

تأثیر پارامترهای هندسی بر توزیع سرعت در کانال‌های روباز با مقطع مرکب

ابراهیم رحیمی^{۱*} و مجید رحیم‌پور^۲

چکیده

کانال‌های مرکب ترکیبی از مجرای اصلی و یک یا دو پهنه سیلابی هستند. جریان در این کانال‌ها دارای ساختاری پیچیده است، که دلیل آن اختلاف سرعت بین کانال اصلی و دشت سیلابی و انتقال مومنتم بین آنها است. به دلیل وجود سطح آزاد جریان و دیواره‌ها، جریان‌های ثانویه متفاوت با مجاری بسته در کانال‌های روباز ایجاد شده و این جریان‌ها بر ساختار جریان و آشفتگی به شدت تأثیرگذار است. در این بررسی تأثیر نسبت عمق آب در دشت سیلابی به عمق آب در کانال اصلی و زبری پهنه سیلابی، بر توزیع سرعت و محل سرعت بیشینه در کانال روباز با مقطع مرکب، بررسی شده است. نتایج نشان داد که هرچه نسبت عمق آب در دشت سیلابی به عمق آب در کانال اصلی کاهش می‌یابد پدیده غوطه‌وری سرعت مشخص‌تر است و محل سرعت بیشینه در کانال اصلی از سطح آزاد دورتر و به دیواره کانال اصلی نزدیک‌تر می‌شود (از محل تقاطع کانال اصلی و دشت سیلابی دور می‌شود). همچنین افزایش ارتفاع زبری بستر پهنه سیلابی باعث تمایل منحنی‌های هم‌سرعت در پهنه سیلابی به سمت مقطع اصلی می‌شوند و به کاهش سرعت در منطقه دشت سیلابی منجر می‌شود. زبری پهنه سیلابی بر منحنی‌های هم‌سرعت مقطع اصلی فقط در منطقه نزدیک به پهنه سیلابی مؤثر است و در مناطق دیگر اثرات مشهودی ندارد و زبری پهنه سیلابی بر محل سرعت بیشینه بی‌اثر است.

واژه‌های کلیدی: ارتفاع زبری، توزیع سرعت، غوطه‌وری سرعت، مقاطع مرکب.

ارجاع: رحیمی ا. و رحیم‌پور م. ۱۳۹۵. تأثیر پارامترهای هندسی بر توزیع سرعت در کانال‌های روباز با مقطع مرکب. مجله پژوهش آب ایران. ۲۰: ۱۱-۱۹.

۱- دانشجوی دکتری گروه مهندسی آب، دانشکده کشاورزی، دانشگاه شهید باهنر کرمان.

۲- دانشیار گروه مهندسی آب، دانشکده کشاورزی، دانشگاه شهید باهنر کرمان.

* نویسنده مسئول: rahimi.uk@gmail.com

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۳/۰۸/۱۸

تاریخ دریافت: ۱۳۹۲/۰۴/۱۲

مقدمه

اصطلاح مقطع مرکب به مقطعی اطلاق می‌شود که دارای پهنه سیلابی است. مقاطع مرکب ترکیبی از مجرای اصلی و یک یا دو پهنه سیلابی هستند. بررسی هیدرولیکی جریان در مقاطع مرکب بیش از دو دهه است که مورد توجه پژوهشگران است. نتایج این بررسی‌های نشان داده است که هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب تفاوت اساسی با هیدرولیک مقطع ساده دارد. جریان در این مقاطع به خاطر وجود لایه برشی محل تقاطع بین کانال اصلی و دشت سیلابی بسیار پیچیده است که این لایه برشی در اثر اختلاف سرعت بین کانال اصلی و دشت سیلابی ایجاد می‌شود. این اختلاف سرعت سبب انتقال مومنتم بین پهنه سیلابی و کانال اصلی می‌شود. با توجه به اینکه بیشتر جریان‌های طبیعی دارای مقاطعی هستند که خصوصیات مقاطع مرکب را دارند لازم است تا پژوهش‌های بیشتری روی این مقاطع انجام شود از این‌رو در این مقاله به بررسی توزیع سرعت در این مقاطع پرداخته شده است.

بررسی‌های روی هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب را می‌توان در دو قسمت آزمایشگاهی و عددی بررسی کرد. بررسی‌های آزمایشگاهی را می‌توان در تحقیقات میر و الزوی (۱۹۷۵)، راجارتانم و احمدی (۱۹۸۱)، نایت و دیمتریو (۱۹۸۳)، پربنوس و همکاران (۱۹۸۵)، مکی و همکاران (۱۹۸۵) و شیانو و همکاران (۲۰۱۰) بررسی کرد. در بیشتر بررسی‌های گذشته جریان‌های ثانویه به خوبی مشخص نبود که دلیل آن استفاده از وسایل اندازه‌گیری با دقت پایین است. نزو و رودی (۱۹۸۵) اولین افرادی هستند که توانستند جریان‌های ثانویه را در کانال‌های باز اندازه‌گیری کنند. آن‌ها جریان ثانویه در مجاری روباز را به طور کامل متفاوت از جریان ثانویه در مجاری بسته مشاهده کردند که این اختلاف به دلیل وجود سطح آزاد است. تومیناگا و ایزاکی (۱۹۸۸) و تومیناگا و همکاران (۱۹۸۹) توزیع سرعت در کانال‌های باز با مقاطع مختلف (مستطیلی، دوزنقه‌ای و مرکب) را به دست آوردند. آن‌ها به دلیل استفاده از جریان سنج لیزری فیبر نوری^۱ با دقت بالایی ساختار جریان در کانال‌های باز را بررسی کردند. در بررسی‌های قبلی برای شبیه‌سازی عددی جریان در کانال‌های باز مرکب، بیشتر از دو مدل آشفتگی $\kappa - \epsilon$ و

مدل تنش ریاضی^۲ استفاده شده است که در پژوهش‌های کرشاپین ولانو (۱۹۸۶)، نائوت و رودی (۱۹۸۲)، کرا و مرکلی (۲۰۰۴) دیده می‌شود. این مدل‌های آشفتگی دقت کمی در محاسبه ساختار آشفتگی و توزیع سرعت در مقاطع مرکب داشتند. در این پژوهش از مدل آشفتگی تنش رینولدز^۳ برای شبیه‌سازی جریان در کانال‌های مرکب استفاده شده است.

معادلات حاکم بر جریان

معادلات حاکم بر جریان در کانال‌های روباز معادلات سنت ونانت است که در فضای سه‌بعدی به صورت زیر بیان می‌شود.

معادله پیوستگی:

$$\frac{\partial}{\partial x}(uA_x) + \frac{\partial}{\partial y}(vA_y) + \frac{\partial}{\partial z}(wA_z) = 0 \quad (1)$$

معادله مومنتم:

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left(U_j A_j \frac{\partial U_i}{\partial X_i} \right) = \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial X_i} + g_i + f_i \quad (2)$$

که در آن u, v, w و U_i نمایانگر سرعت در جهات x, y و z ؛ V_F جزء حجمی سیال در هر سلول؛ A_x, A_y و A_z جزئی از مساحت سلول در جهات ذکر شده است که سیال در آن جریان دارد؛ U_i مؤلفه سرعت در جهت i ؛ ρ چگالی؛ P فشار؛ g_i شتاب جاذبه؛ f_i نشان دهنده تنش رینولدز و A_j مساحت وجه سلول است.

روش حل مسئله

در این مقاله برای حل معادلات حاکم بر جریان در کانال‌های روباز مرکب از نرم‌افزار فلوئنت که یک نرم‌افزار قدرتمند در دینامیک سیالات محاسباتی است، استفاده شده است. از روش حجم‌های محدود در حل معادلات جریان در نرم‌افزار فلوئنت استفاده می‌شود. برای تولید شبکه و معرفی هندسه مسئله به نرم‌افزار فلوئنت، از پیش پردازنده گمبیت استفاده شده است. فاصله شبکه‌ها 5 mm و در مناطق نزدیک دیواره‌ها و بستر کانال $2/5 \text{ mm}$ در نظر گرفته شده است. برای شبیه‌سازی آشفتگی جریان از

$$\alpha_a = 1 - \alpha_w \quad (3)$$

همچنین، میدان متغیرهای موجود و خصوصیات آن‌ها بین فازهای موجود تقسیم می‌شود و مادامی که جزء حجم آن فاز در نقاط مختلف مشخص شود با یک مقدار متوسط حجمی قابل توصیف است. بنابراین متغیرهای مسئله و خصوصیات آن‌ها در هر کدام از سلول‌های محاسباتی، هم می‌تواند نماینده یکی از فازها باشد و هم می‌تواند نماینده مخلوطی از فازها باشد که این موضوع به مقادیر جزء حجم فازها مربوط می‌شود. به بیان دیگر و در حالت کلی، اگر جزء حجم q امین فاز موجود در سلول محاسباتی α_q نشان داده شود سه حالت زیر قابل بیان است.

$$1 - \alpha_q = 0 \quad \alpha_q \text{ متناظر با حالتی است که آن سلول بدون}$$

q امین سیال است.

$$2 - \alpha_q = 1 \quad \alpha_q \text{ متناظر با حالتی است که سلول محاسباتی از}$$

q امین سیال پر است.

$$3 - 0 < \alpha_q < 1 \quad \alpha_q \text{ متناظر با حالتی است که سلول}$$

محاسباتی دارای سطح اشتراک بین q امین سیال با یک یا چند سیال دیگر است (چن و همکاران، ۲۰۰۲).

در تعیین سطح آزاد به روش حجم سیال از یک تابع متغیر به نام α_q استفاده می‌شود که جزء حجم سیال نامیده می‌شود. معادله (۳) شکل این تابع دیفرانسیلی را نشان می‌دهد.

$$\frac{\partial \alpha_q}{\partial t} + u \frac{\partial \alpha_q}{\partial x} + v \frac{\partial \alpha_q}{\partial y} + w \frac{\partial \alpha_q}{\partial z} = 0 \quad (3)$$

در حل معادله (۳) در سلولی که پر از سیال می‌باشد مقدار α_q برابر ۱ می‌باشد ولی در سلول خالی از سیال این مقدار برابر ۰ است. در سلول سطحی این مقدار بین ۰ و ۱ می‌باشد (چن و همکاران، ۲۰۰۲).

مواد و روش‌ها

شبیه‌سازی عددی انجام شده در این بررسی با داده‌های آزمایشگاهی تومیناگا و نزو (۱۹۹۱) مقایسه شده است. از آنجا که مشخصات مدل عددی مورد استفاده به طور دقیق مانند نمونه‌های آزمایشگاهی است، لازم است تا در مورد مدل‌های آزمایشگاهی قدری توضیح داده شود. فلوم آزمایشگاهی مورد استفاده با طول ۱۲/۵ متر و مقطع عرضی 0.4×0.4 متر، که این مقطع به صورت مرکب دارای یک پهنه سیلابی است. در آزمایش‌ها عمق آب در

مدل تنش رینولدز و از روش حجم سیال^۱ برای مدل کردن سطح آزاد استفاده شده است.

مدل تنش رینولدز

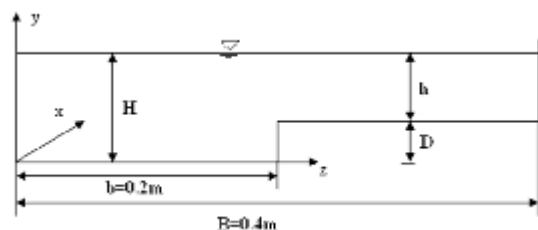
هیچ مدل آشفتگی نمی‌تواند برای انواع مسائل هیدرولیکی کاربرد داشته و نتایج قابل قبولی ارائه دهد. برای هر مسئله ممکن است یک مدل آشفتگی نتایج مناسب‌تری داشته باشد. مدل تنش رینولدز کامل‌ترین و بهترین تقریب را برای تلاطم جریان نشان می‌دهد (کانگ و چوی، ۲۰۰۵). این مدل، مؤلفه‌های تنش $(-u'_i u'_j)$ را به طور مستقیم از معادلات دیفرانسیل محاسبه می‌کند و دارای دقت بالایی است. جزئیات این مدل در راهنمای نرم‌افزار فلوئنت (۱۹۹۹) و سی‌بی‌سی و همکاران (۱۹۹۸) آورده شده است.

روش حجم سیال

روش‌های مختلفی در تعیین سطح آزاد استفاده می‌شود که نسبت به دیدگاه حاکم بر حل میدان جریان متفاوت است. در روش حجم سیال برای هر جزء حجم سلول یک معادله دیفرانسیلی حل می‌شود که در نهایت مقدار جزء حجم سلول در هر سلول مشخص می‌شود. در میدان جریان با شبکه ثابت، تعیین سطح آزاد بر اساس دیدگاه اولری نسبت به جریان مشخص می‌شود.

فرمول‌بندی معادلات بر اساس مدل حجم سیال بر مبنای این حقیقت است که دو یا چند فاز سیال که در کنار هم هستند با یکدیگر مخلوط نمی‌شوند. هدف از این مدل پیدا کردن فصل مشترک بین فازها در نقاط مختلف دامنه است. اگرچه اساس این مدل تئوری جریان‌های چند فازه است ولی، مدل حجم سیال یک مدل چند فازه نیست. به عنوان مثال در مورد دو فاز آب و هوا یک سری معادلات مومنتم بین این دو فاز به اشتراک گذاشته می‌شود در حقیقت یک متغیر وارد فرآیند حل می‌شود و این متغیر اضافه شده، همان جزء حجم سیال در هر یک از سلول‌های محاسباتی است به شکلی که جمع جزء فازهای سیال موجود در یک سلول برابر مقدار واحد است. در مورد دو فاز آب و هوا جزء حجم آب یا هوا را می‌توان به عنوان متغیر اضافه شده در نظر گرفت. اگر α_w جزء حجم آب باشد آنگاه جزء حجم هوا برابر است با:

کانال است، سرعت‌ها در جهت‌های این محورها به ترتیب u ، v و w است. با توجه به شرایط ذکر شده در این بررسی تأثیر عمق آب دشت سیلابی بر ساختار جریان در کانال مرکب بررسی شده است. جدول ۱ شرایط آزمایش برای چهار نمونه آزمایش S1، S2، S3 و R1 را نشان می‌دهد.



شکل ۱- نمایی از مقطع عرضی کانال مرکب

کانال اصلی 0.08 متر و عمق آب در پهنه سیلابی از 0.2 تا 0.6 متر تغییر می‌کند. عرض کانال اصلی (b) 0.2 متر و عرض مجموع (B) 0.4 متر است. اندازه‌گیری پارامترهای آشفتگی با جریان‌سنج لیزری فیبر نوری در فاصله $7/5$ متر از بالادست کانال انجام شده تا جریان یکنواخت و به طور کامل توسعه یافته باشد. مقطع عرضی بررسی شده در شبیه‌سازی عددی نیز در همین محل در نظر گرفته شد. شکل ۱ نمایی از مقطع عرضی کانال مورد استفاده را نشان می‌دهد که در آن H و h به ترتیب عمق جریان کانال اصلی و دشت سیلابی است. در این شکل جهت محوره‌های مختصات استفاده شده نیز نشان داده شده است که x جهت طولی کانال، y ارتفاع کانال و z در جهت عرض

جدول ۱- مشخصات نمونه‌های آزمایش شده در مدل‌های مورد استفاده برای شبیه‌سازی عددی (تومیناگا و نزو، ۱۹۹۱)

نمونه‌های آزمایش	عمق آب در کانال اصلی H (mm)	عمق آب در دشت سیلابی h (mm)	سرعت ماکزیمم u_{max} (m/s)	ارتفاع زبری بستر پهنه سیلابی k_s (mm)	سرعت میانگین جریان u_m (m/s)	عدد رینولدز $(R_e = 4u_m R/\nu)$ ($\times 10^4$)	عدد فرود $(F_r = u_m / \sqrt{gh})$
S1	80/3	60/3	0/409	-	0/368	6/72	0/415
S2	80/0	40/0	0/389	-	0/349	5/45	0/393
S3	80/5	20/5	0/358	-	0/288	4/56	0/402
R1	80/0	40/0	0/352	2	0/277	3/97	0/312

آزاد می‌رسند و منطقه $1.5 < z/H < 3$ را پوشش می‌دهند. در فاصله $z/H < 1.5$ ، یک جریان ثانویه از دیواره به سمت مرکز کانال اصلی در نزدیکی سطح آزاد مشخص که آن را جریان چرخشی سطح آزاد می‌گویند. این جریان چرخشی به دلیل ناهمسانی آشفتگی ایجاد می‌شود که دلیلش وجود سطح آزاد و دیواره کناری است که توسط نزو و رودی (۱۹۸۸) در کانال مستطیلی نیز مشاهده شد. جریان چرخشی سطح آزاد و جریان چرخشی کانال اصلی در منطقه مرکزی کانال ($z/H = 1.5$) به هم می‌رسند. در منطقه $z/H < 0.8$ نیز یک جریان ثانویه وجود دارد که به جریان چرخشی کف^۴ مشهور است. در نزدیکی دیواره دشت سیلابی نیز یک جریان ثانویه تشکیل می‌شود که این جریان چرخشی زمانی که عمق دشت سیلابی زیاد باشد بیشتر مشهود است.

جریان‌های ثانویه در کانال‌های روباز تأثیر زیادی بر آشفتگی جریان دارد. در مقطع مرکب به دلیل وجود پهنه سیلابی اهمیت جریان‌های ثانویه بیشتر می‌شود. در شکل ۲ بردارهای جریان ثانویه برای نمونه S2 در دو حالت آزمایشگاهی و شبیه‌سازی عددی نشان داده شده است. بیشتر شبیه‌سازی‌های عددی نیز در مدل کردن جریان‌های ثانویه با مشکل روبرو هستند و توانایی مدل کردن این جریان‌ها را ندارند (کانگ و چوی، ۲۰۰۵). در شکل ۲ توافق خوبی بین مدل آزمایشگاهی و مدل عددی در دیده می‌شود.

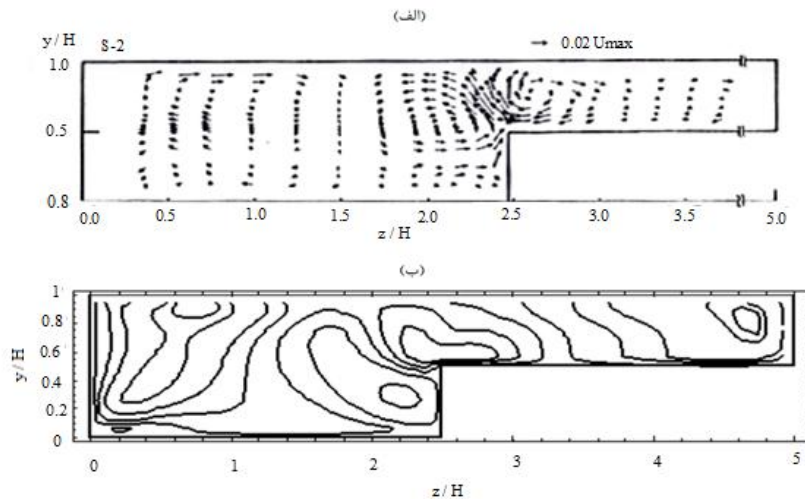
در این شکل دو جریان چرخشی در محل اتصال دشت سیلابی^۱ و کانال اصلی دیده می‌شود که جریان چرخشی روی دشت سیلابی، جریان چرخشی دشت سیلابی^۲ و جریان چرخشی روی کانال اصلی، جریان چرخشی کانال اصلی^۳ نامیده می‌شوند. هر دو جریان چرخشی به سطح

1- Bank

2- Floodplain vortex

3- Main-channel vortex

4- Bottom vortex

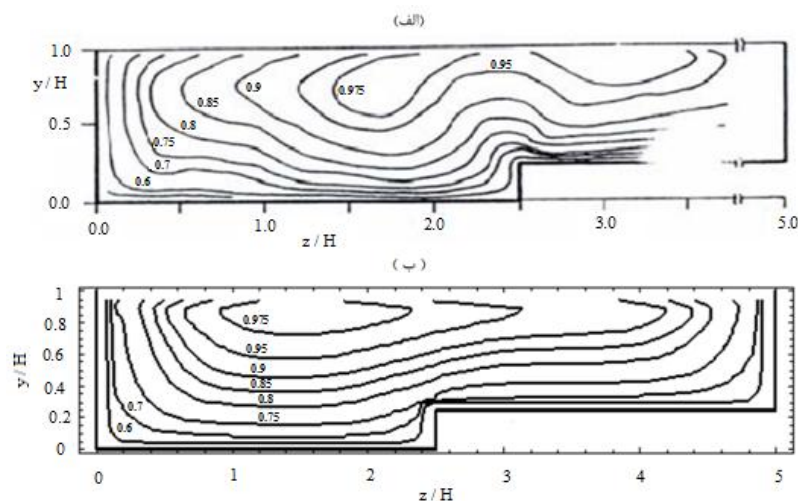


شکل ۲- بردارهای جریان‌های ثانویه در مقاطع مرکب برای حالت (الف) $(h/H=0.5)$: داده‌های آزمایشگاهی (تومیناگا و نزو، ۱۹۹۱) و (ب) شبیه‌سازی عددی

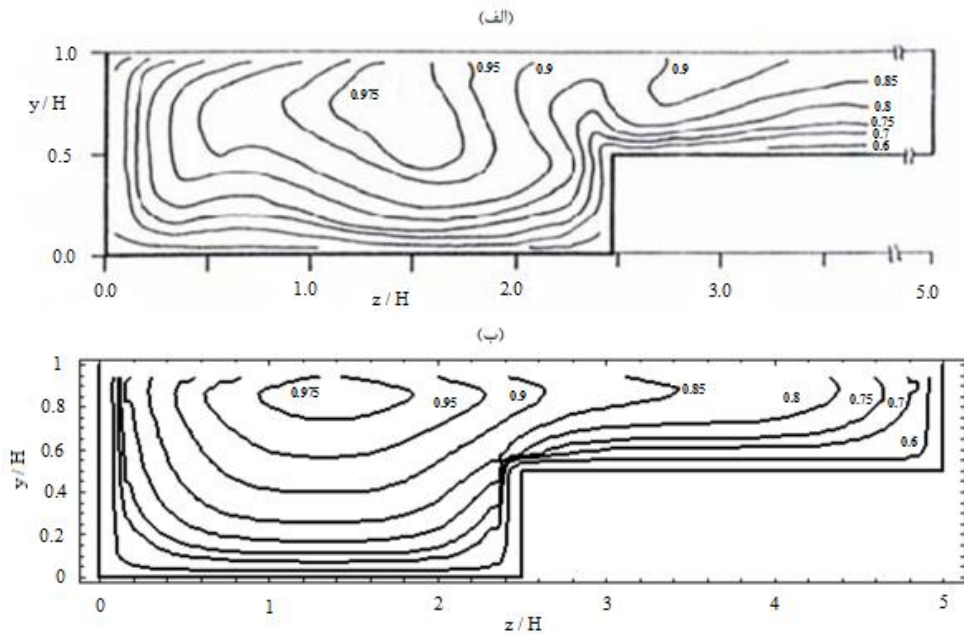
اصلی و بستر، محل تقاطع کانال اصلی و دشت سیلابی و دیواره دشت سیلابی به ترتیب به دلیل جریان چرخشی سطح آزاد، جریان چرخشی کف، جریان چرخشی کانال اصلی، برهم‌کنش جریان چرخشی کانال اصلی و دشت سیلابی و جریان چرخشی دشت سیلابی است. در اثر این جریان‌های ثانویه، پدیده غوطه‌وری سرعت (قرار گرفتن محل سرعت بیشینه کمی پایین‌تر از سطح آزاد) در کانال‌های مرکب ایجاد می‌شود. که با مقایسه شکل‌های ۳ تا ۵ مشاهده می‌شود که هرچه عمق آب روی دشت سیلابی کاهش یابد، محل سرعت بیشینه از سطح آزاد دورتر می‌شود و همچنین محل سرعت بیشینه از محل تقاطع کانال اصلی و دشت سیلابی فاصله می‌گیرد.

نتایج و بحث

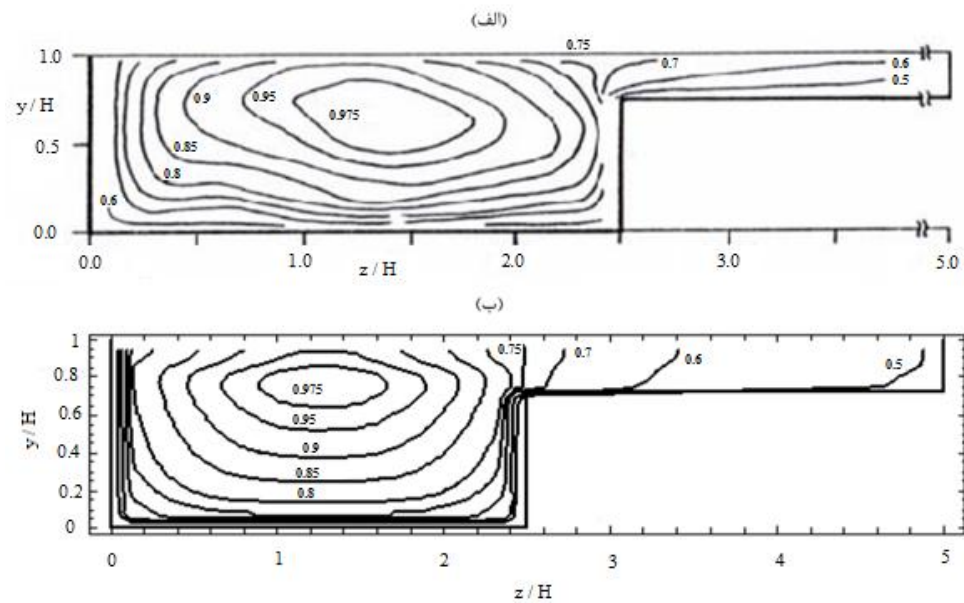
در شکل‌های ۳ تا ۵ منحنی‌های هم‌سرعت u در جهت جریان بی‌بعد شده با u_{max} را برای سه نمونه $S1$ ، $S2$ و $S3$ در حالت آزمایشگاهی و شبیه‌سازی عددی نشان داده شده است. در این نمودارها عرض و عمق کانال، با عمق آب در کانال اصلی (H) بی‌بعد شده‌اند. منحنی‌های هم‌سرعت پیش‌بینی شده با مدل عددی در بیشتر موارد هماهنگی خوبی با داده‌های اندازه‌گیری شده توسط تومیناگا و نزو (۱۹۹۱) نشان می‌دهد. حالت تحدب منحنی‌ها در این شکل‌ها، جالب توجه می‌باشد که به سمت محل تقاطع‌ها است که این حالات تحدب، در محل تقاطع سطح آزاد و دیواره سمت چپ کانال اصلی، محل تقاطع دیواره سمت چپ و بستر، دیواره سمت راست کانال



شکل ۳- منحنی‌های هم‌سرعت در جهت جریان بی‌بعد شده با سرعت بیشینه (u/U_{max}) برای حالت (الف) $(h/H=0.75)$: مدل آزمایشگاهی (تومیناگا و نزو، ۱۹۹۱) و (ب) مدل عددی



شکل ۴- منحنی‌های هم‌سرعت در جهت جریان بی‌بعد شده با سرعت بیشینه (u/u_{max}) برای حالت $(h/H=0.5)$:
الف) مدل آزمایشگاهی (تومیناگا و نزو، ۱۹۹۱) و ب) مدل عددی



شکل ۵- منحنی‌های هم‌سرعت در جهت جریان بی‌بعد شده با سرعت بیشینه (u/u_{max}) برای حالت $(h/H=0.25)$:
الف) مدل آزمایشگاهی (تومیناگا و نزو، ۱۹۹۱) و ب) مدل عددی

شبه‌سازی عددی و داده‌های آزمایشگاهی دیده می‌شود. پدیده غوطه‌وری سرعت (قرار گرفتن محل سرعت بیشینه کمی پایین‌تر از سطح آزاد) در این شکل نیز به خوبی مشخص است و سرعت بیشینه در $(z/H=1.375, y/H=0.8)$ با R1 و S2 در مقایسه مدل‌های R1 و S2 توافق می‌افتد. توجه به زیر بودن بستر پهنا سیلابی R1، منحنی‌های هم‌سرعت در پهنا سیلابی دچار تغییراتی شده‌اند.

برای بررسی تأثیر زبری بر توزیع سرعت در مقاطع مرکب ابتدا دو حالت پهنا سیلابی صاف و دیگری با ارتفاع زبری ۲ میلی‌متر مقایسه شد، خصوصیات دو مقطع مذکور در جدول ۱ آمده است (R1 و S2). در شکل ۶ منحنی‌های هم‌سرعت در جهت جریان (u) بی‌بعد شده با u_{max} برای نمونه (R1) در حالت آزمایشگاهی و شبه‌سازی عددی نشان داده شده است. همخوانی مناسبی بین نتایج

پهنه سیلابی افزایش می‌یابد پروفیل‌های سرعت به سمت محور y/H متمایل می‌شوند که نشان دهنده روند کاهشی سرعت در این منطقه در اثر افزایش زبری است. همچنین کاهش سرعت در نزدیکی سطح آزاد در همه پروفیل‌ها در شکل ۸ قابل توجه است.

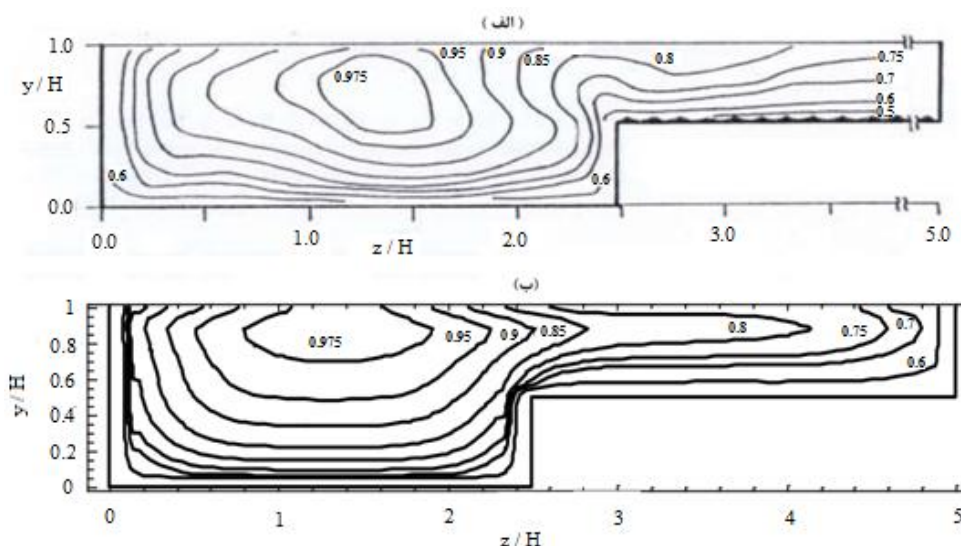
شکل ۹ پروفیل عمودی سرعت در محل سرعت بیشینه سیلابی ($z/H=1.375$) را برای زبری‌های مختلف بستر پهنه سیلابی نشان می‌دهد. پروفیل عمودی برای همه زبری‌ها در این محل به طور تقریبی یکسان است که نشان دهنده این مطلب است که زبری پهنه سیلابی تأثیر زیادی بر پروفیل سرعت در این منطقه ندارد.

شکل ۱۰ پروفیل عرضی سرعت در محل سرعت بیشینه سیلابی ($y/H=0.8$) را برای زبری‌های مختلف پهنه سیلابی نشان می‌دهد. پروفیل سرعت u/u_{max} در کانال اصلی ($z/H < 2$) برای همه نمونه‌ها مشابه است که نشان می‌دهد که زبری‌های مختلف پهنه سیلابی بر توزیع سرعت در مقطع اصلی در این منطقه اثر زیادی ندارد. تأثیرات زبری پهنه سیلابی بر توزیع سرعت در مقطع اصلی فقط در مناطق نزدیک دیواره، محل تقاطع مقطع اصلی و پهنه سیلابی ($2 < z/H < 2.5$) است. در قسمت دشت سیلابی با افزایش زبری بستر پروفیل‌های سرعت به سمت محور z/H متمایل می‌شود. یعنی با افزایش ارتفاع زبری بستر پهنه سیلابی، سرعت در منطقه دشت سیلابی کاهش می‌یابد.

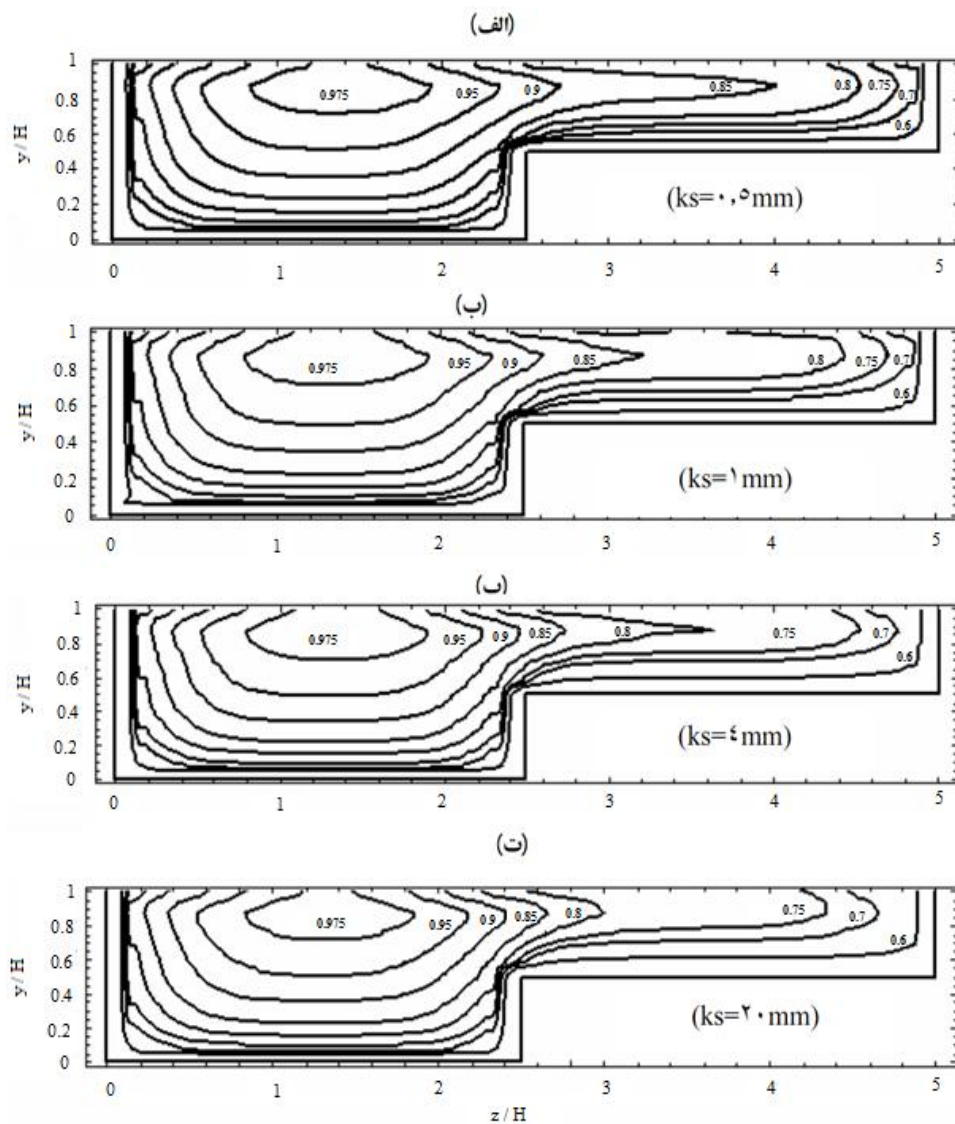
با توجه به اینکه با یک نمونه زبر شده نمی‌توان به خوبی اثرات زبری پهنه سیلابی را بررسی کرد، در ادامه با توجه به همخوانی مناسب شبیه‌سازی عددی و داده‌های آزمایشگاهی، ارتفاعات زبری بیشتری در شبیه‌سازی عددی به کار گرفته شد. مقطع عرضی مورد استفاده همان مقطع قبل و تفاوت فقط در ارتفاع زبری بستر پهنه سیلابی است.

شکل ۷ منحنی‌های هم‌سرعت را برای چهار ارتفاع زبری بستر پهنه سیلابی ($ks=0.5, 1, 4, 20 \text{ mm}$) نشان می‌دهد. منحنی‌های هم‌سرعت در دشت سیلابی در اثر زبری بستر تغییر می‌کنند هرچه که ارتفاع زبری بستر پهنه سیلابی افزایش می‌یابد سرعت در منطقه پهنه سیلابی کاهش می‌یابد و منحنی‌های هم‌سرعت به سمت مقطع اصلی متمایل می‌شوند (تمایل دو منحنی هم‌سرعت 0.8 و 0.85 به سمت مقطع اصلی). همچنین با افزایش زبری بستر پهنه سیلابی در منحنی‌های هم‌سرعت مقطع اصلی بجز در منطقه نزدیک پهنه سیلابی تغییرات محسوسی دیده نمی‌شود. همچنین محل سرعت بیشینه مانند دو مدل S2 و R1 در شکل‌های ۴ و ۶ ثابت است.

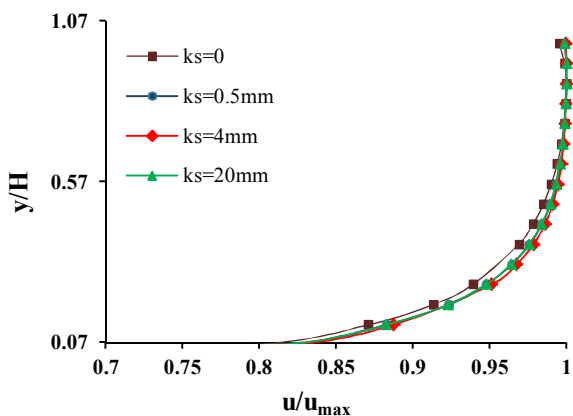
شکل ۸ پروفیل عمودی سرعت در محل تقاطع مقطع اصلی و پهنه سیلابی ($z/H=2.5$) را برای زبری‌های مختلف بستر پهنه سیلابی نشان می‌دهد. در این شکل اثرات زبری در این منطقه به خوبی مشخص است. هرچه ارتفاع زبری



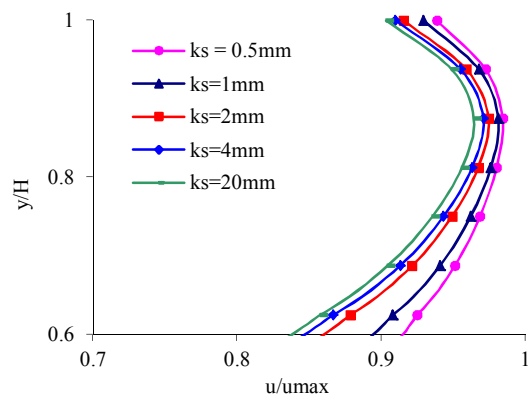
شکل ۶- منحنی‌های هم‌سرعت در جهت جریان بی‌بعد شده با سرعت بیشینه (u/u_{max}) برای ارتفاع زبری ۲ میلی‌متر پهنه سیلابی (تومیناگا و نزو، ۱۹۹۱) و (ب) مدل عددی ($ks=2\text{mm}$) مدل آزمایشگاهی (الف)



شکل ۷- منحنی‌های هم‌سرعت در جهت جریان بی‌بعد شده با سرعت پیشینه (u/u_{max}) برای ارتفاع زبری مختلف در پهنه سیلابی

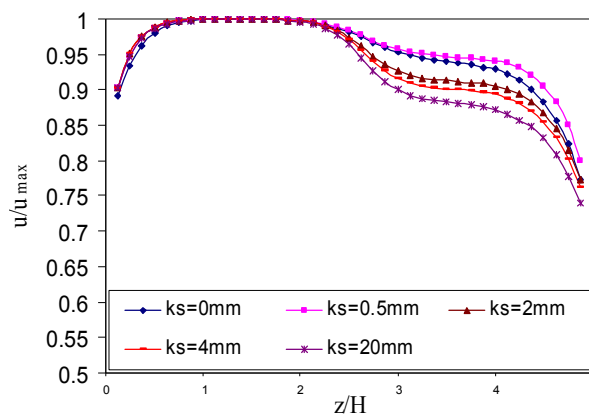


شکل ۹- پروفیل عمودی سرعت (u/u_{max}) در محل سرعت ماکزیمم



شکل ۸- پروفیل عمودی سرعت (u/u_{max}) در محل تقاطع پهنه سیلابی و مقطع اصلی

3. Fluent. 1999 Manuals. FLUENT Inc. Lebanon. NH 03766. USA. 2501 p.
4. Kang H. and Choi S. U. 2005. Reynolds stress modelling of rectangular open channel flow. International Journal for Numerical Methods in Fluids. 51 (11): 1319-1334.
5. Knight D. W. and J. D. Demetriou. 1983. Flood plain and main channel interactions. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. 109(8): 1073-1092.
6. Kra E. Y. and Merkley G. P. 2004. Mathematical modeling of open-channel velocity profiles for float method calibration. Agricultural Water Management. 70(3): 229-244.
7. Krishnappan B. G. and Lau Y. L. 1986. Turbulence Modeling of Flood Plain Flows. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. 112(4): 251-266.
8. Mackee P. M. Elsayy E. M. Mckeogh E. J. 1985. A study of the hydraulic characteristics of open channels with flood plain. Proc. 21st IAHR congress, Melbourne, Australia. 2: 19-23.
9. Mayer R. C. and Elsayy E. M. 1975. Boundary shear in channel with floodplain. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. 101(7): 933-946.
10. Naot D. and Rodi W. 1982. Calculation of secondary currents in channel flows. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. 108:948-968.
11. Nezu I. and Rodi W. 1985. Experimental Study on Secondary Currents in Open-channel Flow. 21st IAHR Congress, Melbourne Australia. 115-119.
12. Prinos P. Townsend R. and Tovoularis S. 1985. Structure of turbulence in compound channel flow. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. 111(9): 1246-1261.
13. Rajaratnam N. and Ahmadi R. 1981. Hydraulics of channel with flood-plains. Journal of Hydraulic Research. 19(1): 43-60.
14. Sanjou M. Nezu I. Suzuki S. Itai K. 2010. Turbulence structure of compound open-channel flows with one-line emergent vegetation. Journal of Hydrodynamics. 22(5): 577-581.
15. Tominaga A. and Ezaki K. 1988. Hydraulic characteristics of compound channel flow. Proc. 6th Congress Asian and Pacific Regional Division, IAHR, Kyoto, Japan. 465-472.
16. Tominaga A. Nezu I. Ezaki K. and Nakagawa H. 1989. Three dimensional turbulent in straight open channel flow. Journal Hydraulic Research. 27(1). 149-173.
17. Tominaga A. and Nezu I. 1991. Turbulent structure in compound open-channel flows. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. 117(1): 21-41.



شکل ۱۰- پروفیل عرضی سرعت در محل سرعت بیشینه ($y/H=0.8$)

نتیجه‌گیری

در این پژوهش تأثیر نسبت عمق آب دشت سیلابی به عمق آب در کانال اصلی و زبری پهنه سیلابی بر توزیع سرعت و محل سرعت بیشینه در کانال روباز با مقطع مرکب بررسی شد. نتایج نشان داد با تغییر نسبت عمق آب دشت سیلابی به عمق آب در کانال اصلی، توزیع سرعت در کانال دچار تغییر شده و با افزایش نسبت عمق آب دشت سیلابی به عمق آب در کانال اصلی محل سرعت بیشینه به سطح آزاد و همچنین به محل تقاطع کانال اصلی و دشت سیلابی نزدیک می‌شود. منحنی‌های هم‌سرعت در دشت سیلابی در اثر زبری بستر پهنه سیلابی تغییر می‌کنند هرچه ارتفاع زبری بستر پهنه سیلابی افزایش می‌یابد سرعت در منطقه پهنه سیلابی کاهش می‌یابد و منحنی‌های هم‌سرعت به سمت مقطع اصلی متمایل می‌شوند، با افزایش زبری بستر پهنه سیلابی در منحنی‌های هم‌سرعت مقطع اصلی بجز در منطقه نزدیک پهنه سیلابی تغییرات محسوسی دیده نمی‌شود و محل سرعت بیشینه ثابت است و زبری پهنه سیلابی تأثیر زیادی بر پروفیل عمودی سرعت در محل بیشینه سرعت ندارد.

منابع

1. Cebeci T. J. Cousteix. 1998. Modeling and Computation of Boundary Layer Flows. Horizons Pub. Long Beach Calif. and Springer. Heidelberg Germany. 288 p.
2. Chen Q. Dai G. and Liu H. 2002. Volume of fluid model for turbulence numerical simulation of stepped spillway overflow. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. 128(7): 683-688.

