و $\bar{v}_\theta$ سرعت متوسط می‌باشد. بر اساس این ضرایب، $4.6 \le f(C^2 \le 6.0$ می‌باشد و مقدار میانگین آن ۵/۳ می‌باشد (Hussein and Smith, 1986; Shahosainy, 2015).

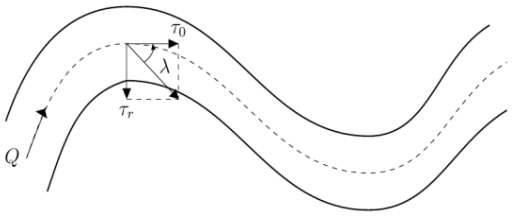
ذره زمانی شروع به حرکت می‌کند که تنش برشی آن از تنش برشی آستانه حرکت، بیش‌تر شود. در رودخانه‌های پیچان ذره تحت تاثیر دو تنش قرار دارد: تنش شعاعی و تنش طولی. بنابراین زاویه‌ای که تنش برشی برآیند با تنش برشی طولی ایجاد می‌نماید، حائز اهمیت است. هرچه مقدار این زاویه افزایش یابد مقدار تنش برشی شعاعی افزایش می‌یابد و تحت تاثیر جریان ثانویه قوی‌تری قرار می‌گیرد و ذره تمایل به حرکت از قوس خارجی به سمت قوس داخلی را دارد و قوس، تندتر می‌باشد. این امر تا جایی ادامه می‌یابد که زاویه مرکزی قوس کوچک‌تر یا حدود ۷۰ درجه باشد (Yalin, 2015). بنابراین برای تاثیر جریان ثانویه در معادلات، می‌توان از نسبت تنش برشی شعاعی به تنش برشی طولی استفاده کرد (شکل ۱) (Shahosainy, 2015).

$$\tau_0 = \rho g D S \quad (۳۲)$$

$$tan\lambda = \frac{\tau_r}{\tau_0} = \frac{f(C^2)}{C^2}\frac{V^2}{DS}\frac{D}{R_c} = \frac{f(C^2)}{C^2}\frac{b^2 g(\frac{D}{D_{50}})^{2m}}{DS}\frac{D}{R_c} = \frac{f(C^2)}{C^2}b^2 g(\frac{D}{D_{50}})^{2m}\frac{D}{R_c} \quad (۳۳)$$

رابطه (۳۳) را می‌توان به صورت زیر نیز بازنویسی کرد:

$$tan\lambda = K\frac{D}{R_c} \quad (۳۴)$$



شکل۱- تنش برشی شعاعی و مماسی

ضریب K در رابطه (۳۴)، یک ضریب بدون بعد می‌باشد و برای یک نسبت معلوم عمق به عرض، تغییرات آن با زبری بستر خطی است و مقدار آن با افزایش زبری بستر کاهش می‌یابد و برای یک زبری مشخص مقدار این ضریب با افزایش نسبت عمق به عرض، افزایش می‌یابد. بنابراین برای رودخانه عریض مقدار K بزرگ‌تر می‌باشد (Hussein and Smith, 1986).

برای رودخانه‌های عریض $W/D > ۱۰$ و $\frac{C}{\sqrt{g}} \approx 10$ مقدار میانگین K، ۵/۳ می‌باشد (Hussein and Smith, 1986).

در پیچان‌رودها اثر پایداری ذرات را می‌توان با استفاده از زاویه انحراف λ نیز تخمین زد. زمانی که مقدار زاویه انحراف نسبتاً کوچک و تقریباً کوچک‌تر از ۱۵ درجه است، پایداری ذرات دیواره خارجی کاهش و پایداری ذرات دیواره داخلی افزایش می‌یابد. زمانی که این زاویه بزرگ‌تر می‌شود و در حدود مقادیر بین ۱۵ و ۵۵ درجه قرار می‌گیرد، ذرات نسبتاً پایدار هستند و بیش‌تر بودن این زاویه از ۵۵ درجه باعث ناپایداری ذرات در تمامی مقطع عرضی می‌شود (Julien, 1990).

توسعه مدل تحلیلی

همان‌طور که گفته شد، رودخانه‌ها دارای چهار درجه آزادی هستند: عرض، عمق، سرعت و شیب طولی بستر. برای یافتن این چهار پارامتر به چهار معادله نیاز است. بنابراین با ترکیب چهار معادله (۳)، (۹)، (۲۴) و (۳۳) چهار پارامتر مجهول به‌دست می‌آید.

در این حالت دبی، اندازه ذرات رسوبی و تابع بار رسوبی به عنوان متغیر مستقل و عمق، عرض، سرعت و شیب طولی بستر به عنوان متغیر وابسته می‌باشند و روابط به صورت زیر به‌دست آمده است:

$$D = (\alpha \tan\lambda)^{\frac{1}{3m+2}} Q^{\frac{1}{3m+2}} D_{50}^{\frac{6m-1}{6m+4}} \tau_*^{-\frac{1}{6m+4}} \quad (۳۵\text{- الف})$$

$$W = W_R E \alpha^{\frac{2m+1}{3m+2}} \tan\lambda^{-\frac{m+1}{3m+2}} Q^{\frac{2m+1}{3m+2}} D_{50}^{-\frac{4m+1}{6m+4}} \tau_*^{-\frac{2m+1}{6m+4}} \quad (۳۵\text{- ب})$$

$$V = \frac{1}{W_R E} \alpha^{-\frac{2m+2}{3m+2}} \tan\lambda^{\frac{m}{3m+2}} Q^{\frac{m}{3m+2}} D_{50}^{-\frac{2m-2}{6m+4}} \tau_*^{\frac{2m+2}{6m+4}} \quad (۳۵\text{- ج})$$

$$S = (\alpha \tan\lambda)^{-\frac{1}{3m+2}} Q^{-\frac{1}{3m+2}} D_{50}^{\frac{5}{6m+4}} \tau_*^{\frac{6m+5}{6m+4}} \quad (۳۵\text{- د})$$

که در آن:

$$W_R = \frac{W}{R_c}, E = f(C^2)\frac{b^2 g}{C^2}, b = B\sqrt{8},$$
$$\alpha = \frac{1}{W_R E b\sqrt{\rho_* g}}, \rho_* = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$$

مطالعات Hey و Thorne (1986) بر روی رودخانه‌های شنی در کشور انگلستان حاکی از آن است که مقدار شعاع انحنا (R_c) در بسیاری از موارد بزرگ‌تر از عرض (W) و عمق متوسط مقطع پر (D) می‌باشد. در این خصوص با بررسی بیش‌تر، مولف به این نتیجه رسید که تغییرات غیر قابل ملاحظه W و D بر روی نسبت‌های $\frac{W}{R_c}$ و $\frac{D}{R_c}$ تاثیر چندانی ایجاد نمی‌کند و میانگین آن‌ها به ترتیب ۰/۴۵۶ و ۰/۰۴۷ است (Shahosainy, 2015). مقدار E نیز ثابت است.

با توجه به مقدار میانگین K که در رابطه (۳۴) و مقدار میانگین نسبت $\frac{D}{R_c}$ ، مقدار میانگین زاویه λ حدود ۱۶ درجه است. بنابراین همان‌طور که در قسمت قبل توضیح داده شد، می‌توان نتیجه گرفت که رودخانه‌های پیچان مورد استفاده برای کالیبراسیون و حساسیت‌سنجی پایدار هستند.

مقدار میانگین m در توان‌ها نیز با توجه به رابطه (۱۸) و با توجه به داده‌های Hey و Thorne (1986) بر روی رودخانه‌های شنی در کشور انگلستان برابر با ۰/۲۷۹ است.

با جایگذاری موارد ذکر شده روابط هندسه هیدرولیکی به صورت زیر حاصل می‌شوند.

$$D = 0.4630 Q^{0.3523} D_{50}^{0.1192} \tau_*^{-0.1762}$$

$$W = 0.4025 Q^{0.5492} D_{50}^{-0.3731} \tau_*^{-0.2746}$$

$$V = 6.8356 Q^{0.0984} D_{50}^{0.2539} \tau_*^{0.3833}$$

$$S = 3.7111 Q^{-0.3523} D_{50}^{0.8809} \tau_*^{1.1762}$$

نتایج و بحث

واسنجی مدل

پس از به‌دست آوردن روابط هندسه هیدرولیکی به کمک این روابط و با استفاده از داده‌های Hey و Thorne (1986) برای رودخانه‌های انگلستان، چهار مجهول عمق، عرض، سرعت و شیب طولی بستر به‌دست آمده و مقادیر محاسباتی و مشاهداتی در یک دستگاه متعامد مختصات ترسیم گردیده است و در شکل‌های (۲) تا (۵) آورده شده است. محدوده داده‌های استفاده شده در جدول (۱) و میزان خطاهای محاسباتی در جدول (۲) ارائه گردیده است.

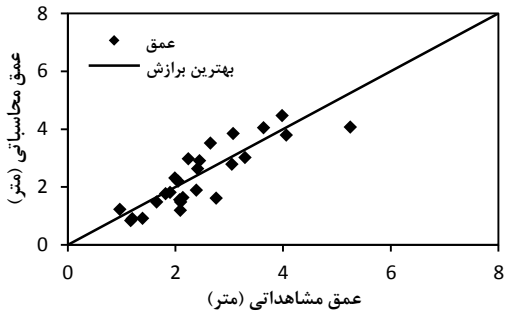
همان‌طور که از شکل‌های (۲) تا (۵) مشخص است، پراکندگی عمق و عرض و سرعت قرینه است و با افزایش مقدار عمق و عرض و سرعت، میزان خطا تفاوت قابل ملاحظه‌ای نمی‌کند، اما برای شیب طولی بستر باید دقت کرد که در مقادیر کوچک‌تر، مدل جواب دقیق‌تری می‌دهد و هر چه مقدار شیب طولی بستر افزایش می‌یابد خطا نیز بیش‌تر می‌شود. بنابراین این مدل برای شیب‌های کم‌تر از ۰/۰۰۶ جواب دقیق‌تری می‌دهد. یکی از علل خطای اندک موجود را می‌توان اینگونه توضیح داد: با توجه به اینکه در سرشاخه‌های رودخانه شکل مقطع عرضی، V شکل و مولفه نیروی ثقل در جهت جریان زیاد است. به همین دلیل فرسایش عمقی بیش‌تر از فرسایش عرضی و نسبت عرض به عمق کوچک می‌باشد. در حالی که در سیلاب دشت، شیب طولی بستر رودخانه کاهش می‌یابد و مقطع عریض‌تر و به شکل U در می‌آید و می‌توان مقطع را عریض فرض نموده و بیان نمود که به صورت تقریبی شعاع هیدرولیکی و عمق با هم برابر هستند. از طرف دیگر با توجه به این که در هنگام به‌دست آوردن روابط هندسه هیدرولیکی در معادلات به جای شیب طولی بستر از تابع شیلدز استفاده شده است و فرض شده که رودخانه عریض است و در صورت تابع شیلدز به جای شعاع هیدرولیکی از عمق متوسط استفاده شده است، این فرض باعث شده است تا اندکی خطا ایجاد شود

جدول ۱- محدوده داده‌های استفاده شده

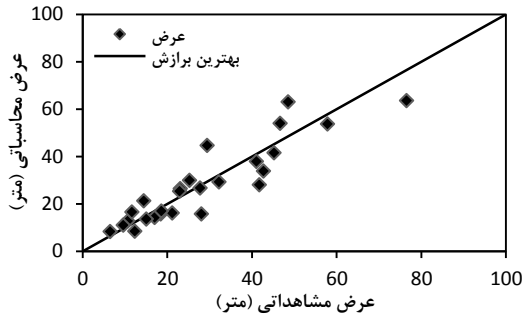
عمق (متر)	عرض (متر)	شیب طولی بستر	اندازه ذرات بستر (متر)	دبی جریان (مترمکعب بر ثانیه)
۰/۹۷-۵/۲۵	۶/۵-۷۶/۵	۰/۰۰۱-۰/۰۱۳	۰/۰۱۴-۰/۰۹۲	۳/۹-۴۲۴

جدول ۲- درصد خطای محاسباتی

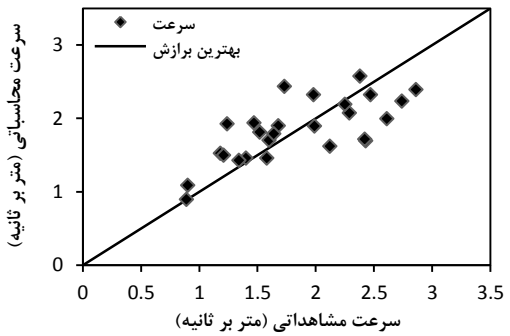
خطای عمق (٪)	خطای عرض (٪)	خطای سرعت متوسط (٪)	خطای شیب بستر(٪)
۱۸/۲۴۰	۲۰/۰۵۷	۱۷/۶۱۰	۲۵/۲۰۴



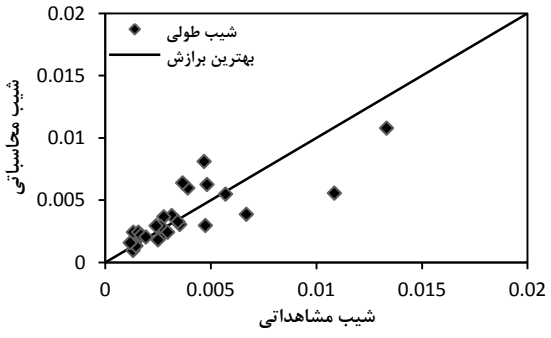
شکل ۲- مقایسه عمق مشاهداتی و محاسباتی



شکل ۳- مقایسه عرض مشاهداتی و محاسباتی



شکل ٤- مقایسه سرعت مشاهداتی و محاسباتی



شکل ۵- مقایسه شیب طولی بستر مشاهداتی و محاسباتی

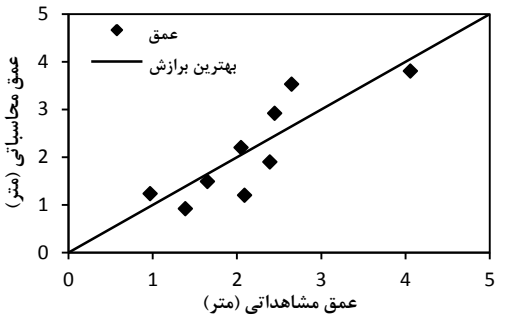
صحت‌سنجی

به منظور صحت سنجی روابط به‌دست آمده، عمق، عرض، سرعت و شیب طولی بستر محاسبه شده و در شکل ۶ تا ۹ آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌گردد مقدار خطا اندک و از تطابق نسبتا مناسبی برخوردار است.

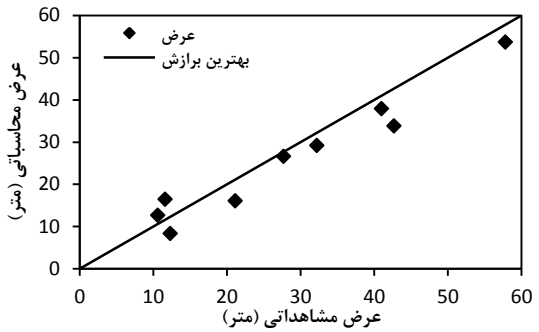
حساسیت سنجی مدل

تحلیل حساسیت مدل به این صورت است که هر بار با ثابت نگه داشتن دو پارامتر و تغییر یک پارامتر دیگر از سه پارامتر دبی جریان، اندازه ذرات رسوبی و تنش برشی بدون بعد (تابع شیلدز)، چهار مجهول عمق، عرض، سرعت و شیب طولی بستر به‌دست می‌آید و با مقایسه این مقادیر با مقادیر محاسبه شده و خطاها می‌توان به حساسیت مدل پی برد.

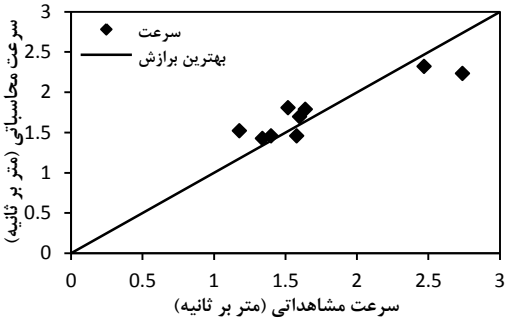
بر اساس حساسیت‌سنجی صورت گرفته و شکل‌های (۱۰) تا (۱۷)، این مدل نسبت به دبی جریان و تابع شیلدز حساس نیست و تغییر قابل ملاحظه و زیادی در مقادیر عمق، عرض، سرعت و شیب دیده نمی‌شود و مقادیر حاصل از حالت واسنجی و حساسیت‌سنجی تقریباً بر هم منطبق هستند. ولی در حالت تغییر اندازه ذرات، خطاها تغییر می‌کند. بنابراین مدل نسبت به اندازه ذرات بستر حساس می‌باشد و با تغییر آن، مقادیر محاسبه شده چهار مجهول ذکر شده با خطای بیش‌تری به‌دست می‌آید. هم‌چنین در بین این چهار مجهول، خطای حاصل از محاسبه شیب طولی بستر بیش‌تر است و این نشان‌دهنده رابطه مستقیم شیب طولی و اندازه ذرات رسوبی بستر می‌باشد و نشان می‌دهد که بین شیب طولی و اندازه ذرات وابستگی زیادی وجود دارد. همان‌طور که در سرشاخه‌ها اندازه ذرات بزرگ‌تر از ذراتی است که در رودخانه‌های با شیب طولی کم‌تر و سیلاب‌دشت وجود دارد.



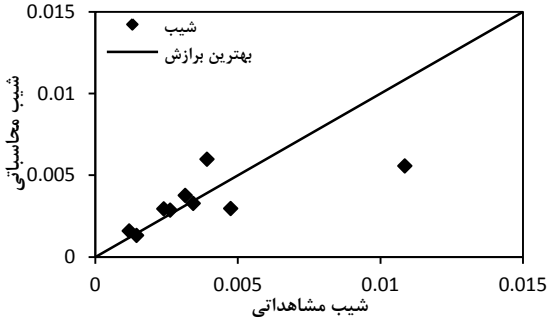
شکل٦ – صحت‌سنجی عمق متوسط



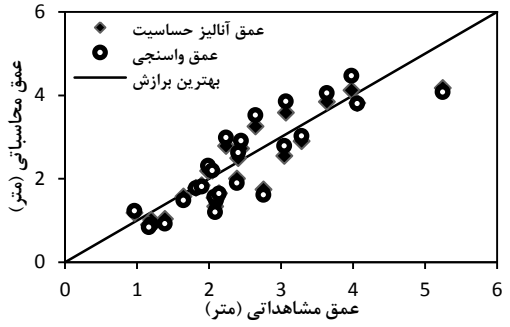
شکل۷ – صحت‌سنجی عرض



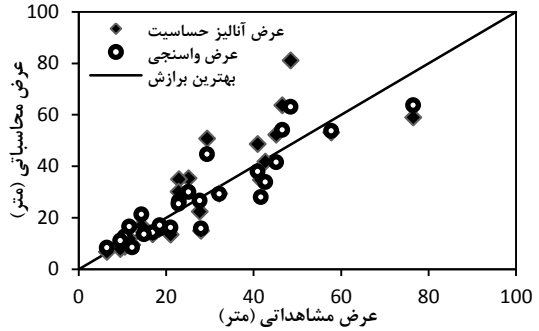
شکل۸ – صحت‌سنجی سرعت متوسط جریان



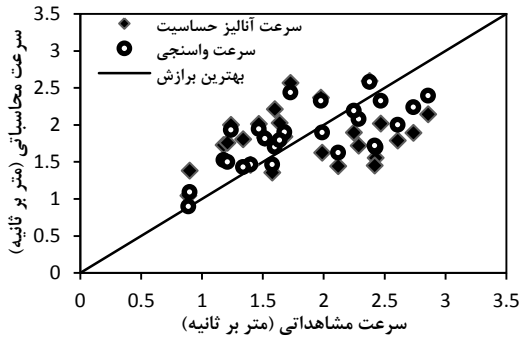
شکل۹- صحت‌سنجی شیب طولی بستر



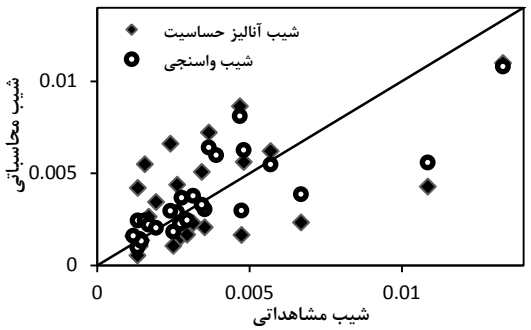
شکل۱۰ – آنالیز حساسیت اثر اندازه رسوب بر عمق



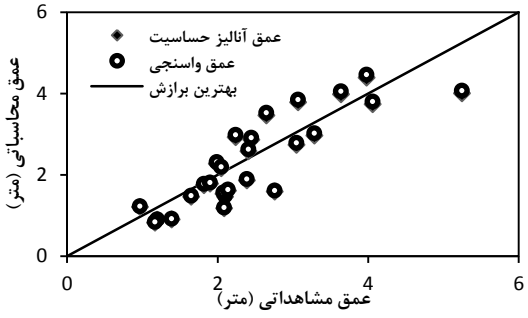
شکل۱۱ – آنالیز حساسیت اثر اندازه رسوب بر عرض



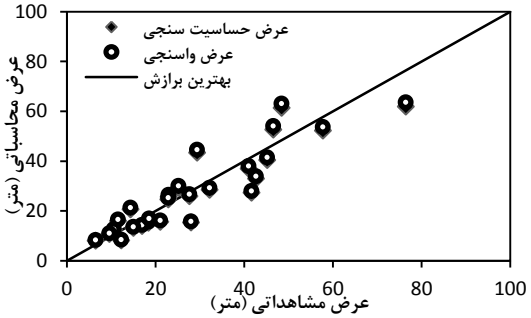
شکل۱۲–آنالیز حساسیت اثر اندازه رسوب بر سرعت



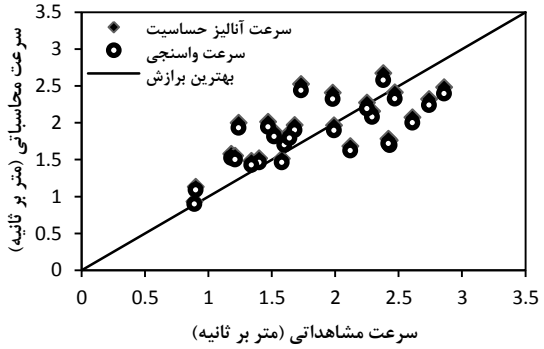
شکل۱۳– آنالیز حساسیت اثر اندازه رسوب بر شیب



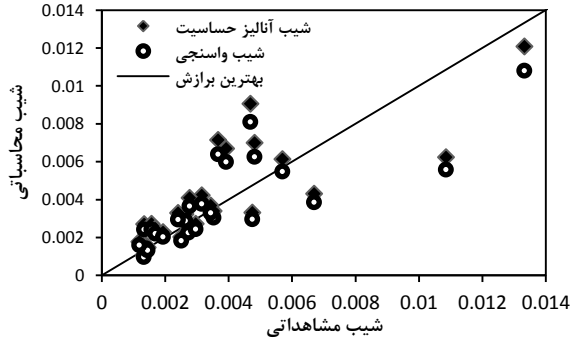
شکل ۱٤– آنالیز حساسیت اثر تابع شیلدز بر عمق



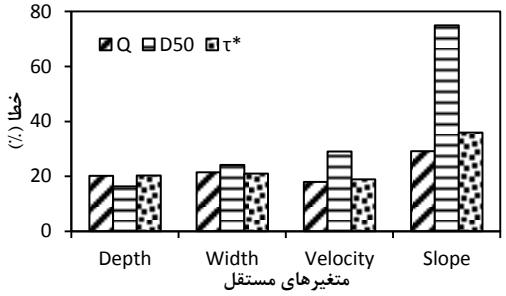
شکل ۱۵– آنالیز حساسیت اثر تابع شیلدز بر عرض



شکل ۱٦– آنالیز حساسیت اثر تابع شیلدز بر سرعت



شکل ۱۷– آنالیز حساسیت اثر تابع شیلدز بر شیب

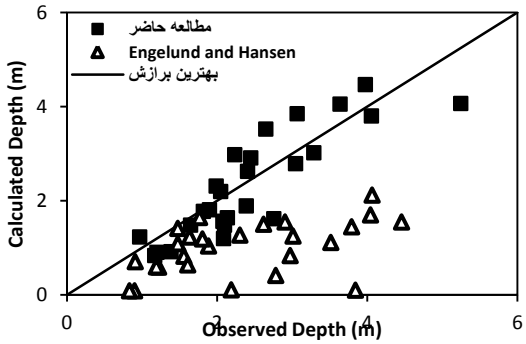


شکل ۱۸– نمودار ستونی مقایسه خطای آنالیز حساسیت

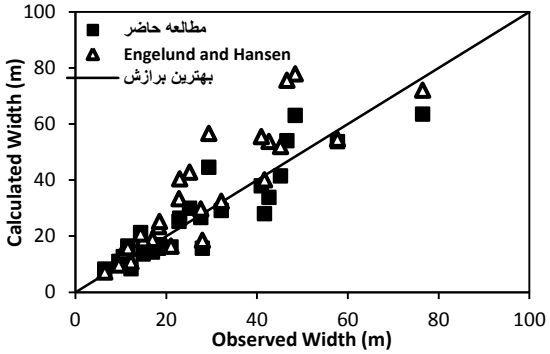
اگر نمودار ستونی خطای حساسیت‌سنجی را رسم نماییم، می‌توان تغییرات خطاها و حساسیت مدل را بهتر درک کرد (شکل۱۸).

مقایسه روابط هندسه هیدرولیکی این مطالعه با روابط موجود

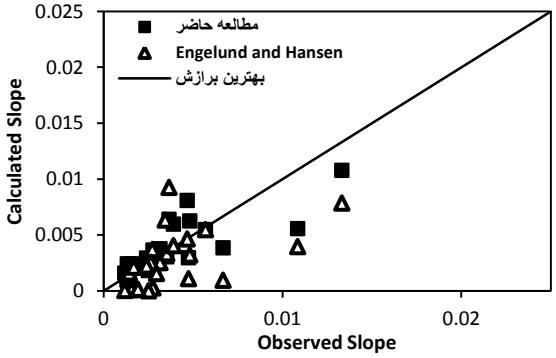
در جداول (۳) تا (۵)، مقادیر ضریب و توان‌های موجود در روابط هندسه هیدرولیکی برای مطالعه حاضر با روابط Engelund و Hansen (1967) مقایسه شده است. سپس در ادامه، عرض، عمق و شیب طولی بستر از روابط هندسه هیدرولیکی مطالعه حاضر و روابط سه متغیره‌ای Engelund و Hansen (1967) با استفاده از داده‌های Hey و Thorne (1986)، برای رودخانه‌های انگلستان، به‌دست آمده و مقایسه شده است. مطابق شکل (۱۹) تا (۲۱)، خطای حاصل از محاسبه عمق متوسط و عرض و شیب طولی بستر در این پژوهش کمتر می‌باشد. این بیان‌کننده تاثیر جریان ثانویه در پیچان‌رودها در ارتقا روابط هندسه هیدرولیکی در برآورد پارامترهای هندسی کانال می‌باشد.



شکل ۱۹– مقایسه عمق محاسباتی حاصل از روابط مختلف



شکل ۲۰– مقایسه عرض محاسباتی حاصل از روابط مختلف



شکل ۲۱– مقایسه شیب طولی بستر محاسباتی حاصل از روابط مختلف

جدول ۳- مقایسه ضریب و توان در معادله عمق

	$D = CQ^x D_{50}^y \tau_*^z$			
	C	x	y	z
این مطالعه	۰/۴۶۳	۰/۳۵۲	۰/۱۱۹	-۰/۱۷۶
Engelund and Hansen	۰/۱۰۸	۰/۵۲۵	۰/۰۳۱	۰/۲۸۶

جدول ٤- مقایسه ضریب و توان در معادله عرض

	$W = CQ^x D_{50}^y \tau_*^z$			
	C	x	y	z
این مطالعه	۰/۴۰۲	۰/۵۴۹	-۰/۳۷۳	-۰/۲۷۵
Engelund and Hansen	۰/۷۸۰	۰/۵۲۵	۰/۰۰۰	-۰/۳۱۶

جدول ۵- مقایسه ضریب و توان در معادله شیب

	$S = CQ^x D_{50}^y \tau_*^z$			
	z	y	x	C
این مطالعه	۱/۱۷۶	۰/۸۸۱	-۰/۳۵۲	۰/۷۱۱
Engelund and Hansen	۰/۵۷۱	۰/۵۲۷	-۰/۷۸۳	۱۲/۸

نتیجه‌گیری

با در نظر گرفتن این موضوع که تاکنون مطالعات روابط هندسه هیدرولیکی اغلب در بازه‌های مستقیم و یا ترکیبی از بازه‌های مختلف بوده و تاثیر جریان ثانویه در آن‌ها دیده نشده است، در مطالعه حاضر این روابط برای رودخانه‌های پیچان با در نظر گرفتن جریان ثانویه حاصل گردید. سپس واسنجی مدل انجام پذیرفت و مقادیر محاسباتی و مشاهداتی در مقابل هم ترسیم گردید که حداقل خطا در محاسبات حدود ۱۸ درصد در محاسبه سرعت و حداکثر ۲۰ درصد در محاسبه شیب می‌باشد. باید به این نکته توجه نمود که در شیب‌های بیش‌تر، میزان خطا افزایش می‌یابد که علت این امر را می‌توان ناشی از فرض عریض در نظر گرفتن رودخانه دانست زیرا با افزایش شیب نسبت عرض به عمق کاهش می‌یابد و به کار بردن عمق متوسط به جای شعاع هیدرولیکی در محاسبات باعث افزایش خطا در شیب‌های بیش‌تر از حدود ۰/۰۰۶ می‌شود.

در ادامه برای اینکه مشخص شود، مدل نسبت به چه پارامتری حساس است، آنالیز حساسیت صورت گرفت. طبق ارزیابی‌های صورت گرفته، مدل نسبت به اندازه ذرات رسوبی حساس بوده و اشتباه در اندازه‌گیری آن باعث افزایش خطا از حدود ۱۸ به ۳۰ درصد برای محاسبه سرعت و ۲۰ به ۶۰ درصد در محاسبه شیب می‌شود. در تغییر سایر متغیرهای مستقل مانند دبی و تابع شیلدز، خطای قابل ملاحظه‌ای روی نداد.

در نهایت روابط هندسه هیدرولیکی با سایر روابط مقایسه گردید که نشان‌دهنده افزایش ۱۵ درصدی خطاها و بیان‌کننده تاثیر جریان ثانویه در پیچان‌رودها در ارتقا روابط هندسه هیدرولیکی در مطالعه حاضر می‌باشد.

سپاسگزاری

محققین این پروژه از Hey و Thorne جهت در اختیار گذاشتن داده‌های خود برای این پژوهش قدردانی و سپاسگزاری می‌نمایند.

منابع

1- Ayyoubzadeh, S.A., 2002. Study of Stable (Regime) Channel Design using Minimum Energy Approach in order to establish a design standard. Iran Water Resources Management Organization (IWRMO). *Final Report* (In Persian).

2- Blench, T. 1952. Regime theory for self-formed sediment-bearing channels. *Transactions of the American Society of Civil Engineers, 117(1)*, pp.383–408.

3- Bray, D.I. and Davar, K.S., 1987. Resistance to flow in gravel-bed rivers. *Canadian Journal of Civil Engineering*, *14*(1), pp.77-86.

4- Eaton, B.C., 2013. Hydraulic geometry: Empirical investigations and theoretical approaches. *Treatise on Geomorphology*, *9*, pp.313-329.

5- Eaton, B.C. and Church, M., 2004. A graded stream response relation for bed load–dominated streams. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, *109*(F3), pp.1-18.

6- Engelund, F., 1974. Flow and bed topography in channel bends. *Journal of the Hydraulics Division*, *100*, pp.1631-1648.

7- Engelund, F. and Hansen, E. 1967. A monograph on sediment transport in alluvial stream. *Report Tekinsk Forlag. Technical Press.* Copenhagen. Denmark.

8- Ferguson, R., 2007. Flow resistance equations for gravel-and boulder-bed streams. *Water Resources Research*, *43*(5).pp.1-12.

9- Gleason, C.J., 2015. Hydraulic geometry of natural rivers: A review and future directions. *Progress in Physical Geography*, *39*(3), pp.337-360.

10- Hey, R.D., 1979. Flow resistance in gravel-bed rivers. *Journal of the Hydraulics Division*, *105*(4), pp.365-379.

11- Hey, R.D. and Thorne, C.R., 1986. Stable channels with mobile gravel beds. *Journal of Hydraulic Engineering*, *112*(8), pp.671-689.

12- Huang, H. Q. 1996. Multivariate controls of alluvial channel geometry: model development and applications, Ph.D. thesis, *University of Wollongong*. 239p.

13- Huang, H.Q. and Nanson, G.C., 2000. Hydraulic geometry and maximum flow efficiency as products of the principle of least action. *Earth Surface Processes and Landforms: The Journal of the British Geomorphological Research Group*, *25*(1), pp.1-16.

14- Hussein, A.S. and Smith, K.V., 1986. Row and bed deviation angle in curved open channels. *Journal of Hydraulic Research*, *24*(2), pp.93-108.

15- Julien, P. Y. 1990. Downstream hydraulic geometry of alluvial channels. *Engineering Research Center. Colorado State University*. 31p.

16- Julien, P.Y., 2015. Downstream hydraulic geometry of alluvial rivers. *Proceedings of the International Association of Hydrological Sciences*, *367*, pp.3-11.

17- Lane, E. W. 1935. Stable channels in erodible material. *In Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 270, pp.123-142.

18- Lee, H.E., Lee, C., Kim, Y.J., Kim, J.S. and Kim, W., 2013. Power law exponents for vertical velocity distributions in natural rivers. *Engineering*, *5*(12), pp.933-942.

19- Leopold, L. B. and Maddock, T. J. 1953. *The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications*. US Geological Survey professional Pager 252.

20- Meyer-Peter, E. and Müller, R., 1948. Formulas for bed-load transport. In *IAHSR 2nd meeting, Stockholm, appendix 2*. IAHR.

21- Nanson, G.C. and Huang, H.Q., 2008. Least action principle, equilibrium states, iterative adjustment and the stability of alluvial channels. *Earth Surface Processes and Landforms: The Journal of the British Geomorphological Research Group*, *33*(6), pp.923-942.

22- Powell, D.M., 2014. Flow resistance in gravel-bed rivers: Progress in research. *Earth-Science Reviews*, *136*, pp.301-338.

23- Rozovskiĭ, I.L., 1957. *Flow of water in bends of open channels*. Academy of Sciences of the Ukrainian SSR.

24- Shahosainy, M., 2015. Analytical investigation of secondary flows hydraulic geometry function in meander rivers, Thesis, *Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University*, Iran. 132p. (In Persian).

25- Simons, D.B. and Albertson, M.L., 1960. Uniform water conveyance channels in alluvial materials. *Journal of the Hydraulics Division*, *86*(5), pp.33-71.

26- Singh, V.P., Yang, C.T. and Deng, Z.Q., 2003. Downstream hydraulic geometry relations: 1. Theoretical development. *Water Resources Research*, *39*(12), pp.1-15.

27- Yalin, M.S., 2015. *River mechanics*. Elsevier. 213p.

28- Yang, C.T., 1996. *Sediment transport: theory and practice*. McGraw-Hill, New York. 396p.

29- Yuce, M.I., Esit, M. and Muratoglu, A., 2015. Determining the Hydraulic Geometry Parameters of Seyhan River. *American Journal of Engineering, Technology and Society*, *2*(4), pp.77-84.

Shahid Chamran University of Ahvaz

Irrigation Sciences and Engineering **Vol. 41, No. 3, Fall 2018, p. 145-158**

EXTENDED ABSTRACT

Analytical Model of Hydraulic Geometry Functions in Meander River

M. Shahosainy[1], M. R. Majdzadeh Tabatabai[2] and S. S. Mousavi Nadoushani[3]

1*- Corresponding Author, Expert of Hydraulic Engineering, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University*(m.shahosainy@yahoo.com).*

2- Assistant Professor, Civil, Water and Environmental Engineering Department, Shahid Beheshti University.

3- Assistant Professor, Civil, Water and Environmental Engineering Department, Shahid Beheshti University.

Received:14 April 2016 Accepted: 9 April 2017

Keywords: Hydraulic Geometry, Secondary Flow and Meandering Channels.

Introduction

Regime and hydraulic geometry are two of the most important proposed models over the past century in the related disciplines of river engineering and fluvial geomorphology. Therefore, the hydraulic geometry is of prime importance in planning, design, and management of river engineering and training works (Huang, 1996). The first systematic analysis was conducted on canal systems in India by Kennedy (1895) who exhibited a relation between velocity and depth. Downstream hydraulic geometry relationships describe the shape of bank-full alluvial channels in terms of bank-full width, average flow depth, average flow velocity and channel bed slope. Although some concepts of hydraulic geometry were proposed toward the end of the nineteenth century, the real impetus toward formulating a theory of hydraulic geometry was provided by the work of Leopold and Maddock (1953). Leopold and Maddock (1953) adapted the ideas from regime relations for canals to the description of natural stream channels. Generally, there are two experimental and analytical methods to obtain the hydraulic geometry relations in order to determine the stable geometric dimensions of the rivers. Different researchers have studied hydraulic geometry relations for straight rivers without considering the effect of the secondary flow. The main focus of this study is to analytically derive the hydraulic geometry equations considering the concept of secondary flow in meandering channels.

Methodology

Hydraulic geometry relationships are theoretically developed by using four governing equations: continuity , flow resistance, bed load equations and secondary flow.

The fourth equation considers the effect of secondary flow and is as the ratio of the radial shear stress to the longitudinal shear stress. Radial shear stress is a vital parameter in investigating the secondary flow in meanders. Most of the radial shear stress equations are obtained from the momentum equation in the radial direction. A particle starts to move when its shear stress is higher than critical bed shear stress. Two shear stresses influence sediment particles in a meander, i. e. radial stress and longitudinal shear stress. Therefore, the angle between the resultant shear stress and the longitudinal shear stress is of great significance . By increasing the angle, the radial shear stress will increase and a stronger secondary flow would form. Therefore, the sediment particle will move from the outer bend to the inner bend and there is a sharper bend. By decreasing the angle, the longitudinal shear stress will increase and the bend becomes milder. Therefore, to consider the effect of the secondary flow in the equations, the radial shear stress to the longitudinal shear stress ratio could be used. Using the four aforementioned equations, hydraulic geometry relations are obtained.

Because of the importance of independent and dependent variables, they should be selected carefully. The independent variables of equation are: flow discharge, mean sediment size and bed-load sediment while the dependent variables of equation are: the mean depth, width, mean flow velocity and channel slope.
Hydraulic geometry relationships can also be shown as follows:

$$D = C_1 Q^{x1} D_{50}^{y1} Q_s^{z1} \quad (1\text{-a})$$

$$W = C_2 Q^{x2} D_{50}^{y2} Q_s^{z2} \quad (1\text{-b})$$

$$V = C_3 Q^{x3} D_{50}^{y3} Q_s^{z3} \quad (1\text{-c})$$

$$S = C_4 Q^{x4} D_{50}^{y4} Q_s^{z4} \quad (1\text{-d})$$

In these equations C_i is a constant, Q is discharge D is the average flow depth, $D_{50}$is sediment size, Q_s is sediment discharge, W is width, V is the average velocity, S is the longitudinal bed slope, τ_* is Shields function and xi, yi and zi are constants.

Results and Discussion

Upon achieving the hydraulic geometry relations, four variables of depth, width, velocity and longitudinal slope of bed were obtained using these relations and data from Hey and Thorne (1986). A reasonable agreement between observed and calculated values are obtained partially in model calibration. However, some discrepancies were also observed in the results which may be due to the assumptions made in the model. Then, sensitivity analysis is conducted to figure out the parameter to which the model is most sensitive. According to the sensitivity analysis, the model was not sensitive to discharge and shields function so that the error changes were insignificant. The model is sensitive to bed sediments size so that dependent variables were calculated with a higher error rate.
Finally, width, depth and longitudinal slope of bed values for rivers were obtained and compared using the hydraulic geometry relations of the present study and relations by England and Hanson (1968). The calculation errors of depth, width and longitudinal slope of bed were less in the present study.

Conclusions

A reasonable agreement between observed and calculated values are obtained partially in model calibration. The model is sensitive to bed sediments size, In addition, calculated error of the longitudinal slope of the bed was higher than other dependent variables which the direct relationship between the longitudinal bed slope and sediment size. Then, derived hydraulic geometry relations were compared with other researches. Calculation errors of depth, width and longitudinal slope of bed were less in the present study, which indicates the influence of the secondary flow on improvement of the hydraulic geometry relations of meanders for estimating hydraulic parameters of the channels.

References

1- Engelund, F. and Hansen, E. 1967. A monograph on sediment transport in alluvial stream. *Report Tekinsk Forlag. Technical Press*. Copenhagen. Denmark.

2- Hey, R.D. and Thorne, C.R., 1986. Stable channels with mobile gravel beds. *Journal of Hydraulic engineering*, 112(8), pp.671-689.

3- Huang, H. Q. 1996. Multivariate controls of alluvial channel geometry: model development and applications, Ph.D. thesis, *University of Wollongong*. 239p.

4- Kennedy, R.G., 1895. The prevention of silting in irrigation canals. *In Minutes of the Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 119(1895), pp.281-290.

5- Leopold, L. B. and Maddock, T. J. 1953. *The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications*. US Geological Survey professional Pager 252.