

# نقش تئوری‌های حدی در اقتباس روابط هندسه‌ی هیدرولیکی رودخانه‌ها

مهسا محمودی\* (کارشناس ارشد)

محمدرضا مجدزاده طباطبایی (استادیار)

سید سعید موسوی ندوشنی (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۳۹۶ (۶۰-۴۹)  
دوری ۲-۳۳، شماره ۱/۲، ص. ۴۹-۶۰

با پیدایش هزاره‌ی جدید، پیشرفت‌های بسیاری در علوم مهندسی صورت گرفته است، ولی مسئله‌ی پیش‌بینی پاسخ آبراهه‌های آبرفتی به تغییرات زیست‌محیطی و ساخته‌ی بشر هنوز در انتظار یک روش منطقی و قابل فهم است. رودخانه‌ها با تنظیم هندسه‌ی هیدرولیکی خود، تمایل به سازگاری با تغییرات وارده دارند. لذا شناخت و پیش‌بینی پاسخ هندسه‌ی هیدرولیکی، یک وظیفه‌ی اولیه‌ی مهندسی برای مدیریت و سامان‌دهی رودخانه‌ها به شمار می‌رود. از این‌رو در پژوهش حاضر، یک مدل تحلیلی برای ارزیابی شرایط پایدار (استاتیکی و دینامیکی) و تعیین روابط هندسه‌ی هیدرولیکی بازه‌ی پیشنهاد شده است که در آن سیستمی از معادلات با به‌کارگیری تئوری‌های حدی حل شده است. مقایسه‌ی توان‌های هندسه‌ی هیدرولیکی توسعه‌یافته در پژوهش حاضر با روابط موجود همخوانی مناسبی را نشان می‌دهد. در انتها، مدل با داده‌های صحرایی کشور انگلستان و ایران مورد واسنجی قرار گرفته و نتایج حاصل، حاکی از کاربرد مناسب مدل در رودخانه‌ها با کناره‌های مقاوم است. چراکه براساس مدل پیشنهادی، نسبت عرض سطح محاسباتی به مشاهداتی به‌طور متوسط از ۴۰٪ در رودخانه‌هایی با کناره‌های با پوشش علفی بدون هرگونه درخت و درختچه، تا ۷۲٪ در رودخانه‌هایی با کناره‌های با بیش از ۵۰٪ پوشش درخت و درختچه تغییر می‌کند.

mahsa\_mahmoodi\_69@yahoo.com  
m\_majdzadeh@sbu.ac.ir  
sa.mousavi@sbu.ac.ir

واژگان کلیدی: هندسه‌ی هیدرولیکی، مدل تحلیلی، تئوری‌های حدی.

## ۱. مقدمه

روابط هندسه‌ی هیدرولیکی گویای آن است که آبراهه‌های آبرفتی نسبت به تغییر شرایط جریان تحمیل شده به کانال پاسخ‌گو هستند و پس از مدتی خود را با شرایط جدید تنظیم می‌کنند. این تطابق به‌گونه‌ی است که طی آن، رودخانه بین توانایی حمل رسوب و بار رسوبی وارده از بالادست، توازن ایجاد می‌کند یا به تعبیری به حالت رژیم می‌رسد. به‌طور کلی تعیین ارتباط معنی‌دار متغیرهای مستقل و وابسته‌ی تأثیرگذار در هندسه‌ی رودخانه‌های آبرفتی کار دشواری است و بیشتر روش‌ها و راه‌حل‌های ارائه‌شده، به‌صورت تجربی هستند تا تحلیلی.<sup>[۱]</sup>

تئوری رژیم و هندسه‌ی هیدرولیکی، یکی از معروف‌ترین انواع روش‌های پیش‌بینی پاسخ مورفولوژیک رودخانه و از مهم‌ترین مدل‌هایی هستند که در طول قرن گذشته با هدف برقراری ارتباط بین متغیرهای مؤثر در هندسه‌ی رودخانه و طراحی آبراهه‌ی پایدار ارائه شده‌اند. این روابط که اولین بار در سال ۱۹۵۳ ارائه شده‌اند،<sup>[۲]</sup> نحوه‌ی تغییرات عرض، عمق، و سرعت با تغییرات دبی جریان را به‌صورت کتبی، طی یک بازه‌ی زمانی مشخص و در یک مقطع معین «هندسه‌ی هیدرولیکی موضعی یا ایستگاهی»<sup>[۱]</sup> با به‌صورت همزمان در چند رودخانه، تحت دبی غالب

\* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۴/۱۲/۲۹، اصلاحیه ۱۳۹۴/۷/۸، پذیرش ۱۳۹۴/۸/۳.

جریان نظیر روابط انتقال رسوب، مقاومت جریان، و پیوستگی از یک سو و معادلات مبتنی بر اصول بهینه سازی از سوی دیگر بین مجهولات مسئله، رابطه‌ی منطقی برقرار می‌کنند. تعدادی از معروف ترین تئوری های حدی عبارتند از: تئوری پیشینه‌ی ظرفیت انتقال رسوب (MSTC)<sup>۴</sup>، پیشینه‌ی بازدهی جریان (MFE)<sup>۵</sup>، کمیته‌ی توان جریان (MSP)<sup>۶</sup> و...

در ابتدای دهه‌ی ۱۹۶۰ میلادی، برخی مفاهیم مکانیک سیالات مانند نظریه‌ی کمیته‌ی تلفات انرژی برای طراحی کانال‌های پایدار به‌کار گرفته شده‌اند.<sup>[۲]</sup> در پژوهشی در سال ۱۹۶۴<sup>[۳]</sup> نتیجه گرفته شده است که شرایط حدی کنترل‌کننده‌ی تعادل هندسه‌ی هیدرولیکی کانال باید کمترین تغییرات (کمیته‌ی واریانس (MV)<sup>[۷]</sup>) را داشته باشد. در سال‌های ۱۹۷۶ و ۱۹۷۷، فرضیه‌ی پیشینه‌ی انتقال رسوب (MSTC) ارائه شده است،<sup>[۵]</sup> که براساس آن شرط تعادل دینامیکی کانال، انتقال پیشینه‌ی رسوبات تحت تنش‌های موجود است. همچنین با استفاده از اصول ترمودینامیکی و انتقال رسوب، روابطی برای سیستم مورفولوژی رودخانه پیشنهاد<sup>[۷]</sup> و این کار منجر به پیشنهاد تئوری کمیته‌ی نرخ اتلاف انرژی (MEDR)<sup>[۸]</sup> شده است.<sup>[۸]</sup> از دیگر پژوهش‌های مهم انجام شده در این زمینه می‌توان از مطالعاتی در سال ۱۹۷۹ نام برد،<sup>[۹]</sup> که شرایط کانال متعادل را متناظر با کمیته‌ی توان جریان در واحد طول کانال عنوان کرده و به عقیده‌ی ایشان «در یک آبراهی آبرفتی، شرط لازم و کافی برای رسیدن به تعادل، به کمیته رسیدن توان جریان در واحد طول کانال (γQS) است. از آنجا که مقدار Q و γ معین و ثابت است، کمیته‌ی مقدار QS، معادل با کمیته‌ی شیب کانال است.» در سال‌های بعد، نظریه‌ی کمیته‌ی توان واحد جریان (MUSP)<sup>[۹]</sup> ارائه شده است،<sup>[۱۰]</sup> که براساس نظریه‌ی مذکور، یک کانال پایدار، پارامترهای هندسه‌ی هیدرولیکی خود را براساس کمیته‌ی توان واحد جریان به نحوی تنظیم می‌کند که به صورت بهینه، انتقال آب و رسوب در آن صورت پذیرد. همچنین در سال ۲۰۰۲<sup>[۱۱]</sup> با استفاده از نظریه‌ی پیشینه‌ی بازدهی جریان (MFE) نشان داده شده است که با کمیته شدن انرژی بالقوه، انتقال رسوب به میزان پیشینه می‌رسد. نظریه‌ی MFE، ظرفیت پیشینه‌ی انتقال رسوب را برای هر قدرت جریان در دسترس تعریف می‌کند.

با توجه به آنچه ذکر شده است، حفظ و نگهداری رودخانه‌ها در حالت تعادل (رژیم)، اهمیت زیادی دارد و تعیین هندسه‌ی هیدرولیکی پایدار در رودخانه‌ها از مهم ترین مواردی است که طراحی، مدیریت، و سامان‌دهی رودخانه‌ها براساس آن پایه‌گذاری می‌شود. از این رو در پژوهش حاضر با به‌کارگیری تئوری‌های حدی، یک مدل تحلیلی توسعه داده شده است، که با توصیف عامل شکل کانال و در نظر گرفتن طیف وسیعی از معادلات انتقال بار بستر به فرم  $q_s \propto \bar{\tau}_{bed}^m (\bar{\tau}_{bed} - \tau_c)^n$  (با تأکید بر نقش آستانه‌ی حرکت در تخمین ابعاد مورفولوژیکی کانال)، معادلات مقاومت جریان به فرم  $V \propto R^x S^y D^\alpha$ ، و درج شکل مقطع دوزنقه‌یی، به ازاء متغیرهای مستقل ورودی به مدل در ۲ حالت شیب‌های ثابت و متغیر قادر به پیش‌بینی ابعاد بهینه (در حالت پایداری استاتیکی یا دینامیکی در کانال)<sup>[۱۲]</sup> است. از اهداف دیگر پژوهش حاضر، می‌توان به توسعه‌ی روابط هندسه‌ی هیدرولیکی بازه‌یی و مقایسه‌ی روابط حاصل از پژوهش حاضر با روابط موجود و بررسی کاربرد مدل ارائه شده در رودخانه‌های طبیعی اشاره کرد.

## ۲. تئوری

انتخاب متغیرهای مستقل و وابسته از مسائل مهمی است که در اغلب مدل‌های تحلیلی رودخانه‌ها و کانال‌های آبرفتی مطرح می‌شود. معادلات رژیم تجربی، نشان دهنده‌ی

آن هستند که دبی، مهم ترین متغیر مستقل کنترل‌کننده‌ی مورفولوژی کانال است. اما در بیشتر اوقات، میان بار رسوبی و شیب، یکی به عنوان متغیر مستقل و دیگری به عنوان متغیر وابسته در نظر گرفته می‌شود. مدل پیشنهادی، بسته به داده‌های موجود در ۲ حالت شیب ثابت و شیب متغیر قابل استفاده است. در حالت شیب ثابت، دبی (Q)، شیب طولی کانال (S)، متوسط اندازه‌ی رسوبات بستر (d<sub>۵۰</sub>)، شیب جانبی کناره‌های کانال (z)، و ضریب زبری (c<sub>r</sub>) ورودی‌های مدل را تشکیل می‌دهند و حالت شیب متغیر مشابه حالت شیب ثابت است، با این تفاوت که نرخ انتقال بار بستر (Q<sub>s</sub>) به عنوان متغیر مستقل ورودی به مدل و شیب طولی، به عنوان متغیر وابسته در نظر گرفته می‌شود (شایان ذکر است که در میحث واسنجی، مدل در حالت شیب ثابت به‌کار گرفته شده است). مقطع رودخانه، یک مقطع دوزنقه‌یی با شیب کناره‌های z : ۱ در نظر گرفته شده (tan θ = ۱/z) و فرض شده است که شیب کناره‌های کانال ثابت و براساس پایداری مصالح جداره انتخاب شده است (شکل ۱).

در شکل ۱، P<sub>bed</sub> محیط بستر یا عرض کف کانال، P<sub>bank</sub> محیط کناره‌ها، W عرض سطح، D عمق پیشینه، و z شیب جانبی کناره‌ها (θ زاویه‌ی شیب کناره) است.

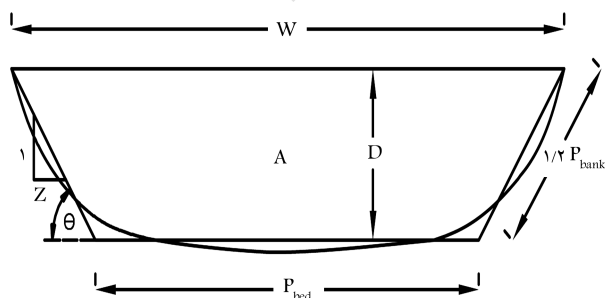
### ۱.۲. فرضیات مدل

با توجه به اینکه مدل‌سازی رودخانه‌های آبرفتی، که سیستم‌هایی کاملاً پویا هستند، با لحاظ کردن تمامی جزئیات تقریباً غیرممکن است؛ در فرایند توسعه‌ی مدل، از فرضیات ساده‌کننده‌یی به این شرح استفاده شده است:

۱. جریان دائمی و یکنواخت در نظر گرفته شده است؛
۲. مدل ارائه شده در بازه‌های تک‌شاخه‌ی مستقیم، که بار بستر در مورفولوژی آنها تأثیرگذار است، قابل کاربرد است؛
۳. مصالح آبرفتی غیرجسبیده مدنظر است؛
۴. مقطع عرضی کانال، دوزنقه‌یی در نظر گرفته شده و بستر رودخانه، متحرک و کناره‌های آن پایدار است؛
۵. شرایط پایدار و تعادلی، که متناظر با ارضاء تئوری‌های حدی هستند، مدنظر است؛
۶. مقاومت جریان فقط به زبری ذرات وابسته است.

### ۲.۲. معادلات حاکم

معادلات پایه‌ی مورد استفاده برای توسعه‌ی هندسه‌ی کانال عبارتند از: مقاومت جریان، پیوستگی، و انتقال رسوب. این در حالی است که در تحلیل مذکور، ۴ متغیر



شکل ۱. طرح مقطع دوزنقه‌یی کانال.

### ۳.۲.۲. انتقال رسوب

به منظور اجتناب از به کارگیری یک فرمول خاص در مدل مذکور، یک رابطه کلی به فرم تنش برشی مازاد برای دبی بار بستر در نظر گرفته شده است (معادله ۳).<sup>[۱۱]</sup> شایان ذکر است که اگرچه شماری از دانشمندان هیدرولیک، از جمله اینشتین،<sup>[۱۷]</sup> وجود لحظه‌یی را به عنوان آستانه‌ی حرکت قبول ندارند، ولیکن برای مهندسان هیدرولیک تعیین حد متوسطی به عنوان شروع حرکت ذره، حائز اهمیت است؛ زیرا چنانچه شرایط هیدرولیکی را در این لحظه بتوان فرموله کرد، می‌توان از آن در حل مسائلی از قبیل: طراحی کانال‌های پایدار (طرح کانال بدون فرسایش)، طراحی اندازه‌ی سنگ‌فرش<sup>۱</sup> برای جلوگیری از فرسایش بستر و بدنه‌ی کانال، و محاسبه‌ی مقدار رسوب حمل‌شده توسط جریان در رودخانه‌ها استفاده کرد.<sup>[۱۸]</sup>

$$q_s = c_s \tau_*^m (\tau_* - \tau_{c0})^n \quad (3)$$

که در آن،  $q_s$  دبی بار بستر در واحد عرض کانال،  $c_s$  ضریب ثابت مربوط به مشخصات ذرات رسوبی،  $\tau_{c0}$  تنش برشی بستر، و  $\tau_c$  تنش برشی بحرانی بستر است. لازم به ذکر است که معادلاتی از قبیل میسرپیتر و مولر،<sup>[۱۸]</sup> دوبوی،<sup>[۲۰]</sup> پارکر،<sup>[۲۱]</sup> و... به فرم ارائه‌شده به صورت معادله ۳ قابل تبدیل هستند. در جدول ۲، تعدادی از روابط بار بستر، که به فرم معادله ۳ بیان شده‌اند، ارائه شده است.

با صرف نظر از فرم بستر در رودخانه‌های شنی، عامل بی‌بعد فرم بستر  $\mu$  در رابطه میسرپیتر و مولر برابر با ۱ در نظر گرفته شده است. در روابط ارائه‌شده‌ی بار بستر در جدول ۲،  $\tau_c$  ( $N/m^2$ )،  $\tau_{c0}$  ( $N/m^2$ )،  $\gamma$  ( $N/m^3$ )،  $d_{50}$  (m)،  $\rho$  ( $Kg/m^3$ )،  $g$  ( $m/s^2$ )،  $\rho_s$  ( $Kg/m^3$ )،  $\rho$  ( $Kg/m^3$ )،  $d$  (mm) چگالی مخصوص رسوبات بستر و  $\tau_*^*$  تنش برشی بی‌بعد است.

### ۴.۲.۲. تئوری‌های حدی

در پژوهش حاضر از روش ترکیبی تئوری بیشینه‌ی ظرفیت انتقال رسوب و تئوری کمینه‌ی شیب تماماً استفاده شده است، که طبق آن یک آبراهه‌ی آبرفتی، شیب و هندسه‌ی خود را در راستای بیشینه‌سازی ظرفیت حمل رسوب تنظیم می‌کند؛ و با عبارت دیگر، به ازاء دبی و شیب معین، ابعاد آبراهه به‌گونه‌یی تغییر می‌کند که نرخ انتقال رسوب بیشینه شود.

جدول ۲. معادلات بار بستر مورد استفاده به فرم تنش برشی مازاد.

مرجع	رابطه‌ی بار بستر	فرم تغییر یافته‌ی رابطه‌ی بار بستر	ضرایب و توان‌ها
میسرپیتر و مولر <sup>[۱۸]</sup>	$q_s = \lambda \sqrt{g(G_s - 1)d_{50}^3} \left( \mu \frac{\tau_c}{\gamma d_{50}(G_s - 1)} - \frac{\tau_{c0}}{\gamma d_{50}(G_s - 1)} \right)^{1/5}$ $\tau_c / (\gamma d_{50}(G_s - 1)) = 0.147$	$q_s = c_s (\tau_* - \tau_{c0})^{1/5}$	$c_s = \lambda \frac{\sqrt{g(G_s - 1)d_{50}^3}}{(\gamma d_{50}(G_s - 1))^{1/5}}$ $m = 0; j = 1/5$
دوبوی <sup>[۲۰]</sup>	$q_s = c_d \tau_c (\tau_* - \tau_{c0})$ $\tau_c = 0.161 + 0.193d; c_d = 0.17d^{-2/4}; \tau_{c0} = \rho RS$	$q_s = c_s \tau_* (\tau_* - \tau_{c0})$	$c_s = c_d$ $m = 1; j = 1$
پارکر <sup>[۲۱]</sup>	$q_s^* = 11.72 (\tau_*^* - 0.103)^{2/5} / \tau_*^{*2}$ $q_s^* = \frac{q_s}{\sqrt{g(G_s - 1)d_{50}^3}}; \tau_*^* = \frac{\tau_c}{\gamma d_{50}(G_s - 1)}$ $\tau_c / (\gamma d_{50}(G_s - 1)) = 0.103$	$q_s = c_s (\tau_* - \tau_{c0})^{2/5} / \tau_*^2$	$c_s = 11.72 \frac{\sqrt{g(G_s - 1)d_{50}^3}}{(\gamma d_{50}(G_s - 1))^{1/5}}$ $m = -3; j = 1/5$

وابسته‌ی اصلی وجود دارد که عبارت‌اند از: عرض بستر ( $P_{bed}$ )، عمق ( $D$ )، شیب طولی ( $s$ ) (در حالت شیب متغیر) یا دبی بار بستر ( $Q_s$ ) (در حالت شیب ثابت)، و سرعت متوسط جریان ( $V$ ). پس در برابر ۴ متغیر موجود، فقط ۳ معادله وجود دارد و برای تعیین مجهولات، نیاز به ۱ معادله‌ی اضافه احساس می‌شود. در مطالعه‌ی حاضر، از یک تئوری حدی به عنوان معادله‌ی چهارم استفاده شده است، که در آن از روش ترکیبی بیشینه‌ی ظرفیت انتقال رسوب و کمینه‌ی توان جریان (کمینه‌ی شیب) تماماً استفاده شده است. معادلات مورد استفاده در مدل در ادامه تشریح شده‌اند.

### ۱.۲.۲. پیوستگی جریان

رابطه‌ی پیوستگی برای شرایط پایدار به صورت رابطه ۱ ارائه شده است:

$$Q = A \times V \quad (1)$$

که در آن،  $Q$  دبی جریان غالب،  $V$  سرعت متوسط جریان، و  $A$  مساحت مقطع عرضی کانال است.

### ۲.۲.۲. مقاومت جریان

در مدل تحلیلی ارائه‌شده، فرم کلی رابطه‌ی ۲ برای رابطه‌ی مقاومت جریان در نظر گرفته شده است:

$$V = c_r R^x S^y D^\alpha \quad (2)$$

که در آن،  $c_r$  ضریب زبری آبراهه،  $R$  شعاع هیدرولیکی،  $S$  شیب طولی، و  $D$  عمق جریان است. روابط مقاومت جریان بسیاری بر فرم استفاده‌شده در مطالعه‌ی حاضر (معادله ۲) منطبق هستند، که از جمله‌ی آنها می‌توان به روابط: مانینگ،<sup>[۱۳]</sup> لیسلی،<sup>[۱۴]</sup> شزی،<sup>[۱۵]</sup> برونلی،<sup>[۱۶]</sup> و... اشاره کرد. در جدول ۱، تعدادی از روابط مذکور ارائه شده است.

در رابطه‌ی لیسلی،  $N_a = 0.253d^{1/8}$  است، که در آن  $d$  قطر متوسط ذرات رسوبی برحسب میلی‌متر است.

جدول ۱. روابط مقاومت جریان.

مرجع	رابطه‌ی مقاومت جریان	توان‌های $x, y, \alpha$
مانینگ <sup>[۱۳]</sup>	$V = (1/n) R^{2/3} S^{1/2}$	$x = 2/3; y = 1/2; \alpha = 0$
لیسلی <sup>[۱۴]</sup>	$V = (1/N_a) \sqrt{R S D^{1/4}}$	$x = 1/2; y = 1/4; \alpha = 1/4$
شزی <sup>[۱۵]</sup>	$V = c R^{1/2} S^{1/2}$	$x = 1/2; y = 1/2; \alpha = 0$

### ۳.۲. توسعه‌ی مدل تحلیلی

ابتدا عامل شکل بی‌بعد ( $\zeta$ ) براساس پارامترهای هندسی مقطع به صورت رابطه‌ی ۴ تعریف شده است:

$$\zeta = P_{bed}/D \quad (۴)$$

که در آن،  $P_{bed}$  و  $D$  به ترتیب نشان‌دهنده‌ی عرض کف و عمق کانال هستند (شکل ۱). در ادامه، سایر پارامترهای هندسی مقطع بر حسب عامل شکل ( $\zeta$ )، عمق ( $D$ )، و شیب جانبی کانال ( $z$ ) بیان شده‌اند. برای مقطع ذوزنقه‌یی، نتایج به صورت روابط ۵ الی ۸ است:

$$A = D^2(\zeta + z) \quad (۵)$$

$$P = P_{bed} + P_{bank} = D(\zeta + 2\sqrt{1+z^2}) \quad (۶)$$

$$R = A/P = \frac{(\zeta + z)}{(\zeta + 2\sqrt{1+z^2})} D \quad (۷)$$

$$W = P_{bed} + 2zD = D(\zeta + 2z) \quad (۸)$$

که در آن‌ها،  $A$ ،  $P$ ،  $R$  و  $W$  به ترتیب مساحت مقطع عرضی، محیط ترشده‌ی کانال، شعاع هیدرولیکی، و عرض سطح مقطع پر است. به منظور تعیین رابطه‌ی عمق با ضریب زبری ( $c_r$ )، شیب طولی آبراهه ( $s$ )، دبی ( $Q$ )، شیب جانبی کانال ( $z$ )، و عامل شکل ( $\zeta$ ) کافی است نسبت  $(Q/A)$  از رابطه‌ی پیوستگی (معادله‌ی ۱) جایگزین سرعت ( $V$ ) در معادله‌ی ۲ شود و سپس با معادلات ۵ و ۷ ترکیب شود. از ترکیب رابطه‌ی حاصل (معادله‌ی ۹) و روابط مربوط به پارامترهای هندسی (معادلات ۴ الی ۷)، رابطه‌ی عرض بستر، سرعت متوسط، و تنش برشی نیز با متغیرهای مذکور به دست می‌آیند (روابط ۹ الی ۱۲):

$$D = \frac{(\zeta + 2\sqrt{1+z^2})^{x/(x+2+\alpha)} (Q/c_r)^{1/(x+2+\alpha)}}{(\zeta + z)^{(x+1)/(x+2+\alpha)} S^{y/(x+2+\alpha)}} \quad (۹)$$

$$P_{bed} = (\zeta D) = \frac{\zeta(\zeta + 2\sqrt{1+z^2})^{x/(x+2+\alpha)} (Q/c_r)^{1/(x+2+\alpha)}}{(\zeta + z)^{(x+1)/(x+2+\alpha)} S^{y/(x+2+\alpha)}} \quad (۱۰)$$

$$V = (Q/A) = \frac{(S^2 y Q^{(x+\alpha)} c_r^2)^{1/(x+2+\alpha)} (\zeta + z)^{(x-\alpha)/(x+2+\alpha)}}{(\zeta + 2\sqrt{1+z^2})^{(2x)/(x+2+\alpha)}} \quad (۱۱)$$

$$\tau_s = (\gamma RS) = \frac{\gamma S^{1-(y/(x+2+\alpha))} (Q/c_r)^{1/(x+2+\alpha)} (\zeta + z)^{(1+\alpha)/(x+2+\alpha)}}{(\zeta + 2\sqrt{1+z^2})^{(2+\alpha)/(x+2+\alpha)}} \quad (۱۲)$$

در این قسمت از مدل‌سازی، در ابتدا شیب طولی کانال به صورت تابعی از عامل شکل کانال  $S = S(\zeta)$  در نظر گرفته شده و لذا با توجه به معادلات ۹، ۱۰ و ۱۲، سایر متغیرها نیز به صورت  $P_{bed} = P_{bed}(\zeta, S(\zeta))$ ،  $D = D(\zeta, S(\zeta))$  و  $\tau_s = \tau_s(\zeta, S(\zeta))$  تعریف شده‌اند. از این رو رابطه‌های ۱۳ الف و ۱۳ ب را خواهیم داشت:

$$\frac{dP_{bed}}{d\zeta} = \frac{\partial P_{bed}}{\partial \zeta} + \frac{\partial P_{bed}}{\partial S} \frac{dS}{d\zeta} \quad (۱۳ الف)$$

$$d\tau_s = \frac{\partial \tau_s}{\partial \zeta} + \frac{\partial \tau_s}{\partial S} \frac{dS}{d\zeta} \quad (۱۳ ب)$$

با مشتق‌گیری جزئی از  $P_{bed}$  و  $\tau_s$  نسبت به  $\zeta$  و  $S$  به ترتیب از معادلات ۱۰ و ۱۲، روابط ۱۴ الف و ۱۴ ب نتیجه می‌شود:

$$\frac{\partial P_{bed}}{\partial \zeta} = \left[ \frac{(\zeta + 2\sqrt{1+z^2})(\zeta + z)(2+x+\alpha)}{(\zeta + 2\sqrt{1+z^2})^2} + \frac{(2+2x+\alpha)z + \frac{(2+2x+\alpha)z\sqrt{1+z^2}}{\zeta}}{(\zeta + 2\sqrt{1+z^2})(\zeta + z)(2+x+\alpha)} \right] P_{bed} \quad (الف ۱۴)$$

$$\frac{\partial P_{bed}}{\partial S} = \frac{-y}{(2+x+\alpha)S} P_{bed}$$

$$\frac{\partial \tau_s}{\partial \zeta} = \frac{-\zeta + 2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2} - (2+\alpha)z}{(\zeta + 2\sqrt{1+z^2})(\zeta + z)(2+x+\alpha)} \tau_s$$

$$\frac{\partial \tau_s}{\partial S} = \frac{(2+x+\alpha-y)}{(2+x+\alpha)S} \tau_s \quad (ب ۱۴)$$

واضح است که به منظور درک چگونگی تغییرات عرض کف کانال ( $P_{bed}$ )، عمق ( $D$ ) و تنش برشی ( $\tau_s$ ) با عامل شکل ( $\zeta$ )، نیاز به تعیین رابطه‌ی  $S = S(\zeta)$  است. این بخش گویای آن است که با انتخاب یک رابطه‌ی انتقال بار بستر و با توجه به فقدان یک رابطه‌ی اضافی حاکم بر جریان، به دست آوردن رابطه‌ی  $S = S(\zeta)$  به صورت صریح غیرممکن است، ولی به کمک رابطه‌ی انتقال بار بستر می‌توان به نحوه‌ی تغییرات  $dS/d\zeta = 0$  با  $\zeta$  پی برد.

با در نظر گرفتن  $Q_s$  به عنوان بار بستر در کل عرض کانال به صورت  $Q_s = P_{bed} q_s$  (با توجه به شواهد آزمایشگاهی متعدد که نشان می‌دهد در هنگام پایداری مقطع، حرکت ذرات کناره متوقف شده است، اما انتقال مواد بستر همچنان ادامه دارد، [۲۲]) و نیز تأکید تعداد زیادی از مدل‌های تحلیلی پیش‌بینی هندسه‌ی پایدار بر پایداری کناره‌ها در زمان تعادل،  $P_{bed} = P_{bed}(\zeta, S(\zeta))$  به عنوان عرض بستر فعال در نظر گرفته شده است) و ترکیب آن با روابط  $P_{bed} = P_{bed}(\zeta, S(\zeta))$  و  $Q_s = Q_s(\zeta, S(\zeta))$ ،  $\tau_s = \tau_s(\zeta, S(\zeta))$  به صورت  $Q_s = Q_s(\zeta, S(\zeta))$  تعریف می‌شود. اینک به منظور تعیین بیشینه‌ی ظرفیت انتقال بار بستر، باید از  $Q_s$  نسبت به  $\zeta$  مشتق‌گیری کرد (رابطه‌ی ۱۵):

$$\frac{dQ_s}{d\zeta} = \frac{\partial Q_s}{\partial \zeta} + \frac{\partial Q_s}{\partial S} \frac{dS}{d\zeta} \quad (۱۵)$$

با در نظر گرفتن رابطه‌ی  $Q_s = P_{bed} q_s$  و رابطه‌ی انتقال بار بستر در واحد عرض کانال (معادله‌ی ۳)،  $\partial Q_s/\partial S$  و  $\partial Q_s/\partial \zeta$  در معادله‌ی ۱۵ به صورت روابط ۱۶ الف و ۱۶ ب محاسبه می‌شوند:

$$\frac{\partial Q_s}{\partial \zeta} = \frac{\partial Q_s}{\partial \tau_s} \frac{\partial \tau_s}{\partial \zeta} + \frac{\partial Q_s}{\partial P_{bed}} \frac{\partial P_{bed}}{\partial \zeta}$$

$$= Q_s \left[ \left( \frac{m}{\tau_s} + \frac{j}{(\tau_s - \tau_c)} \right) \frac{\partial \tau_s}{\partial \zeta} + \frac{1}{P_{bed}} \frac{\partial P_{bed}}{\partial \zeta} \right] \quad (الف ۱۶)$$

$$\frac{\partial Q_s}{\partial S} = \frac{\partial Q_s}{\partial \tau_s} \frac{\partial \tau_s}{\partial S} + \frac{\partial Q_s}{\partial P_{bed}} \frac{\partial P_{bed}}{\partial S}$$

$$= Q_s \left[ \left( \frac{m}{\tau_s} + \frac{j}{(\tau_s - \tau_c)} \right) \frac{\partial \tau_s}{\partial S} + \frac{1}{P_{bed}} \frac{\partial P_{bed}}{\partial S} \right] \quad (ب ۱۶)$$

در ادامه، با جایگذاری عبارات  $\frac{\partial P_{bed}}{\partial \zeta}$ ،  $\frac{\partial P_{bed}}{\partial S}$ ،  $\frac{\partial \tau_s}{\partial \zeta}$ ،  $\frac{\partial \tau_s}{\partial S}$  از معادلات ۱۴ الف و ۱۴ ب در معادلات ۱۶ الف و ۱۶ ب و ساده‌سازی روابط مذکور، روابط ۱۷ الف و

۱۷ ب را خواهیم داشت:

$$\frac{\partial Q_s}{\partial \zeta} = \left[ \frac{j(-\zeta - (\gamma + \alpha)z + 2(1 + \alpha)\sqrt{1 + z^2})\tau_c}{(\zeta + 2\sqrt{1 + z^2})(\zeta + z)(\gamma + x + \alpha)(\tau_c - \tau_e)} + \frac{((-m + x + 1 + \alpha)\zeta + (2m(1 + \alpha) + 2(1 + \alpha))\sqrt{1 + z^2})}{(\zeta + 2\sqrt{1 + z^2})(\zeta + z)(\gamma + x + \alpha)(\tau_c - \tau_e)} + \frac{(-m(\gamma + \alpha) + \gamma + 2x + \alpha)z + \frac{(\gamma + 2x + \alpha)z\sqrt{1 + z^2}}{\zeta}}{(\zeta + 2\sqrt{1 + z^2})(\zeta + z)(\gamma + x + \alpha)(\tau_c - \tau_e)} \right] Q_s \quad (الف)$$

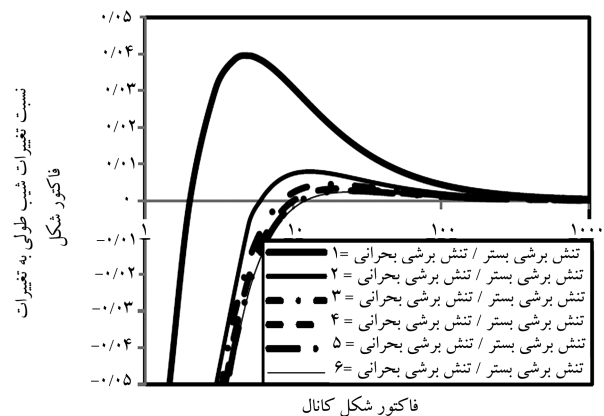
$$\frac{\partial Q_s}{\partial S} = \frac{[(x + \gamma + \alpha - y)(m + j) - y]\tau_c + [y - m(x + \gamma + \alpha - y)]\tau_e}{S(\gamma + x + \alpha)(\tau_c - \tau_e)} Q_s \quad (ب)$$

اکنون به منظور تعیین مشخصات هندسی مقطع انتقال رسوب بهینه، باید از  $Q_s$  نسبت به  $\zeta$  مشتق گرفته و مشتق آن برابر صفر قرار داده شود ( $dQ_s/d\zeta = 0$ ). در این صورت از معادله ۱۵، رابطه ۱۸ نتیجه می شود:

$$\frac{dS}{d\zeta} = - \frac{\partial Q_s / \partial \zeta}{\partial Q_s / \partial S} \quad (۱۸)$$

از معادلات ۱۷ الف، ۱۷ ب و ۱۸ واضح است که تغییرات  $ds/d\zeta$  به تغییرات  $\tau_e/\tau_c$  و  $\zeta$  بستگی دارد. شکل ۲ با استفاده از معادلات ۱۷ الف، ۱۷ ب و ۱۸ و با در نظر گرفتن  $z = 0$  (کانال مستطیلی)، رابطه مقاومت جریان مانینگ و رابطه بار بستر دویبی ترسیم شده است. مطابق شکل مذکور، به ازاء  $\tau_e/\tau_c$  معلوم، با افزایش  $\zeta$ ،  $ds/d\zeta$  از مقادیر منفی تا مقادیر مثبت تغییر می کند. این بدان معناست که در منحنی مربوط به رابطه  $S$  در مقابل  $\zeta$ ، تقریبی رو به بالا وجود دارد و درست در نقطه‌یی که  $ds/d\zeta$  با محور افقی تلاقی پیدا می کند ( $ds/d\zeta = 0$ )، شیب ( $S$ ) به میزان کمیته‌ی مقدار خود می رسد. با توجه به شکل ۲، در شرایط آستانه‌ی حرکت ( $\tau_e/\tau_c = 1$ ) به ازاء  $\zeta_m = 2$ ،  $ds/d\zeta = 0$  حاصل می شود ( $S_{min}$ ).

با توجه به معادله ۱۷ الف، نیز در شرایط آستانه‌ی حرکت ( $\tau_e = \tau_c$ ) و به ازاء  $\zeta = -(\gamma + \alpha)z + 2(1 + \alpha)\sqrt{1 + z^2}$  (که در شرایط مشابه با در نظر گرفتن  $z = 0$ ، رابطه مقاومت جریان مانینگ و رابطه بار بستر دویبی،  $\zeta = 2$  از آن حاصل می شود)،  $\partial Q_s / \partial \zeta = 0$  یا به عبارت دیگر، بیشینه‌ی ظرفیت انتقال



فاکتور شکل کانال

شکل ۲. تغییرات  $ds/d\zeta$  با  $\zeta$ ، به ازاء رابطه‌ی مقاومت جریان مانینگ و رابطه بار بستر دویبی.

رسوب ( $Q_s \max$ ) حاصل می شود. این امر بیانگر هم‌ارز بودن دو تئوری حدی کمیته‌ی شیب ( $S_{min}$ ) (یا کمیته‌ی توان جریان) و بیشینه‌ی ظرفیت انتقال رسوب ( $Q_s \max$ ) است. به عبارت دیگر، معادلات ۱۷ الف، ۱۷ ب و ۱۸ بیانگر آن هستند که یک کانال در جهت پادارشدن، شیب خود را به گونه‌ی تنظیم می کند که بار رسوبی ورودی به کانال با بیشینه‌ی ظرفیت انتقال رسوب برابر شود و در حالتی که شیب به کمیته‌ی مقدار خود برسد، فقط یک ترکیب از عرض بستر ( $P_{bed}$ ) و عمق ( $D$ ) با معادلات مذکور سازگار خواهد بود و این حالت، معادل بیشینه‌ی ظرفیت انتقال رسوب است.

همچنین با توجه به شکل ۲ همان‌طور که انتظار می رود، در شرایطی که  $\tau_e/\tau_c > 1$  است، در  $\zeta$ های بزرگ‌تر از ۲، کمیته‌ی شیب (و متناظر با آن، ابعاد بهینه‌ی کانال) حاصل می شود ( $ds/d\zeta = 0$ ).

### ۱.۳.۲. ابعاد بهینه‌ی مقطع عرضی ( $Q_s = Q_s \max$ )

از ترکیب معادلات ۱۷ الف، ۱۷ ب و ۱۸ و  $ds/d\zeta = 0$  عامل شکل بهینه  $\zeta_m$  در حالت شیب ثابت، به دست می آید (معادلات ۱۹ و ۲۰). با جایگذاری  $\zeta_m$  در معادلات ۹ الی ۱۱، رابطه‌ی عرض کف ( $(P_{bed})m$ )، عمق ( $D_m$ ) و سرعت متوسط جریان ( $V_m$ ) در کانال بهینه حاصل می شود (حالت شیب ثابت). اندیس  $m$ ، نشان دهنده‌ی شرایط بهینه در کانال است.

$$\frac{\tau_e}{\tau_c} = \frac{K_2}{K_1} \quad (۱۹)$$

$$\frac{\tau_e - \tau_c}{\tau_c} = \frac{j(\zeta_m + (\gamma + \alpha)z - 2(1 + \alpha)\sqrt{1 + z^2})}{K_1} \quad (۲۰)$$

که در آنها:

$$K_1 = (-m + x + 1 + \alpha - j)\zeta_m + (2m(1 + \alpha) + 2(1 + \alpha) + 2j(1 + \alpha))\sqrt{1 + z^2} + (-m(\gamma + \alpha) + \gamma + 2x + \alpha)z - j(\gamma + \alpha)z + \frac{(\gamma + 2x + \alpha)z\sqrt{1 + z^2}}{\zeta_m}$$

و:

$$K_2 = (-m + x + 1 + \alpha)\zeta_m + (2m(1 + \alpha) + 2(1 + \alpha))\sqrt{1 + z^2} + (-m(\gamma + \alpha) + \gamma + 2x + \alpha)z + \frac{(\gamma + 2x + \alpha)z\sqrt{1 + z^2}}{\zeta_m}$$

لازم به ذکر است که در ادامه، ضرایب  $K_1$  و  $K_2$  از معادله ۱۹ قابل محاسبه هستند.

با جایگذاری معادله ۱۹ در معادله ۱۲، شیب بهینه‌ی کانال ( $S_m$ ) حاصل می شود (رابطه ۲۱):

$$S_m = ((c_r/Q)(\tau_e/\gamma)^{(x+\gamma+\alpha)/(x+\gamma+\alpha-y)}) \times \left( \frac{K_2}{K_1} \right)^{\frac{(x+\gamma+\alpha)/(x+\gamma+\alpha-y)}{(\zeta_m + 2\sqrt{1+z^2})^{(\gamma+\alpha)/(x+\gamma+\alpha-y)}}} \quad (۲۱)$$

با جایگزین کردن  $S_m$  از معادله ۲۱ در معادلات ۹ الی ۱۱، رابطه‌ی عرض کف ( $(P_{bed})m$ )، عمق ( $D_m$ )، و سرعت متوسط جریان ( $V_m$ ) در کانال بهینه حاصل

می‌شود (روابط ۲۲ الی ۲۴) (حالت شیب متغیر):

که در آن:

$$\Delta = ((-2m(1+\alpha) - 2(1+\alpha) - 2j(1+\alpha))\sqrt{1+z^2} + (m(2+\alpha) - 2 - 2x - \alpha + j(2+\alpha))z)^2 - 4(-m+x+1+\alpha-j)(4+2x+2\alpha)z\sqrt{1+z^2}$$

حد پایینی  $\zeta_m$ ، نشان دهنده شرایط آستانه‌ی حرکت و حد بالایی آن نشان دهنده شرایط سیلابی است. در ترکیب معادلات مقاومت جریان و انتقال بار بستری که به ازاء  $m+j < x+1+\alpha$ ، رابطه  $\zeta_m > -(2+\alpha)z + 2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2}$  برقرار است، با توجه به فرضیات مدل و نظر به اینکه انگلند و اسکاتلند، [۱۲] اولین معیار کنترل شریانی شدن رودخانه نسبت عرض به عمق ( $W/D$ ) بزرگ‌تر از ۵۰ در نظر گرفته شده است، حد بالایی  $\zeta_m$ ، از رابطه  $\zeta_m = 50 - 2z$  تعیین می‌شود.

### ۲.۳.۲. روابط هندسه‌ی هیدرولیکی بین حد پایینی و بالایی $\zeta_m$

روابط هندسه‌ی کانال بهینه (معادلات ۲۱ الی ۲۶)، نشان دهنده ابعاد یک کانال پایدار است. بنابراین، روابط مذکور باید از انطباق با روابط رژیم و روابط هندسه‌ی هیدرولیکی در مقطع پر، که به صورت تجربی از کانال‌های پایدار و رودخانه‌های طبیعی به دست آمده‌اند، برخوردار باشند. با توجه به اینکه در روابط تجربی از توابع توانی برحسب دبی جریان ( $Q$ ) استفاده شده است، روابط هندسه‌ی کانال بهینه‌ی حاصل را نیز باید به فرم توابع توانی به صورت روابط ۲۸ الی ۳۲ تبدیل کرد:

$$S_m \propto Q^{-1/(x+2+\alpha-y)} \zeta_m^{\beta_1} \quad (28)$$

$$(P_{bed})_m \propto Q^{1/(x+2+\alpha-y)} \zeta_m^{\beta_2} \quad (29)$$

$$Q_s \propto Q^{1/(x+2+\alpha-y)} \zeta_m^{\beta_3} \quad (30)$$

$$V_m \propto Q^{(x+\alpha-y)/(x+2+\alpha-y)} \zeta_m^{\beta_4} \quad (31)$$

$$W_m \propto Q^{1/(x+2+\alpha-y)} \zeta_m^{\beta_5} \quad (32)$$

که در آن‌ها،  $\zeta_m^{\beta_1}$ ،  $\zeta_m^{\beta_2}$ ،  $\zeta_m^{\beta_3}$ ،  $\zeta_m^{\beta_4}$  و  $\zeta_m^{\beta_5}$  عبارت‌اند از:

$$\zeta_m^{\beta_1} \propto \left(\frac{K_r}{K_r}\right)^{1/(x+2+\alpha-y)} \frac{(\zeta_m + 2\sqrt{1+z^2})^{(2+\alpha)/(x+2+\alpha-y)}}{(\zeta_m + z)^{(1+\alpha)/(x+2+\alpha-y)}}$$

$$\zeta_m^{\beta_2} \propto \left(\frac{K_r}{K_r}\right)^{1/(x+2+\alpha-y)} \frac{\zeta_m(\zeta_m + 2\sqrt{1+z^2})^{(x-y)/(x+2+\alpha-y)}}{(\zeta_m + z)^{(x-y+1)/(x+2+\alpha-y)}}$$

$$\zeta_m^{\beta_3} \propto \frac{\zeta_m(\zeta_m + 2\sqrt{1+z^2})^{(x-y)/(x+2+\alpha-y)}}{(\zeta_m + z)^{(x-y+1)/(x+2+\alpha-y)}} \times \frac{(\zeta_m + (2+\alpha)z - 2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2})^j (K_r)^{m - \frac{y}{x+2+\alpha-y}}}{(K_r)^{m+j - \frac{y}{x+2+\alpha-y}}}$$

$$\zeta_m^{\beta_4} \propto \left(\frac{K_r}{K_r}\right)^{1/(x+2+\alpha-y)} \frac{(\zeta_m + z)^{(x-y-\alpha)/(x+2+\alpha-y)}}{(\zeta_m + 2\sqrt{1+z^2})^{2(x-y)/(x+2+\alpha-y)}}$$

$$\zeta_m^{\beta_5} \propto \left(\frac{K_r}{K_r}\right)^{1/(x+2+\alpha-y)} \frac{(\zeta_m + 2\sqrt{1+z^2})^{(x-y)/(x+2+\alpha-y)} (\zeta_m + 2z)}{(\zeta_m + z)^{(x-y+1)/(x+2+\alpha-y)}}$$

سپس در نرم‌افزار اکسل، عبارات برحسب  $\zeta_m$  در معادلات ۲۸ الی ۳۲ در مقابل  $\zeta_m$  در محدوده‌ی تعریف شده‌ی آن رسم و از برازش رابطه‌ی توانی بر نقاط حاصل، توان‌های  $\beta_1$ ،  $\beta_2$ ،  $\beta_3$ ،  $\beta_4$  و  $\beta_5$  تعیین می‌شوند. لازم به ذکر است که با توجه به بررسی تغییرات زاویه‌ی کناره‌ی کانال در موارد موجود در طبیعت، [۱۵، ۲۱] و نیز روش‌های تحلیلی متعدد، [۱۶] در پژوهش حاضر، روابط هندسه‌ی هیدرولیکی به ازاء تغییرات زاویه‌ی کناره‌ی کانال از ۳۰ تا ۹۰ درجه تعیین شده است. از جایگذاری عبارات

$$(P_{bed})_m = \left(\frac{Q\gamma^y}{c_r\tau_c^y}\right)^{1/(x+2+\alpha-y)} \times \left(\frac{K_r}{K_r}\right)^{1/(x+2+\alpha-y)} \frac{\zeta_m(\zeta_m + 2\sqrt{1+z^2})^{(x-y)/(x+2+\alpha-y)}}{(\zeta_m + z)^{(x-y+1)/(x+2+\alpha-y)}} \quad (22)$$

$$D_m = \left(\frac{Q\gamma^y}{c_r\tau_c^y}\right)^{1/(x+2+\alpha-y)} \times \left(\frac{K_r}{K_r}\right)^{1/(x+2+\alpha-y)} \frac{(\zeta_m + 2\sqrt{1+z^2})^{(x-y)/(x+2+\alpha-y)}}{(\zeta_m + z)^{(x-y+1)/(x+2+\alpha-y)}} \quad (23)$$

$$V_m = (Q^{(x+\alpha-y)} c_r^y \left(\frac{\tau_c}{\gamma}\right)^y)^{1/(x+2+\alpha-y)} \times \left(\frac{K_r}{K_r}\right)^{1/(x+2+\alpha-y)} \frac{(\zeta_m + z)^{(x-y-\alpha)/(x+2+\alpha-y)}}{(\zeta_m + 2\sqrt{1+z^2})^{2(x-y)/(x+2+\alpha-y)}} \quad (24)$$

همچنین از جایگذاری معادله‌ی ۲۳ در معادله‌ی ۸، رابطه‌ی عرض سطح بهینه به صورت رابطه‌ی ۲۵ حاصل می‌شود:

$$W_m = \left(\frac{Q\gamma^y}{c_r\tau_c^y}\right)^{1/(x+2+\alpha-y)} \left(\frac{K_r}{K_r}\right)^{1/(x+2+\alpha-y)} \times \frac{(\zeta_m + 2\sqrt{1+z^2})^{(x-y)/(x+2+\alpha-y)} (\zeta_m + 2z)}{(\zeta_m + z)^{(x-y+1)/(x+2+\alpha-y)}} \quad (25)$$

با در نظر گرفتن رابطه‌ی بار بستر در کل عرض کانال به صورت:

$$Q_s = P_{bed} c_s (\tau_0/\tau_c)^m ((\tau_0 - \tau_c)/\tau_c)^j \tau_c^{m+j}$$

و ترکیب آن با معادلات ۱۹، ۲۰ و ۲۲، رابطه‌ی حاصل می‌شود که در صورت معلوم بودن مقادیر  $Q$  و  $Q_s$  (یعنی در حالت شیب متغیر) و با فرض  $Q_s = Q_s \max$  در شرایط تعادل در کانال، عامل شکل بهینه‌ی کانال ( $\zeta_m$ ) را می‌توان از آن به دست آورد (معادله‌ی ۲۶):

$$Q_s = (Q_s \max) = j^j c_s \gamma^{1/(x+2+\alpha-y)} \tau_c^{m+j - \frac{y}{x+2+\alpha-y}} (Q/c_r)^{1/(x+2+\alpha-y)} \times \frac{(\zeta_m + (2+\alpha)z - 2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2})^j (K_r)^{m - \frac{y}{x+2+\alpha-y}}}{(K_r)^{m+j - \frac{y}{x+2+\alpha-y}}} \times \frac{\zeta_m(\zeta_m + 2\sqrt{1+z^2})^{(x-y)/(x+2+\alpha-y)}}{(\zeta_m + z)^{(x-y+1)/(x+2+\alpha-y)}} \quad (26)$$

مطابق معادله‌ی ۲۶، به ازاء  $\zeta_m = -(2+\alpha)z + 2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2}$ ،  $Q_s = 0$  می‌شود که نشان دهنده شرایط آستانه‌ی حرکت است. همچنین به منظور حاصل شدن مقادیر  $Q_s \geq 0$ ، معادله‌ی ۲۶ باید تعیین علامت و محدوده‌ی قابل قبولی برای  $\zeta_m$  تعریف شود. با توجه به معادله‌ی ۲۶، برای داشتن مقادیر  $Q_s \geq 0$  در صورتی که رابطه‌ی  $m+j > x+1+\alpha$  بین روابط مقاومت جریان و انتقال رسوب برقرار باشد، تغییرات  $\zeta_m$  به ازاء تعریف شده در رابطه‌ی ۲۷ محدود می‌شود:

$$-(2+\alpha)z + 2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2} < \zeta_m < \frac{[2m(1+\alpha) + 2(1+\alpha) + 2j(1+\alpha)]\sqrt{1+z^2}}{2(m-x-1-\alpha+j)} + \frac{(-m(2+\alpha) + 2 + 2x + \alpha - j(2+\alpha))z + \sqrt{\Delta}}{2(m-x-1-\alpha+j)} \quad (27)$$

همچنین با فرض مستقل بودن ضریب زبری در رابطه‌ی مقاومت جریان ( $c_r$ ) علاوه بر  $Q$  و  $S$ ، روابط هندسه‌ی هیدرولیکی سه متغیره (برحسب پارامترهای  $Q$ ،  $S$ ،  $c_r$ ) حاصل می‌شود (روابط ۴۲ الی ۴۵):

$$(P_{bed})_m \propto S^{\beta_r/\beta_1} (c_r^{-1} Q)^{(1+(\beta_r/\beta_1))/(x+2+\alpha-y)} \quad (42)$$

$$D_m \propto S^{(\beta_r-1)/\beta_1} (c_r^{-1} Q)^{(1+((\beta_r-1)/\beta_1))/(x+2+\alpha-y)} \quad (43)$$

$$V_m \propto S^{\beta_r/\beta_1} Q^{(x+\alpha-y+(\beta_r/\beta_1))/(x+2+\alpha-y)} c_r^{(2-(\beta_r/\beta_1))/(x+2+\alpha-y)} \quad (44)$$

$$W_m \propto S^{\beta_0/\beta_1} (c_r^{-1} Q)^{(1+(\beta_0/\beta_1))/(x+2+\alpha-y)} \quad (45)$$

### ۳.۳.۲. روابط هندسه‌ی هیدرولیکی در حد پایینی $\zeta_m$

معادله‌ی ۲۶ به‌ازاء  $\sqrt{1+z^2}$  به‌ازاء  $\zeta_m = -(2+\alpha)z + 2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2}$  یعنی شرایط آستانه‌ی حرکت منجر می‌شود. به‌منظور تعیین روابط هندسه‌ی هیدرولیکی در شرایط آستانه‌ی حرکت، کافی است در معادلات ۲۱ الی ۲۵، مقدار ثابت  $\zeta_m = -(2+\alpha)z + 2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2}$  را جایگزین کرد و روابط  $S$ ،  $D$ ،  $V$  و  $W$  را بر حسب توانی از  $Q$  به‌صورت روابط ۴۶ الی ۴۹ به‌دست آورد:

$$S_{tr} = t_{tr} Q^{-1/(x+2+\alpha-y)} \quad (46)$$

$$D_{tr} = c_{tr} Q^{1/(x+2+\alpha-y)} \quad (47)$$

$$V_{tr} = k_{tr} Q^{(x+\alpha-y)/(x+2+\alpha-y)} \quad (48)$$

$$W_{tr} = a_{tr} Q^{1/(x+2+\alpha-y)} \quad (49)$$

که در آن‌ها، ضرایب  $t_{tr}$  و  $k_{tr}$ ،  $c_{tr}$ ،  $a_{tr}$  برابر هستند با:

$$a_{tr} = (\gamma^y / (c_r \tau_c^y))^{1/(x+2+\alpha-y)} (2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2} - \alpha z) \times \frac{(2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2} - z(1+\alpha))^{(y-x-1)/(x+2+\alpha-y)}}{((4+2\alpha)\sqrt{1+z^2} - z(2+\alpha))^{(y-x)/(x+2+\alpha-y)}}$$

$$c_{tr} = \left( \frac{\gamma^y}{c_r \tau_c^y} \right)^{1/(x+2+\alpha-y)} \frac{(2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2} - z(1+\alpha))^{(y-x-1)/(x+2+\alpha-y)}}{((4+2\alpha)\sqrt{1+z^2} - z(2+\alpha))^{(y-x)/(x+2+\alpha-y)}}$$

$$k_{tr} = (c_r^x (\tau_c/\gamma)^y)^{1/(x+2+\alpha-y)} \frac{(2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2} - (1+\alpha)z)^{(-y+x-\alpha)/(x+2+\alpha-y)}}{((4+2\alpha)\sqrt{1+z^2} - (2+\alpha)z)^{x/(x+2+\alpha-y)}}$$

$$t_{tr} = (c_r^x (\tau_c/\gamma)^y)^{1/(x+2+\alpha-y)} \frac{((4+2\alpha)\sqrt{1+z^2} - z(2+\alpha))^{(1+\alpha)/(x+2+\alpha-y)}}{(2(1+\alpha)\sqrt{1+z^2} - z(1+\alpha))^{(1+\alpha)/(x+2+\alpha-y)}}$$

اندیس  $tr$  نشان‌دهنده‌ی شرایط آستانه‌ی حرکت است. در روابط ذکرشده با در نظر گرفتن رابطه‌ی  $\tau_c = \tau_c^* \gamma d_{50} (G_s - 1)$  (که در آن  $\gamma$  وزن مخصوص آب و  $G_s$  چگالی مخصوص رسوبات است) و نیز با فرض مستقل بودن متوسط اندازه‌ی رسوبات بستر ( $d_{50}$ ) علاوه بر دبی ( $Q$ )، روابط هندسه‌ی هیدرولیکی دومتغیره بر حسب ( $Q$  و  $d_{50}$ ) مطابق روابط ۵۰ الی ۵۳ حاصل خواهند

توانی حاصل در معادلات ۲۸ الی ۳۲، ترکیب معادله‌ی ۴ با معادله‌ی ۲۹ و نیز ثابت در نظر گرفتن نسبت  $(Q_s/Q)$  (با توجه به تعاریف ارائه‌شده‌ی پژوهشگران متعدد در ارتباط با مفهوم تعادل، مبنی بر اینکه یک کانال آبرفتی زمانی در تعادل یا رژیم قرار دارد که در آن نسبت  $Q_s/Q$  ثابت است یا در بازه‌ی محدودی تغییر کند) [۲۷] و پارامترهای تنش برشی بحرانی ( $\tau_c$ )، متوسط اندازه‌ی رسوبات بستر ( $d_{50}$ )، و ضریب زبری در رابطه‌ی مقاومت جریان ( $c_r$ )، روابط هندسه‌ی هیدرولیکی تک متغیره برحسب دبی حاصل خواهد شد (معادلات ۳۳ الی ۳۷):

$$(P_{bed})_m = e Q^{((1-\beta_r/\beta_r)/(x+2+\alpha-y)) + (\beta_r/\beta_r)} \quad (33)$$

$$D_m = c Q^{((1+(\beta_r-1)/\beta_r)/(x+2+\alpha-y)) + (\beta_r-1)/\beta_r} \quad (34)$$

$$S_m = t Q^{-((1+\beta_r/\beta_r)/(x+2+\alpha-y)) + \beta_r/\beta_r} \quad (35)$$

$$V_m = k Q^{((x+\alpha-y-\beta_r/\beta_r)/(x+2+\alpha-y)) + \beta_r/\beta_r} \quad (36)$$

$$W_m = a Q^{((1-\beta_0/\beta_r)/(x+2+\alpha-y)) + (\beta_0/\beta_r)} \quad (37)$$

که در روابط مذکور، ضرایب  $a$ ،  $c$ ،  $k$ ،  $t$  و  $e$  برابر هستند با:

$$a = \left[ \frac{(Q_s/Q)}{j^j c_s \tau_c^{m+j} \left( \frac{\gamma^y}{c_r} \right)^{1/(x+2+\alpha-y)}} \right]^{\beta_0/\beta_r} \left( \frac{\gamma^y}{c_r \tau_c^y} \right)^{1/(x+2+\alpha-y)}$$

$$c = \left[ \frac{(Q_s/Q)}{j^j c_s \tau_c^{m+j} \left( \frac{\gamma^y}{c_r} \right)^{1/(x+2+\alpha-y)}} \right]^{\beta_r-1/\beta_r} \left( \frac{\gamma^y}{c_r \tau_c^y} \right)^{1/(x+2+\alpha-y)}$$

$$k = \left[ \frac{(Q_s/Q)}{j^j c_s \tau_c^{m+j} \left( \frac{\gamma^y}{c_r} \right)^{1/(x+2+\alpha-y)}} \right]^{\beta_r/\beta_r} (c_r^x (\tau_c/\gamma)^y)^{1/(x+2+\alpha-y)}$$

$$t = \left[ \frac{(Q_s/Q)}{j^j c_s \tau_c^{m+j} \left( \frac{\gamma^y}{c_r} \right)^{1/(x+2+\alpha-y)}} \right]^{\beta_r/\beta_r} (c_r^x (\tau_c/\gamma)^{x+\alpha+2})^{1/(x+2+\alpha-y)}$$

$$e = \left[ \frac{(Q_s/Q)}{j^j c_s \tau_c^{m+j} \left( \frac{\gamma^y}{c_r} \right)^{1/(x+2+\alpha-y)}} \right]^{\beta_r/\beta_r} \left( \frac{\gamma^y}{c_r \tau_c^y} \right)^{1/(x+2+\alpha-y)}$$

به‌منظور تعیین روابط هندسه‌ی هیدرولیکی دومتغیره بر حسب پارامترهای دبی و شیب طولی کافی است رابطه‌ی  $Q_s$  برحسب  $Q$  و  $S$  را از معادله‌ی ۳۵ به‌دست آورد و در معادلات ۳۳، ۳۴، ۳۶ و ۳۷ جایگزین کرد، بدین ترتیب روابط ۳۸ الی ۴۱ را خواهیم داشت:

$$(P_{bed})_m = e' S^{\beta_r/\beta_1} Q^{(1+\beta_r/\beta_1)/(x+2+\alpha-y)} \quad (38)$$

$$D_m = c' S^{\beta_r-1/\beta_1} Q^{(1+\beta_r-1/\beta_1)/(x+2+\alpha-y)} \quad (39)$$

$$V_m = k' S^{\beta_r/\beta_1} Q^{(x+\alpha-y+(\beta_r/\beta_1))/(x+2+\alpha-y)} \quad (40)$$

$$W_m = a' S^{\beta_0/\beta_1} Q^{(1+\beta_0/\beta_1)/(x+2+\alpha-y)} \quad (41)$$

که در آن‌ها، ضرایب  $a'$ ،  $c'$ ،  $k'$ ،  $t'$  و  $e'$  با توجه به ضرایب  $a$ ،  $c$ ،  $k$ ،  $t$  و  $e$  به‌ترتیب عبارتند از:  $a' = a t^{-\beta_0/\beta_1}$ ،  $c' = c t^{-(\beta_r-1)/\beta_1}$ ،  $k' = k t^{-\beta_r/\beta_1}$  و  $e' = e t^{-\beta_r/\beta_1}$ .

شد:

$$S_{tr} \propto d_{0_0}^{(x+2+\alpha)/(x+2+\alpha-y)} Q^{-1/(x+2+\alpha-y)} \quad (50)$$

$$D_{tr} \propto d_{0_0}^{-y/(x+2+\alpha-y)} Q^{1/(x+2+\alpha-y)} \quad (51)$$

$$V_{tr} \propto d_{0_0}^{y/(x+2+\alpha-y)} Q^{(x+\alpha-y)/(x+2+\alpha-y)} \quad (52)$$

$$W_{tr} \propto d_{0_0}^{-y/(x+2+\alpha-y)} Q^{1/(x+2+\alpha-y)} \quad (53)$$

با توجه به معادلات ۴۶ الی ۵۳، توان‌های هندسه‌ی هیدرولیکی تک‌متغیره در شرایط آستانه‌ی حرکت در مطالعه‌ی حاضر، فقط به معادله‌ی مقاومت جریان بستگی دارد و با تغییر معادله‌ی انتقال رسوب ثابت باقی می‌ماند. از معادله‌ی ۱۴ می‌توان دریافت که به ازاء  $Q$  و  $S$  معلوم، در کانال‌هایی که در آستانه‌ی حرکت قرار دارند، رابطه‌ی ۵۴ برقرار است:

$$(\tau_0)_{tr} = \max \tau_0(\zeta) = \tau_c \quad (54)$$

مطابق معادله‌ی ۵۴، به ازاء حد پایینی  $\zeta_m$  در رابطه‌ی ۱۲،  $\tau_0$  به بیشینه‌ی مقدار خود می‌رسد و این با تعریف تنش برشی بحرانی (بیشینه‌ی تنش برشی که سبب هیچ‌گونه فرسایشی در بستر آبراهه نمی‌شود) مطابقت دارد. به عبارت دیگر، معادله‌ی ۵۴ حاکی از آن است که کانال‌هایی که در شرایط آستانه‌ی حرکت قرار دارند، به‌طور متوسط تحت تأثیر یک نیروی مالشی معادل تنش برشی بحرانی برای حرکت ذرات واقع بر جداره‌ی کانال قرار می‌گیرند. این شرایط معادل شرایط تعادل در کانال است، چرا که هیچ‌گونه فرسایش و رسوب‌گذاری در مرز کانال رخ نمی‌دهد.

#### ۴.۳.۲. روابط هندسه‌ی هیدرولیکی در حد بالایی $\zeta_m$

با توجه به معادله‌ی ۲۶، به ازاء حد بالایی  $\zeta_m$ ، مقادیر بسیار بزرگی برای  $Q_s \max$  حاصل می‌شود و حتی در تعدادی از ترکیب معادلات مورد استفاده (نظیر ترکیب معادله‌ی مقاومت جریان لیسبی و معادله‌ی باربستر دویوی و...)، به ازاء دبی و شیب طولی ثابت برای آبراهه،  $Q_s \max$  به بی‌نهایت میل می‌کند ( $Q_s \max \rightarrow \infty \Rightarrow Q_s \rightarrow \infty$ ). از طرفی همان‌طور که پیش‌تر ذکر شده است، به ازاء  $\zeta_m$ ‌های بزرگ‌تر از حد بالایی، رودخانه به حالت شریانی تبدیل می‌شود، از آنجایی که رودخانه‌های تک‌شاخه معمولاً در اثر وقوع پدیده‌هایی نظیر سیل، به حالت شریانی تبدیل می‌شوند، لذا این حالت را می‌توان معادل شرایط سیلابی و به عبارت دیگر آستانه‌ی تغییر الگوی کانال در نظر گرفت. از آنجا که در حین وقوع سیل معمولاً اطلاعاتی از متغیرهای هندسه‌ی هیدرولیکی اندازه‌گیری شده جهت واسنجی مدل در دسترس نیست، روابط هندسه‌ی هیدرولیکی در چنین شرایطی تعیین نشده است.

مراحل مذکور با به‌کارگیری معادله‌ی باربستر دویوی و ترکیب آن با معادلات مقاومت جریان مانینگ، شزی و لیسبی انجام شده و محدوده‌ی کلی توان‌های هندسه‌ی هیدرولیکی حاصل از ترکیب معادلات مذکور به ازاء تغییرات زاویه‌ی کناره‌ی کانال از ۳۰ تا ۹۰ درجه در جدول‌های ۳ و ۴ ارائه شده است.

#### ۴.۲. مقایسه‌ی روابط هندسه‌ی هیدرولیکی محاسباتی با روابط

موجود

در این قسمت به منظور بررسی صحت روابط هندسه‌ی هیدرولیکی حاصل از مدل تحلیلی توسعه داده شده در پژوهش حاضر، به مقایسه‌ی روابط مذکور با روابط هندسه‌ی هیدرولیکی تجربی و تحلیلی موجود پرداخته شده است. اهم نتایج به‌دست‌آمده از جدول‌های ۳ و ۴ به این شرح است:

جدول ۳. مقایسه‌ی روابط هندسه‌ی هیدرولیکی در حد پایینی  $\zeta_m$  با روابط هندسه‌ی هیدرولیکی موجود در شرایط آستانه‌ی حرکت.

روابط هندسه‌ی هیدرولیکی	نوع رابطه	مرجع
$W \propto Q^{0.44 \sim 0.50}$	تحلیلی - تک‌متغیره	مطالعه‌ی حاضر
$D \propto Q^{0.44 \sim 0.50}$		
$S \propto Q^{-(0.50 \sim 0.44)}$		
$V \propto Q^{0.11}$		
$W \propto d_{0_0}^{-(0.25 \sim 0.22)} Q^{0.44 \sim 0.50}$	تحلیلی - دو متغیره	مطالعه‌ی حاضر
$D \propto d_{0_0}^{-(0.25 \sim 0.22)} Q^{0.44 \sim 0.50}$		
$S \propto d_{0_0}^{-(0.25 \sim 0.22)} Q^{-(0.50 \sim 0.44)}$		
$V \propto d_{0_0}^{0.11} Q^{0.11}$		
$W \propto Q^{0.50}$	نیمه‌تحلیلی - تک‌متغیره	بری <sup>[۲۸]</sup>
$D \propto Q^{0.282}$		
$S \propto Q^{-0.282}$		
$V \propto Q^{0.272}$		
$W \propto d_{0_0}^{-0.15} Q^{0.46}$	تحلیلی - دو متغیره	لین <sup>[۲۹]</sup>
$D \propto d_{0_0}^{-0.15} Q^{0.46}$		
$S \propto d_{0_0}^{0.15} Q^{-0.46}$		
$V \propto d_{0_0}^{0.2} Q^{0.18}$		

$d$  قطر متوسط ذرات رسوبی بر حسب میلی‌متر است.

۱. در جدول ۳، توان‌های هندسه‌ی هیدرولیکی محاسباتی به ازاء حد پایینی  $\zeta_m$  با توان‌های حاصل از مدل‌های نیروی مالشی (که در آنها از معادلات پیوستگی، مقاومت جریان و آستانه‌ی حرکت رسوبات کف و کناره برای محاسبه‌ی هندسه‌ی کانال پایدار استفاده شده است)، مقایسه شده و سازگاری مناسبی با آنها دارد. بنابراین به‌منظور طراحی ابعاد مقطع بهینه برای کانال‌های با پایداری استاتیکی (کانال‌هایی که در آنها جریان می‌تواند با خود رسوب حمل کند ولی قادر به فرسایش مرزهای آبراهه نیست)، می‌توان از روابط هندسه‌ی هیدرولیکی به‌دست‌آمده به ازاء حد پایینی  $\zeta_m$  استفاده کرد.

۲. توان‌های هندسه‌ی هیدرولیکی بین حد پایینی و حد بالایی عامل شکل، تقریباً مستقل از معادلات مقاومت جریان هستند و با توان‌های هندسه‌ی هیدرولیکی حاصل از مشاهدات صحرایی در رودخانه‌هایی با خواص فیزیوگرافی متفاوت و نیز روابط تحلیلی مختلف مطابقت دارند. این تطابق مبین آن است که آبراهه‌های آبرفتی طبیعی تا رسیدن به شرایط تعادل قادر به تنظیم شکل کانال خود هستند و نیز طراحی ابعاد مقطع بهینه برای کانال‌های با پایداری دینامیکی می‌تواند براساس روابط مذکور صورت گیرد.

۳. شیب کناره‌های کانال تأثیر قابل ملاحظه‌ی در توان‌های هندسه‌ی هیدرولیکی ندارد و بیشتر در ضرایب هندسه‌ی هیدرولیکی تأثیرگذار است، که روابط هندسه‌ی هیدرولیکی تجربی موجود،<sup>[۲۴]</sup> نیز مؤید این امر است.

۴. روابط هندسه‌ی هیدرولیکی محاسباتی گویای آن است که در رودخانه‌های شنی مستقیم، افزایش دبی (تحت شرایط کنترل‌شده‌ی شیب) با افزایش عرض و عمق کانال همراه است. تغییرات دبی بیشترین اثر را در عرض سطح و تغییرات شیب طولی، بیشترین اثر را در عمق کانال می‌گذارد.



جدول ۴. مقایسه‌ی روابط هندسه‌ی هیدرولیکی به ازاء مقادیر  $C_m$  بین حد پایینی و حد بالایی با روابط هندسه‌ی هیدرولیکی موجود در شرایط بزرگ‌تر از آستانه‌ی حرکت ( $Q_s > 0$ ).

مرجع	نوع رابطه	روابط هندسه‌ی هیدرولیکی
مطالعه‌ی حاضر	تحلیلی - تک‌متغیره	$W \propto Q^{0.458 \sim 0.503}$
		$D \propto Q^{0.242 \sim 0.414}$
		$S \propto Q^{-(0.28 \sim 0.152)}$
		$V \propto Q^{0.078 \sim 0.191}$
مطالعه‌ی حاضر	تحلیلی - دو متغیره	$W \propto Q^{0.465 \sim 0.505} S^{(-0.39) \sim 0.77}$
		$D \propto Q^{0.286 \sim 0.313} S^{-(0.39 \sim 0.351)}$
		$V \propto Q^{0.176 \sim 0.222} S^{0.262 \sim 0.363}$
		$W \propto (c_r^{-1} Q)^{0.465 \sim 0.505} S^{(-0.39) \sim 0.77}$
مطالعه‌ی حاضر	تحلیلی - سه متغیره	$D \propto (c_r^{-1} Q)^{0.286 \sim 0.313} S^{-(0.39 \sim 0.351)}$
		$V \propto Q^{0.176 \sim 0.222} S^{0.262 \sim 0.363} c_r^{-(0.824 \sim 0.767)}$
		$W \propto Q^{0.45}$
		$D \propto Q^{0.45}$
هی و تورن [۲۴]	تجربی - تک‌متغیره	$S \propto Q^{-0.2}$
		$W \propto Q^{0.467 \sim 0.555} S^{0.11 \sim 0.202}$
		$D \propto Q^{0.261 \sim 0.306} S^{-(0.238 \sim 0.227)}$
		$V \propto Q^{0.184 \sim 0.227} S^{0.235 \sim 0.226}$
جولین و وارگادالام [۳۰]	تحلیلی - دو متغیره	$W \propto Q^{0.4 \sim 0.5} S^{-(0.2 \sim 0.25)}$
		$D \propto Q^{0.25 \sim 0.4} S^{-(0.2 \sim 0.125)}$
		$V \propto Q^{0.2 \sim 0.25} S^{0.275 \sim 0.4}$
		$W \propto (n Q)^{0.444 \sim 0.48} S^{(-0.27) \sim 0.4}$
هوانگ و وارنر [۳۱]	تحلیلی - سه متغیره	$D \propto (n Q)^{0.212 \sim 0.222} S^{-(0.224 \sim 0.278)}$
		$V \propto Q^{0.208 \sim 0.222} S^{0.215 \sim 0.264} n^{-(0.792 \sim 0.778)}$
		$W \propto Q^{0.501} n^{0.255} S^{-0.156}$
		$D \propto Q^{0.299} n^{0.282} S^{-0.206}$
هوانگ و وارنر [۳۱]	تجربی - سه متغیره	$V \propto Q^{0.2} S^{0.362} n^{-0.738}$

جدول ۵. محدوددهی داده‌های مورد استفاده (مرجع داده‌ها: هی و تورن). [۲۴]

مشخصات جریان	توضیحات	محدوده‌ی مقادیر مورد استفاده
$Q_{bf}$ (m <sup>3</sup> /s)	دبی مقطع پر	۴۲۴ - ۳/۹
$D_{50}$ (m)	متوسط اندازه‌ی مواد بستر	۰/۱۷۶ - ۰/۱۴
$W$ (m)	عرض مقطع پر	۷۷/۱۰ - ۵/۵
$d_m$ (m)	بیشینه‌ی عمق جریان	۵/۲۵ - ۰/۷۷
$S$	شیب طولی کانال	۰/۰۲۱۴۶۷ - ۰/۰۰۱۱۹
$n$	ضریب زبری مانینگ	۰/۰۷ - ۰/۰۲۴

### ۳. واسنجی مدل

در پژوهش حاضر، به منظور واسنجی مدل از ۲ مطالعه‌ی موردی به این شرح استفاده شده است.

#### ۱.۳. بخش اول

در این قسمت از داده‌های به دست آمده از بازه‌های ۵۸ رودخانه‌ی بستر شنی پایدار از کشور انگلستان، [۲۵، ۲۴] استفاده و رودخانه‌های مذکور به عنوان کانال‌های تک شاخه‌ی پایدار با بستر متحرک توصیف شده‌اند. در مجموعه داده‌های مذکور، اطلاعات مربوط به پوشش گیاهی کناره در ۴ گروه طبقه‌بندی و مشخص شده‌اند: نوع ۱. پوشش علفی بدون هرگونه درخت و درختچه؛ نوع ۲. ۱ تا ۵٪ پوشش درخت و درختچه؛ نوع ۳. ۵ تا ۵۰٪ پوشش درخت و درختچه؛ نوع ۴. بیش از ۵۰٪ پوشش درخت و درختچه.

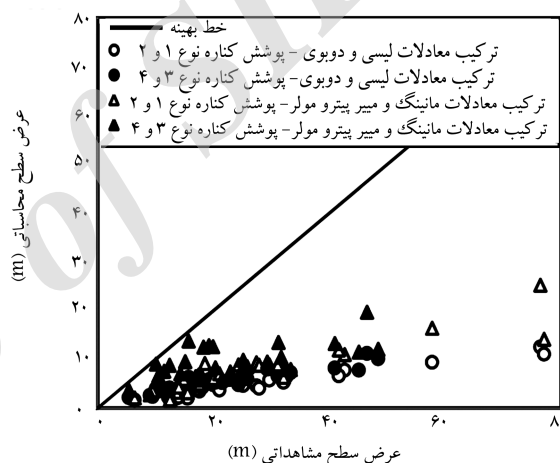
محدوده‌ی داده‌های مورد استفاده مطابق جدول ۵ است، که در آن  $Q_{bf}$ ،  $W$ ،

$d_m$ ،  $S$  و  $D_{50}$  داده‌های اندازه‌گیری شده هستند. ضریب زبری مانینگ ( $n$ ) بر مبنای مشخصات جریان و ابعاد مشاهداتی رودخانه‌های مورد نظر از رابطه‌ی مانینگ محاسبه شده است. [۱۳] زاویه‌ی کناره‌ی  $\theta$  در رودخانه‌های مورد بررسی تهیه و گردآوری شده است، [۲۵، ۲۴] که محدوده‌ی تغییرات آن از ۳۴-۹۰ درجه است.

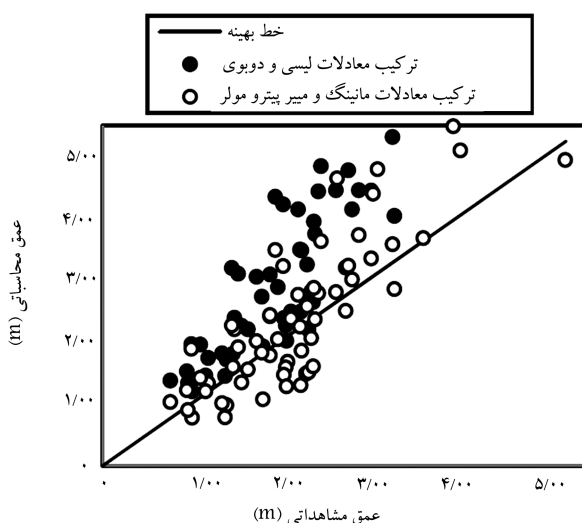
در بخش ۴.۲، توان‌های روابط هندسه‌ی هیدرولیکی حاصل با توان‌های

حاصل از مطالعات سایر پژوهشگران که از داده‌های مشاهداتی حاصل شده است، مورد صحت‌سنجی قرار گرفته است. در ادامه، به منظور صحت‌سنجی دقیق تر روابط هندسه‌ی هیدرولیکی با به‌کارگیری روابط هندسه‌ی هیدرولیکی دومتغیره، ۱ بار به‌ازاء ترکیب معادلات لیسی، [۱۴] و دوبوی [۲۰] و بار دیگر به‌ازاء ترکیب معادله‌ی مقاومت جریان مانینگ، [۱۳] و معادله‌ی بار بستر میسر پیتر و مولر، [۱۹] ابعاد هندسی کانال محاسبه و در برابر ابعاد مشاهداتی ترسیم شده است. شکل‌های ۳ و ۴، نشان‌دهنده‌ی اختلاف هندسه‌ی مدل‌شده‌ی ۵۸ رودخانه‌ی شنی انگلستان با ابعاد واقعی آنهاست. همان‌طور که در شکل‌های مذکور مشهود است، مدل ترکیبی MSTC و MSP در رودخانه‌هایی مانند بازه‌های ۵۸ رودخانه‌ی منتخب در کشور انگلستان، غالباً عرض کانال‌های آبرفتی را کمتر و عمق را بیشتر از مقادیر مشاهداتی تخمین می‌زنند.

در ادامه، برای محاسبه‌ی ابعاد مقطع بهینه (با به‌کارگیری معادله‌ی مقاومت جریان مانینگ، [۱۳] و معادله‌ی بار بستر میسر - پیتر و مولر [۱۹]) از روابط ارائه‌شده در قسمت ۱.۳.۲ استفاده شده و عرض و عمق مقطع پر به ترتیب با درصد خطای نسبی متوسط ۴۷٪ و ۳۸٪ محاسبه شده است. سپس عرض و عمق محاسباتی به‌کارگرفته شده و روابط توانی تک‌متغیره به آنها برازش داده شده و نهایتاً روابط هندسه‌ی هیدرولیکی به‌دست‌آمده با روابط هی و تورن، [۲۴] مقایسه شده است (جدول ۶).



شکل ۳. مقایسه‌ی عرض مقطع پر محاسباتی و مشاهداتی.



شکل ۴. مقایسه‌ی عمق مقطع پر محاسباتی و مشاهداتی.

مطابق جدول ۶، علی‌رغم تطابق مناسب توان‌های هندسه‌ی هیدرولیکی حاصل از مدل تحلیلی توسعه‌یافته در مطالعه‌ی حاضر با توان‌های هندسه‌ی هیدرولیکی مشاهداتی (متوسط خطای نسبی ۰٫۰۰٪ و ۱۵٫۶۳٪ به‌ترتیب در محاسبه توان‌های  $b$  و  $f$ )، توافق نسبتاً نامناسبی بین ضریب هندسه‌ی هیدرولیکی محاسباتی با مقدار مشاهداتی در رابطه‌ی عرض به چشم می‌خورد (متوسط خطای نسبی حدود ۴۹٫۰۴٪ و ۱٫۶۹٪ به‌ترتیب در محاسبه‌ی ضرایب  $a$  و  $c$ ) و علت آن ممکن است عدم اعمال برخی عوامل تأثیرگذار در مورفودینامیک رودخانه از قبیل پوشش گیاهی کناره در مدل پیشنهادی باشد.

نهایتاً این‌طور می‌توان بیان کرد که صحت‌سنجی در ۲ فاز روابط و خصوصیات هندسی انجام شده است.

### ۲.۳. بخش دوم

در این بخش، از داده‌های به‌دست‌آمده از بازه‌های ۴ رودخانه از کشور ایران (استان خوزستان) استفاده شده است. این داده‌ها در سال ۲۰۱۴، [۲۲] جمع‌آوری شده و این رودخانه‌ها نیز به‌عنوان کانال‌های پایدار با بستر شنی متحرک توصیف شده‌اند. ایستگاه‌های مورد مطالعه در قسمت شمالی و شرقی خوزستان قرار گرفته‌اند، که مناطقی کوهستانی، در حاشیه‌ی رشته‌کوه زاگرس هستند. مشخصات و اطلاعات اندازه‌گیری‌شده موجود در هر ایستگاه هیدرومتری توسط سازمان آب و برق خوزستان و امور آب منطقه‌ی چهارمحال و بختیاری عمده‌تاً شامل برداشت مقطع عرضی به‌صورت سالانه، شیب آبراهه و ضریب زبری مانینگ است. متوسط اندازه‌ی رسوبات بستر و دبی مقطع پر توسط جوهری، [۲۳] تعیین شده است. مشخصات هندسی و هیدرولیکی بازه‌های مورد مطالعه در جدول ۷ ارائه شده است. لازم به ذکر است که زاویه‌ی کناره ( $\theta$ ) در داده‌های مرجع وجود نداشته و با استفاده از نرم‌افزار اتوکد، از بررسی شکل مقطع عرضی در ۲ کناره‌ی رودخانه در هر ایستگاه تعیین و متوسط آن به‌عنوان داده‌ی ورودی به مدل در نظر گرفته شده است. همچنین از آنجا که در مجموعه‌ی داده‌های مورد بررسی، بار بستر ( $Q_s$ ) مستقیماً اندازه‌گیری نشده است، به‌منظور واسنجی از مدل در حالت شیب ثابت استفاده شده است.

مدل ارائه‌شده با به‌کارگیری معادله‌ی مقاومت جریان مانینگ، [۱۳] و ترکیب آن با معادلات انتقال بار بستر میسر - پیتر و مولر، [۱۹] دوبوی، [۲۰] و پارکر، [۲۱] اجرا شده و درصد خطای مدل در جدول ۸ ارائه شده است.

با توجه به جدول ۸، معادله‌ی بار بستر میسر پیتر و مولر، [۱۹] نسبت به سایر معادلات بار بستر مورد استفاده در بازه‌های مطالعاتی در خوزستان، عملکرد بهتری دارد، اما با وجود این، مدل پیشنهادی غالباً عرض کانال‌های آبرفتی را کمتر و عمق را بیشتر از مقادیر مشاهداتی تخمین زده است.

### ۴. نتیجه‌گیری

نتایج به‌دست‌آمده از مدل، بیان‌گر هم‌ارز بودن دو تئوری حدی کمینه‌ی شیب (یا کمینه‌ی توان جریان) و بیشینه‌ی ظرفیت انتقال رسوب است.

مدل موردنظر با در نظر گرفتن طیف وسیعی از معادلات انتقال بار بستر به فرم  $\tau = c_s \tau_0^m (\tau_0 - \tau_c)$  و معادلات مقاومت جریان به فرم  $V = c_r R^x S^y D^z$ ، گویای آن است که توان‌های هندسه‌ی هیدرولیکی حاصل از ترکیب معادلات مختلف تقریباً یکسان است و تطابق توان‌های هندسه‌ی هیدرولیکی محاسباتی با مقادیر

جدول ۶. مقایسه‌ی روابط توانی محاسباتی و مشاهداتی (سیستم SI).

ضریب تعیین ( $R^2$ )	$D = cQ^f, W = aQ^b$			مشخصات کانال	مرجع	
	$f$	$c$	$a$			
۰٫۷۶۹	—	—	۰٫۴۵	۱٫۸۶	عرض مقطع پر ( $W$ )	مطالعه‌ی حاضر
۰٫۶۰۵	۰٫۳۷	۰٫۵۸	—	—	عمق ماکزیم ( $D$ )	
۰٫۸۰۱	—	—	۰٫۴۵	۳٫۶۵	عرض مقطع پر ( $W$ )	هی و تورن [۲۲]
۰٫۷۸۷	۰٫۳۲	۰٫۵۹	—	—	عمق ماکزیم ( $D$ )	

جدول ۷. مشخصات مقطع پر کانال رودخانه در ۴ بازه‌ی مطالعاتی در استان خوزستان (ایران).

نام ایستگاه	نام رودخانه	دبی مقطع پر ( $m^3/s$ )	شیب طولی	متوسط اندازه مواد بستر ( $m$ )	ضریب زبری مانینگ	زاویه کناره	عرض سطح	عمق متوسط
سوسن	کارون	۱۳۳۰٫۹۸	۰٫۰۰۰۰۷	۰٫۰۵۲۶	۰٫۰۴۱	۳۲	۶۴٫۵۴	۸٫۳۴
خیرآباد	آب شیرین	۴۷۳٫۰۸	۰٫۰۰۱۳۶	۰٫۰۲۸۳	۰٫۰۳۴	۲۲	۷۲٫۵۲	۲٫۹۷
چمن‌نظام	مارون	۱۰۲۹٫۰۶	۰٫۰۰۲۰۳	۰٫۰۳۰۵	۰٫۰۳۱	۵۳	۱۱۷٫۶۸	۲٫۹۶
پل زال	زال	۱۱٫۲۷	۰٫۰۰۳۹	۰٫۰۳۶۹	۰٫۰۵۰	۸۴	۱۳٫۴	۱٫۰۰

جدول ۸. متوسط درصد خطای نسبی محاسبات مدل.

معادله‌ی انتقال بار	درصد خطای نسبی متوسط
مبیر - پیترو مولر [۱۹]	۲۳٫۶۵
دوبوی [۲۰]	۳۵٫۵۴
پارکر [۲۱]	۲۹٫۵۷

علامت ( ) نشان‌دهنده‌ی مقادیر منفی (تخمین کمتر از مقادیر مشاهداتی) است.

تغییر می‌کند. در واقع در رودخانه‌های عریض با کاهش اثر پوشش گیاهی کناره در مقاومت جریان، پیش‌بینی مقادیر عرض کانال توسط مدل با خطای بیشتری همراه بوده است و در شرایط مذکور مدل باید با احتیاط مورد استفاده قرار گیرد. در مقابل رودخانه‌های کم‌عرض با پوشش گیاهی انبوه، به دلیل مقاوم بودن کناره‌ها به فرض صلب بودن کناره‌ها در مدل پیشنهادی نزدیک‌تر است و نتایج تخمین ابعاد پایدار توسط مدل، در چنین رودخانه‌هایی دقت بیشتری دارند.

بررسی نتایج حاصل از اجرای مدل پیشنهادی علی‌رغم تطابق توان‌های هندسه‌ی هیدرولیکی حاصل از روش تحلیلی ارائه‌شده در مطالعه‌ی حاضر با روابط موجود، نشان‌دهنده‌ی توافق نسبتاً نامناسب هندسه‌ی محاسباتی کانال با هندسه‌ی مشاهداتی است و علت آن ممکن است عدم اعمال برخی عوامل تأثیرگذار در مورفودینامیک رودخانه از قبیل پوشش گیاهی کناره باشد.

در حالت کلی می‌توان گفت که استفاده از مدل پیشنهادی به منزله‌ی آن است که کناره‌های رودخانه، مقاومت بالایی در مقابل فرسایش دارند و عرض‌های پیش‌بینی‌شده‌ی کانال با استفاده از مدل مذکور در کانال‌های آبرفتی با مرزهای مقاوم معتبر هستند و لذا شرایط کناره‌های فرسایش‌پذیر براساس آن ممکن است نتایج مطلوبی به همراه نداشته باشد (در چنین مواردی استفاده از مدل مذکور با اعمال قید پایداری کناره پیشنهاد می‌شود). از مدل ارائه‌شده در پژوهش حاضر با در نظر گرفتن موارد ذکرشده، جهت طراحی هندسه‌ی پایدار آبراهه‌های آبرفتی در مواردی چون احیا و لایروبی رودخانه می‌توان بهره جست.

مشاهداتی نشان می‌دهد که آبراهه‌های آبرفتی طبیعی تا رسیدن به شرایط تعادل، قادر به تنظیم شکل کانال خود هستند.

فرایند واسنجی مدل حاکی از آن است که عرض‌های پیش‌بینی‌شده توسط مدل غالباً کوچک‌تر از عرض‌های مشاهداتی به‌دست آمده‌اند، اما میزان این اختلاف با افزایش چگالی پوشش گیاهی کناره‌ها کاهش یافته است (شکل ۳). به‌طوری که با در نظر گرفتن معادله‌ی مقاومت جریان مانینگ و ترکیب آن با معادله‌ی انتقال بار بستر مبیر - پیترو مولر و به‌کارگیری روابط به‌دست آمده برای تعیین عرض سطح بهینه، نسبت عرض سطح محاسباتی به مشاهداتی به‌طور متوسط از ۰٫۴۰ برای پوشش گیاهی نوع ۱ (کناره‌هایی با پوشش علفی بدون هرگونه درخت و درختچه)، تا ۰٫۷۲ برای پوشش گیاهی نوع ۴ (کناره‌هایی با بیش از ۵۰٪ پوشش درخت و درختچه)

### پانویس‌ها

1. at-a-station hydraulic geometry
2. downstream hydraulic geometry

3. extrenal hypotheses
4. maximum sediment transport capacity
5. maximum flow efficiency
6. minimum stream power
7. minimum variance

8. minimum energy dissipation rate
9. minimum unit stream power
10. riprap

### منابع (References)

1. Millar, R.G. "Development of an analytical model of river response", MSc thesis, University of Queensland, Brisbane, Australia (1984).
2. Leopold, L.B. and Maddock, T., *The Hydraulic Geometry of Stream Channels and Some Physiographic Implications*, US Geological Survey, Professional Paper 252, Washington, D.C., 57 p. (1953).
3. Leopold, L.B. and Langbein, W.B., *The Concept of Entropy in Landscape Evolution*, U.S. Government Printing Office, Professional paper 500-A (1962).
4. Langbein, W.B. "Geometry of river channels", *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, **90**(HY2), pp. 301-311 (1964).
5. Pickup, G. "Adjustment of stream channel shape to hydrologic regime", *Journal of Hydrology*, **30**(4), pp. 365-373 (1976).
6. Kirkby, M.J., *Maximum Sediment Efficiency as a Criterion for Alluvial Channels*, In River Channel Changes, Gregory, K.J. (ed.), Chichester: Wiley, pp. 429-442 (1977).
7. Yang, C.T. "Potential energy and stream morphology", *Water Resources Research*, **7**(2), pp. 311-322 (1971a).
8. Yang, C.T. and Molinas, A. "Sediment transport and unit stream power function", *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, **108**, pp. 774-793 (1982).
9. Chang, H.H. "Minimum stream power and river channel patterns", *Journal of Hydrology*, **41**(3-4), pp. 303-327 (1979b).
10. Song, C.S.S. and Yang, C.T. "Minimum stream power: Theory", *J. Hydraul. Eng., ASCE*, **106**(9), pp. 1477-1488 (1980).
11. Huang, H.Q. and Nanson, G.C. "A stability criterion inherent in laws governing alluvial channel flow", *Earth Surface Processes and Landforms*, **27**(9), pp. 929-944 (2002).
12. Knighton, A.D. "Fluvial forms and processes", *Earth Surface Processes and Landforms*, Edward Arnold: London, **24**(4), pp. 378-379 (1998).
13. Manning, R. "On the flow of water in open channels and pipes", *Transactions of the Institution of Civil Engineers of Ireland*, **20**, pp. 161-207 (1891).
14. Lacey, G. "Flow in alluvial channels with sandy mobile beds", *Proceedings of the Institute of Civil Engineers*, London, Discussion on paper No. 6274, **11**(2), pp. 145-164 (1958).
15. Chadwick, A.J. and Morfett, J.C., *Hydraulics in Civil and Environmental Engineering*, Chapman & Hall (1995).
16. Brownlie, W.R. "Flow depth in sand-bed channels", *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, **109**(7), pp. 959-990 (1983).
17. Einstein, H.A., *The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows*, U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Technical Bulletin No. 1026 (1950).
18. Yang, C.T., *Sediment Transport: Theory and Practice*, McGraw-Hill (1996).
19. Meyer-Peter, E. and Muller, R. "Formulas for bed load transport", In *Proceedings of the 3rd Meeting of IAHR Stockholm*, pp. 39-46 (1948).
20. DuBoys, P. "Le Rhone et les rivieres a lit affouillable", *Annales des Ponts et Chaussees, Series*, **5**(18), pp. 141-195 (1879).
21. Parker, G. "Hydraulic geometry of active gravel rivers", *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, **105**(9), pp. 1185-1201 (1979).
22. Eaton, B.C. and Church, M. "Channel stability in bed load dominated streams with nonerodible banks: Inferences from experiments in a sinuous flume", *Journal of Geophysical Research - Earth Surface*, **114**(F1), pp. 1-17 (2009).
23. Engelund, F. and Skovgaard, O. "On the origin of meandering and braiding in alluvial streams", *Journal of Fluid Mechanics*, **57**(02), pp. 289-302 (1973).
24. Hey, R.D. and Thorne, C.R. "Stable channels with mobile gravel beds", *Journal of the Hydraulic Engineering, ASCE*, **112**(8), pp. 671-689 (1986).
25. Darby, S.E. "Refined hydraulic geometry data for british gravel-bed rivers", *Journal of Hydraulic Engineering*, **131**(1), pp. 60-64 (2005).
26. Yu, G. and Smart, G. "Aspect ratio to maximize sediment transport in rigid bank channels", *Journal of Hydraulic Engineering*, **129**(12), pp. 927-935 (2003).
27. Simons, D.B. and Albertson, M.L. "Uniform water conveyance channels in alluvial materials", *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, **86**(5), pp. 33-71 (1960).
28. Bray, D.I., *Regime Equations for Gravel-Bed Rivers*, In Hey, R. D.; Bathurst, J. C. and Thorne, C. R., (Editors), *Gravel-bed Rivers: Fluvial Processes, Engineering and Management*, John Wiley and Sons, Chichester, pp. 517-552 (1982b).
29. Lane, E.W. "The design of stable channels", *Trans., ASCE*, **120**(2776), pp. 1234-1279 (1955b).
30. Julien, P.Y. and Wargadalam, J. "Alluvial channel geometry: Theory and applications", *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, **121**(4), pp. 312-325 (1995).
31. Huang, H.Q. and Warner, R.F. "The multivariate controls of hydraulic geometry; a causal investigation in terms of boundary shear distribution", *Earth Surface Processes and Landforms*, **20**(2), pp. 115-130 (1995).
32. Johari, R. "Field observation of spatial variation degree of armoring in gravel bed-river and its impact on the hydraulic parameters", M. Sc. Thesis, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran (in Persian) (2014).