

## Three-dimensional Numerical Simulation of Flow Pattern at Intake from Straight Trapezoidal Channel

NARGES NAZARI<sup>1\*</sup>, ALI AKBAR SALEHI<sup>2</sup>, IBRAHIM AMIRI TOKALDANI<sup>3</sup>

1. Ph.D. student, Faculty of Civil & Environment Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

2. Professor, Faculty of Civil & Environment Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

3. Professor, Faculty of Agricultural Engineering and Technology College of Agriculture & Natural Resources, University of Tehran, Karaj, Iran

(Received: Jan. 1, 2018- Revised: Apr. 25, 2018- Accepted: Apr. 25, 2018)

### ABSTRACT

In this study, a numerical 3D model for simulation of lateral intake from the main channel with trapezoidal section has been developed. This model has solved the 3D Reynolds equations using finite volume method and k- $\omega$  turbulent model for solution of turbulent equations. The equations discretized at non-orthogonal and non-staggered curvilinear mesh. Given the lack of mesh orthogonally, it is necessary to enter a new item for modification of pressure equations. Also, power-law scheme and the SIMPLE algorithm have been used for parameter's discretization and pressure-velocity coupling respectively. Developed model verified by simulating of complex flow pattern at lateral intake from a straight channel and a proper fitness between laboratory data and the model results was obtained. After that, the effect of side slope of the main channel wall on the flow pattern and division zone width was examined and showed by increasing slope from the vertical mode, the ratio of intake flow from the surface is more than the bed and this can be effective in reducing sediment entry to the intake. In this situation and in contrast to the intake from channel with vertical wall, the variation of division's width, from the floor to the surface of the water is initially decreased and then increased.

**Keywords:** Finite volume, Reynolds equations, Turbulent equations, SIMPLE algorithm

## شبیه‌سازی عددی سه‌بعدی الگوی جریان در آبرگیری از کانال مستقیم با مقطع دوزنقه‌ای

نرگس نظری<sup>۱\*</sup>، سیدعلی اکبر صالحی نیشابوری<sup>۲</sup>، ابراهیم امیری تکلدانی<sup>۳</sup>

۱. دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران

۲. استاد، دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران

۳. استاد، گروه مهندسی آبیاری و زهکشی، دانشکده مهندسی و فناوری کشاورزی، پردیس کشاورزی و منابع طبیعی

دانشگاه تهران، کرج، ایران

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۶/۱۰/۱۱ - تاریخ بازنگری: ۱۳۹۷/۲/۵ - تاریخ تصویب: ۱۳۹۷/۲/۵)

### چکیده

در این تحقیق یک مدل عددی سه‌بعدی برای شبیه‌سازی فرآیند آبرگیری از کانال مستقیم با مقطع دوزنقه‌ای توسعه داده شده است. این مدل معادلات سه‌بعدی رینولدز را به‌طور کامل و با روش حجم محدود حل نموده و از مدل آشفتگی  $k-\omega$  برای حل معادلات آشفتگی استفاده می‌نماید. معادلات در شبکه منحنی‌الخط غیرمتعامد و جابجانشده منفصل شده‌اند. با توجه به عدم تعامد شبکه، آیتم جدیدی در محاسبات چشمه وارد می‌گردد که لازم است معادلات فشار اصلاح گردد. همچنین، طرح توانی برای گسسته‌سازی پارامترهای مختلف معادلات و الگوریتم سیمپل برای کوپل‌نمودن سرعت و فشار بکار گرفته شده است. ارزیابی مدل توسعه داده شده در شبیه‌سازی الگوی پیچیده جریان در فرآیند آبرگیری از کانال مستقیم، حاکی از همخوانی مناسب نتایج مدل و داده‌های آزمایشگاهی می‌باشد. در ادامه تأثیر شیب جانبی دیواره کانال اصلی بر الگوی جریان و عرض ناحیه تقسیم مورد بررسی قرار گرفت و نشان داد با افزایش شیب دیواره از حالت قائم، نسبت آبرگیری از سطح بیشتر از کف گردیده که این مسئله می‌تواند در کاهش رسوب ورودی به آبرگیر مؤثر باشد. در این شرایط روند تغییرات عرض تقسیم برخلاف آبرگیری از کانال با دیواره قائم، از کف به سمت سطح آب ابتدا بصورت کاهش و سپس افزایشی می‌باشد.

**واژه‌های کلیدی:** الگوریتم سیمپل، حجم محدود، معادلات آشفتگی، معادلات رینولدز

### مقدمه

استفاده از آبرگیرهای ثقلی از مناسب‌ترین و قدیمی‌ترین روش‌های برداشت آب رودخانه‌ها برای مصارف گوناگون است. آبرگیرها عموماً در شبکه‌های توزیع آب، کانال‌های آبیاری، شبکه‌های فاضلاب، تأسیسات مربوط به تصفیه‌خانه‌های آب و فاضلاب، ورودی به تأسیسات تولید برق و غیره مورد استفاده قرار می‌گیرند. جریان در آبرگیرها بسیار پیچیده است و به عوامل زیادی نظیر نسبت دبی انحرافی، سرعت و عدد فرود جریان در کانال بالادست و هندسه مجموعه آبرگیر وابسته است (Alomari *et al.*, 2016).

هنگامی که جریان آب رودخانه به محدوده آبرگیر جانبی می‌رسد، متناسب با شدت جذب آبرگیر، قسمتی از جریان به سمت آبرگیر منحرف می‌شود این انحراف جریان سبب ایجاد تغییراتی در شرایط هیدرولیکی رودخانه می‌گردد. جریان سیال

ورودی از کانال اصلی به داخل کانال انشعاب یک منطقه جدادشدگی در دیواره بالادست کانال انشعابی ایجاد می‌کند. علت تشکیل این منطقه تفاوت اندازه حرکت در کانال اصلی و کانال فرعی می‌باشد. بررسی پروفیل سرعت نشان می‌دهد که جریان ثانویه‌ای شبیه آنچه در پیچ رودخانه وجود دارد، در اینجا قابل مشاهده است. جریان ثانویه در کانال انشعابی به این سبب به وجود می‌آید که جریان پر سرعت در سطح آب نسبت به جریان کم سرعت کف کانال احتیاج به نیروی بیشتری برای تغییر مسیر دارد. هر چه نسبت سرعت جریان ورودی به انشعاب به سرعت جریان کانال اصلی افزایش یابد، قدرت جریان ثانویه ایجادشده نیز افزایش می‌یابد (Alomari *et al.*, 2016).

تاکنون مطالعات متعددی در خصوص بررسی آزمایشگاهی و تحلیلی جریان‌های انحرافی انجام شده است. تیلور برای اولین بار به بررسی آزمایشگاهی تقسیم جریان پرداخت و روش گرافیکی را برای تخمین دبی آبرگیر ارائه کرد (Taylor, 1944). در ادامه مدل‌های تئوری برای آبرگیری ۹۰ درجه در یک کانال کوتاه بر اساس اصول انرژی، ممنتوم و پایستگی جرم و فرض

نیز معادله کمیت‌های اسکالر آشفتگی (همچون انرژی جنبشی آشفتگی و استهلاک آشفتگی) می‌باشد. در این تحقیق با توجه به حل دائمی میدان جریان تراکم‌ناپذیر از معادلات متوسط‌گیری شده زمانی رینولدز در حالت دائم استفاده شده است (Rodi, 1980). اگرچه مدل  $k-\omega$  همچون مدل  $k-\varepsilon$  به حل دو معادله دیفرانسیل می‌پردازد لیکن این مدل در مقایسه با مدل مذکور دارای مزایای قابل‌توجهی می‌باشد که در این خصوص می‌توان به توانایی آن در شبیه‌سازی زیرلایه لزج و پیش‌بینی گرادین فشار معکوس اشاره نمود. بنابراین با توجه به شرایط انحنای خطوط جریان و پیچیدگی‌های مربوطه، برای مدل‌سازی آشفتگی از مدل  $k-\omega$  استفاده شده است.

با توجه به بهره‌گیری از شبکه منحنی‌الخط غیرمتعامد در این مطالعه و در راستای تسهیل انفصال معادلات حاکم، معادله کلی انتقال برای کلیه متغیرها در حالت دائم به صورت ذیل می‌باشد:

$$\nabla \cdot \mathbf{J} = S \quad (\text{رابطه ۱})$$

که در آن  $\mathbf{J}$  مجموع شار حاصل از جابجایی و پخش کمیت  $\phi$  می‌باشد و از رابطه  $\mathbf{J} = \rho \mathbf{U} \phi - \Gamma \nabla \phi$  محاسبه می‌شود.  $\phi$  می‌تواند مؤلفه‌های سرعت و یا کمیت‌های آشفتگی باشد.  $\mathbf{U}$  بردار سرعت در مختصات کارتزین  $(\mathbf{U} = u_i \cdot \mathbf{i}_i)$ ،  $\Gamma$  ضریب پخش و  $S$  ترم چشمه می‌باشد که مقدار آن وابسته به متغیر مورد نظر خواهد بود. مقادیر پارامترهای مذکور برای معادلات مختلف در جدول (۱) ارائه شده است (Melaan, 1990).

جدول ۱- تعریف پارامترهای مختلف در تبدیل معادلات حاکم به صورت کلی

نوع معادله	کمیت ضریب پخش	ترم چشمه
معادله پیوستگی	1	0
معادله ممنتوم در جهت $x_i$	$\mu + \mu_t$	$-\frac{\partial}{\partial x_i} (p + \frac{2}{3} \rho k)$
معادله انرژی جنبشی آشفتگی	$\frac{\mu_t}{\sigma_k}$	$P_k - \rho \beta^* \omega k$
معادله فرکانس آشفتگی	$\frac{\mu_t}{\sigma_\omega}$	$P_\omega - \rho \beta \omega^2$

$P_k$  ترم تولید انرژی جنبشی آشفتگی است.

$$P_k = \mu_t \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \quad (\text{رابطه ۲})$$

$P_\omega$  ترم تولید فرکانس آشفتگی است که از رابطه ذیل به دست می‌آید:

عدم استهلاک انرژی در کانال اصلی ارائه گردید (Ramamurthy et al., 1990; Hsu et al., 2002). در برخی مدل‌ها نیز با فرض آبگیر به‌عنوان سرریز جانبی با ارتفاع صفر شرایط و الگوی جریان بررسی شده است (Hager, 1987; Kesserwani et al., 2010; Ghostine et al., 2013).

در میان مطالعات عددی می‌توان به بررسی جریان تراکم‌ناپذیر لایه‌ای به‌صورت دو بعدی (Hayes et al., 1989) و سه‌بعدی (Neary and sotiropoulos, 1996)، مدل‌سازی دو بعدی جریان آبگیر ۹۰ درجه با استفاده از مدل آشفتگی  $k-\varepsilon$  (Shettar and Murthy 1996)، مدل‌سازی دو بعدی جریان آبگیر ۹۰ و ۳۰ درجه با استفاده از مدل آشفتگی صفر معادله‌ای (Vasquez, 2005) و مدل‌سازی سه‌بعدی جریان در آبگیر ۹۰ درجه با مقطع مستطیلی با استفاده از مدل آشفتگی یک‌معادله‌ای اشاره نمود (Neary et al., 1999; Ramamurthy et al., 2007).

برخی مطالعات با استفاده از نرم‌افزارهای تجاری و مرسوم انجام شده که در این خصوص می‌توان به بکارگیری نرم‌افزار فلونت اشاره نمود (Safarzadeh and Salehi., 2006; Shamloo and Pirzadeh., 2007; Omidbeigi et al., 2009). در این میان، تنها سیدیان و همکاران به بررسی عددی آبگیری از کانال با دیواره مایل پرداختند که در مطالعه ایشان از کد SSIM2 استفاده شده است (Seyedian et al., 2014). در این مقاله با بهره‌گیری از روش چندبلوکی و مدل آشفتگی  $k-\varepsilon$  عملکرد مدل با تحلیل عرض ناحیه تقسیم و جذر متوسط مربعات پروفیل‌های سرعت بررسی گردیده است.

جمع‌بندی مطالعات گذشته نشان می‌دهد که تنها مطالعه عددی انجام‌شده در خصوص آبگیری از کانال با دیواره مایل، محدود به بهره‌گیری از نرم‌افزارهای تجاری و با استفاده از روش چندبلوکی و مدل آشفتگی  $k-\varepsilon$  بوده است. به همین منظور در این مقاله ضمن توسعه یک مدل سه‌بعدی بومی برای شبیه‌سازی الگوی جریان در آبگیری از کانال مستقیم، تنها از یک بلوک برای شبیه‌سازی جریان در کانال اصلی و انحرافی استفاده شده است. همچنین سعی گردیده است با بهره‌گیری از مدل آشفتگی  $k-\omega$  دقت محاسبات افزایش یابد (Safarzadeh and Salehi., 2006).

#### معادلات حاکم

معادلات حاکم بر جریان آشفته با استفاده از روابط حاکم بر اصول اساسی هیدرودینامیک و اعمال اثر آشفتگی در آن به دست می‌آید. این معادلات شامل معادلات بقاء جرم و ممنتوم و

$$P_{\omega} = \alpha \frac{\omega}{k} P_k \quad (\text{رابطه ۳})$$

### انفصال معادلات حاکم و شرایط مرزی

معادلات حاکم با استفاده از روش حجم محدود و بر روی یک میدان جابجانشده و در شبکه منحنی الخط غیرمتعامد گسسته‌سازی شده‌اند. برای کوپل کردن میدان سرعت و مؤلفه فشار از روش سیمپل و برای گسسته‌سازی ترم‌های جابجایی از طرح قاعده توانی استفاده شده است.

در این مطالعه با توجه به شیب دیواره، شبکه محاسباتی غیرمتعامد می‌باشد. در شبکه غیرمتعامد شار عبوری از هر وجه به دو بخش متعامد و غیرمتعامد تقسیم می‌گردد. شار غیرمتعامد پس از گسسته‌سازی برای جلوگیری از ناپایداری حل لازم است به‌صورت چشمه در معادلات لحاظ گردد. این ترم توسط رابطه ۴ محاسبه می‌گردد (Melaan, 1990). در این رابطه  $\Gamma$  ضریب پخش،  $G$  ضریب پخش هندسی،  $\phi$  کمیت موردنظر،  $\xi_j$  سیستم مختصات منحنی الخط نامنظم و  $e, w, n, s, t, b$  مرکز وجوه حجم کنترل می‌باشند.

(رابطه ۴)

$$b_{No} = \left[ \Gamma G^{12} \frac{\partial \phi}{\partial \xi^2} + \Gamma G^{13} \frac{\partial \phi}{\partial \xi^3} \right]_w^e + \left[ \Gamma G^{21} \frac{\partial \phi}{\partial \xi^1} + \Gamma G^{23} \frac{\partial \phi}{\partial \xi^3} \right]_s^n + \left[ \Gamma G^{31} \frac{\partial \phi}{\partial \xi^1} + \Gamma G^{32} \frac{\partial \phi}{\partial \xi^2} \right]_b^t$$

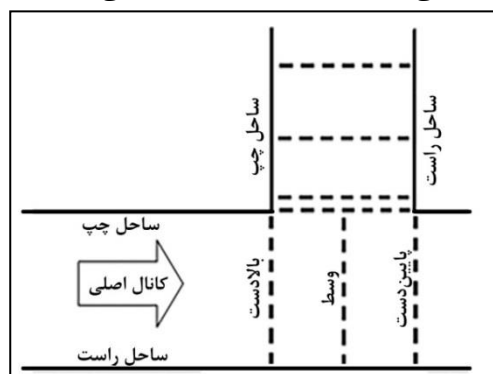
در مدل توسعه داده‌شده برای شبیه‌سازی کانال اصلی و آبگیر از مدل تک‌بلوکی استفاده شده است. در این حالت ابعاد میدان در جهت عرضی (j) به‌صورت آرایه‌ای از شاخص طولی (i) در نظر گرفته می‌شود و در محدوده آبگیر برای پوشش کانال انحرافی به مقدار مورد نظر (مجموع تعداد گره‌های در عرض کانال اصلی و در طول کانال آبگیری) افزایش می‌یابد. این روند سبب اصلاح کلیه محاسبات مربوط به پارامترهای میدان جریان و نحوه اعمال شرایط مرزی خواهد شد. البته این روش در برخی موارد نیازمند به‌کارگیری تمهیدات ویژه‌ای در این خصوص می‌باشد. به‌عنوان مثال برای اعمال شرایط مرزی گره‌های گوشه در دهانه ورودی آبگیر لازم است از رفتار دوجانبه‌ای برای هر کدام از کانال‌های اصلی و آبگیر با توجه به مرز مربوط به آن استفاده نمود.

در این تحقیق برای شرط مرزی ورودی از سرعت ثابت استفاده شده است. در مرز خروجی در انتهای کانال اصلی و آبگیر از شرط مرزی گرادیان صفر استفاده شده است. در مرزهای خروجی لازم است دبی با نسبتی خاص برای امکان مقایسه نتایج با شرایط آزمایشگاهی تقسیم گردد. برای این

منظور نسبت دبی موردنظر به‌صورت ضریبی اصلاحی و با توجه به نسبت دبی حل‌شده بعد از هر تکرار محاسبات در هر یک از مقاطع خروجی برآورد گردید و در پروفیل‌های سرعت در شرط مرزی خروجی اعمال شد. همچنین محاسبه شارها و اعمال شرایط مرزی مربوطه با توجه به ضریب اصلاحی محاسبه‌شده صورت پذیرفت. در مرز دیواره صلب، شار انتقالی عمود بر آن صفر بوده و به همراه شرط غیرلغزشی، شرایط مرزی سرعت در روی دیواره را ایجاد می‌کند. برای در نظر گرفتن تنش برشی مرزهای صلب از تابع دیواره استفاده شده که به‌صورت ترم چشمه در معادلات ممنوم اعمال می‌شود (Versteeg and Malalasekera, 2007). لازم به ذکر است که اثر زبری در محاسبه تنش برشی دیواره اعمال شده است. در این تحقیق از شرط مرزی تقارن برای سطح آب استفاده شده که در آن شار عمود بر مرز و گرادیان سرعت‌های موازی با آن صفر فرض می‌شود.

### اعتبارسنجی مدل

برای ارزیابی مدل توسعه داده‌شده، ابتدا میدان جریان در آبگیری از کانال مستقیم با مقطع مستطیلی شبیه‌سازی گردید و نتایج به‌دست‌آمده از آن با نتایج آزمایشگاهی برکدل (Barkdoll, 1997) مقایسه گردید. در این مطالعه عمق جریان  $0/304$  متر، دبی ورودی  $11$  لیتر بر ثانیه، عرض کانال اصلی و آبگیر  $0/152$  متر و نسبت دبی انحرافی  $0/31$  بوده و با توجه به تعامد شبکه در مقطع مستطیلی مقدار  $b_{NO}$  (ترم چشمه حاصل از عدم تعامد شبکه) برابر صفر می‌باشد. بررسی نتایج بیانگر عملکرد مناسب مدل در شبیه‌سازی جریان مذکور بوده است. برای صحت‌سنجی الگوی جریان از  $10$  مقطع در کانال اصلی استفاده شده لیکن جهت ارزیابی الگوی جریان در محدوده آبگیر، نتایج در این محدوده و در سه مقطع بالادست، وسط و پایین‌دست کانال آبگیر به‌عنوان سه مقطع نمونه از مقاطع ارزیابی‌شده ارائه گردیده است (شکل ۱). برای این منظور پروفیل‌های سرعت با سرعت مبنای  $u_0 = 0/262$  (حداکثر مقدار سرعت در محل ورودی کانال اصلی در حالت جریان توسعه‌یافته) بی‌بعد شده‌اند.



شکل ۱- مقاطع مورد بررسی در کانال اصلی

کانال اصلی (و مساوی با عرض آبگیر) می‌باشد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی انطباق مناسبی با داده‌های آزمایشگاهی دارند.

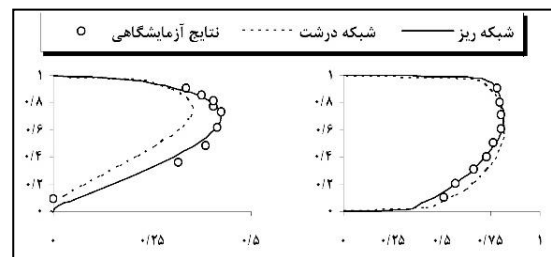
مقایسه میزان متوسط خطای مدل توسعه داده شده در مقایسه با نتایج مدل عددی نیری (Neary *et al.*, 1999) در سه تراز سطح آب، عمق میانه و نزدیک بستر در جدول (۲) ارائه گردیده که بیانگر شبیه‌سازی مناسب‌تری در این مدل می‌باشد.

جدول ۲- متوسط خطای مدل توسعه داده شده در مقایسه با مدل نیری

مدل نیری	مدل حاضر	
۱۱/۳	۸/۷	میزان متوسط خطا در تراز سطح آب
۴/۸	۴/۵	میزان متوسط خطا در تراز عمق میانه
۹/۱	۵/۶	میزان متوسط خطا در تراز نزدیک بستر

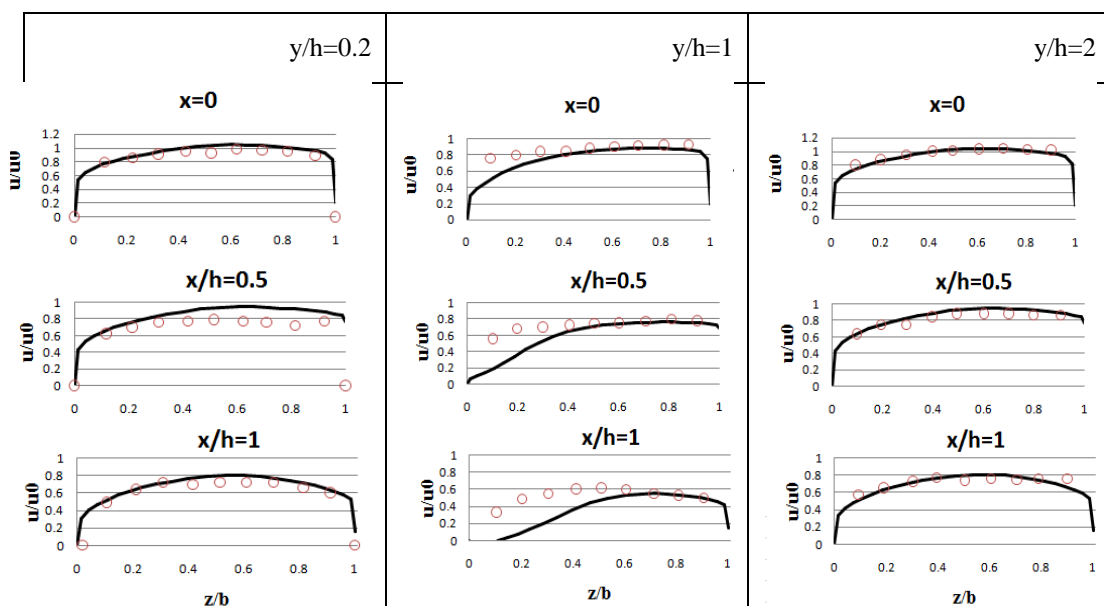
در قیاس با نتایج مدل عددی نیر به نظر می‌رسد خطای مشاهده شده در برخی از پروفیل‌ها به واسطه فرض تقارن در شبیه‌سازی سطح آزاد جریان و مخصوصاً پایین افتادگی آن در محدوده ورودی آبگیر باشد. همچنین به عنوان نمونه در شکل ۴، مقایسه پروفیل سرعت بی بعد شده طولی در کانال آبگیر (خط) با نتایج آزمایشگاهی (دایره) در تراز عمق میانه ( $y/h=1$ ) و در چهار مقطع ابتدای آبگیر نمایش داده شده است ( $x/h=0, 0.1, 0.5, 1$ ). در این شکل محور افقی و قائم به ترتیب پروفیل سرعت بی بعد شده و فاصله بی بعد شده از ساحل چپ آبگیر ( $z/h$ ) می‌باشند.

ابتدا حساسیت مدل نسبت به ابعاد سلول‌های محاسباتی مورد بررسی قرار گرفت. برای این منظور از دو شبکه درشت (دارای تعداد گره‌های  $15 \times 15 \times 83$  و  $12 \times 15 \times 80$  به ترتیب در کانال اصلی و آبگیر در جهات عرض، عمق و طول) و ریز (دارای تعداد گره‌های  $24 \times 24 \times 151$  و  $16 \times 24 \times 125$  به ترتیب در کانال اصلی و آبگیر) جهت شبیه‌سازی استفاده شد. نتایج حاصل از شبیه‌سازی در شکل (۲) ارائه شده است. همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود با تراکم شبکه، نتایج بدست آمده با دقت قابل قبولی همراه بوده‌اند (کاهش متوسط خطا در حدود ۵ درصد) و لذا از این تراکم در بقیه آزمودن‌ها نیز استفاده .

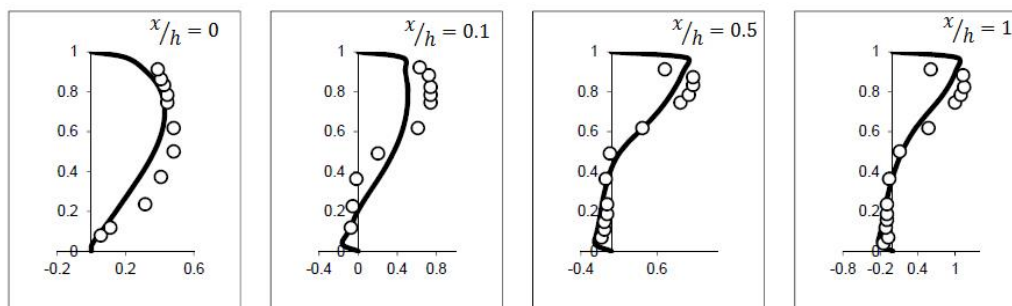


شکل ۲- مقایسه پروفیل سرعت بی بعد شده با نتایج آزمایشگاهی در تراز عمق میانه برای دو شبکه مختلف

در ادامه نتایج مدل در مقاطع یادشده و در شکل (۳) نشان داده شده‌اند. محور قائم در این شکل پروفیل‌های سرعت بی بعد شده،  $x$  فاصله از شروع دهانه آبگیری،  $y$  عمق جریان،  $z$  فاصله از ساحل راست کانال اصلی،  $h$  عرض آبگیر و  $b$  عرض

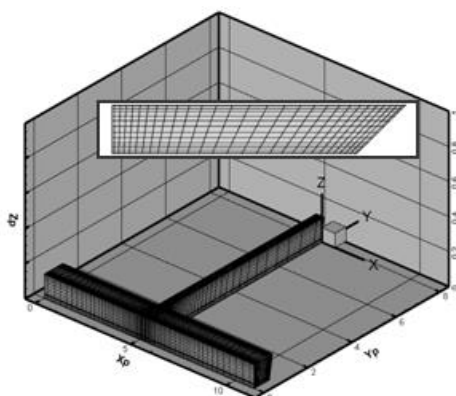


شکل ۳- مقایسه پروفیل سرعت طولی بی بعد شده مدل عددی (خط) با داده‌های آزمایشگاهی (دایره) در کانال اصلی در سه مقطع بالادست، میانه و پایین دست



شکل ۴- پروفیل سرعت طولی بی بعد شده در کانال آبگیر در چهار مقطع ابتدای آبگیر در تراز میانه عمق

است. لازم به ذکر است شرایط مرزی به کاررفته در مدل نیز مشابه آنچه در بخش انفصال معادلات حاکم بیان گردید می باشد.



شکل ۵- هندسه مدل و شبکه محاسباتی

### نتایج

منحنی های هم تراز سرعت طولی حاصل از شبیه سازی عددی و داده های آزمایشگاهی (Jafari, 2014) در کانال اصلی در سه مقطع بالادست، وسط و پایین دست کانال آبگیر (شکل ۱) در شکل (۶) ارائه شده است. با مقایسه ناحیه های با سرعت بیشینه و کمینه در این شکل، به طور کیفی می توان گفت مدل در پیش بینی الگوی جریان در دهانه آبگیر و مقدار سرعت دقت مناسبی داشته است. بیشترین میزان سرعت در مقطع بالادست و در گوشه بالایی رخ می دهد و با افزایش فاصله از سطح کاهش می یابد. از ورودی آبگیر به سمت پایین دست کانال اصلی هسته پر سرعت جریان به سمت دیواره مقابل آبگیر کشیده می شود. با توجه به جداسدگی بخشی از جریان توسط آبگیر، سرعت جریان به سمت پایین دست کاهش می یابد. لازم به ذکر است با توجه به اینکه داده های آزمایشگاهی صرفاً در کانال اصلی برداشت گردیده، مقایسه الگوی جریان با داده های آزمایشگاهی در این شکل به کانال اصلی محدود گردیده است. شکل (۶) نتایج مربوط به خط تقسیم جریان و تغییرات

### مشخصات شبکه محاسباتی

در این قسمت، مطالعات شبیه سازی میدان جریان در آبگیری از کانال دوزنقه ای مورد بررسی قرار گرفته است. برای ارزیابی نتایج شبیه سازی از مطالعه آزمایشگاهی جعفری (Jafari, 2014) استفاده شده که این مطالعه بر روی کانال دوزنقه ای با آبگیر مستطیلی انجام شده است. در جدول (۳) ویژگی های هندسی و هیدرولیکی این مدل آمده است. همان طور که در بخش اعتبارسنجی مدل بیان گردید، ابعاد شبکه محاسباتی به گونه ای انتخاب شده است که اثر ریزتر کردن شبکه در نتایج قابل صرف نظر کردن باشد.

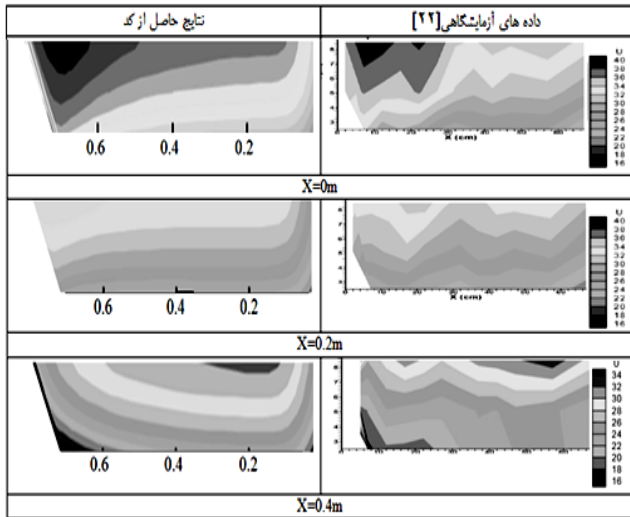
جدول ۳- مشخصات هندسی کانال و شرایط هیدرولیکی جریان

عمق جریان (m)	۰/۱۴
دبی بالادست (lit/s)	۳۴/۶
دبی آبگیری (lit/s)	۴/۱۶
عرض کانال اصلی در کف (m)	۰/۷
عرض کانال آبگیر (m)	۰/۴
طول کانال بالادست و پایین دست (m)	۴/۸ و ۶/۴
طول کانال آبگیر (m)	۲/۵
شیب دیواره کانال اصلی سمت آبگیر (درجه)	۴۵
شیب دیواره کانال اصلی مقابل آبگیر (درجه)	۹۰

برای تدقیق تأثیر مرز دیواره ها از کلاستر بندی شبکه در نزدیکی آنها استفاده گردید. همچنین با توجه به پیچیدگی میدان جریان در نزدیکی محل آبگیری از شبکه ریزتری در این منطقه استفاده شده است. نمایی از شبکه محاسباتی مورد استفاده در شکل (۵) نشان داده شده است.

تعداد سلول های شبکه در کانال اصلی و آبگیر به ترتیب ۳۰\*۱۵\*۱۰ و ۱۵\*۱۵\*۵۰ و تعداد کل سلول ها ۵۶۲۵۰ عدد می باشد. لازم به ذکر است جهت امکان توسعه یافتگی جریان در آبگیر، طول آبگیر در مدل عددی به میزان ۸ متر فرض گردیده

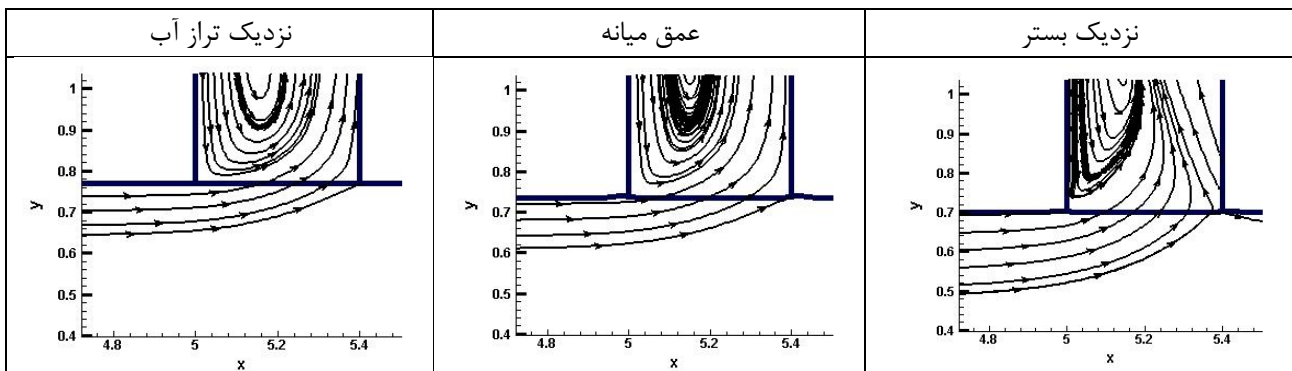
بالایی میزان متوسط خطا برای مدل توسعه داده شده به ترتیب در حدود ۸/۵، ۷/۸ و ۳/۳ درصد می‌باشد. این مقدار خطا در مدل‌سازی عددی جریان‌های پیچیده قابل قبول است (Jafari, 2014).



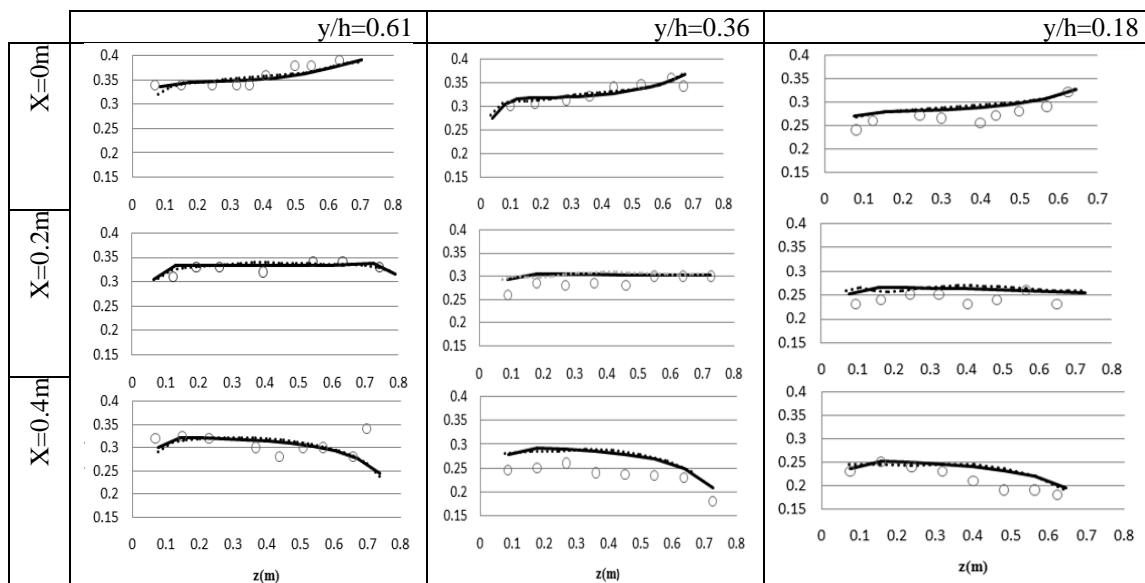
شکل ۶- منحنی‌های هم‌تراز سرعت طولی در کانال اصلی

عرض آن در سه عمق مختلف را نشان می‌دهد. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، عرض تقسیم جریان از کف به سمت عمق میانه کاهش می‌یابد و سپس به سمت سطح افزایش می‌یابد. مقدار عرض تقسیم در کف و سطح در شرایط مورد بررسی تقریباً یکسان می‌باشد. همچنین با توجه به عرض کانال اصلی نسبت به عرض آبگیر، جریان در دیواره خارجی کانال اصلی چندان متأثر از آبگیر نمی‌باشد.

جزئیات بیشتر از مقایسه نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی با داده‌های آزمایشگاهی در سه مقطع مذکور در شکل (۸) نشان داده شده است. در این شکل پروفیل‌های سرعت در مقاطع بالادست، وسط و پایین دست آبگیر در لایه نزدیک کف، میانه و سطح ( $y/h=0.18, 0.36, 0.61$ ) می‌باشد. در این شکل محور قائم سرعت طولی و محور افقی ( $z$ ) فاصله از دیوار قائم را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود الگوی جریان در کانال اصلی به وسیله مدل عددی به خوبی شبیه‌سازی شده و نتایج به دست آمده همخوانی مناسبی با مقادیر آزمایشگاهی دارند. نتایج نشان می‌دهد که در سه تراز نزدیک کف، میانه و



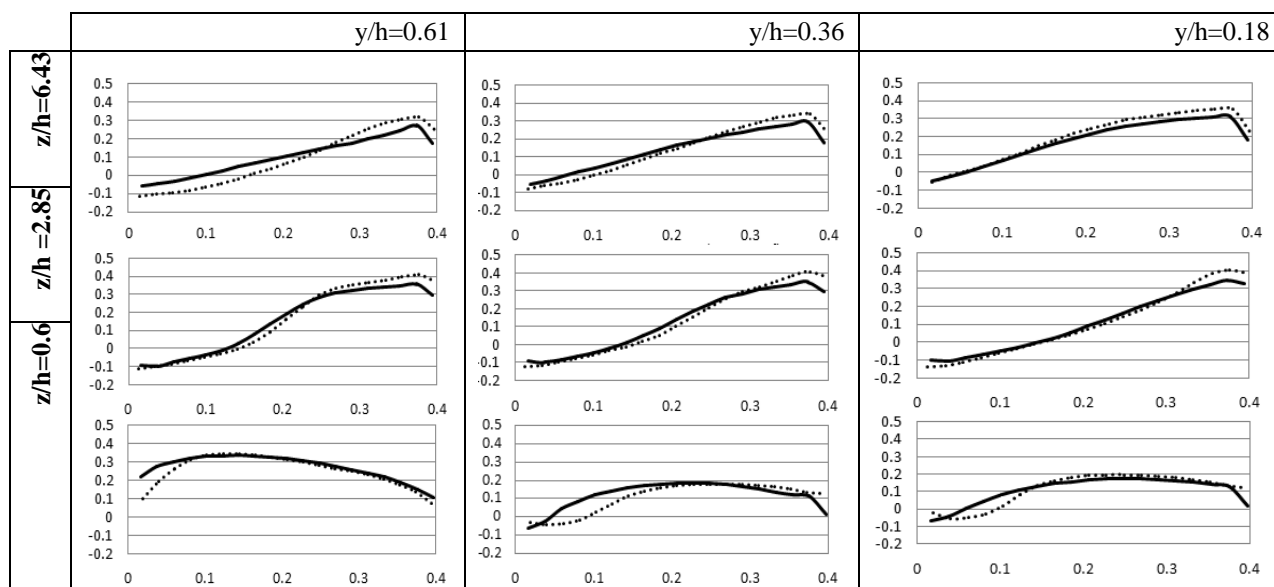
شکل ۷- نتایج مدل توسعه داده شده در خصوص تغییرات عرض ناحیه تقسیم جریان در عمق



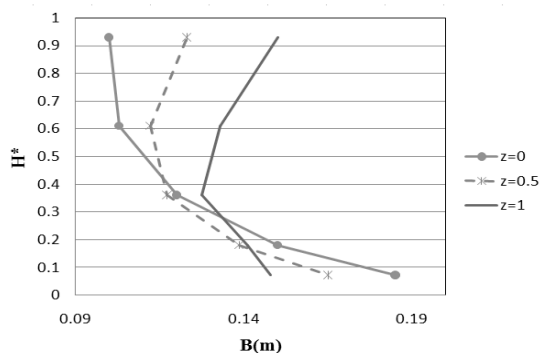
شکل ۸- پروفیل سرعت طولی در کانال اصلی برحسب متر بر ثانیه

این شکل، نتایج کد تجاری فلونت مشابه نتایج مدل بومی توسعه داده شده می باشد. البته در آنگیر نتایج حاصل از کد و نرم افزار فلونت تطابق خوبی با هم دارند البته در نزدیک دیوار خارجی و در محدوده گرداب، مقادیر سرعت کد کمی کمتر از نتایج فلونت می باشد که با توسعه یافتن جریان نتایج به یکدیگر نزدیک تر می شود.

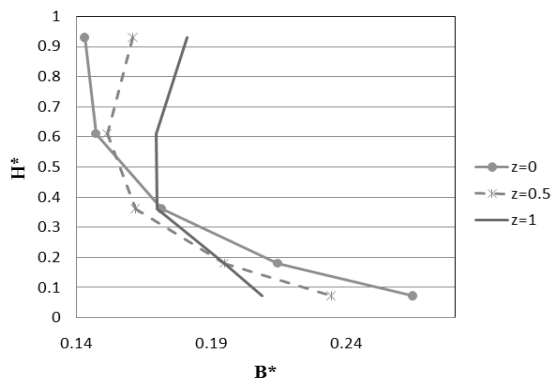
همان گونه که بیان شد با عنایت به محدود بودن داده های آزمایشگاهی برداشت شده به کانال اصلی، برای اطمینان از عملکرد شبیه سازی انجام شده، نتایج کد در کانال آنگیر با نتایج نرم افزار فلونت در شرایط مشابه و در شکل (۹) مقایسه گردیده است. در این شکل محور افقی و قائم به ترتیب فاصله از ساحل چپ آنگیر و پروفیل سرعت طولی در آنگیر می باشند. با توجه به



شکل ۹- پروفیل سرعت طولی در آنگیر



شکل ۱۰- تغییرات عرض تقسیم به عمق برای شیب های مختلف

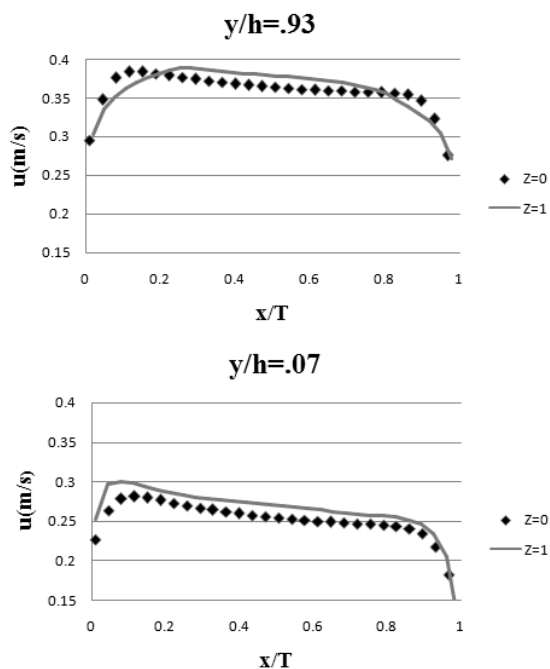


شکل ۱۱- تغییرات عرض تقسیم بدون بعد به عمق برای شیب های مختلف

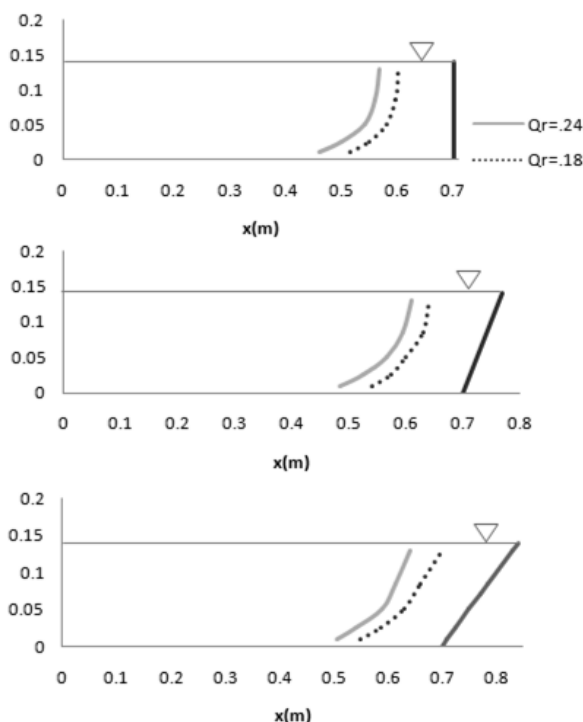
با توجه به اهمیت عرض تقسیم جریان بر الگوی جریان ورودی به آنگیر و مخصوصاً در ترازهای نزدیک بستر به واسطه نحوه انتقال رسوب به داخل آن، در ادامه تأثیر شیب دیواره بر آن مورد بررسی قرار گرفت. برای این منظور کد برای سه شیب با نسبت آنگیری ۰/۱۸ اجرا گردید. شیب ها با پارامتر  $z$  معرفی می شوند که نسبت طول افقی به ارتفاع قائم واحد می باشد. در مطالعات انجام شده پارامتر  $z$  برابر ۰، ۰/۵، ۱ در نظر گرفته شده است. نتایج در شکل های (۹ و ۱۰) نشان داده شده که در آن  $B$  عرض تقسیم و  $B^*$  نسبت عرض تقسیم به عرض مرطوب در عمق مورد بررسی ( $T$ ) و  $H^*$  نسبت فاصله از کف به عمق جریان می باشد. همان طور که مشاهده می شود بیشترین عرض آنگیری در کف مربوط به  $z$  برابر صفر و کمترین عرض مربوط به  $z=1$  می باشد. مقدار عرض ناحیه تقسیم با افزایش شیب در کف کاهش و در سطح تقریباً به صورت یکنواخت افزایش می یابد. در  $z=1$  با افزایش عمق تا  $y/h=0.36$  از میزان عرض تقسیم کاسته می شود، اما از این عمق به بعد، عرض تقسیم افزوده می شود.



میان به سمت سطح آب کاملاً مشهود می‌باشد.



شکل ۱۲- پروفیل سرعت طولی بالادست آبگیر در کانال اصلی



شکل ۱۳- تغییر عرض تقسیم جریان با افزایش نسبت آبگیری برای شیب‌های مختلف

### نتیجه‌گیری

در این تحقیق با توسعه مدل بومی سه‌بعدی هیدرودینامیک جریان و استفاده از مدل آشفتگی  $k-\omega$ ، فرآیند آبگیری از کانال مستقیم در شبکه غیرمتعامد مدل‌سازی گردید که مقایسه نتایج

برای دو شیب 0.5 و  $z=0$  نیز تغییر شیب در  $y/h=0.36$  مشاهده می‌شود، اما در  $z=0$  روند تغییر عرض تقسیم از کف به سمت سطح همواره روند کاهشی دارد با این تفاوت که در  $y/h=0.36$  به سمت سطح عرض تقسیم با شیب کمتری کاسته می‌شود. در  $z=0.5$  همانند  $z=1$  با افزایش عمق جریان از کف، عرض تقسیم ابتدا روند کاهشی و سپس افزایشی دارد، با این تفاوت که در این حالت در تراز بالتر و در  $y/h=0.61$  این تغییر روند رخ می‌دهد. مقایسه شکل‌های (۱۰ و ۱۱) نشان می‌دهد اگرچه با افزایش شیب عرض تقسیم در سطح افزایش یافته است اما اگر بازشدگی مقطع در نظر گرفته شود، عرض تقسیم بدون بعد ( $B^*$ ) برای تمام شیب‌ها در کف بیشتر از سطح می‌باشد. نکته قابل توجه این است که به واسطه تعریض مجرای جریان در سطح کانال اصلی، میزان جریان وارد شده به کانال آبگیر در حالت دیواره شیب‌دار در قیاس با دیواره قائم در نزدیکی سطح افزایش یافته است. از سوی دیگر کاهش قابل ملاحظه عرض تقسیم جریان در نزدیکی بستر با توجه به دلیلی که مطرح گردید، بدان معناست که در آبگیری از کانال‌های با دیواره شیب‌دار در مقایسه با کانال‌های با دیواره قائم در صورتی که نسبت دبی انحرافی در هر دو یکسان باشد، جریان محدودتری از ناحیه بستر به داخل آبگیر وارد شده و به تبع آن رسوبات کمتری به آبگیر هدایت خواهند شد که این امر از مزایای آبگیری از کانال‌های با دیواره شیب‌دار خواهد بود.

به منظور بررسی علت افزایش عرض تقسیم در سطح با افزایش شیب، پروفیل سرعت طولی برای دو شیب  $z=1$  و  $z=0$  در مقطعی بالادست آبگیر به فاصله  $1/4$  برابر عرض آن در شکل (۱۲) رسم گردید. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در سمت آبگیر و در اعماق بالا، مقادیر سرعت  $z=0$  بیشتر از  $z=1$  می‌باشد و لذا در آن ممنوم بیشتری برای انحراف جریان به سمت آبگیر لازم است و به همین سبب عرض تقسیم کمتر خواهد بود. در اعماق پایین این قضیه برعکس گردیده به طوری که عرض تقسیم در این شیب بیشتر از  $z=1$  می‌باشد.

در ادامه مطالعات اثر افزایش نسبت آبگیری بر عرض تقسیم مورد بررسی قرار گرفت (شکل ۱۳). در این شکل محور قائم و محور افقی به ترتیب عمق جریان و فاصله از دیوار قائم می‌باشند. همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش نسبت آبگیری، عرض تقسیم جریان افزایش می‌یابد. از سوی دیگر همان‌گونه که بیان شد با توجه به افزایش عرض کانال اصلی در نزدیکی سطح آب و گسترش مکش آبگیر در آن، تغییرات عرض تقسیم جریان در نزدیکی سطح نیز بیشتر می‌گردد. این امر در حالت  $z=1$  و به صورت افزایش قابل ملاحظه عرض تقسیم از عمق

مسئله سبب بهبود عملکرد آبگیر در کاهش رسوب ورودی به آن خواهد بود. با شیب‌دار کردن دیواره روند تغییرات عرض تقسیم به‌گونه‌ای است که از سطح به سمت عمق میانه عرض تقسیم کاهش و از عمق میانه به سمت کف افزایش می‌یابد. در شیب ۴۵ درجه عرض تقسیم در سطح بیشتر از کف می‌باشد. علت این مسئله را می‌توان تغییر توزیع سرعت با شیب‌دار کردن دیواره دانست. همچنین با افزایش نسبت دبی عرض تقسیم افزایش می‌یابد.

حاکی از عملکرد مناسب مدل برای شبیه‌سازی الگوی پیچیده جریان در کانال اصلی و انحرافی می‌باشد. مقایسه نتایج مدل نشان می‌دهد در حالت کانال اصلی با دیواره قائم با توجه به انحنای صفحه تقسیم جریان در کانال اصلی در نزدیکی بستر نسبت به سطح آب، عرض وسیع‌تری از جریان به داخل آبگیر منحرف می‌شود و همین امر عامل ورود رسوبات بیشتری به داخل آبگیر به‌واسطه قرارگیری آنها در لایه‌های زیرین جریان خواهد شد. با افزایش شیب کانال اصلی از حالت قائم میزان عرض تقسیم در کف کاسته و در سطح افزوده می‌شود و این

## REFERENCES

- Alomari, N., Yusuf, B., Mohammed, A. T. and Ghazali, A.H. (2016). Flow in a branching open channel: A Review. *Pertanika Journal of Scholarly Research Reviews*, 2(2): 40-56
- Barkdoll, B. D. (1997). *Sediment control at lateral diversions*, PhD thesis, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Univ. of Iowa.
- Ghostine, R., Vazquez, J., Terfous, A., Rivière, N., Ghenaim, A., and Mosé, R. (2013). A comparative study of 1D and 2D approaches for simulating flows at right angled dividing junctions. *Applied Mathematics and Computation*, 219(10), 5070-5082.
- Hager, W. (1987). Lateral outflow over side weirs. *Journal of Hydraulic Engineering*, 113(4), 491-504.
- Hayes, R., Nandakumar, K., and Nasr-El-Din, H. (1989). Steady laminar flow in a 90 degree planar branch. *Computers & Fluids*, 17(4), 537-553.
- Hsu, C., Tang, C., Lee, W., and Shieh, M. (2002). Subcritical 90° equal-width open-channel dividing flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(7), 719-720.
- Jafari, S. (2014). Experimental study of slopping bank effect on the performance of lateral intake with and without submerged vanes. Ph.D. dissertation, Tarbiat Modares University, Tehran.
- Kesserwani, G., Vazquez, J., Rivière, N., Liang, Q., Travin, G., and Mosé, R. (2010). New approach for predicting flow bifurcation at right-angled open-channel junction. *Journal of Hydraulic Engineering*, 136(9). 662-668.
- Melaan, M. C. (1990) Analysis of curvilinear non orthogonal coordinates for numerical calculation of fluid flow in complex Geometries, Thesis for the DR.ING.Degree, university of trondheim, Norweg.
- Neary, V. and Sotiropoulos, F. (1996). Numerical investigation of laminar flows through 90-degree diversions of rectangular cross-section. *Computers & Fluids*, 25(2), 95-118.
- Neary, V., Sotiropoulos, F., and Odgaard, A. (1999). Three-dimensional numerical model of lateral-intake inflows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(2), 126-140.
- Omidbeigi, M. A., Ayyoubzadeh, S. A. and Safarzadeh, A. (2009). Experimental and numerical investigations of velocity field and bed shear stresses in a channel with lateral intake. *33rd IAHR Congress: Water Engineering for a Sustainable Environment, Vancouver*, 1284-1291.
- Ramamurthy, A., Minh Tran, D. and Carballada, L. (1990). Dividing flow in open channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, 116(3). 449-455
- Ramamurthy, A., Qu, J., and Vo, D. (2007). Numerical and experimental study of dividing open-channel flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 133(10), 1135-1144.
- Rodi W. (1980). *Turbulence Models and Their Application in Hydraulics - A State of the Art Review*, IAHR, Delft, The Netherlands. CRC Press, Dey 11, 1371 AP - Technology & Engineering - 124 pages.
- Safarzadeh A. and Salehi A. A. (2006). Numerical modeling of turbulent flow and sediment transport in lateral intake from river. *Modares Technical And Engineering Journal*. 25, 1-17 (In Farsi)
- Seyedian, S. M., Bajestan, M. S., and Farasati, M. (2014). Effect of bank slope on the flow patterns in river intakes. *Journal of Hydrodynamics, Ser.B*, 26(3), 482-492.
- Shamloo, H. and Pirzadeh, B. (2007). Investigation of characteristics of separation zones in T-junctions. *Proceedings of the 12th WSEAS International Conference on applied mathematics, Cairo, Egypt, Desember29-31*, 189-193.
- Shettar, A. S. and Murthy, K. K. (1996). A numerical study of division of flow in open channels. *Journal of Hydraulic Research*, 34(5), 651-675.
- Taylor, E. H. (1944). Flow characteristics at rectangular open-channel junctions. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 1944, Vol. 109, Issue 1, Pg. 893-902.
- Vasquez, J. (2005). Two-dimensional numerical simulation of flow diversions. *17th Canadian Hydrotechnical Conference*, Edmonton, Alberta. August 17-19.
- Versteeg, H. K. and Malalasekera, W. (2007). *An introduction to Computational Fluid Dynamics - The Finite Volume Method*, Longman Scientific & Technical. Pearson Education Limited, 503 pages.