



دانشکده عمران و معماری گروه عمران-سازههای هیدرولیکی

## شبیهسازی عددی توزیع عرضی سرعت جریان در رودخانههای مئاندری سیلابی

دانشجو: حسین کردی

اساتید راهنما: دکتر رامین امینی دکتر عبدالرضا ظهیری

پایاننامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

اردیبهشت ۱۳۹۰

تقدیر و تشکر:

از تمامی عزیزانی که بنوعی مرا در اتمام این پایاننامه هرچند اندک، یاری نمودند تشکر و قدردانی میکنم. از زحمات اساتید راهنما آقایان دکتر رامین امینی و دکتر عبدالرضا ظهیری در تدوین پایان-نامه سپاسگذاری مینمایم. همچنین از آقایان دکتر احمدی و دکتر کیهانی که داوری این پایاننامه را برعهده داشتند صمیمانه تشکر و سپاسگذاری میکنم. در آخر از والدین عزیزم نیز به جهت حمایت و پشتیبانی از اینجانب سپاسگذارم.

#### تعهد نامه

اینجانب حسین کردی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران گرایش سازههای هیدرولیکی دانشکده عمران و معماری دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایاننامه شبیهسازی عددی توزیع عرضی سرعت جریان در رودخانههای مئاندری سیلابی تحت راهنمائی دکتر رامین امینی به عنوان استاد راهنمای اول و دکتر عبدالرضا ظهیری به عنوان استاد راهنمای دوم متعهد می شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده و از صحت و اصا لت برخوردار است.
  - در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه تا کنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیج نوع مدر کی یا امتیازی در هیج جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام << دانشگاه</li>
   صنعتی شاهرود>> و یا <<Shahrood University of Technology>> به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افراد که در به دست آوردن نتایج اصلی پایان نامه تاثیر گذار بوده اند در مقالات مستخرج
   از پایان نامه / رساله رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده
   شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاقی انسانی رعایت شده است.

تاریخ: امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق و نشر

 کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحوی مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.

• استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه / رساله بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

در این تحقیق، روشی برای شبیهسازی سلولهای جریانهای ثانویه رودخانههای سیلابی مستقیم و مئاندر ارائه شده است. تعداد، موقعیت و جهت چرخش سلولهای جریانهای ثانویه نقش ویژهای در شبيهسازي عددي توزيع عرضي سرعت ايفا ميكنند. براي بهبود پيشبيني سرعت متوسط در عمق، جریان ثانویه به عنوان تابعی از تنش برشی بستر و سرعت جریان تعریف شده است. عدم دقت در پیشبینی روش شیونو ونایت (SKM Method) در فصل مشترک مقطع مرکب به علت نادیده گرفتن سلولهای جریان ثانویه است. استفاده از روش SKM در مقاطع مرکب مستقیم و مئاندر با خطای زیادی همراه است. مدلهای عددی پیشنهادی در مقاطع مرکب مستقیم و مئاندر، به ترتیب مبتنی بر مدل دوبعدی شیونو و نایت (۱۹۹۱) و مدل دوبعدی متوسط در عمق ناویه-استوکس در مختصات منحنی الخط بوده و همچنین مدل پیشنهادی با روشهای شیونو و نایت (۱۹۹۱) و اروین و همکاران (۲۰۰۰) مقایسه شده است. در مقاطع مرکب مستقیم روش پیشنهادی دارای خطای نسبی ۵ درصد میباشد. روش پیشنهادی ضریب تعیین بهتری ((R<sup>2</sup>=۹۹) را نسبت به روش اروین و همکاران با ضریب ۷۰ درصد ارائه کرده است. روش اروین و همکاران در فصل مشترک مقطع اصلی و دشت سیلابی دارای خطای قابل ملاحظهایست. در مقاطع مرکب مئاندر مدل عددی با خطای نسبی ۶ درصد انطباق خوبی را با دادههای مشاهداتی نشان میدهد. مدل عددی در مقاطع مرکب مئاندر ضریب تعیین ۹۵ درصد را نشان داده است. همچنین منحنی دبی-اشل محاسباتی مطابقت خوبی با مقادیر مشاهداتی دارد.

كلمات كليدى: جريان ثانويه، سرعت متوسط در عمق، مقاطع مركب مستقيم و مئاندر

#### مقالات مستخرج از پایاننامه:

- ۱. امینی، ر.، ظهیری، ع. و کردی، ح.، (۱۳۸۹)، "شبیه سازی پروفیل عرضی سرعت در رودخانه های سیلابی با استفاده از روابط بدون بعد جریان ثانویه" ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان.
- ۲. کردی، ح.، امینی، ر. و ظهیری، ع.، (۱۳۹۰)، "پیش بینی سرعت و دبی سیلاب در رودخانههای پیچانرود" چهارمین کنفرانس مدیریت منابع آب ایران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.

## فهرست مطالب

صفح	عنوان	2
	ل اول: کلیات	فصا
٢	– مقدمه	1-1
۶	- ضرورت تحقيق	۲-۱
۶	– اهداف تحقيق	۳-۱
۷	- محدوده تحقيق	4-1
۷	- روش انجام تحقيق	۵-۱
۷	- نحوه تدوين تحقيق	9-1
	ل دوم: سابقه تحقيق	فصإ
۱۰	مقدمه	۲_۱
۱۰	·-   سابقه مطالعات هيدروليک جريان در مقاطع مركب مستقيم	۲-۲
۱۴	ا- سابقه مطالعات هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب مئاندر	۳-۲
۱۸	۲- جمع بندی	4-1
	ل سوم: مکانیسم جریان در مقاطع مرکب مستقیم و مئاندر	فصإ
۲.	مقدمه	۳_۱
۲۱	<ul> <li>تبادل مومنتوم و پدیده اثر متقابل در مقاطع مرکب مستقیم</li> </ul>	۳_۲
۲۲	۳-۲-۱ عوامل موثر بر پدیده اثر متقابل جریان	
۲۲	۳-۲-۱-۱- چرخشهای فصل مشترک	
۲۲	۳-۲-۱-۲- جریانهای ثانویه حلزونی	
۲۴	۳-۲-۲- پارامترهای اصلی موثر بر پدیده اثر متقابل جریان	
۲۶	<ul> <li>مفهوم ضریب اصلاح دبی و کوهیرنس در مقاطع همگن و غیرهمگن</li> </ul>	۳_۳
۲۷	– لایههای برشی در مقاطع مرکب مستقیم	۴-۳

۲۸	روشهای محاسبه و پیشبینی دبی، سرعت و تنش برشی در مقاطع مرکب مستقیم	-۵-۳
۲۸	۳–۵–۱– روشهای یکبعدی در مقاطع مرکب	
۲۸	۳-۵-۱-۱- روش مقطع واحد (SCM)	
79	۳-۵-۲-۱-۵ روش تجزیه مقطع مرکب (DCM)	
۳۱	۳-۵-۱-۵- روش تجزیه وزنی مقطع مرکب (WDCM)	
۳۱	۳-۵-۱-۴- روش تبادل دبی (EDM)	
٣٣	۳-۵-۱-۵- روش هيدرا-والنتين	
٣۴	۳-۵-۱-۶- روش جمع مقاطع جزئی(SSM)	
٣۴	۳-۵-۲- روش DRC	
٣۴	۳-۵-۱-۸- سایر روشهای یکبعدی	
۳۵	۳-۵-۱-۹- نرمافزارهای یکبعدی محاسبهی دبی جریان	
۳۶	۳-۵-۱۰-۱۰ مزایای مدلهای یکبعدی در مقاطع مرکب	
۳۶	۳-۵-۱۱- نقاط ضعف مدل های یک بعدی	
٣٧	۳-۵-۲- معادلات ناویه-استوکس متوسط در عمق	
۴۲	۳-۵-۲-۱- مدلسازی تنش برشی و اصطکاک بستر	
۴۴	۳-۵-۳- روشهای دوبعدی در مقاطع مرکب	
۴۵	۳-۵-۴- روشهای سهبعدی در مقاطع مرکب	
¥9	توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب به روشهای دوبعدی	-9-٣
<b>۴</b> 9	۳-۶-۱- مدل توزیع عرضی سرعت راجاراتنام-احمدی	
۴۷	۳-۶-۲- مدل دوبعدی توزیع عرضی سرعت وارک	
۴۷	۳-۶-۳- مدل دوبعدی توزیع عرضی سرعت شیونو-نایت	
۵۰	جریان ثانویه مقاطع مرکب مئاندر در مقطع اصلی (جریان پایه)	-V-٣
۵۳	مطالعات هیدرولیک جریان و تئوری مدل توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب مئاندر	-\-٣
۵۵	توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب مئاندر	-9-٣
۵۸	CFD در هیدرولیک مقاطع مرکب	-1٣
۵۹	۳-۱۰-۱۰ معادلات مدل دوبعدی	

۵۹	۲-۱۰-۳ مدل متلاطم	
9.	۳-۱۰-۳- حل عددی معادلات ناویه- استوکس	
۶۰	۳-۱۰-۴- توزیع سرعت در خم	
۶۱	جمع بندی	-11-٣
م و مئاندر	جهارم: ارائه الگویتم جدید تعیین سرعت جریان در مقاطع مرکب مستقیر	فصل ج
۶۳	مقدمه	-1-4
۶۳	مقاطع مركب مستقيم	-7-4
۶۳	۴–۲–۱– مبانی مدل ریاضی دوبعدی	
۶۵	۴-۲-۲ مبانی روش پیشنهادی	
۷۰	مقاطع مركب مئاندر	-۳-۴
٧.	۴–۳–۱– مدل ریاضی دوبعدی	
۷۰	۴-۳-۲ مبانی روش پیشنهادی	
<b>۷۳</b>	حل عددی مدل دوبعدی متوسط در عمق	-۴-۴
VV	دادههای آزمایشگاهی و رودخانهای	- <b>۵</b> -۴
	پنجم: نتایج و بحث	فصل
۸۱	مقدمه	-1-۵
۸۱	مقایسه مقادیر محاسباتی حاصل از مدل حاضر با نتایج آزمایشگاهی	۵-۲-۵
۸۱	1-۲-۵ – مقاطع مرکب FCF-02	
٨۴	4-۲-۲- مقاطع مرکب FCF-03	
۸۵	FCF-06 مقاطع مرکب FCF-06	
٨٧	FCF-07 - مقاطع مرکب FCF-07	
٨٩	UCL -۵-۲-۵ مقاطع مرکب UCL	
۹۱	BUF -۶-۲-۵- مقاطع مرکب	
۹۱	۵-۲-۷ رودخانه سورن	
۹۳	۵-۲-۵ رودخانه میناب	

٩۶	−۲-۵– مقاطع مرکب مئاندر (FCF-B)	
٩٨	۵–۲–۱۰– منحنی دبی —اشل	
۱۰۰	۵-۲–۱۱- ارزیابی خطای نتایج مدل ریاضی	
همکاران و شیونو-نایت ۱۰۱	مقایسه نتایج مدل عددی حاضر با نتایج مدلهای اروین و	-۳-۵
اران در مقاطع مئاندر	مقایسه نتایج مدل عددی حاضر با نتایج مدل اروین و همک	-۴-۵
۱۰۶	نتيجهگيرى	۵-۵-۵
۱۰۷	پیشنهادها	-6-0
۱۰۹	ماخذ	منابع و

## فهرست اشكال

۵	۱-۱- ساختار جریان سیلابی در مقاطع مرکب مئاندر
۲۳	۳-۱- مکانیسم جریان در مقاطع مرکب [Shiono&Knight, 1991]
۲۳	۲-۲- جریانهای چرخشی در حد فاصل بین کانال اصلی و دشتسیلابی
۲۴	۳-۳- آشفتگی و اختلاط جریان در فصل مشترک بین مقطع اصلی و دشتسیلابی
۲۵	۳-۴- مشخصات و ابعاد مقطع ذوزنقهای
نن و غیرهمگن	۳-۵- منحنی تغییرات ضریب اصلاح دبی نسبت به عمق نسبی برای مقاطع مرکب همگ
۲۷	[ظهیری، ۱۳۷۸]
۲۸	۳-۶- لایه برشی در فصل مشترک مقطع اصلی و دشتسیلابی
٣.	−۲-۳ توزیع عرضی سرعت به روش DCM در مقطع H=0.169 m)- FCF)
٣	۳-۸- توزيع عرضي سرعت به روش DCM در مقطع H=0.288 m) – FCF
۳۱	۳-۹- توزیع عرضی سرعت در رودخانه سورن برای (H=7.81 m)
۳۵[۱۳	۳-۱۰- مقایسه روشهای یکبعدی با منحنی دبی-اشل در رودخانه سورن [ظهیری، ۷۸
۴۲	۳–۱۱–تصویر تنش برشی بستر روی سطح افقی [Bousmar, 2002]
۵۱	۳-۱۲-مقطع عرضی یک رودخانه پیچانرودی طبیعی
۵۲	۳-۱۳-توسعه جریان ثانویه در خم رودخانه
۵۳	۳-۱۴-الگوهای توزیع سهبعدی جریان در پیچانرود
۵۴	۳-۱۵-ساختار جریان در آبراهه مئاندر
۶۱	۳-۱۶-شمایی از کانال و توزیع سرعت در خم
۶۴	۴-۱- پارامترهای هیدرولیک جریان در رودخانهی طبیعی [2000 Ervine et al]
۶۵	۴-۲- محدودهی جریانهای چرخشی در مقاطع مرکب
اهی (تومیناگا	۴-۳- تقسیمبندی عرض مقطع مرکب براساس جریانهای ثانویه در کانالهای آزمایشگ
۶۶	و نزو، ۱۹۹۱)
99 <sub></sub>	۴-۴- تغییرات ضریب $k_{\max}$ نسبت به عمق نسبی۴-۴
9V	۴-۵- جزئیات مشخصات ناحیهی ۲

۶V	۶-۴- نمودار ضریب β نسبت به y/L <sub>2</sub> و Dr در ناحیهی ۲
۶۸	۴-۷- جزئیات مشخصات ناحیهی ۳
۶۹	-۸-۴ تغییرات ضریب a نسبت به عمق نسبی در ناحیهی ۳
۶۹	۴-۹- نمودار ضریب β نسبت به y/L <sub>2</sub> و Dr در ناحیهی ۳
جریانهای ثانویه۷	۴-۱۰-تقسیمبندی مقطع عرضی کانال به پنج ناحیه متفاوت بر اساس ساختار ۰
<b>٧٧</b>	۴–۱۱- روندنمای حل عددی مدل دوبعدی متوسط در عمق
۸۱	-۱−۵ توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-02 (H=0.157 m)
٨٢	-۲-۵ توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-02 (H=0.170 m)
٨٢	4-۳- توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-02 (H=0.178 m)
٨٢	4-4- توزيع عرضي سرعت در مقطع FCF-02 (H=0.187 m)
۸۳	4-۵- توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-02 (H=0.198 m)
۸۳	4-9- توزيع عرضي سرعت در مقطع FCF-02 (H=0.214 m)
۸۳	۵-۷- توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-02 (H=0.249 m)
٨۴	۵-۸- توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-02 (H=0.288 m)
٨۴	۵-۹- توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-03 (H=0.166 m)
٨۵	۵-۱۰-توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-03 (H=0.198 m)
٨۵	۵-۱۱-توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-03 (H=0.300 m)
٨۶	۵-۱۲-توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-06 (H=0.176 m)
٨۶	۵-۱۳-توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-06 (H=0.198 m)
٨۶	۵-۱۴-توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-06 (H=0.214 m)
٨٧	۵-۵۵-توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-06 (H=0.248 m)
٨٧	۵-۱۶-توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-06 (H=0.302 m)
٨٨	۵-۱۷- توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-07 (H=0.166 m)
Μ	۵-۱۸-توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-07 (H=0.177 m)
٨٨	۵-۱۹- توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-07 (H=0.186 m)
٨٩	4-۲۰-توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-07 (H=0.200 m)

٨٩	۲۱-۵- توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-07 (H=0.219 m)
٩	4-۲۲-توزیع عرضی سرعت در مقطع  UCL (H=0.0544 m)
٩٠	۲۳-۵-۲۳ توزیع عرضی سرعت در مقطع H=0.064 m) UCL) (H=0.064 m)
٩٠	۲۴-۵-۲۴ توزیع عرضی سرعت در مقطع UCL (H=0.069 m)
۹۱	۵-۲۵- توزیع عرضی سرعت در مقطع (H=0.0908 m) BUF-(F1)
۹۱	۵-۲۶- توزیع عرضی سرعت در مقطع (H=0.0761 m) BUF-(F2)
٩٢	۵-۲۷-موقعیت ایستگاه مونتفورد بریج در مسیر رودخانه سورن
٩٢	۵-۲۸- توزیع عرضی سرعت در رودخانه سورن (H=6.45 m)
٩٣	۵-۲۹- توزیع عرضی سرعت در رودخانه سورن (H=6.91 m)
٩٣	<b>۵-۳۰-</b> توزیع عرضی سرعت در رودخانه سورن (H=7.81 m)
۹۴	۵-۳۱-موقعیت ایستگاه برنطین در مسیر رودخانه میناب
٩۴	۵-۳۲- توزیع عرضی سرعت در رودخانه میناب (H=2.34 m)
۹۵	۵-۳۳- توزیع عرضی سرعت در رودخانه میناب (H=2.6 m)
۹۵	۵-۳۴- توزیع عرضی سرعت در رودخانه میناب (H=3.82 m)
۹۵	۵-۳۵- توزیع عرضی سرعت در رودخانه میناب (H=3.97 m)
٩۶	۵-۳۶- توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-B (H=0.25 m)
٩۶	۵-۳۷- توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-B (H=0.25 m)
٩٧	۵-۳۸- توزیع عرضی سرعت در مقطع H=0.2 m) FCF-B)
٩٧	۵-۳۹- توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-B (H=0.25 m)
٩٧	۰-۴۰-۵ توزیع عرضی سرعت در مقطع H=0.2 m) FCF-B)
٩٨	۴۱-۵- توزیع عرضی سرعت در مقطع H=0.2 m) FCF-B)
٩٨	4-۴۲-۵ توزیع عرضی سرعت در مقطع H=0.25 m) Glasgow University)
٩٩	۴۳-۵- منحنی دبی- اشل مقطع FCF-02
٩٩	۵-۴۴-منحنی دبی- اشل مقطع UCL
٩٩	۴۵-۵- منحنی دبی- اشل مقطع FCF-B
۱۰۰	۵-۴۶-منحنی دبی– اشل رودخانه میناب

۱۰۰	۵-۴۷-درصد خطای دبی جریان در مقطع FCF-02
۱۰۱	۵-۴۸-درصد خطای دبی جریان در مقطع FCF-06
) اصلی	۵-۴۹-مقایسه سرعتهای اندازهگیری شده به سرعتهای محاسباتی در مجرای
مای سیلابی	۵۰-۵- مقایسه سرعتهای اندازه گیری شده به سرعتهای محاسباتی در دشته
۱۰۳ (H=0.198	۵-۵۱-۵ مقایسه روشهای محاسبه توزیع عرضی سرعت در مقطع m) FCF-06
H=0.187	۵-۵۲-مقایسه روشهای محاسبه توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-02 (m
ヽ・ <b>٣</b> (H=0.0639 m)	۵–۵۳-مقایسه روشهای محاسبه توزیع عرضی سرعت در مقطع UCL flume
1.4	۵-۵۴-محدوده خطای نسبی مقادیر محاسباتی سرعت در مجرای اصلی
ں سیلابی	۵-۵۵-مقایسه سرعت اندازهگیری شده به سرعت محاسباتی در مقاطع مئاندری
قطع اصلی	۵-۵۶-مقایسه خطای نسبی دو روش اروین و همکاران و روش پیشنهادی در م

### فهرست جداول

۲۵	۳-۱- مشخصات انواع مقاطع مرکب [Samuels, 1989]
ff	۲-۳- مدل های لزجت گردابهای
٧٨	۴-۱- دادهها و مشخصات مقاطع مرکب مستقیم
٧٨	۴-۲- دادهها و مشخصات مقاطع مرکب مئاندر

# فَصل اول: كليات

- مقدمه
- ضرورت تحقيق
- اهداف تحقيق
- محدوده تحقيق
- روش انجام تحقيق
- نحوه تدوين تحقيق

۱–۱– مقدمه

ضرورت مهار سیلاب و کاهش خطرات آن بر کسی پوشیده نیست. خسارات ناشی از سیل و طغیان رودخانهها در کشور، همه ساله بخش قابل توجهی از اعتبارات مربوط به حوادث و بلایای طبیعی را به خود اختصاص میدهد. علاوه بر این دامنهٔ وسیعی از مسایل اقتصادی، اجتماعی و زیست محیطی نیز تحت تاثیر این پدیده قرار می گیرند.

اولین قدم در طراحی و مدیریت بهینهٔ روشهای کنترل سیلاب، شناسایی درست و مناسب رفتار رودخانه در هنگام وقوع سیل است. طبق تعریف، سیل زمانی به وقوع می پیوندد که رقوم سطح آب از مقطع اصلی رودخانه فراتر رفته و وارد دشتهای سیلابی شود. معمولاً دشتهای سیلابی دارای خاک حاصلخیزی هستند که نتیجهٔ تهنشینی رسوبات معلق سیلهای قبلی است و در نتیجه مرکز فعالیت-های کشاورزی، اقتصادی، تجاری، مسکونی و تفریحی می باشند. ورود آب در این دشتها، می تواند ایمنی این فعالیتها و ساکنین دشتهای سیلابی را مورد تهدید قرار دهد. به این دلیل در سالهای اخیر توجه محققین به مطالعهٔ جنبههای مختلف جریانات سیلابی در مقاطع مرکب معطوف شده است.

در هنگام سیلاب، آب در مقطع اصلی سرریز شده و وارد دشتهای سیلابی میشود. در این حالت، به دلیل اختلاف عمق جریان و ضریب زبری در مقطع اصلی و دشتهای سیلابی، اصطکاک قابل توجهی در مرز اتصال آنها ایجاد شده و دبی کل جریان را کاهش میدهد. دشتهای سیلابی معمولاً در رودخانههای آبرفتی و در بازههای انتهایی رودخانه توسعه و گسترش پیدا میکنند. در این شرایط، رودخانه دارای عمق و عرض زیاد و شیب طولی بسیار کمی میباشد. برای کنترل سیلاب رودخانهها لازم است که منحنی دبی– اشل، توزیع سرعت متوسط در عمق و تنش برشی مرزی در عرض رودخانه در زمان وقوع سیلاب تعیین گردد. این پارامترها به دلیل حالت سهبعدی جریان در کانالها و رودخانهها به سختی قابل پیشبینی میباشند [200]. مقاطع مرکب ترکیبی از یک مقطع عمیق اصلی<sup>۱</sup> و دشتهای سیلابی<sup>۲</sup> عریض است، که دشتهای سیلابی در اغلب اوقات سال خشک بوده و به همین دلیل ضریب زبری بالاتری نسبت به مقطع اصلی دارند. شکل ساده مقاطع مرکب از مجرای اصلی و دشتهای سیلابی متقارن با بستر افقی تشکیل شده است. کانالهای آبیاری و زهکشی نمونهای از مقاطع مرکب ساده است.

در کتب هیدرولیکی مرجع [Chow, 1959] و [Chow, 1986] و [Chadwick & Morfett, 1986]، روش محاسبه ی دبی کل جریان در مقاطع مرکب به این صورت ارائه شده است که ابتدا مقطع مرکب به مقاطع جزئی (مقطع اصلی و دشتهای سیلابی) تجزیه شده و سپس دبی جریان در هر یک از این مقاطع با استفاده از رابطهٔ مانینگ محاسبه میشود. در نهایت، دبی کل جریان از مجموع دبیهای جزئی به دست خواهد آمد. در این تحلیل، از تنش برشی بین مقاطع جزئی با این فرض که این تنش در مقایسه با تنش برشی بستر کانال ناچیز میباشد، صرفنظر شده است [Chow, 1959]. در حالی است که نتایج محققین مختلف نشان میدهد که دبی جریان به دست آمده از این روش نسبت به مقدار واقعی تا ۴۰ درصد خطا نیز دارد [Ackers, 1903].

در سال ۱۹۶۴ برای نخستین بار، سلین [Sellin,1964] پدیدهٔ اثر متقابل و کاهش دبی کل مقطع در اثر ایجاد آشفتگی بین مقاطع جزئی را بیان کرد [Lambert & Sellin, 1996]. از آن زمان به بعد مطالعات بسیار زیادی در خصوص اصلاح روشهای معمول محاسبهٔ دبی با توجه به انتقال مومنتوم صورت گرفته است.

از مهمترین این مطالعات، تأسیس یک مرکز آزمایشگاهی مجهز در مؤسسهٔ تحقیقات والینگفورد [Hydraulic Research, Wallingford] در سال ۱۹۸۵ بود. هدف از ایجاد چنین امکاناتی، شناخت هیدرولیک جریان و رسوب مقاطع مرکب با استفاده از دادههای دقیق آزمایشگاهی و ارائهٔ راهحلهای بهینه در زمینهٔ کنترل سیلاب، طراحی کانالهای آبیاری و زهکشی و موارد دیگر میباشد.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Main Channel

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Flood Plain

کانالهای سیلابی SERC-FCF<sup>3</sup> به ابعاد ۵۰ متر طول و ۱۰ متر عرض با ظرفیت حداکثر جریان ۱ مترمکعب بر ثانیه ساخته شده است، که سری A برای مطالعه مقاطع مستقیم و مورب با دیوارههای صلب، سری B (۱۹۹۰ – ۱۹۹۲) مربوط به مطالعه مقاطع مئاندر با دیوارههای صلب و سری C برای مطالعه مقاطع مرکب با بستر متحرک همراه با انتقال رسوب طراحی شدهاند.

این کانالها به گونهای میباشند که قابلیت شبیهسازی جریان سهبعدی همراه با تبادل شدید مومنتوم بین مقطع اصلی و دشتهای سیلابی مشابه جریان طبیعی در رودخانهها را دارند Lambert [Aumbert & و [Cone et al, 2000]. با استفاده از نتایج آزمایشگاهی این مرکز، محققین روش-های متعددی را برای دخالت انتقال مومنتوم در محاسبات مربوط به مقاطع مرکب به منظور اصلاح هیدرولیک جریان در آنها ارائه نمودهاند. نتایج این تحقیقات منجر به پیشرفتهای قابل توجهی در محاسبه رابطهٔ دبی-اشل مقاطع مرکب آزمایشگاهی و رودخانهای شده است. قابل ذکر است که در روشهای اصلاحی فوق، شرایط جریان به صورت دائمی و یکنواخت فرض شده است که این فرض با رفتار و طبیعت پیچیدهٔ رودخانهها به ویژه در شرایط وقوع سیلاب فاصلهٔ بسیاری دارد. به هر حال، با توجه به دانش فعلی هیدرولیک رودخانههای سیلابی استفاده از فرضهای ساده کننده غیرقابل اجتناب است.

رودخانههای طبیعی به ندرت در یک مسیر مستقیم جریان دارند و معمولاً مسیری انحنادار که به آن پیچانرود یا مئاندر<sup>۴</sup> گفته میشود را طی میکنند. در مسیر رودخانه انواع متفاوت فرآیندهای فرسایش و رسوبگذاری اتفاق میافتد به طوریکه پلان رودخانه همواره با جابجاییهای زیادی توأم است. رسوبات رودخانه در این شرایط اغلب ریزدانه بوده و با تشکیل فرم بستر، مقاومت هیدرولیکی جریان را افزایش میدهند. شرایط پیچیدهٔ فوق به همراه مکانیسم خاص جریان در دشتهای سیلابی، حالت پیچیدهای از هیدرولیک جریان را به وجود میآورد که مطالعه و بررسی آن بسیار مشکل است.

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> Flood Channel Facility

<sup>&</sup>lt;sup>4</sup> Meander

ماهیت پیچیده در مقاطع مرکب به دلیل وجود مکانیسم تبادل مومنتوم<sup>ه</sup> بین مقطع اصلی و دشتهای سیلابی میباشد. مهمترین مشخصه ساختار جریانهای ثانویه در کانالهای مئاندر جهت معکوس چرخش المان جریان ثانویه در راس کمان قبل و بعد از سیلاب و توزیع متفاوت سرعت نسبت به مقاطع ساده می باشند. فرایند تولید جریان ثانویه در شکل (۱–۱) نشان داده شده است.





```
در مقطع عرضی
```

در این تحقیق، شبیهسازی عددی توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب آزمایشگاهی و رودخانهای در حالت مستقیم و مئاندر با استفاده از روابط بدون بعد جریانهای ثانویه مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج مقادیر محاسباتی با مقادیر آزمایشگاهی و رودخانهای حاصل از این تحقیق در شرایط مختلف هندسی و هیدرولیکی مقاطع مرکب مقایسه شده است. همچنین روابط دبی-اشل نیز مورد بررسی قرار گرفته شده است.

<sup>&</sup>lt;sup>5</sup> Momentum Transfer

#### ۲-۱- ضرورت تحقيق

در رودخانههای سیلابی مهمترین مشخصه هیدرولیک جریان توزیع سرعت طولی در عرض مقطع رودخانه میباشد که در بسیاری از طرحهای مهندسی کاربرد فراوان دارد. درک هیدرولیک جریان در رودخانههای با دشتهای سیلابی عریض در مسائل کاربردی کنترل و مدیریت سیلاب ضروری است. از اینرو شبیهسازی توزیع عرضی سرعت، تنش برشی و همچنین استخراج رابطه دبی-اشل در شرایط سیلاب دارای اهمیت زیادی میباشد. روشهای زیادی برای پیشبینی هیدرولیک جریان در کانالهای باز وجود دارد. بسیاری از این روشها مانند روابط دارسی-ویسباخ، شزی و مانینگ برای مقاطع ساده مستقیم مناسب است. هیچ کدام از این روشها نمیتوانند اثر متقابل جریان را که در مقاطع مرکب مستقیم و مئاندر رخ میدهد، شبیهسازی نمایند.

در مقاطع مرکب مئاندر، مکانیسمهای اضافی جریان و افتهای انرژی، دبی جریان کانال را کاهش میدهد و نادیده گرفتن افتهای اضافی ناشی از جریان ثانویه، نیروی گریز از مرکز و تنش برشی در روشهای پیشبینی مشخصههای هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب مئاندر میتواند منجر به خطای زیادی شود. به این دلیل در این تحقیق، برای پیشبینی دقیق توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب مستقیم از مدل دوبعدی [Shiono & Knight,1991] و در مقاطع مرکب مئاندر از مدل دوبعدی متوسط در عمق در دستگاه منحنی الخط استفاده شده است.

#### ۱-۳- اهداف تحقیق

در زمینه بررسی هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب مئاندر تحقیقات بسیار کمی انجام شده است. دادههای آزمایشگاهی موجود در این زمینه نیز محدود میباشد. با توجه به این موارد، اهداف انجام این تحقیق عبارتند از:

- ارائه مدل ریاضی ساده و با حداقل پیچیدگی برای حل توزیع عرضی سرعت و استخراج رابطه
   دبی-اشل در مقاطع مرکب مئاندر.
  - کاربردی نمودن مدل ریاضی با واسنجی آن با استفاده از دادههای آزمایشگاهی موجود.

- محاسبه دبی جریان در مقطع اصلی و دشتهای سیلابی مقاطع مرکب مئاندر.

#### ۴-۱- محدوده تحقيق

با توجه به اهمیت محاسبات هیدرولیک جریان در رودخانههای سیلابی، محدوده مطالعات حاضر را می توان به صورت زیر بیان نمود:

- بستر رودخانه به صورت ثابت و صلب درنظر گرفته شده است یعنی تنها مکانیسم هیدرولیک
   جریان در مقاطع مرکب مدنظر بوده و از فرآیند فرسایش و رسوبگذاری صرفنظر شده است.
  - مسير رودخانه هم به صورت مستقيم و هم به صورت مئاندر درنظر گرفته شده است.
- روابط حاکم بر فرآیندهای مربوط به هیدرولیک جریان در حالت دائمی و یکنواخت مورد بررسی قرار گرفته است.
  - ۱–۵- روش انجام تحقيق

ابتدا با مطالعه تحقیقات انجام شده در زمینه هیدرولیک مقاطع مرکب مستقیم، مبانی این موضوع استخراج میشود. معادله دیفرانسیل شبه-دوبعدی حاکم به روش عددی حل شده و در کانالهای آزمایشگاهی و رودخانههای طبیعی واسنجی و صحتسنجی میشود. به همین ترتیب در مقاطع مرکب مئاندر، معادله دوبعدی متوسط در عمق منحنیالخط با دخالت اثر جریان ثانویه به روش عددی حل شده و در مقاطع آزمایشگاهی و رودخانهای واسنجی و صحتسنجی میشود.

#### ۱-۴- نحوه تدوین تحقیق

تحقیق حاضر در پنج فصل تنظیم شده است. در فصل اول، کلیات تحقیق شامل مقدمه، ضرورت تحقیق، اهداف و محدودهٔ تحقیق و روش انجام آن ارائه شده است.

در فصل دوم، سابقهٔ تحقیق آورده شده است. در این فصل خلاصهای از تحقیقات انجام شده در مقاطع مرکب مستقیم و مئاندر ارائه شده است. در فصل سوم، مبانی نظری هیدرولیک جریان، از قبیل تبادل مومنتوم و اثر متقابل جریان، لایههای برشی، چرخشهای فصل مشترک در مقاطع مرکب مستقیم و مئاندر ارائه شده است. همچنین خلاصهای از روشهای یکبعدی، دوبعدی و سهبعدی نیز در این فصل ارائه شده است. فصل چهارم این تحقیق نیز به ارائه روشهای پیشنهادی برای تعیین توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب مستقیم و مئاندر اختصاص دارد. در این فصل، به بیان نظری مدلهای پیشنهادی و خلاصهای از دادههای آزمایشگاهی و رودخانهای استفاده شده در این تحقیق پرداخته شده است.

فصل پنجم تحقیق به ارائهٔ نتایج، بحث، نتیجه گیری و پیشنهادها اختصاص دارد. نتایج حاصل از حل عددی مدل ریاضی پیشنهادی با دادههای آزمایشگاهی و رودخانهای و همچنین با روشهای اروین و همکاران (۲۰۰۰) و شیونو و نایت (۱۹۹۱) مقایسه شده است.

بخش آخر این تحقیق شامل ارائه منابع و مراجع مورد استفاده در تدوین این پایاننامه میباشد. در پایان، پیوستها و ضمایم تحقیق شامل عکسهایی از مقاطع مرکب آزمایشگاهی و رودخانهای و مقالات تدوین شده، میباشند.

فُصل دوم، سابقه تحقيق

- مقدمه
- سابقه مطالعات هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب مستقیم
  - سابقه مطالعات هيدروليک جريان در مقاطع مركب مئاندر
    - جمع بندی

۲–۱– مقدمه

محققین بسیاری در زمینه مطالعات هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب کار کردهاند. نتایج این مطالعات نشان داده است که هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب تفاوت اساسی با مقاطع ساده دارد. تنش برشی قابل ملاحظه ای در مرز تماس مقطع اصلی و دشتهای سیلابی ایجاد شده است و باعث کاهش دبی کل جریان می شود. اغلب این مطالعات برای محاسبه سرعت و دبی جریان در مقاطع مرکب مستقیم متمرکز است. در مقاطع مرکب مئاندر مطالعات بسیار کمی انجام شده و بیشتر این تحقیقات پیرامون دبی جریان انجام گرفته است. در این فصل خلاصه ای از سابقه تحقیق در مقاطع مرکب مستقیم و مئاندر به تفکیک اشاره می شود.

۲-۲- سابقه مطالعات هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب مستقیم

همانطور که اشاره شد مقاطع مرکب را میتوان به یک مقطع اصلی و یک یا دو دشتسیلابی تقسیم نمود. نمونه مشخص این مقاطع را میتوان در کانالهای آبیاری و زهکشی و نیز رودخانههای آبرفتی مشاهده کرد. در اکثر فصول سال، آب فقط در مقطع اصلی جاری است، و به هنگام سیل، آب مقطع اصلی را پر کرده و وارد دشتهای سیلابی میشود. در این حالت، به دلیل اختلاف عمق جریان و ضریب زبری در مقطع اصلی و دشتهای سیلابی، اصطکاک قابل توجهی در مرز اتصال آنها ایجاد شده و دبی کل جریان را کاهش میدهد.

در سال ۱۹۸۵ کانالی با ابعاد بزرگ و به شکل مقطع مرکب در موسسه تحقیقات والینگفورد ساخته شد. در این مرکز، دادههای توزیع عرضی سرعت جریان در مقطع اصلی و دشتهای سیلابی در عمق-های مختلف جریان اندازه گیری شده است. با استفاده از این دادههای آزمایشگاهی، مشخص شد که روش معمول تجزیه قائم مقطع مرکب تا حدود زیادی دبی جریان را بیش از واقع برآورد می کند. مطالعات زیادی به منظور اصلاح روش معمول محاسبه دبی جریان در مقاطع مرکب انجام شده است که در اینجا به خلاصهای از مهمترین تحقیقات مربوط به مقاطع مرکب با مسیر مستقیم اشاره در سال ۱۹۸۸ مدلی تحلیلی- دوبعدی بر اساس معادلات ناویه- استوکس برای حل توزیع عرضی سرعت و تنش برشی در مقاطع ساده و مرکب ارائه شد [Shiono & Knight, 1988]. در این مدل ریاضی از اثر جریانهای ثانویه صرفنظر شده بود. نتایج این مدل ریاضی در مقاطع مرکب آزمایشگاهی و رودخانهای نشان داد که جریانهای ثانویه نقشی مهم به ویژه در تعیین توزیع عرضی تنش برشی دارند. سپس با اصلاح این مدل، اثر جریانهای ثانویه نیز درنظر گرفته شد & Shiono [Shiono & میش برشی دارند. سپس با اصلاح این مدل، اثر جریانهای ثانویه نیز درنظر گرفته شد هرامل روابط دبی-اشل و دبی آب-دبی رسوب) مقاطع مرکب نامنظم و متغیر رودخانهای (رودخانه میناب) با نتایچ قابل قبولی توام بوده است [ایوب زاده و ظهیری، ۱۳۸۴، ۱۳۸۴]. همچنین حل تحلیلی مدل دوبعدی در مقاطع مرکب رودخانهای با شرایط فرسایش شدید ناشی از سیلاب با نتایج مناسبی توام بوده است [Knight et al., 1989] [Ayyoubzadeh & Zahiri, 2004]

 در سال ۱۹۹۱ مطالعات میدانی با ارزشی نیز توسط مارتین و مایرز [Martin & Myers, 1991] انجام شده است. این مطالعات جهت نشان دادن پارامترهای مقاومت جریان عبوری در مقیاس نمونه اصلی صورت گرفته است.

در سال ۱۹۹۲، آکرز با استفاده از آنالیز ابعادی و تجزیه و تحلیل دادههای آزمایشگاهی کانال -SERC FCF روشی کاربردی و نیمه-تجربی ارائه کرد [Ackers, 1992,1993]. امروزه این روش وسیعترین کاربرد را در محاسبه دبی جریان در مقاطع مرکب دارد [Seckin, 2004]. در این روش، با تعریف ضرایب اصلاحی، دبی جریان به دست آمده از روش معمول اصلاح می شود.

در سال ۱۹۹۶ روشی دوبعدی بر اساس طول اختلاط پرانتل برای حل توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب ارائه شد [Lambert & Sellin, 1996]. این مدل تنها به صورت محدود در چند مقطع مرکب آزمایشگاهی کاربرد داشته است. اخیراً از این روش برای اصلاح محاسبات تعیین عمق بحرانی در مقاطع مرکب استفاده شده است [Lee et al., 2004].

نتایج یک مطالعه در سال ۱۹۹۷ نشان داد که نسبت دبی کل جریان به دبی مقطع اصلی در مقاطع مرکب همگن (صاف و زبر) تنها تابعی از مشخصات هندسی مقطع بوده و مستقل از شیب کف و شیب عرضی دشتهای سیلابی میباشد [Myers & Lyness, 1997]. همچنین مشخص شد که نسبت دبی مقطع اصلی به دبی دشتهای سیلابی علاوه بر مشخصات هندسی به شیب عرضی دشتهای سیلابی نیز وابسته است. این نتایج بر اساس دادههای مقاطع مرکب آزمایشگاهی و رودخانهای ارائه شده است. در سال ۱۹۹۸ روشی یکبعدی بر اساس روشهای تجزیه افقی و قائم مقطع مرکب ارائه شده است است با استفاده از نسبتهای خاصی از سرعتهای جریان در مقطع اصلی و دشتهای سیلابی بدست آمده از روشهای معمول تجزیه افقی و قائم مقطع اصلی و دشتهای سیلابی بدست آمده از روشهای معمول تجزیه افقی و قائم مقطع مرکب، سرعت جریان اصلاحی برآورد میشود. این

<sup>&</sup>lt;sup>6</sup> Weighted Division Channel Method

این روش در یک مقطع مرکب غیرهمگن آزمایشگاهی با یک دشت سیلاب حاکی از دقت کم این روش میباشد [Lai & Bessaih, 2004]. کاربرد این روش در محاسبه سرعتهای جریان در کانالهای FCF نشان میدهد که دقت این روش کمتر از روش آکرز (۱۹۹۳) میباشد [ظهیری، ۱۳۷۸]. در سال ۱۹۹۹ روشی یکبعدی موسوم به تبادل دبی<sup>۷</sup> برای محاسبه دبی جریان در مقطع اصلی و دشتهای سیلابی ارائه شد [Bousmar & Zech, 1999a]. در این روش، مقادیر فاکتور انتقال مقطع اصلی و دشت سیلابی با استفاده از ضرایب اصلاحی مناسب، تصحیح شده و دبی جریان با دقت مناسبی محاسبه میشود. این روش کاربرد مناسبی در تعیین هیدرولیک مقاطع مرکب غیرمنظم و محاسبات پروفیل سطح آب داشته است [Rivera et al., 2002].

در سال ۲۰۰۰ روش دوبعدی بر اساس معادلات ناویه- استوکس برای مقاطع مرکب مستقیم و مئاندر به صورت تحلیلی ارائه شده است [Ervine et al., 2000]. در این مطالعه نشان داده شده است که اثرات جریان ثانویه در مقاطع مرکب با مسیر مئاندر حدود ده برابر مقدار متناظر آن در مقاطع مرکب با مسیر مستقیم میباشد.

در سال ۲۰۰۲ هیدرا و والنتاین [Haidera & Valentine, 2002] با تلفیق روش مقطع کل و روش تجزیه قائم مقطع مرکب، روشی یک بعدی برای محاسبه دبی کل جریان ارائه دادهاند. (Atabay مسلم مرکب، روشی برای اصلاح روش تجزیه وزنی در مقاطع مرکب همگن ارائه شده است (Atabay در سال ۲۰۰۴، روشی برای اصلاح روش تجزیه وزنی در مقاطع مرکب ممگن ارائه شده است (مقاطع رونی در این بروش و در حالت مقاطع مرکب متقارن، سرعت جریان در هر یک از مقاطع جزئی از میانگین هندسی مقادیر سرعتهای به دست آمده از روشهای تجزیه قائم و افقی محاسبه می شود. در مقاطع مرکب نامتقارن نیز وضعیت به همین گونه است با این تفاوت که سرعت جریان در مقاطع مرکب غیرهمگن رابطه ای اصلاحی ارائه نشده است. در همین سال آبریل و نایت & [Abril] مقاطع مرکب غیرهمگن رابطه ای اصلاحی ارائه نشده است. در همین سال آبریل و نایت هادی ای روشی (۱۹۹۳)، با استفاده از حل عددی مدل دوبعدی شیونو و نایت و نیز روش آکرز (۱۹۹۳)، روشی

<sup>&</sup>lt;sup>7</sup> Exchange Discharge Method, EDM

برای استخراج روابط دبی-اشل مقاطع مرکب غیرهمگن منظم و رودخانهای ارائه دادند، در این روش، ضریب جریانهای ثانویه مقطع اصلی در حالت غیرهمگن به صورت تابع درجه سوم از زبری نسبی اصلاح شده است.

مطالعهای برای ارزیابی کارایی روش دوبعدی تحلیلی [Shiono & Knight, 1988] و تلفیق آن با رابطه رسوبی [Ackers & White, 1973] در تحلیل هیدرولیک رسوب مقاطع مرکب نامنظم رودخانهای انجام شده است [ایوبزاده و ظهیری، ۱۳۸۴]. نتایج این تحقیق نشان میدهد که روش مذکور حتی در شرایط پیچیده رودخانهای توام با فرآیندهای فرسایش و رسوبگذاری، روابط دبی-اشل رودخانه را به خوبی برآورد می کند.

در سال ۲۰۰۸، [Omran, M. 2008] با توسعه روش شیونو و نایت هیدرولیک جریان را در مقاطع مرکب مستقیم مورد بررسی قرار داده است. سکین و همکاران در سال ۲۰۰۹، [Seckin et al, 2009] با استفاده از مدل شیونو و نایت، ظرفیت دبی

را در مقاطع مرکب مستقیم در حالت بستر ثابت و متحرک در کانال آزمایشگاهی BUF<sup>۸</sup> مورد بررسی قرار دادند.

۲-۳- سابقه مطالعات هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب مئاندر

جریان در رودخانهها از نوع آشفته و کاملاً سهبعدی بوده و در عین حال رودخانه در یک بستر کاملاً غیرمنظم که همواره نیز در معرض تغییرات ناشی از فرایند رسوبگذاری و آبشستگی میباشد جریان دارد. رودخانههای طبیعی به ندرت در یک مسیر مستقیم جریان دارند و معمولاً مسیری انحنادار که به آن پیچانرود گفته میشود را طی میکنند. پیچانرودها یا خمهای رودخانهای به دلیل مشخصههای خاص خود و الگوی حرکت جریان و انتقال رسوب همیشه مدنظر محققین و مهندسین رودخانهها بوده است. طراحی و ساخت آبگیرها که بدلیل الگوی خاص جریان همیشه در خم رودخانهها احداث میشوند. از جمله مهمترین مسایلی است که منجر به علاقه و توجه طراحان و

<sup>&</sup>lt;sup>8</sup> Flume of Birmingham University

مهندسین به خمها گردیده است. در کنار این مورد بدلیل فرایندهای فرسایش و تجمع رسوب در خمها، برداشت شن و ماسه از بستر رودخانهها غالباً در خمها صورت می پذیرد همچنین عملیات حفاظت و تثبیت دیوارهها و اصلاح مسیر نیز غالباً در محل انحنای رودخانهها لازم و ضروری است. به همین جهت بررسی، تحقیق، پیشبینی و شبیهسازی جریان و فرایندهای رسوبی در مسیرهای انحنادار از جنبههای تئوری و عملی همواره از اهمیت زیادی برخوردار بوده است.

رودخانههای آبرفتی<sup>۹</sup> را از جنبه شکل ظاهری میتوان به چند دسته طبقهبندی کرد. ملتون<sup>۱۰</sup> در سال ۱۹۳۶ اولین شخصی بود که رودخانهها را به سه بازه مختلف تقسیم بندی کرد که شامل بازه مستقیم، بازه شریانی<sup>۱۱</sup> و بازه پیچان رودی می باشند. در وضعیت مستقیم رودخانه فاقد بازه پیچان رودی است و در وضعیت شریانی، مسیر رودخانه به صورت انشعابی است. حلقه پیچان رود به بخشی از کانال که بین دو نقطه دارای خمیدگی قرار دارد، اطلاق می شود. پیچان رود می تواند شامل حلقه های جفت در جهت مقابل بهم باشد.

در سال ۱۸۷۹ تامسون [Thomson, 1879] از جمله اولین کسانی بود که دلیل کج بودن جریان را بر مبنای عدم تعادل نیروهای شعاعی در خم توضیح داد. در نواحی با جریان ثانویه قوی، ناحیهای که قانون سرعت لگاریتمی در آن حاکم باشد ممکن است محدود به ارتفاعی کمتر از ۱۰٪ عمق جریان باشد. در آنالیز اثر متقابل بین جریان و توپوگرافی بستر غالباً فرض میشود که در حالت تعادل، نیروهای شعاعی که به ذرات بستر در جهت داخل و خارج وارد میشوند در تعادلند & Bridge Jarvis, 1982]

در سال ۱۹۶۷ [Toebes & Sooky, 1967] شاید اولین کسانی باشند که هیدرولیک رودخانههای مئاندری را با دشتسیلابی تحت شرایط آزمایشگاهی بررسی و تحقیق نمودند. آنها تلاش نمودند که کاهش انرژی مشاهده شده در فصل مشترک دشتسیلابی و مقطع اصلی را شرح دهند. همچنین

<sup>&</sup>lt;sup>9</sup> Alluvial Rivers

<sup>&</sup>lt;sup>10</sup> Melton

<sup>&</sup>lt;sup>11</sup> Braided

هیدرولیک جریان کانالهای آزمایشگاهی با مقیاس کوچک را با درجه انحنای (سینوسیتی) ۱/۰۹ (نسبت طول قوس منحنی به وتر آن منحنی) مورد بررسی قراردادند.

در سالهای ۱۹۸۹ و ۱۹۹۰ [Nave یا ۲۹۶۹] (McKeogh & Kiely, یا ۲۹۶۹] سرعت و دبی جریان در مقاطع مرکب آزمایشگاهی مستقیم و مئاندر را مورد مطالعه قراردادند. آنها مشاهده نمودند که شدت آشفتگی در مقاطع مئاندر نسبت به مقاطع مستقیم بزرگتر است و حداکثر شدت آشفتگی در فصل مشترک دشت سیلابی و مقطع اصلی در کمان داخلی کانال اصلی رخ میدهد. در سال ۱۹۸۹ مشترک دشت سرعت در رودخانههای مئاندر ارائه نمودند.

در سال ۱۹۹۲، نایت و همکاران [Knight,et.al, 1992] نتایج آزمایشگاهی کانالهای FCF با سینوسیتی ۲/۰۴۳–۲/۰۴۴ را ارائه دادند. همچنین اثر جریانهای ثانویه، سینوسیتی و هندسه کانال را بر تنش برشی مرزی در مقاطع مرکب مئاندر مورد بررسی قرار دادند.

در سال ۱۹۹۳، اروین و همکاران [Ervine,et.al., 1993] اثر پارامترهایی نظیر سینوسیتی، زبری بستر، شکل مقطع اصلی، طول منحنی مئاندر، عمق جریان و شیب کانال را مورد بررسی قراردادند. در همین سال سلین و همکاران [Sellin,et.al, 1993] اثر هندسه کانال، زبری و عرض دشت سیلابی را بر رابطه دبی- اشل مورد بررسی قراردادند.

در سال ۱۹۹۸، شیونو و موتو [Shiono & Muto, 1998] جریان ثانویه و آشفتگی را در مقاطع مرکب مئاندر با مقطع مستطیلی در شرایط آزمایشگاهی و در مقاطع FCF (سری B) مورد بررسی قراردادند. در سال ۱۹۹۹، لین و همکاران [Lien, et al, 1999] مدل دوبعدی متوسط در عمق را برای شبیهسازی و بررسی الگوی جریان در خمها توسعه دادند. در همین سال شیونو و همکاران [Shiono, et.al] [1999] جریانهای ثانویه را در مقاطع مرکب آزمایشگاهی اندازه گیری نموده و مورد بررسی قراردادند. آنها با بررسی اثر سینوسیتی بر دبی جریان در مقاطع مرکب مئاندر دریافتند که با افزایش سینوسیتی دبی جریان کاهش مییابد.

در سال ۲۰۰۰، اروین و همکاران [Ervine, et al. 2000] برای پیشبینی توزیع سرعت در مقاطع مرکب مئاندر یک عبارت جدید برای جمله جریان ثانویه مدل دوبعدی شیونو-نایت پیشنهاد کردند. در همین سال [Patra & Kar, 2000] نتایج آزمایش تنش برشی مرزی و مشخصات دبی را در کانال مئاندر با مقطع اصلی مستطیلی با یک یا دو دشت سیلابی ارائه نمودند.

در سال ۲۰۰۲، [Okada,S. &Fukuoka,S., 2002] اثر سینوسیتی و عمق نسبی را بر هیدرولیک جریان کانالهای مرکب مئاندر مورد بررسی قراردادند. سینوسیتی به عنوان پارامتری معرفی شده است که بتواند شکل مئاندر را توصیف کند. آزمایشات انجام شده در این تحقیق به سه نوع کانال با سینوسیتی متفاوت تقسیم شده بود.

در سال ۲۰۰۳، [Morvan, et.al, 2003] هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب مئاندر با جریان سیلابی با استفاده از دادههای FCF و شبیه سازی جریان با استفاده از دینامیک سیالات محاسباتی مورد بررسی قرار دادند. در همین سال، اسپونر – شیونو [Spooner & Shiono, 2003] برای پیش بینی توزیع سرعت و تنش برشی بستر در مقاطع مئاندر یک مدل تحلیلی دوبعدی با مختصات منحنی الخط و با نادیده گرفتن اثر افت انرژی ناشی از نیروی گریز از مرکز، جریان ثانویه و شتاب، پیشنهاد نمودند. در سال ۲۰۰۴، شیونو و همکاران [Shiono, et al., 2004] دبی جریان در مقاطع مرکب مئاندر با شیبهای طولی، سینوسیتی و عمقهای مختلف را اندازه گیری نموده، و اثر شیب طولی و سینوسیتی را بر دبی جریان بررسی نمودند. در همین سال، پاترا و کار [Patra & Kar, 2004] نیز توزیع سرعت

در سال ۲۰۰۵، زراتی و همکاران [Zarrati, et.al., 2005] مدل ریاضی متوسط در عمق برای پیش-بینی پروفیل سطح آب در مقاطع مئاندر را برای کانالهای ساده و مئاندر توسعه دادند. در سال ۲۰۰۸، رامشواران و همکاران [Ramashwaran et. al., 2008] رفتار هیدرودینامیکی، توزیع عرضی سرعت و تنش برشی بستر مدل فیزیکی رودخانه بلکواتر<sup>۱۲</sup> را با دشتهای سیلابی افقی و شیبدار با سینوسیتی متفاوت مورد ارزیابی قراردادند.

#### ۲-۴- جمع بندی

با توجه به سابقه مطالعات انجام شده می توان دریافت که عمده مطالعات بر محاسبه دبی و پارامترهای موثر بر هیدرولیک جریان متمرکز شده است. اکثر مطالعات انجام شده در زمینه توزیع عرضی سرعت به صورت حل تحلیلی بوده و مطالعات بسیار کمی در زمینه حل عددی توزیع عرضی سرعت با ارائه روابط بدون بعد جریان ثانویه در مقاطع مرکب مستقیم و مئاندر انجام شده است.

<sup>&</sup>lt;sup>12</sup> River Blackwater

## فصل سوم، مکانیسم چریان در مقاطع مرکب مستقیم و مثاندر

- مقدمه
- تبادل مومنتوم و پدیده اثر متقابل در مرکب مستقیم
- مفهوم ضریب اصلاح دبی و کوهیرنس در مقاطع مرکب همگن و غیرهمگن
  - لایههای برشی در مقاطع مرکب مستقیم
- روشهای محاسبه و پیشبینی دبی، سرعت و تنش برشی در مقاطع مرکب مستقیم
  - توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب به روشهای دوبعدی
    - جریان ثانویه در مئاندرها در مقطع اصلی (جریان پایه)
- مطالعات هیدرولیک جریان و تئوری مدل توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب
   مئاندر
  - توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب مئاندر
    - CFD در هیدرولیک مقاطع مرکب
      - جمع بندی

۳–۱– مقدمه

همانطور که در بخشهای قبلی ذکر شد، توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب بسیار متفاوت و پیچیده تر از توزیع سرعت در مقاطع ساده است. تا زمانیکه آب در مقطع اصلی است، مقطع جریان را می توان به صورت مقطع ساده درنظر گرفت، اما بمحض اینکه وارد دشت سیلابی شد، دیگر نمی توان هیدرولیک جریان را مانند هیدرولیک جریان در مقاطع ساده درنظر گرفت. به جهت اینکه در این مقاطع پدیده هایی نظیر پدیده جریانهای گردابه ای، تبادل مومنتوم و جریانهای ثانویه تشدید می-شوند. روابط سنتی از قبیل مانینگ و شزی، دیگر جوابگوی این شرایط در مقاطع مرکب نبوده و باید از روابطی استفاده نمود که قابلیت شبیه سازی این پدیده های پیچیده جریان را داشته باشند. محاسبه دقیق دبی یا ظرفیت مقاطع مرکب به علت وجود گردابه های بزرگ در فصل مشترک بین مقطع اصلی و دشت های سیلابی پیچیده است. این گردابه ها بعلت تنش برشی بین جریان تند و کند آب در مقاطع جزئی بوده، و باعث انتقال مومنتوم از مقطع اصلی به دشت سیلابی می شوند. در نتیجه سرعت جریان در مقطع اصلی، کاهش و در دشت سیلابی، افزایش می یابد.

هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب مستقیم و مئاندر ساختار متفاوتی نسبت به یکدیگر دارند. جالب-ترین خصوصیت جریان در مقاطع مرکب مئاندر رفتار جریان ثانویه میباشد. تفاوت جهت چرخش جریان قبل و بعد از سیلاب در مقاطع مرکب مئاندر بوسیله اندازه گیری سرعت تائید شده است [Shiono & Muto 1998]. جهت جریان اولیه در کانال اصلی (پایین تر از عمق لبریز) از دیواره داخلی کانال تبعیت میکند (در جهت جریان). در صورتیکه در دشتهای سیلابی (بالاتر از عمق لبریز)، جریان معمولا در جهت کانال اصلی میباشد. در نتیجه در نزدیکی عمق لبریز (فصل مشترک مقطع اصلی و دشت سیلابی) یک لایه برشی افقی توسعه مییابد.

مکانیسم جریان سیلابی پیچیده بوده و با تغییر عمق جریان در دشتسیلابی تغییر میکند. در سال ۱۹۹۲ لورنا [Lorena, 1992] نشان داد که نسبت سرعت عرضی به سرعت طولی جریان حدود ۲۰ تا ۳۰ درصد برای جریان سیلابی مئاندر متغیر است، در حالی که در کانالهای مستقیم این نسبت بین ۲ تا ۴ درصد است.

۲-۳ تبادل مومنتوم و پدیده اثر متقابل در مقاطع مرکب مستقیم

زمانیکه مقطع مرکب شامل مقطع عمیق<sup>۱۳</sup> (کانال اصلی) و مقطع کم عمق (دشتهای سیلابی) باشد، با وقوع سیلاب و پرشدن مقطع اصلی یک تغییر ناگهانی در عمق اتفاق خواهد افتاد که باعث ایجاد پدیده تبادل مومنتوم بین مقطع اصلی و دشتهای سیلابی میشود. ترکیب اثرات بزرگتر بودن عمق جریان و کوچکتر بودن زبری در مقطع اصلی نسبت به دشتهای سیلابی، باعث ایجاد تفاوت سرعت قابل توجه در مقطع اصلی و دشتهای سیلابی میشود. این تفاوت سرعت باعث ایجاد تبادل مومنتوم و انتقال جرم به صورت عرضی شده و ظرفیت جریان مقطع را بطور قابل توجهای کاهش میدهد. در ناحیه بین مقطع اصلی و دشتهای سیلابی، سرعت سریعاً کاهش مییابد. این امر بدلیل وجود لایه-

تحقیقات انجام شده توسط سلین و زلنیاکوف [Sellin, 1964] و [Zheleznyakov, 1971] وجود حرکتهای چرخشی و اثر آنها بر سرعت و دبی در جریانهای سیلابی را نشان داده است. در اعماق کمتر تفاوت زیادی بین سرعتهای مقطع اصلی و دشتهای سیلابی وجود دارد (سرعتهای مقطع اصلی، بزرگتر و سرعتهای دشتهای سیلابی، کمتر است) که بطور واضح تبادل مومنتوم از مقطع عمیق به دشتهای سیلابی را نشان میدهد. با افزایش عمق، سرعتها در مقطع اصلی و دشتهای سیلابی تقریبا شروع به برابر شدن میکند، که نشانهای از کاهش مومنتوم میباشد.

میرز، ورملیتون و همکاران، نایت و دیمیتریو [Myers, 1975,1978]، & [Myers]، [ستر)، Demetrriou,1983] و [Wormleaton, et al.,1982] با اندازه گیری توزیع تنش برشی مرزی<sup>۱۴</sup> (بستر)، مکانیسم تبادل مومنتوم را به صورت کمی شبیه سازی نمودند. آنها همچنین نشان دادند که تنش

<sup>&</sup>lt;sup>13</sup> Deep Section

<sup>&</sup>lt;sup>14</sup> boundary shear stress distributions
برشی ظاهری در فصل مشترک دشتهای سیلابی در بسیاری از زمانها بزرگتر از تنش برشی متوسط پیرامون محیط مقطع میباشد [Myers et al, 2001].

۳-۲-۱ عوامل موثر بر پدیده اثر متقابل جریان

محققینی نظیر سلین [Sellin,1964] و زلنیاکف [Zheleznyakov,1971] نشان دادند که اثر متقابل جریان که ناشی از شکلگیری چرخشهای کناری میباشد، (چرخشهای کناری در طول سطح مشترک مقطع اصلی و دشتسیلابی شکل میگیرد) باعث کاهش سرعت در مقطع اصلی و افزایش سرعت در دشتسیلابی میشود. بلحاظ فیزیکی تبادل مومنتوم بین بخشهای مختلف جریان به صورت گردابه و جریانهای چرخشی ظاهر میشود. مطابق شکل (۳–۱)، اختلاف شدید سرعت و تنش برشی بستر بین مقاطع جزئی باعث ایجاد دو مکانیسم متفاوت میشود که شدت و ضعف آنها وابسته به شکل هندسی مقطع و عمق نسبی<sup>۱۵</sup> (نسبت عمق جریان در دشتسیلابی به عمق جریان در مقطع اصلی میباشد) جریان است. این مکانیسمها عبارتند از:

۳-۲-۱- جرخشهای فصل مشترک<sup>۱۶</sup>

این چرخشها در محل فصل مشترک کانال اصلی و دشتهای سیلابی ایجاد می گردد. به صورت منفرد، متحدالمرکز و عمود بر کف بستر تشکیل شده و تا سطح آزاد آب توسعه مییابند و به فاصله نسبتاً برابر در طول فصل مشترک دشتسیلابی و مقطع اصلی تشکیل شدهاند. این چرخشها عامل اصلی ایجاد پدیده تبادل مومنتوم از مقطع اصلی به دشتهای سیلابی هستند.

# ۲-۲-۱-۲- جریانهای ثانویه حلزونی<sup>۱۷</sup>

جریانهای حلزونی طولی در کانال اصلی و در دیواره آن شکل می گیرد. این دورانهای طولی<sup>۱۰</sup> در تمامی جریانهای آشفته دیده می شود که می تواند باعث اختلال در توزیع تنش برشی بستر و نیز الگوی نقاط هم سرعت<sup>۱۹</sup> شود [Perkins, 1979] و [Knight & Patel, 1985].

<sup>&</sup>lt;sup>15</sup> Depth Ratio

<sup>&</sup>lt;sup>16</sup> Interface Vortices

<sup>&</sup>lt;sup>17</sup> Helical Secondary flows

<sup>18</sup> Longitudinal Vorticity

جریانهای ثانویه حلزونی در کف مقطع و بر جداره در جهت عقربههای ساعت تشکیل میشود. این درحالی است که جهت این جریانها در گوشههای مقطع اصلی دارای شدت بیشتر و در جهت خلاف عقربههای ساعت تشکیل میشود. جریانهای چرخشی منفردی نیز در گوشههای مقطع دشتسیلابی وجود دارد. این جریانها و جریان ثانویه حلزونی در کف مقطع به دلیل انرژی کم، قادر به توسعه تا سطح آزاد آب نیستند (شکلهای ۳–۲ و ۳–۳).



شکل (۳-۱): مکانیسم جریان در مقاطع مرکب [Shiono&Knight, 1991]



شکل (۳-۲): جریانهای چرخشی در حد فاصل بین کانال اصلی و دشتسیلابی

19 Isovels



# ۳-۲-۲- پارامترهای اصلی موثر بر پدیده اثر متقابل جریان

$$Dr = \left(\frac{H-h}{H}\right)$$
 (1-4)

$$Wr = \left(\frac{B}{b}\right)$$
 (Y-Y)

$$nr = \left(\frac{n_f}{n_c}\right) \tag{(-*)}$$

$$ASP = \left(\frac{b}{h}\right)$$

شیب جانبی مقطع اصلی

(۴-۳)

 <sup>&</sup>lt;sup>20</sup> Depth Ratio
 <sup>21</sup> Width Ratio
 <sup>22</sup> Relative Roughness
 <sup>23</sup> Aspect Ratio

ابعاد و مشخصات مقطع مرکب ذورنقهای را می توان در شکل (۳–۴) مشاهده نمود:



شکل (۳-۴): مشخصات و ابعاد مقطع ذوزنقهای

مقاطع مرکب را از لحاظ کاربرد می توان به ۴ دسته تقسیم نمود. مشخصات هندسی و کلی این مقاطع در جدول شماره (۳-۱) ارائه شده است.

کانال آزمایشگاهی**	شبه رودخانه <sup>۲۵</sup>	رودخانه طبيعي	ساحلى	مشخصه
•/•Y-•/10	۱-۵	۱-۱۰	۱-۲۰	کل عمق جریان (H)
۲-۱۰	۵-۲۰	۵-۲۰	۵–۵۰	نسبت(b/H) *
1-1•	۱/۵–۵	۵-۲۰	۲-۱.	نسبت (B/b)*

جدول (۳-۱): مشخصات انواع مقاطع مركب [Samuels, 1989]

\*در جدول فوق H، B و b بترتيب عمق مقطع اصلی، نيم عرض دشتهای سيلابی و نيم عرض کانال اصلی است.

\*\*جهت آنالیز مشخصههای هیدرولیکی جریان به صورتی که بتوان نتایج آن را به رودخانه طبیعی تعمییم داد، کانالهای آزمایشگاهی با ابعاد شبه رودخانه ساخته میشود.

<sup>&</sup>lt;sup>24</sup> Estuary

 <sup>&</sup>lt;sup>25</sup> River Scheme
 <sup>26</sup> Discharge Adjustment Factor (DISADF)

#### **۳-۳**- مفهوم ضریب اصلاح دبی و کوهیرنس در مقاطع همگن و غیر همگن

مقاطع رودخانهای معمولاً غیرهمگن میباشند (دارای زبری متفاوتی در مقطع اصلی و دشتهای-سیلابی هستند) اما مقاطع آزمایشگاهی میتوانند همگن یا غیرهمگن باشند.

مفهوم ضریب اصلاح دبی

نسبت دبی واقعی جریان به مجموع دبیهای جزئی مقطع اصلی و دشتهای سیلابی، به عنوان ضریب اصلاح دبی نامیده میشود. برای بررسی اثر پارامتر فوق در هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب، از آزمایشهای FCF استفاده شده است.

#### مفهوم کوهیرنس مقطع

آکرز [Ackers, 1991] با در نظر گرفتن اثر متقابل مقطع اصلی و دشتهای سیلابی و نیز با استفاده از رابطه مقاومت جریان مانند مانینگ برآورد مناسبی از دبی واقعی در اشلهای مختلف را ارائه نمود. ایشان با تحلیلهای دادههای آزمایشگاهی FCF و همچنین مطالعات و مشاهدات میدانی مفهوم کوهیرنس مقطع را معرفی نمود.

کوهیرنس مقطع عبارت است از نسبت دبی جریان در حالت مقطع واحد به مجموع دبیهای جزئی که بطور جداگانه و بدون در نظر گرفتن اثر متقابل بدست آمدهاند (رابطه ۳–۵). اساس این روش بر محاسبه ضرایب اصلاح دبی استوار است. هر چه این ضریب به مقدار واحد نزدیکتر باشد، نشاندهنده کماهمیت بودن اثر متقابل می باشد.

$$COH = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_{i} \sqrt{\left[\sum_{i=1}^{n} A_{i} / \sum_{i=1}^{n} (f_{i}P_{i})\right]}}{\sum_{i=1}^{n} \left[A_{i} \sqrt{(A_{i} / f_{i}P_{i})}\right]}$$
(\Delta-\mathbf{v})

که f<sub>i</sub> و p<sub>i</sub> بترتیب ضرایب اصطکاک و پیرامون مرطوب برای مقاطع جزئی میباشند. آکرز با مطالعه انواع مقاطع مرکب آزمایشگاهی با شرایط هندسی و هیدرولیکی مختلف، نشان داد که مقدار این ضریب، تابع عمق جریان بوده و در هر محدودهای از عمق جریان، روند تغییرات این ضریب متفاوت است. در مقاطع مرکب همگن، تغییرات ضریب اصلاح دبی نسبت به عمق جریان به صورت یک منحنی با چهار منطقه مشخص ظاهر می شود در حالیکه در مقاطع مرکب غیرهمگن، این منحنی فقط دارای یک منطقه جریان است. شکل (۳–۵) نمونه ای از این منحنی ها را برای یکی از مقاطع مرکب آزمایشگاهی FCF در شرایط همگن و غیرهمگن نشان می دهد.



شکل (۳–۵): منحنی تغییرات ضریب اصلاح دبی نسبت به عمق نسبی برای مقاطع مرکب همگن و غیرهمگن [ظهیری، ۱۳۷۸]

در روش آکرز (۱۹۹۱) ابتدا دبی جریان از روش معمول محاسبه می شود. سپس با تعریف ضرایب اصلاحی در چهار منطقه جریان، دبی جریان اصلاح شده در هر منطقه محاسبه خواهد شد. انتخاب منطقهٔ مناسب و در نتیجه دبی نهایی اصلاح شده تابع شرایط هندسی و هیدرولیکی مقطع مرکب موردنظر است.

#### ۳-۴- لایه های برشی در مقاطع مرکب مستقیم

در فصل مشترک مقاطع جزئی جریان قویاً تحت تاثیر جریانهای ثانویه است. در این ناحیه تغییرات شدیدی در توزیع سرعت جریان و تنش برشی دیده می شود و یک ناحیه برشی عرضی را بوجود می-آورد که پیش بینی توزیع سرعت جریان و تنش برشی را به علت وجود جریانهای ثانویه پیچیده می-کند (شکل۳-۶). توسعه این ناحیه وابسته به هندسه مقطع مرکب و دبی جریان بوده و با افزایش عمق نسبی، عرض لایه برشی کاهش می یابد.



شکل (۳-۴): لایه برشی در فصل مشترک مقطع اصلی و دشتسیلابی

گسترش لایه برشی به ترکیب اثرات تنشهای رینولدز، جریانهای ثانویه و چرخشها و انتشار (شعاع تاثیر) هر یک در دبیهای متفاوت وابسته است.

۳-۵- روشهای محاسبه و پیشبینی دبی، سرعت و تنش برشی در مقاطع مرکب مستقیم
 ۳-۵- روشهای یکبعدی در مقاطع مرکب

روشهای یک بعدی برای تعیین دبی در مقاطع مرکب بر روابط سنتی<sup>۲۸</sup> و شناخته شدهای مانند روابط مانینگ و دارسی-ویسباخ استوار است. روابط معمول جریان یکنواخت (مانند مانینگ، شزی) در شبیه سازی دبی جریان مقاطع مرکب شامل مقطع اصلی و دشتهای سیلابی نامناسب و نامطمئن است. اگر مقطع مرکب به صورت واحد در نظر گرفته شود، ظرفیت انتقال (دبی جریان) کمتر می شود. اگر از روش معمول تجزیه قائم مقطع مرکب استفاده شود، نتایج دبی بدست آمده بیشتر از دبی واقعی مقطع می شود. نظر گرفته شود، نتایج دبی بدست آمده بیشتر از دبی واقعی مقطع می شود. یک را و معمول ترای (ایست. اگر از روش معمول تجزیه قائم مقطع مرکب استفاده شود، نتایج دبی بدست آمده بیشتر از دبی واقعی مقطع می شود. پیش بینی صحیح و قابل اعتماد ظرفیت انتقال مقاطع مرکب در کاهش اثر سیلاب و مقطع می شود. پیش بینی صحیح و قابل اعتماد ظرفیت انتقال مقاطع مرکب در کاهش اثر سیلاب و استی موجوی از صدمات جانی بسیار با اهمیت می باشد [Myers, 1987].

## ۳-۵-۱-۱-۱ روش مقطع واحد<sup>۲۹</sup> (SCM)

در این روش، مقطع مرکب به صورت یک مقطع واحد درنظر گرفته می شود. ضریب زبری به صورت معادل برای کل مقطع بکار برده می شود.

<sup>&</sup>lt;sup>28</sup> Traditional

<sup>&</sup>lt;sup>29</sup> Single Channel Approach (Method)

در این روش از رابطه (۳–۶) برای محاسبه دبی جریان استفاده می شود. نتایج حاصل از این روش دارای خطای زیادی است [Seckin, et al, 2009].

$$Q = \frac{(AR^{2/3}S_0^{1/2})}{n} = KS_0^{1/2}$$
(9-4)

۳-۵-۱-۵- روش تجزیه مقطع مرکب<sup>۳۱</sup> (DCM)

در این روش مقطع مرکب به مقاطع جزئی (مقطع اصلی و دشتهای سیلابی) تقسیم شده (به صورت سطوح افقی، مایل و یا قائم) و با استفاده از روابط معمول مانینگ و دارسی-ویسباخ، دبی جریان در هر مقطع محاسبه می شود. از مجموع دبی های جزئی دبی کل جریان بدست می آید [Chow, 1959].

$$Q = \sum_{i=1}^{N} Q_i = \sum_{i=1}^{N} \frac{A_i R_i^{2/3} S_o^{1/2}}{n_i}$$
(Y-Y)

که Q دبی کل جریان، A<sub>i</sub> سطح مقطع جزئی جریان، S<sub>o</sub> شیب طولی کانال، N تعداد مقاطع جزئی و i شمارنده هر یک از مقاطع جزئی (دشتهای سیلابی و مقطع اصلی) میباشد.

این روش بدلیل درنظر نگرفتن اثر متقابل جریان بین مقطع اصلی و دشتسیلابی، دبی جریان را بیشتر از دبی واقعی برآورد میکند. خطای محاسباتی این روش تابع شرایطی از قبیل عمق نسبی، زبری نسبی و عرض نسبی میباشد [Ackers, 1993].

خطای این روش در مقاطع مرکب همگن حدود ۱۰٪ [Ackers, 1993] و در مقاطع مرکب غیرهمگن حدود ۴۰٪ گزارش شده است [Martin & Myers, 1991]. در مدلهای هیدرولیکی و رسوبی رودخانهها نظیر HEC-RAS، 2\_HEC نیز از این روش استفاده شده است.

در شکلهای (۳–۷) و (۳–۸) نتایج حاصل از این روش را برای تعداد مقاطع جزئی (n تعداد تقسیمات) متفاوت نشان داده شده است که به وضوح مشاهده می شود که مقادیر بدست آمده از این روش در

<sup>&</sup>lt;sup>30</sup> conveyance

<sup>&</sup>lt;sup>31</sup> Divided channel Method

دشتهای سیلابی مقطع مرکب، کمتر از مقادیر اندازه گیری شده و مقادیر بدست آمده در مقطع اصلی

.[Weber & Menendez, 2005]



شکل (۳–۸): توزیع عرضی سرعت به روش DCM در مقطع FCF –(H=0.288 m)

روش تجزیه مقطع مرکب در مقطع رودخانه سورن<sup>۳۲</sup> نیز توسط وبر و منندز & Weber] [Menendez,2005 مورد بررسی قرار گرفته که نتابج آن در شکل زیر برای تعداد مقاطع جزئی متقاوت (N) نشان داده شده است.

<sup>32</sup> Severn River



شکل (۳-۹): توزیع عرضی سرعت در رودخانه سورن برای (H=7.81 m)

WDCM) <sup>۳۳</sup>-0-1--۳- روش تجزیه وزنی مقطع مرکب<sup>۳۳</sup> (WDCM)

لمبرت و میرز [Lambert & Myers, 1998] روشی یک بعدی بر اساس روش های تجزیه افقی و قائم مقطع مرکب ارائه دادهاند. در این روش با استفاده از نسبت های خاصی از سرعت های جریان در مقطع اصلی و دشت های سیلابی محاسبه شده از روش های معمول تجزیه افقی و قائم مقطع مرکب، سرعت جریان اصلاحی برآورد می شود. این نسبت برای مقاطع مرکب همگن و غیرهمگن به ترتیب حدود ۰/۵

# (EDM) <sup>۳۴</sup> (EDM) دبی<sup>۳۴</sup> (EDM)

این روش توسط بوسمار و زیچ [Bousmar & Zech, 1999] برای محاسبه دبی جریان در مقطع اصلی و دشتهای سیلابی ارائه شده است. در این روش، مقادیر فاکتور انتقال مقاطع اصلی و سیلابی با استفاده از ضرایب اصلاحی مناسب، تصحیح شده و دبی جریان با دقت مناسبی محاسبه میشود. این روش کاربرد مناسبی در تعیین هیدرولیک مقاطع مرکب غیرمنظم و محاسبات پروفیل سطح آب داشته است [2002].

<sup>&</sup>lt;sup>33</sup> Weight Divided channel Method

<sup>&</sup>lt;sup>34</sup> Exchange Discharge Method

ضرایب اصلاحی در این روش، تجربی نبوده و مبتنی بر تئوری و فیزیک مسئله است. این ضرایب به طور جداگانه برای مقطع اصلی و دشتهای سیلابی محاسبه می شوند. در این روش برای محاسبهٔ دبی جریان ابتدا برای عمق جریان موردنظر، پارامترهای هندسی هر یک از مقاطع جزئی شامل سطح مقطع، شعاع هیدرولیکی و فاکتور انتقال محاسبه می شوند. سپس با تعریف ضرایب اصلاحی در مقطع اصلی و دشتهای سیلابی، فاکتور انتقال هر یک از این مقاطع جزئی تصحیح خواهد شد:

$$K'_{i} = \frac{K_{i}}{(1 + \chi_{i})^{1/2}}$$
 (A-Y)

که در رابطهٔ فوق، K<sub>i</sub> فاکتور انتقال به دست آمده از روش متداول،  $K'_i$  فاکتور انتقال اصلاح شده و  $\chi_i$ ضریب اصلاحی است که برای هر مقطع جزئی محاسبه می شود. ضرایب اصلاحی  $\chi_i$  از حل همزمان سه دستگاه معادلهٔ ذیل به دست می آیند:

$$\chi_{1} = \frac{1}{gA_{1}} \left[ \varphi^{t} \left( H - h_{1} \right) \left( \frac{R_{2}^{2/3}}{n_{2}} \left( \frac{1 + \chi_{1}}{1 + \chi_{2}} \right)^{1/2} - \frac{R_{1}^{2/3}}{n_{1}} \right) \right] \left[ \frac{R_{1}^{2/3}}{n_{1}} - \frac{R_{2}^{2/3}}{n_{2}} \left( \frac{1 + \chi_{1}}{1 + \chi_{2}} \right)^{1/2} \right]$$
(9-7)

$$\chi_{2} = \frac{1}{gA_{2}} \left\{ \left[ \varphi^{\prime} \left( H - h_{1} \right) \left( \frac{R_{2}^{2/3}}{n_{2}} \left( \frac{1 + \chi_{1}}{1 + \chi_{2}} \right)^{1/2} - \frac{R_{1}^{2/3}}{n_{1}} \right) \right] \right. \\ \times \left[ \frac{R_{2}^{2/3}}{n_{2}} \left( \frac{1 + \chi_{1}}{1 + \chi_{2}} \right)^{1/2} - \frac{R_{1}^{2/3}}{n_{1}} \left[ \left( \frac{1 + \chi_{2}}{1 + \chi_{1}} \right) + \left[ \varphi^{\prime} \left( H - h_{3} \right) \left( \frac{R_{2}^{2/3}}{n_{2}} \left( \frac{1 + \chi_{3}}{1 + \chi_{2}} \right)^{1/2} - \frac{R_{3}^{2/3}}{n_{3}} \right) \right] \quad (1 - \Upsilon)$$
$$\times \left[ \frac{R_{2}^{2/3}}{n_{2}} \left( \frac{1 + \chi_{3}}{1 + \chi_{2}} \right)^{1/2} - \frac{R_{3}^{2/3}}{n_{3}} \left[ \left( \frac{1 + \chi_{2}}{1 + \chi_{3}} \right) \right] \right]$$

$$\chi_{3} = \frac{1}{gA_{3}} \left[ \varphi^{t} \left( H - h_{3} \right) \left( \frac{R_{2}^{2/3}}{n_{2}} \left( \frac{1 + \chi_{3}}{1 + \chi_{2}} \right)^{1/2} - \frac{R_{3}^{2/3}}{n_{3}} \right) \right] \left[ \frac{R_{3}^{2/3}}{n_{3}} - \frac{R_{2}^{2/3}}{n_{2}} \left( \frac{1 + \chi_{3}}{1 + \chi_{2}} \right)^{1/2} \right]$$
(1)- $\Upsilon$ )

که زیرنویس ۲ بیانگر مقطع اصلی و زیرنویسهای ۱ و ۳ بیانگر دشتهای سیلابیاند. در روابط فوق،  $\phi^t$   $\phi^t$  ضریب تبادل مومنتوم بوده و برابر ۱۹۶۰ واسنجی شده است. ضرایب  $\chi_1$  ،  $\chi_2$  و  $\chi_2$  در روابط فوق در هر دو طرف معادله ظاهر شدهاند. بنابراین باید با استفاده از یکی از روشهای حل معادلات غیرخطی نظیر روش نیوتن-رافسون حل شوند. با تعیین ضرایب اصلاحی فوق، میتوان دبی اصلاحی هر یک از مقاطع جزئی و در نتیجه دبی کل جریان در مقطع مرکب را با استفاده از رابط مانینگ

$$Q = \sum_{i} Q_{i} = \sum_{i} K_{i}' S_{0}^{1/2} = \sum_{i} \left( \frac{K_{i}}{(1 + \chi_{i})^{1/2}} \right) S_{0}^{1/2}$$
(1Y-Y)

#### ۳-۵-۱-۵- روش هيدرا-والنتين

هیدرا و والنتین [2002] Haidera & Valentine, ا با تلفیق روش مقطع کل (عدم تجزیه مقطع مرکب و درنظر گرفتن کل مقطع به عنوان یک مقطع ساده با یک ضریب زبری معادل<sup>40</sup>) و روش تجزیه قائم مقطع مرکب، روشی یکبعدی برای محاسبه دبی کل جریان ارائه دادهاند. در این روش، ترکیب روش-های مقطع واحد و تجزیه قائم مقطع به گونهای است که در عمقهای نسبی کم که روش مقطع واحد خطای بسیار زیادی دارد، از روش تجزیه قائم و اصلاح آن به کمک پارامتر کوهیرنس استفاده شده است. با افزایش عمق جریان، مقطع مرکب به فرم مقطع واحد تبدیل شده و خطای روش مقطع واحد کاهش مییابد. بنابراین سهم این روش در محاسبه دبی کل جریان افزایش مییابد. این روش با استفاده از دادههای آزمایشگاهی در مقاطع مرکب با بستر صلب و فرسایشی، واسنجی و تایید شده است.

<sup>&</sup>lt;sup>35</sup> Equivalent Roughness Coefficient

#### ۳-۵-۱-۵- روش جمع مقاطع جزئی<sup>۳۶</sup> (SSM)

تقسیم بندی در نقاط معلوم از مرز کانال، برای تقسیم به تعدادی مقطع جزئی انجام می شود. در مقاطع جزئی همجوار پیرامون مرطوب در نظر گرفته نمی شود. این روش در EC-2 اجرا می شود. DRC <sup>۳۷</sup> -۵-۱-۵-۲ روش ۲۳

در این روش بر اساس تغییر زبری، مقطع عرضی رودخانه به صورت قائم تقسیم بندی می شود. در مقاطع جزئی همجوار پیرامون مرطوب در نظر گرفته نمی شود. این روش در HEC-RAS نیز اجرا می-شود.

۳-۵-۱-۵- سایر روشهای یکبعدی:

از جمله روشهای یکبعدی دیگری برای پیشبینی دبی جریان در مقاطع مرکب میتوان به روشهای اصلاحی زیر نیز اشاره نمود.

- روش آکرز [Ackers, 1992, 1993]
- Wormleaton & Merrett, 1990 [φ] φ روش اصلاح فاكتور
- روش تجزیه وزنی اصلاح شده [Atabay & Knight, 2004]

در شکل (۳–۱۰) نتایج منحنی دبی-اشل رودخانه سورن در ایستگاه مونتفورد بریج<sup>۳۸</sup> با استفاده از روشهای یک بعدی محاسبه شده و با منحنی دبی-اشل واقعی مقایسه شده است. مشاهده می شود که روش آکرز خطای بسیار کمتری نسبت به دو روش دیگر دارد. در حالیکه روش مقطع واحد بیشترین خطا دارد. نتایج بدست آمده از روشهای سنتی (پایه) همواره کمتر از مقدار واقعی است.

<sup>&</sup>lt;sup>36</sup> Sum of Segments Method

<sup>&</sup>lt;sup>37</sup> Division at Roughness Change

<sup>&</sup>lt;sup>38</sup> River Severn at Montford Bridge



شکل (۳-۱۰): مقایسه روشهای یکبعدی با منحنی دبی اشل در رودخانه سورن [ظهیری، ۱۳۷۸]

از بین روشهای یکبعدی ذکر شده در اینجا روش آکرز کاربرد وسیع و گستردهای در تحلیل هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب آزمایشگاهی و رودخانهای داشته است [Knight & Abril, 1996]، [Abril & Knight, 2004] و [Abril & Knight, 2004].

# ۳-۵-۱-۹- نرمافزارهای یکبعدی محاسبهی دبی جریان

از نرم افزارهای موجود یکبعدی میتوان به ISIS ، HEC-RAS ، HEC- که بر روابط مانینگ و دارسی-ویسباخ استوار میباشند، اشاره نمود. در مقطع مرکب، این نرم افزارها از دقت کمی در محاسبهی سرعت و دبی جریان برخوردارند.

نرم افزار HEC-RAS در اصل یک روش DCM است. به این صورت که مقطع مرکب بطور یکنواخت به مقاطع جزئی تقسیم میشود و تعیین دبی مشابه روش DCM است.

- نرم افزار ISIS مشابه HEC-RAS از تقسيم مقطع به مقاطع جزئي استفاده مي شود.
- نرم افزار MIKE11 مبتنی بر روش اصلاح شده DCM میباشد. تفاوت این روش با دو روش قبل در این است که MIKE11 هر دو ضریب مقاومت شزی<sup>۳۹</sup> و مانینگ را میپذیرد، که در روابط زیر قابل مشاهده است:

<sup>39</sup> Chezy Coeffitiont

$$\frac{gQ|Q|}{C^2AR} \tag{17-7}$$

$$\frac{gQ|Q|}{M^2 A R^{4/3}} \tag{1F-T}$$

که M عدد مانینگ معادل ضریب استریکلر <sup>۴۰</sup> و برابر با 1/n می باشد. ضریب شزی متناسب ضریب مانینگ است [Cunge, et al, 1980]:

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} = M R^{1/6}$$
(10-r)

که R در روابط ۳–۱۳ تا ۳–۱۵ یا با استفاده از شعاع مقاومت  $\mathbb{R}^*$  و یا شعاع هیدرولیکی  $\mathbb{R}_h$  محاسبه R

می شود. شعاع مقاومت جریان از رابطه (۳-۱۶) تعیین می شود [Engelund, 1966]:

$$\sqrt{R^*} = \frac{1}{A} \int_0^B h^{3/2} db \tag{19-4}$$

که h عمق آب و b پهنا آب در عمق h میباشد.

با مقایسه  $R_h$  و  $R_h$  می توان به این نتیجه رسید که در مقاطع عمیق انتخاب  $R_h$  محافظه کارانه است، در صور تیکه انتخاب  $R^*$  در مقاطع عمیق و باریک، دست بالا است.  $R^*$  بیشتر برای مقاطعی مناسب است که تغییرات قابل توجهای در شکل وجود داشته باشد.

۳-۵-۱۰-۱۰ مزایای مدلهای یک بعدی در مقاطع مرکب

- دارای روابط ساده میباشد.
- زمان محاسباتي نسبتا كوتاهي دارند.
- به فضای محاسباتی کمی نیاز دارند .
- به اطلاعات کمی نیاز دارند (فقط توپوگرافی و زبری).
- تنظیم مدل یکبعدی نسبت به مدلهای دیگر زمان کمتری نیاز دارد.

۳-۵-۱۱-۱۰- نقاط ضعف مدلهای یک بعدی:

<sup>&</sup>lt;sup>40</sup> Strickler Coeffitiont

میزان جزئیات خروجی کم است (یعنی توزیع عرضی و عمودی سرعت، جریان (دبی) واحد،
 تنش برشی بستر و سرعت اصطکاک (برشی) و غیره ارائه نمی دهد).

### ۳-۵-۲- معادلات ناویه-استوکس متوسط در عمق

این روابطه به صورت زیر بیان میشود [Rodi, 1980]:

$$\frac{\partial \overline{u}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{v}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{w}}{\partial z} = 0 \tag{1V-T}$$

متوسط در عمق به صورت زیر تعریف می  
شود: 
$$U = \frac{1}{H} \int_{Z_b}^{Z_w} \bar{u} dz \tag{11-٣}$$

با توجه به معادله پیوستگی و استفاده از قاعده لایبنیز<sup>۴۱</sup>، با فرض بستر ثابت و تعریف سرعت طولی متوسط در عمق U (رابطه ۳–۲۱ و ۳–۲۲)، جمله شتاب (جمله اول سمت چپ رابطه (۳–۲۸)) به صورت زیر نوشته می شود:

$$\int_{z_b}^{z_w} \frac{\partial \overline{u}}{\partial t} dz = \frac{\partial}{\partial t} \int_{z_b}^{z_w} \overline{u} dz - \overline{u}_w \frac{\partial z_w}{\partial t} + \overline{u}_b \frac{\partial z_b}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} (UH) - \overline{u}_w \frac{\partial z_w}{\partial t}$$
(Y4-7)

جمله اول انتقال (جمله دوم سمت چپ رابطه ۳-۲۸) به صورت زیر نوشته می شود:

$$\int_{z_b}^{z_w} \frac{\partial \overline{u^2}}{\partial x} dz = \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_b}^{z_w} \overline{u^2} dz - \overline{u^2}_w \frac{\partial z_w}{\partial x} + \overline{u^2}_b \frac{\partial z_b}{\partial x}$$
(\*.-\*)

با تعریف سرعت متوسط در عمق و ضریب بوسینسک β، جمله انتقال (جمله اول سمت راست رابطه ۳-۳۰) به صورت زیر نوشته می شود [Yen, 1973] و [Liggett,1994]:

$$\int_{z_b}^{z_w} \overline{u^2} dz = \beta U^2 h \tag{(1-7)}$$

عبارت  $ar{u}$  را می توان به صورت زیر نوشت:

$$\bar{\mathbf{u}} = \mathbf{U} + (\bar{\mathbf{u}} - \mathbf{U}) \tag{(mt-m)}$$

از جمله 
$$\overline{u^2}$$
 در راستای عمق انتگرال گیری میشود:

$$\int_{z_b}^{z_w} \overline{u^2} dz = \int_{z_b}^{z_w} U^2 dz + 2 \int_{z_b}^{z_w} (\bar{u} - U) U dz + \int_{z_b}^{z_w} (\bar{u} - U)^2 dz \qquad (\gamma\gamma - \gamma)$$

به همین ترتیب داریم:

$$\frac{\partial}{\partial t}(UH) + \frac{\partial}{\partial x}(U^{2}H) + \frac{\partial}{\partial y}(UVH) + \frac{\partial}{\partial x}\int_{z_{b}}^{z_{w}}(\bar{u} - U)^{2}dz + (\mathbf{T}^{\mathbf{F}}\mathbf{T}^{\mathbf{T}})$$

$$\frac{\partial}{\partial y}\int_{z_{b}}^{z_{w}}(\bar{u} - U)(\bar{v} - V)dz - \bar{u}_{w}\left(\frac{\partial z_{w}}{\partial t} + \bar{u}_{w}\frac{\partial z_{w}}{\partial x} + \bar{v}_{w}\frac{\partial z_{w}}{\partial y} - \bar{w}_{w}\right) + \bar{u}_{b}\left(\bar{u}_{b}\frac{\partial z_{b}}{\partial x} + \bar{v}_{w}\frac{\partial z_{b}}{\partial y} - \bar{w}_{b}\right) = -g\frac{\partial}{\partial x}\frac{1}{2}H^{2} - gH\frac{\partial z_{b}}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial x}\int_{z_{b}}^{z_{w}}\frac{\bar{u}u}{u}dz - \frac{\partial}{\partial y}\int_{z_{b}}^{z_{w}}\frac{\bar{u}v}{u}dz - \frac{\pi}{\rho}$$
Time the second secon

<sup>41</sup> Leibnitz Rule

$$\frac{\tau_{xx}}{\rho} = -\frac{1}{H} \int_{Z_b}^{Z_w} \overline{\dot{u}\dot{u}} \, dz \tag{4.4}$$

$$\frac{\tau_{xy}}{\rho} = -\frac{1}{H} \int_{z_b}^{z_w} \overline{\dot{u}\dot{\nu}} \, dz \tag{(4.5)}$$

در نتيجه معادلات سن و نان به صورت زير خلاصه مى شود [Bousmar, 2002]:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(UH) + \frac{\partial}{\partial y}(VH) = 0 \tag{(YV-Y)}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} &= -g \frac{\partial z_w}{\partial x} - g S_{fx} + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial x} \left( H \frac{\tau_{xx}}{\rho} \right) + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial y} \left( H \frac{\tau_{xy}}{\rho} \right) - \quad (\text{PA-P}) \\ \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_b}^{z_w} (\bar{u} - U)^2 dz - \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_b}^{z_w} (\bar{u} - U) (\bar{v} - V) dz \\ \frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} &= -g \frac{\partial z_w}{\partial y} - g S_{fy} + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial x} \left( H \frac{\tau_{yx}}{\rho} \right) + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial y} \left( H \frac{\tau_{yy}}{\rho} \right) - \quad (\text{PA-P}) \\ \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_b}^{z_w} (\bar{u} - U) (\bar{v} - V) dz - \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_b}^{z_w} (\bar{v} - V)^2 dz \\ - \text{algoring} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} \right] = \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial x} \int_{z_b}^{z_w} (\bar{u} - U) (\bar{v} - V) dz - \frac{1}{H} \frac{\partial V}{\partial y} \int_{z_b}^{z_w} (\bar{v} - V)^2 dz \\ - \text{algoring} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial x} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial x} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial x} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial x} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial x} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \left[ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial y} \right] \\ \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial$$

$$\rho\left(\frac{\partial \overline{u}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\overline{u}^2) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{u}\overline{v}) + \frac{\partial}{\partial z}(\overline{u}\overline{w})\right) = \rho X - \frac{\partial \overline{p}}{\partial x} + \rho v \nabla^2 \overline{u} - \qquad (f \cdot - f')$$

$$\rho\left(\frac{\partial}{\partial x}(\overline{u}\overline{u}) + \frac{\partial}{\partial y}(\overline{u}\overline{v}) + \frac{\partial}{\partial z}(\overline{u}\overline{w})\right)$$

$$(f \cdot - f')$$

که X مولفه نیروهای گرانشی در جهت x است که برابر با شیب بستر طولی (S<sub>ox</sub>) ضربدر ثابت گرانش (نیروی ثقل) و  $\nu' v' - \rho u' v' - \rho u' v'$  – تنشهای برشی آشفته رینولدز میباشند. با فرض جریان دائمی ( $\partial/\partial t=0$ ) و یکنواخت ( $\partial/\partial x=0$ ) و با صرفنظر کردن از اصطکاک ناشی از لزجت ( $v\nabla^2 u$ ) معادله (۴۰-۴) به صورت زیر نوشته می شود:

$$\rho\left(\frac{\partial}{\partial y}(\bar{u}\bar{v}) + \frac{\partial}{\partial z}(\bar{u}\bar{w})\right) = \rho g S_{0x} + \frac{\partial}{\partial y}\left(-\rho \overline{\dot{u}}\dot{v}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(-\rho \overline{\dot{u}}\dot{w}\right) \tag{F1-T}$$

معادله ساده شده (۳–۴۱) تعادل بین نیروی محرک گرانشی و تبادل مومنتوم (جریانهای ثانویه در سمت چپ و تنشهای رینولدز در سمت راست) را بیان میکند. رابطه (۳–۴۱)، با انتگرالگیری در جهت عمق نرمال (z)، بین تراز بستر (z<sub>b</sub>) و تراز سطح آزاد آب (z<sub>w</sub>) به معادله متوسط در عمق تبدیل میگردد. تراز بستر میتواند در عرض مقطع تغییر نماید، در صور تیکه تراز سطح آب در جهت عرضی افقی فرض شده است ( $\partial z_w/\partial y = 0$ ). با انتگرالگیری از جمله اول انتقال (سمت چپ ۳–۴۱) در جهت عمق و با استفاده از قاعده لایبنیز

داريم:

$$\int_{z_b}^{z_w} \rho \frac{\partial}{\partial y} (\bar{u}\bar{v}) dz = \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_b}^{z_w} \rho \bar{u}\bar{v} dz - \rho (\bar{u}\bar{v})_{(z_w,y)} \frac{\partial z_w}{\partial y} + \rho (\bar{u}\bar{v})_{(z_b,y)} \frac{\partial z_b}{\partial y}$$
(FY-Y)

که دو جمله آخر این رابطه برابر با صفر است (با فرض اینکه سرعت بر بستر 
$$\left( \,\overline{u}\overline{v}
ight) _{z_{b}}=0
ight)$$
 برابر با  
صفر است و سطح آب در جهت عرضی، افقی است ( $\partial z_{w}/\partial y=0$  )).

جمله دوم انتقال در سمت چپ (۳–۴۱) برابر با صفر است، بطوریکه مولفه عمودی سرعت (w) در بستر و سطح آب برابر با صفر است:

$$\int_{z_b}^{z_w} \frac{\partial}{\partial z} (\bar{u}\bar{w}) dz = (\bar{u}\bar{w})_{z_w} - (\bar{u}\bar{w})_{z_b} = 0$$
(FT-T)

با استفاده از قاعده لایبنیز و با فرض اینکه سرعت در بستر صفر است و سطح آب افقی است، جمله اول تنش رینولدز (عبارت دوم سمت راست رابطه ۳–۴۱) به صورت زیر نوشته می شود:

$$\int_{z_b}^{z_w} \frac{\partial}{\partial y} \left( -\rho \overline{\dot{u}} \dot{v} \right) dz = \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_b}^{z_w} \left( -\rho \overline{\dot{u}} \dot{v} \right) dz = \frac{\partial}{\partial y} \left( H \tau_{xy} \right)$$
(FF-T)

در پایان، از دومین جمله تنش رینولدز در راستای عمق انتگرال گیری می شود:

$$\int_{z_b}^{z_w} \frac{\partial}{\partial z} \left( -\rho \overline{u} \dot{w} \right) dz = \tau_{surf} - \tau_{bed} = -\tau_b \sqrt{1 + S_{oy}^2} \tag{Fa-r}$$

که  $au_{surf}$  و  $au_{surf}$  به ترتیب تصاویر افقی تنشهای برشی بستر و سطح آب میباشند. از تنش برشی سطح آب ( $au_{surf}$ ) (از اثر باد) صرفنظر شده است. تصویر افقی تنش برشی بستر برابر با مقدار تنش برطح آب ( $au_{surf}$ ) (از اثر باد) صرفنظر شده است. تصویر افقی تنش برشی بستر واقعی ( $au_{surf}$ ) (از اثر باد) صرفنظر شده است. محیط بستر واقعی ( $au_{oy} \Delta y$ ) و تصویر افقیاش ( $au_{oy}$ ) برشی بستر واقعی ( $au_{oy} \Delta y$ ) و تصویر افقیاش ( $au_{oy}$ ) است.  $au_{oy}$ 



شکل(۳–۱۱): تصویر تنش برشی بستر روی سطح افقی [Bousmar, 2002]

با استفاده از روابط (۳–۴۲) تا (۳–۴۵)، معادله مومنتوم ناویه-استوکس متوسط در عمق در جهت x، به صورت زیر نوشته می شود:

$$\rho g H S_0 + \frac{\partial}{\partial y} \left( H \tau_{xy} \right) - \tau_b \sqrt{1 + s_{0y}^2} = \frac{\partial}{\partial y} \int_{z_b}^{z_w} \rho \bar{u} \bar{v} dz \tag{69-7}$$

جمله سمت راست رابطه (۳-۴۶) (جریان ثانویه) به صورت متوسط در عمق  $(
ho ar{u} ar{v})_d$  نوشته می شود:

$$\rho g H S_0 + \frac{\partial}{\partial y} \left( H \tau_{xy} \right) - \tau_b \sqrt{1 + s_{0y}^2} = \frac{\partial}{\partial y} \{ H(\rho \bar{u} \bar{v})_d \}$$
(FV-TV)

### ۳-۵-۲-۱- مدلسازی تنش برشی و اصطکاک بستر

نایت و همکاران [Knight et al, 1989] مدل لزجت گردابهای بوسینسک را برای  $\tau_{xy}$  استفاده کرده و فرض نمودهاند که لزجت گردابهای  $\upsilon_t$  متناسب با عمق آب H و سرعت برشی <sup>\*</sup>U میباشد:  $\tau_{xy} = \rho \upsilon_t \frac{\partial U}{\partial y} = \rho \lambda H U^* \frac{\partial U}{\partial y}$  (۴۸-۳) که  $\Lambda$  ضریب لزجت گردابهای <sup>۴۲</sup> بدونبعد است. معادله دارسی-ویسباخ به صورت زیر نوشته میشود:

$$U = \sqrt{\frac{8g}{f}} R^{1/2} S_0^{1/2} \tag{49-7}$$

<sup>&</sup>lt;sup>42</sup> Eddy Viscosity Coefficient

شیب انرژی، سرعت برشی بستر 
$$(U^*)$$
 باید با استفاده از مدلهای اصطکاک تعیین شود. سرعت برشی  
بعنوان تابعی از تنش برشی بستر ( $( au_b)$  تعریف شده است: $rac{ au_b}{
ho} = gHS_{fx}$ 

$$U^* = \sqrt{\frac{\tau_{\rm b}}{\rho}} = \sqrt{\rm gRS_{\rm o}} \tag{(31-7)}$$

با استفاده از رابطه اصطکاک دارسی- ویسباخ برای بیان مقدار تنش برشی بستر و سرعت برشی و صرفنظر کردن از جمله جریان ثانویه به رابطه زیر خواهیم رسید:

$$\rho g S_0 H - \frac{f}{8} \rho U^2 \sqrt{1 + \frac{1}{s^2}} + \frac{d}{dy} \left( \rho \lambda H^2 \sqrt{\frac{f}{8}} U \frac{\partial U}{\partial y} \right) = 0 \qquad (\Delta Y - Y)$$

وارک و همکاران [Wark et al, 1990] با استفاده از رابطه مانینگ رابطه زیر را پیشنهاد نمودند:

$$\rho g H S_{0x} + \frac{\partial}{\partial y} \left( \nu_t \frac{\partial q}{\partial y} \right) - \frac{\rho g n^2}{H^{1/3}} \sqrt{1 + s_{oy}^2} \frac{q^2}{H^2} = 0 \tag{dm-m}$$

که n ضريب مانينگ، q = UH جريان واحد طول است.

رابطه دارسی- ویسباخ نسبت بین زبری و رژیم جریان آشفته را منعکس میکند و از طرف دیگر رابطه مانینگ به صورت تجربی ارائه شده است [Manning, 1889]. هر چند از رابطه دارسی- ویسباخ نیز گاهی اوقات استفاده میگردد، اما رابطه مانینگ ترجیح داده میشود. برای جریان یکنواخت (سطح آزاد آب موازی بستر، شیب انرژی (S<sub>fx</sub>) برابر با شیب بستر (S<sub>0</sub>))، معادله یکبعدی مانینگ به صورت زیر میباشد [Bousmar, 2002]:

$$U = \frac{R^{2/3}}{n} S_0^{1/2} \tag{df-r}$$

که U سرعت مقطع اصلی، R شعاع هیدرولیکی و n ضریب مانینگ میباشد. برای جریان غیر یکنواخت بطور سنتی فرض شده که شیب انرژی برابر با شیب بستر است که در جریان یکنواخت با دبی و سطح مقطع یکسان رخ میدهد [French, 1985]. مدلهایی از لزجت گردابهای (آشفته) در جدول (۳-۲) آورده شده است:

جدول (۳-۲): مدل های لزجت گردابهای

ضرايب	لزجت گردابهای	مدل
$\lambda_{mc} = \lambda_{fp}$	$\nu_t = \lambda \sqrt{\frac{f}{8}} \overline{U}_d H$	Model 1
$\lambda_{fp} = \lambda_{mc} (2Dr)^{-4}$	$\nu_t = \lambda \sqrt{\frac{f}{8}} \overline{U}_d H$	Model 2 [Shiono & Knight, 1991]
$\lambda_{fp} = \lambda_{mc}(-2 + 1.2Dr^{-1.44})$	$\nu_t = \lambda \sqrt{\frac{f}{8}} \overline{U}_d H$	Model 3 [Abril & Knight, 2004]
$\lambda_{mc} = \lambda_{fp}$ , $eta_{mc} = eta_{fp}$	$\nu_t = \lambda \sqrt{\frac{f}{8}} \overline{U}_d H + (\beta \delta)^2 \left  \frac{\partial \overline{U}_d}{\partial y} \right $	Model 4 [Prooijen et al, 2005]
$\lambda_{mc} = \lambda_{fp}$ , $eta_{mc} = eta_{fp}$	$\nu_t = \lambda \sqrt{\frac{f}{8}} \overline{U}_d H + \beta \delta \Delta \overline{U}_d$	Model 5 [Alavian &Chu, 1985]

# ۳-۵-۳- روشهای دوبعدی در مقاطع مرکب

روشهای یکبعدی در تعیین دبیهای جزئی، توزیع سرعت و تنش برشی و غیره که در مطالعات مربوط به پدیدههای انتقال رسوب، فرسایش جدارهها و طراحی کانالهای پایدار از اهمیت خاصی برخوردار است، فاقد کارائی لازم میباشند. مدلهای دوبعدی قادر به محاسبه توزیع سرعت و تنش برشی بوده و دبیهای جزئی و در نتیجه دبی کل جریان قابل محاسبه خواهد بود. مدلهای دوبعدی مختلفی در این ارتباط ارائه شده است که در زیر به آنها اشاره شده است:

- روش راجاراتنام و احمدي [Rajaratnum & Ahmadi ,1979]
  - روش وارک <sup>۴۴</sup> (LDM) (Wark et al, 1990)
- Shiono & Knight, 1989,1991] (SKM)<sup>6</sup> روش شيونو-نايت

<sup>&</sup>lt;sup>43</sup> Eddy Viscosity

<sup>&</sup>lt;sup>44</sup> Lateral Division Method

<sup>&</sup>lt;sup>45</sup> Shiono and Knight Method

- [Lambert & Sellin, 1996] روش لامبرت-سلين
  - روش اروین [Ervine et al, 2000]
  - روش <sup>۴۶</sup> [Donnell et al., 2001] RMA2
  - روش اسپونر شيونو [Spooner&Shiono,2003]
- روش رامشواران-شيونو [Rameshwaran&Shiono,2002]
  - [Prooijen et al, 2005]

نرم افزارهای موجود دوبعدی از قبیل TELEMAC2D ، DELFT2-D ، MIKE22 بر اساس معادله دیفرانسیل ناویه- استوکس میباشند. به این دلیل مشخصات جریان را در حالتهای سیلابی با دقت بیشتری ارائه میکنند. نتایج آزمایشگاهی FCF که در مقیاس بزرگ انجام شده است، معمولا برای بررسی و اثبات درستی و اعتبار روشهای دوبعدی مذکور استفاده شده است. روش شیونو-نایت (SKM) در اصل برای مقاطع مستقیم و نزدیک به مستقیم ایجاد شده است. تلاشهایی برای استفاده از روش SKM برای کانالهای غیر منشوری و مئاندری انجام شده است [2005].

روش اروین [Ervine et al, 2000] بر پایه روش شیونو- نایت [Shiono & Knight, 1989,1991] بر پایه روش شیونو- نایت [Seckin et al, 2009]. میباشد که میتوان از آن برای هر دو کانال مستقیم و مئاندر استفاده نمود [Seckin et al, 2009]. روش اسپونر و شیونو حل تحلیلی دوبعدی در مقاطع مئاندر است. روش رامشواران-شیونو در واقع روش SKM برای مقاطع مرکب مئاندری میباشد.

روش 2002 [Donnell et al, 2001] مدل عددی هیدرودینامیکی المان محدود متوسط در عمق دوست در معتوسط در معتوسط در عمق دوست (Weber & Menendez.,2005).

#### ۳-۵-۴- روشهای سهبعدی در مقاطع مرکب

روشهای سهبعدی به دلیل اینکه مشخصات جریان را در هر سه جهت مدل میکنند، کارایی بهتری نسبت به مدلهای دوبعدی دارند. اندازه گیری و تعیین پارامترهای هیدرولیکی جریان در شرایط واقعی

<sup>&</sup>lt;sup>46</sup> 2D Horizontal Hydrodynamic Finite-Element Model (RMA2-WES Software)

تقریبا غیرممکن است و استفاده از مدل سهبعدی را بسیار مشکل میکند. با وجود این شرایط، استفاده از این روشها توصیه نمیشود. در زیر تحقیقاتی که در این زمینه انجام شده ذکر گردیده است:

- [Kawahara & Tamai, 1988]
  - [Shiono & Lin, 1992] •
- [Sofialidis & Prinos, 1999]
  - [Morvan et al, 2001] •
  - [Shiono et al, 2003] •
- [Rameshwaran & Naden, 2004] •
- از نرم افزارهای موجود می توان به TELEMAC3D 'FLUENT 'CFX 'PHOENICS اشاره نمود، که قادر به مدل سازی سه بعدی مقاطع مرکب می باشند.
  - ۳-۶- توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب به روشهای دوبعدی

۳-۹-۱ مدل توزيع عرضي سرعت راجاراتنام-احمدي

راجاراتنام و احمدی [1979, Rajaratnum & Ahmadi ] روابط زیر را به عنوان توابع توزیع سرعت در جهت عرضی ارائه دادند:

$$\frac{U - U_o}{U_1 - U_o} = 1 - 0.75(Y_1 / b_m)^2 \tag{dd-r}$$

$$\frac{U - U_2}{U_0 - U_2} = \exp\left(-(\ln 2)(Y_2/b_f)^2\right)$$
 (d9-7)

که رابطه (۳–۵۵) برای مقاطع اصلی و رابطه (۳–۵۶) برای دشتهای سیلابی،  $U_0$  سرعت در مرز بین مقطع اصلی و دشت سیلابی،  $U_1$  و  $U_1$  بر  $U_2$  و  $U_1$  برعت در مقطع اصلی و دشت سیلابی،  $b_m$  فاصله مقطع اصلی و دشت سیلابی،  $U_0$  و  $U_1 = \frac{U-U_0}{U_1-U_0} = 0.25$  محرضی از محل سرعت  $U_0$  (مرز بین مقطع اصلی و دشت سیلابی) تا نقطه ای است که  $U_0 = 0.25 = \frac{U-U_0}{U_1-U_0}$  می میباشد و همچنین  $b_1$  فاصله عرضی از لبه دشت سیلابی تا نقطه ای است که  $U_0 = 0.25 = \frac{U-U_0}{U_1-U_0}$  می است که  $U_0 = 0.25 = \frac{U-U_0}{U_1-U_0}$  می میباشد و همچنین  $b_1$  فاصله عرضی از لبه دشت سیلابی تا نقطه ای است که  $U_0 = 0.25 = \frac{U-U_0}{U_1-U_0}$  می میباشد و همچنین  $b_1$  فاصله عرضی از لبه دشت سیلابی تا نقطه ای است که  $U_0 = 0.25 = \frac{U-U_0}{U_1-U_0}$  می میباشد و همچنین  $b_1$  فاصله عرضی از لبه دشت سیلابی تا نقطه ای است که مرز در مقطع اصلی معان داد که جریان آشفته و مؤلفه عرضی سرعت دارای مقدار حداکثر در نزدیکی مرز در مقطع اصلی میباشد و شدت آشفتگی با کاهش عمق آب در دشت سیلابی شروع به افزایش میکند [Imamoto & Ishigaki, 1990].

#### (LDM) مدل دوبعدی توزیع عرضی سرعت (LDM)

وارک و همکاران [Wark et al, 1990] معادله دیفرانسیل زیر را برای توزیع عرضی ارائه نمودند:

$$\rho g S_0 H - \frac{f}{8} \rho U^2 \sqrt{1 + \frac{1}{s^2}} + \frac{d}{dy} \left( \rho \lambda H^2 \sqrt{\frac{f}{8}} U \frac{\partial U}{\partial y} \right) = 0 \qquad (\Delta Y - \Upsilon)$$

رابطه (۳–۵۷) اثرات ضریب اصطکاک دارسی<sup>۴۷</sup> و انتشار<sup>۴۸</sup> را بعنوان ترمهای اتلاف درنظر می گیرد. شیونو- نایت در سال ۱۹۸۸، راه حل تحلیلی رابطه (۳–۵۷) را در مقطع عرضی ارائه دادهاند & Weber. Menendez,2005].

۳-۶-۳ مدل دوبعدی توزیع عرضی سرعت شیونو-نایت

در این روش مشابه همه روشهای دوبعدی از معادلات دیفرانسیل متوسط در عمق ناویه-استوکس برای حل توزیع عرضی سرعت در مقاطع ساده و مرکب استفاده می شود [Shiono & Knight, 1991].

$$\rho g H S_0 - \rho \frac{f}{8} U^2 \sqrt{1 + \frac{1}{S^2}} + \frac{\partial}{\partial y} \left( \rho \lambda H^2 \sqrt{\frac{f}{8}} U \frac{\partial U}{\partial y} \right) = \frac{\partial H(\rho \overline{U} \overline{V})}{\partial y} \tag{A-T}$$

که پارامترهای آن مشابه رابطه (۳–۵۷) میباشد. عبارت سمت راست رابطه (۳–۳۶) مربوط به جریانات  
ثانویه است که آن را با ۲ نشان میدهند و در آن 
$$\overline{U}$$
 و  $\overline{V}$  به ترتیب سرعتهای متوسط آشفته در  
جهتهای طولی و عرضی میباشند. جمله جریان ثانویه (Γ) با توجه به آزمایشهای متعددی که در  
مقاطع مرکب با ابعاد بزرگ FCF انجام شده به صورت مقادیر واسنجی شده زیر به دست آمده است:

$$\frac{\partial H(\rho \overline{U} \overline{V})}{\partial y} = \beta_s \rho g S_o H \tag{29-7}$$

ضریب  $\beta_s$  برای مقاطع جزئی، مقادیر ثابتی دارد. برای مقاطع مرکب همگن، این ضریب برای مقطع اصلی در حالت جریان عادی و سیلابی به ترتیب ۰/۱۵ و ۱/۱۰ و برای دشتهای سیلابی برابر (۰/۲۵-) به دست آمده است [Abril, 2002] و [Abril, 2002].

<sup>&</sup>lt;sup>47</sup> Darcy's Friction Coefficient

<sup>&</sup>lt;sup>48</sup> Diffusion

به طور کلی هر زمان که مؤلفههای سرعت ۷ و ۳ (به ترتیب مؤلفههای عرضی و قائم سرعت جریان) اهمیت پیدا کنند، جریان ثانویه به وجود آمده و هیدرولیک مقاطع مرکب را به نحو قابل ملاحظهای تحت تأثیر قرار میدهد. در یک مطالعه نشان داده شده است که صرفنظر کردن از اثر جریانات ثانویه در مقاطع مرکب آزمایشگاهی همگن، حداکثر ۴/۵٪ خطا در محاسبه دبی کل جریان ایجاد می کند، در حالیکه در مقاطع مرکب آزمایشگاهی غیرهمگن میزان حداکثر خطا حدود ۳۵٪ میباشد. حداکثر خطا در مقاطع مرکب همگن در عمق نسبی کم و در مقاطع مرکب غیرهمگن در عمق نسبی بالا اتفاق میافتد [ایوبزاده و همکاران، ۱۳۸۳].

برای حل رابطه (۳–۵۹)، ضرایب اصطکاک دارسی– ویسباخ، ضرایب لزجت جریان متلاطم و نیز ضرایب جریان ثانویه در مقطع اصلی و دشتهایسیلابی باید معلوم باشند. روابط واسنجی شدهٔ زیر برای مقاطع مرکب همگن و غیرهمگن با بستر ثابت ارائه شدهاند [Abril & Knight, 2004]:  $f_f = f_c f_r \otimes \lambda_f = \lambda_c \lambda_f$ 

$$f_r = n_r^2 (0.669 + 0.331 D_r^{-0.719}) \tag{91-T}$$

$$\lambda_r = -0.20 + 1.2D_r^{-1.44} \tag{97-r}$$

$$\Gamma_{c_{Het}} = \Gamma_{c_{Hom}} (1 + I_c) \tag{97-7}$$

که اندیس r نسبت ضرایب (اصطکاک دارسی- ویسباخ، لزجت جریان متلاطم، زبری مانینگ) دشت-سیلابی به مقطع اصلی، Dr عمق نسبی، اندیسهای <sup>۴۹</sup> Hom<sup>۴۹</sup> و Het<sup>۵۰</sup> به ترتیب بیانگر مقطع همگن و غیرهمگن و ضریب Ic مقداری از اثر جریانات ثانویه مربوط به مقطع اصلی است که باید در حالت مقطع غیرهمگن به مقدار این ترم در شرایط مقطع همگن اضافه شود. این ضریب به صورت زیر محاسبه می شود [Abril & Knight, 2004]:

<sup>49</sup> Homogen

<sup>&</sup>lt;sup>50</sup> Heterogen

$$I_c = 0.0347n_r^3 - 0.487n_r^2 + 3.03n_r - 2.57 \tag{94-7}$$

همانطور که مشاهده میشود در شرایط مقطع مرکب غیرهمگن، فقط جمله جریانات ثانویه مقطع اصلی افزایش پیدا میکند. دلیل این امر آن است که طبق مطالعات آزمایشگاهی محققین مختلف، در شرایط مقطع مرکب غیرهمگن ممکن است دبی جریان در رقوم بلافاصله بالاتر از عمق لبریز از دبی لبریز مقطع نیز کمتر شود [Shiono & Lin, 1923] و [Knight & Demetriou, 1983]. با توجه به سهم ناچیز دشتهای سیلابی در کل دبی جریان در عمقهای سیلابی کم، اصولاً باید دبی مقطع اصلی کاهش یابد. ضریب اصطکاک دارسی- ویسباخ در مقطع اصلی تنها تابع شرایط هندسی و هیدرولیکی مقطع اصلی است و تغییر زبری دشتهای سیلابی نباید باعث تغییر این ضریب شود. از طرف دیگر، بنا به مطالعات مختلف، تغییرات ضریب لزجت جریان متلاطم چندان تأثیری در تغییر دبی مقطع مرکب ندارد. بنابراین تنها ضریب تأثیرگذار در این شرایط، ضریب جریان ثانویه در مقطع اصلی است که تحت تأثیر افزایش ضریب زبری دشتهای سیلابی قرار گرفته و دبی جریان در مقطع اصلی را تغییر میدهد. نتایج تحقیقات آزمایشگاهی نیز افزایش اثر جریانات ثانویه در مقطع اصلی را تغییر میدهد. نتایج تحقیقات آزمایشگاهی نیز افزایش اثر جریانات ثانویه در مقطع شرایط دشتهای سیلابی زبرتر از مقطع اصلی را تأیید میکند [1991]. نکته

شده و از اثرات دیگر مثل عمق نسبی جریان، عرض نسبی و غیره صرفنظر شده است. برای محاسبه ضریب اصطکاک و ضریب بدون بعد لزجت جریان متلاطم در دشتهایسیلابی، باید ابتدا مقادیر این ضرایب در مقطع اصلی مشخص شده و سپس با استفاده از روابط (۳–۶۰) تا (۳–۶۲) مقادیر آنها در دشتهایسیلابی به دست آید. در اغلب مطالعات مربوط به هیدرولیک مقاطع مرکب، ابتدا ضریب زبری مانینگ مقطع اصلی در شرایط مقطع پر (عمق لبریز)، واسنجی شده و سپس همین مقدار برای شرایط سیلابی منظور میشود. اما در این تحقیق ضریب اصطکاک دارسی- ویسباخ مقطع اصلی، در شرایط جریان عادی از رابطهٔ (۳–۴۵) محاسبه شده و در رقوم بالاتر از آن، همین مقدار به صورت ثابت درنظر گرفته می شود. همچنین ضریب بدون بعد لزجت جریان متلاطم در شرایط عادی و سیلابی مقطع اصلی مقدار ثابت ۰/۰۷ فرض شده است [Abril, 2002].

$$f = \frac{8gn^2}{R^{1/3}} \tag{90-7}$$

پس از تعیین ضرایب اصطکاک، لزجت و جریان ثانویه در مقطع اصلی و دشتهای سیلابی، معادلهٔ (۳-۵۷) به ازاء هر عمق دلخواه جریان، حل شده و توزیع عرضی سرعت متوسط در عمق به دست می آید. با استفاده از این توزیع، دبی های جزئی و کل جریان در هر عمق محاسبه خواهد شد. ۳-۷- جریان ثانویه مقاطع مرکب مئاندر در مقطع اصلی (جریان پایه) پیچان رود اساساً یک مسئله مکانیک سیالات است که در آن چرخش نقش عمدهای را ایفا می کند. جریان ثانویه یا جریان چرخشی که در کانالهای انحنادار رخ می دهد برای اولین بار در سال ۱۸۷۶ توسط تامسون<sup>۱۵</sup> مورد بررسی قرار گرفت.

- این پدیده اساساً بدلایل زیر میباشد:
- اصطکاک در دیواره های کانال که باعث ایجاد سرعت بیشتر در مرکز کانال نسبت به مجاورت دیواره ها می شود،
  - نیروی گریز از مرکز، که باعث انحراف مسیر حرکت ذرات آب از حالت مستقیم می شود.
  - توزیع عمودی سرعت که در جریان وجود دارد و باعث حرکت مارپیچی در جریان می شود.

در کانالهای انحنادار اصطکاک در مقایسه با کانالهای مستقیم بزرگتر است و بطور طبیعی جریان مارپیچی منجر به فرسایش موضعی بستر و دیوارهها میشود. رابطه بین جریان مارپیچی و نسبت شعاع به عرض به صورت آزمایشگاهی توسط شاکری مطالعه شده است [Shukry, 1950]. مشاهده توزیع سرعت در قوس منظم، با مقطع ذوزنقهای و با جریان پایه نشان میدهد که حداکثر سرعت با توجه به مشخصههای مدل فیزیکی کانال، در ساحل قوس داخلی و ورودی کانال رخ می-

<sup>&</sup>lt;sup>51</sup> Thomson

دهد و سپس توزیع سرعت در عمق به سمت یکنواخت شدن میل میکند و بعد از گذشتن از رأس قوس سرعت حداکثر بطرف قوس خارجی حرکت میکند [Ippen A. T., & Drinker, 1962] و Ian] Ye &. Mc Corquadale, 1998.

در سال ۱۹۸۶ انور با اندازه گیری سهبعدی سرعت جریان در قوس رودخانهای با مقیاس کوچک و با شعاع داخلی ۱۹ متر، ساختار جریان، تنشهای برشی و نرمال و توزیع سرعت طولی و عرضی در قوس رودخانهها را مورد مطالعه قرار داده است و به این نتیجه دست یافت که الگوی سرعت در ورودی قوس به شعاع قوس بستگی ندارد ولی در خروجی قوس اثرات الگوی جریان باقی می ماند [Anvar, H., 1986]. درحالتی که الگوی جریان ثانویه در خم مدنظر باشد، بهتر است که مقطع عرضی رودخانه در سه بخش درنظر گرفته شود. ناحیه مرکزی که تحت تاثیر دیوارهها نیست و بخشهای کناره داخلی<sup>۹۲</sup>و کناره خارجی<sup>۹۳</sup> که تحت تاثیر دیوارهها می باشند. شکل (۳–۱۲) مقطع عرضی یک رودخانه پیچان رودی را نشان می دهد.



شکل(۳-۱۲) : مقطع عرضی یک رودخانه پیچانرودی طبیعی

در خم رودخانهها، علاوه بر نیروهای اصطکاکی و مماسی، نیروهای شعاعی نیز بر توده آب اثر میکنند. مهمترین نیرو، نیروی گریز از مرکز است. این نیرو در جهت بیرونی به آب نیرو وارد میکند. جریان سریع در سطح آب به سمت قوس خارجی میباشد. شار آب به سمت قوس خارجی باعث افزایش

<sup>52</sup> Inner Bank

<sup>53</sup> Outer Bank

ارتفاع آب در نزدیکی ساحل خارجی میشود و سطح آب در نزدیکی ساحل داخلی افت میکند و تاثیر این دو پدیده باعث شیبدار شدن سطح آب میشود. شیب سطح آب باعث ایجاد نیروی گرادیان فشار در جهت داخل میشود. تا زمانیکه نیروهای گریز از مرکز و گرادیان فشار مساوی شوند آب در سمت ساحل خارجی جمع میشود. در نزدیکی سطح، نیروی گریز از مرکز از فشار جریان عرضی بیشتر شده و آب به سمت خارج کشیده میشود، در نزدیکی بستر نیروی فشاری غالب است و جهت جریان به سمت داخل است. این پدیده منجر به ایجاد چرخش میشود.

شکل(۳-۱۳) طبیعت جریان ثانویه در خم رودخانه در حالت جریان عادی را نشان میدهد و همچنین شکل(۳-۱۴) نحوه توزیع سرعت را در خم رودخانه در حالت جریان عادی را نشان میدهد.



شکل(۳–۱۳) : توسعه جریان ثانویه در خم رودخانه



شکل(۳–۱۴) : الگوهای توزیع سهبعدی جریان در پیچانرود

# ۸-۳ مطالعات هیدرولیک جریان و تئوری مدل توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب مئاندر

مقاطع مرکب مئاندر نسبت به مقاطع مرکب مستقیم از پیچیدگی بیشتری برخوردار است. در این حالت جریانهای ثانویه حلزونی با منحنی مئاندر و تغییرات عرضی سطح جریان توسعه مییابد [Shiono & Muto, 1998]، [Ervine, et al, 2000]، [Shiono & Muto, 1998]. مطابق شکل(۳–۱۵) مکانیسم اثر متقابل مقطع اصلی و دشتسیلابی در مجاری مئاندر نسبت به کانالهای مستقیم به وضوح متفاوت است. همچنین تغییرات گسترده در توزیع طولی سرعت از قوس داخلی به سمت قوس خارجی مئاندر وجود دارد. به علت تغییرات متوالی شعاع انحناء پارامترهای جریان در مجاری پیچانرودی نسبت به مجاری مستقیم به طور قابل ملاحظهای پیچیدهترند [Patra, et al, 2004].



دو علت اصلی وجود جریانهای ثانویه، تنش برشی بین مقطع اصلی و دشتسیلابی و شتاب گریز از مرکز میباشند. این مشخصهها توسط سلین و همکاران [Sellin, et al, 1993] برای آبراهههای مئاندری با بستر صلب گزارش شده است. شدت و جهت غالب چرخشها میتواند اثر شدیدی بر مورفولوژی بستر و توزیع سرعت داشته باشد. توزیع دبی جریان و سرعت در رودخانههای پیچانرودی مبحث مهمی در هیدرولیک رودخانهها به شمار آمده و از نقطه نظر عملی در رابطه با حفاظت دیواره، الگوهای انتقال و تهنشت رسوب، انتشار آلودگی، آبگیری و کشتیرانی مورد مطالعه قرار گرفتهاند.

گزارشهای قابل دسترس محدودی در خصوص آبراهههای مئاندر با دشتسیلابی وجود دارد. بیشتر تحقیقات [Greenhill & Sellin, 1993]، [Toebes & Sooky, 1967]، [Sellin et al, 1993]، [Greenhill & Sellin, 1993]، و [Wark & James, 1994]، [Willetts & Hardwick, 1993] و [Shiono et al, 1999] بر موضوع اتلاف انرژی، رابطه دبی-اشل مقاطع مرکب مئاندر متمرکز شده است. پاترا و همکاران، موتو و شیونو [Patra et al, 2004]، [Muto, 1995]، [Shiono & Muto, 1993] توزيع سرعت در مقاطع مركب مئاندر را مورد مطالعه قراردادهاند.

۳-۹- توزیع عرضی سرعت در مقاطع مرکب مئاندر

همانطور که قبلاً ذکر شده است توزیع عرضی سرعت در مقاطع مئاندر نسبت به مقاطع مستقیم بسیار پچیدهتر و متفاوت میباشد. نایت، شیونو و اروین توزیع عرضی سرعت را در مقاطع مرکب مئاندر مورد بررسی قراردادهاند. از مدلهای توسعه داده شده در این مقاطع میتوان به مدل اروین و همکاران (Ervine et al, 2000 SKM هاسپونر-شیونو [Spooner & Shiono, 2003] و راماشواران- شیونو باشند. اروین و همکاران (Ramashwaran & Shiono, 2002,2003) می-باشند. اروین و همکاران (Ervine et al, 2000) ماره نمود. اکثر این مدلها توسعه روش MK می-مدل شیونو-نایت پیشنهاد کردند. آنها فرض کردند که هر دو سرعت محلی آ و  $\nabla$  با سرعت طولی متوسط در عمق (U) متناسب میباشند. آنها همچنین حل تحلیلی مدل خود را ارائه نمودند.

اروین و همکاران [Bousmar & Zech,2001b] و بوسمار و زیچ [Bousmar & Zech,2001b] پیشنهاد داده-اند که جمله جریان ثانویه را به دو بخش انتشار در جریان یکنواخت (جریان ثانویه حلزونی) و انتقال عرضی (انتقال جرم بهعلت غیر منشوری بودن کانال) تفکیک نمودند.

اسپونر-شیونو در سال ۲۰۰۳، برای پیش بینی توزیع سرعت و تنش برشی بستر در مقاطع مئاندر، مدل دوبعدی متوسط در عمق زیر (رابطه ۳-۶۶) را به صورت تحلیلی حل نمودند:

$$\rho \left[ \frac{r_{in}}{r_{in} + y_{in}} \frac{\partial \overline{U}_{d}^{2}}{\partial x} + \frac{\partial (\overline{U}\overline{V})_{d}}{\partial y} + \frac{2(\overline{U}\overline{V})_{d}}{r_{in} + y_{in}} \right] = \frac{r_{in}}{r_{in} + y_{in}} \rho g S_{0} +$$

$$\frac{r_{in}}{r_{in} + y_{in}} \frac{\partial (\tau_{xx})_{d}}{\partial x} + \frac{\partial (\tau_{xy})_{d}}{\partial y} - \tau_{b} + \frac{2(\tau_{xy})_{d}}{r_{in} + y_{in}}$$

$$\sum_{r_{in}} \frac{\partial (\tau_{xx})_{d}}{\partial x} + \frac{\partial (\tau_{xy})_{d}}{\partial y} - \tau_{b} + \frac{2(\tau_{xy})_{d}}{r_{in} + y_{in}}$$

$$\sum_{r_{in}} \frac{\partial (\tau_{xx})_{d}}{\partial x} + \frac{\partial (\tau_{xy})_{d}}{\partial y} - \tau_{b} + \frac{2(\tau_{xy})_{d}}{r_{in} + y_{in}}$$

$$\sum_{r_{in}} \frac{\partial (\tau_{xx})_{d}}{\partial x} + \frac{\partial (\tau_{xy})_{d}}{\partial y} - \tau_{b} + \frac{2(\tau_{xy})_{d}}{r_{in} + y_{in}}$$

منحنیالخط در ابتدا در سال ۱۹۳۱ توسط [Tollmien,1931] اثبات شده بود.

اسپونر و شیونو با صرفنظر کردن از افتهای ناشی از شتاب، جریان ثانویه و نیروی گریز از مرکز، رابطه زیر را پیشنهاد نمودند:

$$\overline{U}_d = \left[\frac{SH^{4/3}}{\left(\frac{r_{in}+y_{in}}{r_{in}}\right)n^2}\right]^{1/2} \tag{FV-Y}$$

معادله حرکت در جهت جریان و معادله پیوستگی برای جریان آرام در زیر نشان داده شده است:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{r_{in}}{r_{in} + y_{in}} U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} + W \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{UV}{r_{in} + y_{in}} = -\frac{r_{in}}{r_{in} + y_{in}} \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_h}$$
(9A-T)

$$\frac{r_{in}}{r_{in}+y_{in}}\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z} + \frac{V}{r_{in}+y_{in}} = 0$$
(99-7)

که U,V,W سرعتهای لحظهای در جهت t ،x,y,z زمان و 
$$rac{\partial P}{\partial x_h}$$
 تغییرات فشار هیدرواستاتیک در

امتداد کانال میباشند.

با فرض جریان دائمی
$$\Bigl(rac{\partial U}{\partial t}=0\Bigr)$$
، رابطه (۲۳-۶۸) به صورت زیر نوشته می شود:

$$\frac{r_{in}}{r_{in}+y_{in}}\left(\frac{\partial U^2}{\partial x}-U\frac{\partial U}{\partial x}\right)+\left(\frac{\partial UV}{\partial y}-U\frac{\partial V}{\partial y}\right)+\left(\frac{\partial WU}{\partial z}-U\frac{\partial W}{\partial z}\right)+ \qquad (\vee - \vee)$$

$$\frac{UV}{r_{in}+y_{in}} = -\frac{r_{in}}{r_{in}+y_{in}}\frac{1}{\rho}\frac{\partial P}{\partial x_h}$$

با فاکتور گیری از جمله U داریم:

$$\frac{r_{in}}{r_{in}+y_{in}}\frac{\partial U^{2}}{\partial x} + \frac{\partial UV}{\partial y} + \frac{\partial WU}{\partial z} + \frac{UV}{r_{in}+y_{in}} - U\left(\frac{r_{in}}{r_{in}+y_{in}}\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z}\right) = \qquad (V1-V)$$

$$\frac{1}{r_{in}+y_{in}} \overline{\rho} \, \overline{\partial x_h}$$

$$\frac{r_{in}}{r_{in}+y_{in}}\frac{\partial U^{2}}{\partial x} + \frac{\partial UV}{\partial y} + \frac{\partial WU}{\partial z} + \frac{2UV}{r_{in}+y_{in}} - U\left(\frac{r_{in}}{r_{in}+y_{in}}\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z} + \frac{V}{r_{in}+y_{in}}\right) = -\frac{r_{in}}{r_{in}+y_{in}}\frac{1}{\rho}\frac{\partial P}{\partial x_{h}}$$
(YY-Y)

با توجه با رابطه پیوستگی داریم:

$$\left(\frac{r_{in}}{r_{in}+y_{in}}\right)\frac{\partial U^2}{\partial x} + \frac{\partial UV}{\partial y} + \frac{\partial WU}{\partial z} + \left(\frac{2}{r_{in}+y_{in}}\right)UV = -\left(\frac{r_{in}}{r_{in}+y_{in}}\right)\frac{1}{\rho}\frac{\partial P}{\partial x_h}$$
(YY-Y)

$$\frac{r_{in}}{r_{in}+y_{in}}\frac{\partial(\bar{\upsilon}+\dot{u})(\bar{\upsilon}+\dot{u})}{\partial x} + \frac{\partial(\bar{\upsilon}+\dot{u})(\bar{\upsilon}+\dot{v})}{\partial y} + \frac{\partial(\bar{\upsilon}+\dot{u})(\bar{w}+\dot{w})}{\partial z} +$$

$$\frac{2(\bar{\upsilon}+\dot{u})(\bar{\upsilon}+\dot{v})}{r_{in}+y_{in}} = -\frac{r_{in}}{r_{in}+y_{in}}\frac{1}{\rho}\frac{\partial P}{\partial x_{h}}$$
(Vf-T)

با سادهسازی و تفکیک معادله به جملات سرعت و تنشهای رینولدز رابطه به صورت زیر نوشته می-

شود:

$$\left[\frac{r_{in}}{r_{in}+y_{in}}\frac{\partial \overline{U}^{2}}{\partial x}+\frac{\partial \overline{U}\overline{V}}{\partial y}+\frac{\partial \overline{W}\overline{U}}{\partial z}+\frac{2\overline{U}\overline{V}}{r_{in}+y_{in}}\right]+\left[\frac{r_{in}}{r_{in}+y_{in}}\frac{\partial \overline{u}^{2}}{\partial x}+\frac{\partial \overline{u}\overline{v}}{\partial y}+\right]$$
(Va-T)

$$\frac{\partial \overline{u} \dot{w}}{\partial z} + \frac{2 \overline{u} \dot{v}}{r_{in} + y_{in}} \bigg] = -\frac{r_{in}}{r_{in} + y_{in}} \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_h}$$
  
*ج*ملات تنش برشی با جملات تنشهای رینولدز جایگزین می شوند:

$$\begin{split} \left(\bar{\dot{u}}^{2} = -\frac{1}{\rho}\tau_{xx}, \bar{\dot{u}}\bar{\dot{v}} = -\frac{1}{\rho}\tau_{xy}, \bar{\dot{u}}\bar{\dot{w}} = -\frac{1}{\rho}\tau_{xz}\right) \\ \left[\frac{r_{in}}{\rho}\tau_{in}+y_{in}\frac{\partial \overline{u}^{2}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{u}\overline{v}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{w}\overline{u}}{\partial z} + \frac{2\overline{u}\overline{v}}{r_{in}+y_{in}}\right] = \frac{1}{\rho}\left[\frac{r_{in}}{r_{in}+y_{in}}\frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} + (Y^{\rho}-\Psi)\right] \\ \left[\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \frac{2\tau_{xy}}{r_{in}+y_{in}}\right] - \frac{r_{in}}{r_{in}+y_{in}}\frac{1}{\rho}\frac{\partial P}{\partial x_{h}} \\ \mathcal{E}(\tau_{in}+y_{in}, \tau_{in}) \\ \mathcal{E}(\tau_{in}+y_{in}, \tau_{in}) \\ \mathcal{E}(\tau_{in}, \tau_{in}) \\ \mathcal{E}(\tau_{in$$
اسپونر و شیونو برای حل تحلیلی رابطه دوبعدی متوسط در عمق (۳-۷۷)، از مدل اروین و همکاران

[Ervine et al. 2000] استفاده نمودهاند:

$$\overline{UV} = K(\overline{U}^2)_d , \frac{\partial (\overline{U}^2)_d}{\partial x} = \dot{K}(\overline{U}^2)_d , \frac{\partial (\overline{U}^2)_d}{\partial y} = K''(\overline{U}^2)_d$$
(VA-T)

با جایگذاری رابطه (۳–۷۷) درطرف چپ رابطه (۳–۷۷) و ضرب در 
$$\left(rac{r_{in}+y_{in}}{r_{in}}
ight)$$
میتوان نوشت:

$$K_{a} = K' + \frac{r_{in} + y_{in}}{r_{in}} KK'' + \frac{2K}{r_{in}}$$
(Y9-Y)

که  $K_a$  یک مقدار ثابت نبوده و به شعاع انحناء و عرض کانال وابسته است. <sup>K</sup> جمله شتاب،  $K_a$  (<sup>K</sup>) جمله جریان ثانویه و  $\left(\frac{2K}{r_{in}}\right)$  جمله گریز از مرکز است. به همین ترتیب جملات تنشهای رینولدز در حالت متوسط در عمق حل و ساده سازی می شود:

$$\rho HS_o - \frac{r_{in} + y_{in}}{r_{in}} \frac{f}{8} (\overline{U}^2)_d - HK_a (\overline{U}^2)_d = \qquad (\wedge \cdot - \Psi)$$

$$- \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{1}{2} \frac{r_{in} + y_{in}}{r_{in}} \lambda H^2 \left( \frac{f}{8} \right)^{1/2} K'' (\overline{U}^2)_d \right) - \frac{2}{r_{in}} \left( \frac{1}{2} \lambda H^2 \left( \frac{f}{8} \right)^{1/2} K'' (\overline{U}^2)_d \right)$$

$$r_{in} = (\wedge \cdot - \Psi)$$

$$r_{in} = (\wedge \cdot - \Psi)$$

$$r_{in} = (\wedge \cdot - \Psi)$$

$$\rho \mathrm{HS}_{\mathrm{o}} - \frac{\mathrm{r}_{\mathrm{in}} + \mathrm{y}_{\mathrm{in}}}{\mathrm{r}_{\mathrm{in}}} \frac{f}{8} (\overline{U}^2)_d - \mathrm{HK}_{\mathrm{a}} (\overline{U}^2)_d = 0 \tag{A1-T}$$

$$\overline{U}_{d} = \sqrt{\frac{gHS}{\frac{HK_{a} + \frac{\Gamma_{\text{in}} + y_{\text{in}}}{\Gamma_{\text{in}}} \left(\frac{f}{8}\right)}} \tag{AY-Y}$$

برای کانالهای طبیعی، با صرفنظر کردن از  $K_a$  داریم:

$$\overline{U}_{d} = \sqrt{\frac{gHS}{\frac{r_{in}+y_{in}(f)}{r_{in}}}} \tag{AT-T}$$

#### ۲−۱۰− CFD در هیدرولیک مقاطع مرکب

دینامیک سیالات محاسباتی (CFD) دانشی در رابطه با محاسبه جریان و پارامترهای مربوطه با استفاده از کامپیوتر میباشد. معمولاً بدنه سیال به چندین سلول یا المان که تشکیل یک شبکه را میدهد تقسیم بندی می گردد سپس معادلات مربوطه برای هر سلول به منظور محاسبه متغیرهای مجهول حل می شوند. انجام این کار ملزم به استفاده از کامپیوتر است. بنابراین این دانش تا چندی پیش پیشرفت چندانی بالاخص از جنبه کاربردی نداشته است و مسایل هیدرولیکی و رسوبی با استفاده از مدل های فیزیکی حل می گردید. مدل های فیزیکی در مقایسه با مدل های عددی وقت گیر و مسلتزم صرف هزینه سنگین تری می باشند. در طی سال های اخیر استفاده از دینامیک سیالات محاسباتی توسط مهندسین در رابطه با مسایل هیدرولیکی و رسوبی مورد استفاده فراوانی قرار گرفته است. روش های عددی بطور معمول از الگوریتم های کامپیوتری برای حل معادلات حاکم در مکان های تعیین شده قبلی در میدان مسئله مورد نظر که شبکه نامیده می شود استفاده می کنند.

۳-۱۰-۱۰ معادلات مدل دوبعدی

مدلهای دوبعدی به دو دسته کلی متوسط عمقی و متوسط عرضی تقسیم میشوند. در مهندسی رودخانه مدلهای متوسط عمقی بیشتر مورد استفاده قرار می گیرند. در این مدلها برای شبیهسازی جریانات کم عمق استفاده می شود و روابط حاصل از انتگرال عمقی گرفتن از معادلات پیوستگی و ناویه-استوکس در این مدل استفاده شده است.

**۲–۱۰–۳** مدل متلاطم

اغلب جریانهای که در طبیعت رخ میدهد از نوع جریانهای متلاطم بوده و محاسبه و پیشگویی رفتار این جریانها نیاز به مدلسازی ریاضی دارد. حرکت متلاطم جریان بر بسیاری فرایندهای فیزیکی و شیمیایی تاثیر قابل توجهی می گذارد. جریانهای متلاطم طیف وسیعی از اندازههای مختلف گردابهها که به شدت تابع زمان میباشند را شامل می شود. برای بیشتر مسایل مهندسی لازم نیست که جزئیات نوسانات آشفته را حل کنیم. معمولاً فقط اثرات آشفتگی بر جریان متوسط ملاحظه می شود. ما همیشه به عباراتی برای تنشهای رینولدز در معادلات مدلهای دوبعدی و سهبعدی نیاز داریم.

#### ۳-۱۰-۳- حل عددی معادلات ناویه – استوکس

در جریان غیرقابل تراکم، معادلات مومنتوم (ناویه- استوکس) ارتباط بین گرادیان فشار و سرعت وجود دارد در حالیکه در معادله پیوستگی ارتباط مستقیمی با فشار وجود ندارد. بدلیل یک چنین اتصال ضعیفی، همگرایی و پایداری روش عددی حل معادلات ناویه-استوکس بستگی زیادی به این مسئله دارد که چگونه گرادیان فشار و سرعتها ارزیابی شوند. قرار دادن متغیرها در مرکز حجمهای کنترل و استفاده از درونیابی خطی برای تغییرات گرههای درونی معمولاً منجر به ایجاد نوسان غیرفیزیکی گره به گره میشود. یک شیوه برای محدود کردن این نوسانات استفاده از شبکه (Harlow & Welsh's, می میشود. یک شیوه برای محدود کردن این نوسانات استفاده از شبکه و Siggered میباشد، که در روشهای MAC ارائه شده توسط هارلو و ولش , Ialow & Welsh's (امه این و استاده از درونیابی و استفاده از انه شده توسط هارلو و ولش , Ialow & Welsh's و Siggered یکیک و و اسپالدینگ (امه این این این این این این این این از این این در آنها از SIMPLE استفاده شده است. روشهای دیگری وجود دارد که در آنها از تکنیک درونیابی مومنتوم ارائه شده توسط رای و چاو [Rhie & Chow, 1983] در یک شبکه -non تکنیک درونیابی مومنتوم ارائه شده توسط رای و چاو روش هایتا و این این این این از ناویه- استوکس دوبعدی مفید میباشد.

۳-۱۰-۴- توزیع سرعت در خم

نحوه توزیع عمودی سرعتها در جهت مختلف جریان از جمله مشخصههای مهم در خمها میباشند. روابط مختلفی برای توزیع سرعت در جهت جریان (primary) و جهت عرضی (secondary) توسط محققین مختلف ارائه شده است. برای تعیین ضرایب پراکندگی موجود در معادلات مومنتوم و همچنین برای بدست آوردن اجزای سرعت طولی و عرضی در عمق با استفاده از سرعت متوسط عمقی حاصل از مدل دوبعدی به روابطی برای توزیعهای سرعت در جهات طولی و عرضی نیاز داریم. شکل (۳-۹۲) شماتیکی از کانال و پروفیلهای سرعت در جهات اصلی S و جهت عرضی n را نشان میدهد.



شکل (۳–۱۶) : شمایی از کانال و توزیع سرعت در خم

#### ۳-۱۱- جمع بندی

در این فصل برای درک بهتر و دقیقتر هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب مستقیم و مناندر، در ابتدا ساختار جریان در دشتهای سیلابی مورد بررسی قرار گرفت. این نکته قابل ذکر است که تازمانیکه آب در مقطع اصلی جاری است، اثر جریان ثانویه بسیار ناچیز و قابل صرفنظر کردن می باشد، ولی بمحض سرریز شدن آب به دشتهای سیلابی، شرایط جریان کاملاً متفاوت خواهد شد. در حالت مقطع مرکب مئاندر، نیروی گریز از مرکز، هیدرولیک جریان را تحت تاثیر قرار می دهد. در این فصل روش های یک-بعدی و دوبعدی نیز مورد بررسی قرار گرفت. در مقاطع مرکب مستقیم مدل شیونو و نایت در مقایسه با بقیه روش ها دارای دقت بهتری است. در مقاطع مرکب مئاندر، تاکنون مدلی که دقت مناسبی در پیش بینی هیدرولیک جریان داشته باشد، ارائه نشده است.

# فصل چهارم۵۱رائه الکوریتم جدید تعیین سرعت چریان در مقاطع مرکب مستقیم و مثاندر

- مقدمه
- مقاطع مركب مستقيم
- مقاطع مرکب مئاندر
- حل عددی مدل دوبعدی متوسط در عمق
  - دادههای آزمایشگاهی و رودخانهای

۴–۱– مقدمه

در مقاطع مرکب مستقیم، در شرایط جریان پایه که آب فقط در مجرای اصلی در جریان است، دو محدوده جریان چرخشی در کنارههای رودخانه تشکیل خواهد شد. با افزایش عمق جریان و سرریز شدن به دشتهای سیلابی، قدرت چرخشی این سلولها تشدید می شود. در مقاطع مرکب مئاندر، شرایط کاملاً متفاوت است. جهت چرخش سلولهای جریان ثانویه در شرایط جریان پایه معکوس جهت چرخش سلولهای جریان ثانویه در شرایط سیلابی است. نیروی گریز از مرکز و انتقال مومنتوم دو علت اصلی وجود جریانهای ثانویه در مقاطع مرکب مئاندر می باشند. در این فصل، به منظور حل عددی مدل دوبعدی متوسط در عمق و تعمیم آن به کلیه یمقاطع مرکب آزمایشگاهی و رودخانهای با مسیر مستقیم و مئاندر، روابط بدون بعد مناسبی برای محاسبه اثر جریانهای ثانویه در مقطع اصلی و دشتهای سیلابی ارائه شده است.

۲-۴ مقاطع مرکب مستقیم

#### ۴-۲-۱- مبانی مدل ریاضی دوبعدی

به دلیل مشکل بودن اندازه گیری جریانهای ثانویه (V) در رودخانههای سیلابی، محققین مختلف سعی کردهاند فرضیاتی ارائه نمایند که اثر این سرعت را به کمک پارامترهای اصلی جریان از قبیل سرعت طولی، عمق جریان و نیز درجه پیچانرودی مقطع مرکب برآورد کنند. با این وجود، تاکنون رابطهی کلی و مناسبی به این منظور برای شرایط مختلف هیدرولیکی و هندسی رودخانهها ارائه نشده است. در شکل (۴–۱)، پارامترهای هیدرولیک جریان در یک رودخانه سیلابی نشان داده شدهاند.



شکل (۴-۱): پارامترهای هیدرولیک جریان در رودخانهی طبیعی [Ervine et al. 2000]

دو روش مهم در این زمینه به صورت زیر قابل ارائه است: شیونو و نایت (۱۹۹۱)، با استفاده از دادههای آزمایشگاهی در مقاطع مرکب همگن با مسیر مستقیم و ابعاد بزرگ (FCF)، جملهی اثر جریانهای ثانویه را به صورت تابعی از تنش برشی بستر پیشنهاد دادهاند:

$$\frac{\partial H(\rho \overline{U}\overline{V})_{d}}{\partial y} = \beta_{s} \rho g S_{0} H$$
(1-\*)

در این رابطه، ضریب  $\beta_s$  برای مقاطع مرکب همگن، در مقطع اصلی در شرایط جریان عادی و سیلابی به ترتیب ۰/۰۵ و ۰/۱۵ و برای دشتهای سیلابی برابر ۰/۲۵– به دست آمده است. برای مقاطع مرکب غیرهمگن که ضریب زبری دشتهایسیلابی بیشتر از مقطع اصلی است (حالت واقعی اغلب رودخانهها)، ضرایب مشخصی ارائه نشده است.

اروین و همکاران (۲۰۰۰)، فرض کردند سرعت عرضی، ضریبی از سرعت طولی است:

$$V = KU \implies \frac{\partial H(\rho \overline{U}\overline{V})_d}{\partial y} = \frac{\partial \left(\rho K \overline{U}^2\right)}{\partial y}$$
(Y-F)

که k ضریب تناسب است. این ضریب تابع عمق و زبری دشت سیلابی و درجه پیچانرودی رودخانه است. با واسنجی مدل ریاضی شبه دوبعدی ارائه شده توسط این محققین، ضریب تناسب در مقطع است. با واسنجی مدل ریاضی به ترتیب ۲۵/۰ و ۰

هر دو روش فوق، با محدودیتهایی مواجه هستند. برای اصلاح و توسعه این روشها، در این تحقیق روش جدیدی ارائه شده است که برای تمام مقاطع مرکب همگن و غیرهمگن و نیز آزمایشگاهی و رودخانهای قابل استفاده است.

#### ۲-۲-۴ مبانی روش پیشنهادی

برای افزایش دقت روش اصلاحی، از ترکیب دو روش قبلی برای درنظر گرفتن اثر جریانهای ثانویه استفاده شده است:

$$\begin{cases} \rho g H S_0 - \rho \frac{f}{8} U_d^2 \sqrt{1 + S_{oy}^2} + \frac{\partial}{\partial y} \left( \rho \lambda \sqrt{\frac{f}{8}} H^2 U_d \frac{\partial U_d}{\partial y} \right) = \Gamma_1 + \Gamma_2 \\ \Gamma_1 = \beta \rho g H S_0, \Gamma_2 = \rho \frac{\partial}{\partial y} (H K U_d^2) \end{cases}$$
(\*-\*)

در مقاطع مرکب، سلولهای چرخشی جریان در دشتهایسیلابی، دارای جهتی خلاف جریان چرخشی مقطع اصلی هستند. این وضعیت در شکل (۴–۲) نشان داده شده است. به منظور ارائه یک مدل ریاضی مناسب و محاسبه ضرایب جریان ثانویه (β, *K*)، مقطع مرکب مطابق این شکل به ۴ ناحیه تقسیم شده است. این تقسیمبندی بر اساس قدرت جریانهای چرخشی یا عرض لایهی برشی و با توجه به نتایج مطالعات آزمایشگاهی تومیناگا و نزو [Tominaga & Nezu, 1991] انجام شده است. در شکل (۴–۳) جریانهای چرخشی در یک مقطع مرکب آزمایشگاهی قابل مشاهده است.



شکل (۴-۲): محدودهی جریانهای چرخشی در مقاطع مرکب



شکل (۴–۳): تقسیم بندی مقطع مرکب براساس جریان های ثانویه در کانال های آزمایشگاهی (تومیناگا و نزو، ۱۹۹۱) مشخصات ۴ ناحیه به صورت زیر است:

ناحیهی ۱: مقدار k در این ناحیه از صفر در محور مرکزی مقطع اصلی (ابتدای ناحیه) شروع و در انتهای ناحیه به صورت خطی به حداکثر مقدار خود میرسد. مقدار حداکثر این ضریب، تابعی نمایی از عمق نسبی است. بر اساس دادههای آزمایشگاهی توزیع عرضی سرعت مقاطع مرکب FCF و کانال UCL، تغییرات این ضریب در شکل (۴–۴) نشان داده شده است. رابطهی زیر برای این دادهها قابل استخراج است:

(4-4)

$$k_{\rm max} = 0.000049 \, Dr^{-1.416}$$



شکل (۴–۴): تغییرات ضریب  $k_{\max}$  نسبت به عمق نسبی

ضریب  $\beta$  در این ناحیه برابر مقدار ثابت ۲۵/۰ فرض شده است [Shiono & Knight, 1991].

ناحیهی ۲: این ناحیه شامل شیب جانبی کانال اصلی بوده و در صورت مستطیل بودن مقطع اصلی، عرض این ناحیه صفر خواهد بود. ضریب k در این ناحیه برابر با مقدار ثابت  $k_{max}$  است. مقدار  $\beta$  در این ناحیه، تابع عمق نسبی و فاصله بوده و بر اساس دادههای آزمایشگاهی FCF و UCL، از نمودار (۴-۹) یا از رابطهی بدون بعد (۴–۵) قابل استخراج یا محاسبه است.

$$\beta = 0.2845 Dr^{-0.753} - 0.4585 Dr^{-0.617} \left(\frac{y}{L_2}\right)$$
 (Δ-۴)

که  $L_2$  طول ناحیهی ۲ است. جزئیات این ناحیه در شکل(۴–۵) نشان داده شده است.



شکل (۴–۵): جزئیات مشخصات ناحیهی ۲



شکل (۴–۶): نمودار ضریب  $\beta$  نسبت به  $y/L_2$  و Dr در ناحیهی ۲

ناحیهی ۲: تحلیل میدان سرعتهای عرضی در مقاطع مرکب آزمایشگاهی نشان میدهد که عرض این ناحیه، حدود ۲۵/۰ عرض دشتسیلابی است [Tominaga & Nezu, 1991]. جزئیات این ناحیه در شکل (۴–۷) نشان داده شده است. در این ناحیه، مقدار k از مقدار K<sub>Max</sub> در ابتدای ناحیه شروع شده و به صورت خطی تا صفر (انتهای ناحیه) تغییر میکند. مقدار β نسبت به عمق جریان و عرض مقطع، متغیر است. مقدار این ضریب در هر نقطه (۷) از نمودار (۴–۹) یا از رابطه (۴–۶) قابل استخراج یا محاسبه است:

$$\beta = a \frac{y}{b_f} - 0.2 \tag{(9-f)}$$

که *B* ضریب ثابت تابع عمق نسبی و *b*<sub>f</sub> عرض دشتسیلابی است. براساس دادههای آزمایشگاهی FCF (مایش در شکل (مقاطع ۲۰ و ۰۶) و نیز کانال آزمایشگاهی UCL، تغییرات ضریب *a* نسبت به عمق نسبی در شکل (۸–۱۹) نشان داده است.



شکل (۴–۷): جزئیات مشخصات ناحیهی ۳



شکل (۴-۸): تغییرات ضریب a نسبت به عمق نسبی در ناحیهی ۳



شکل (۴–۹): نمودار ضریب  $\beta$  نسبت به ( $y/L_3$ ) و Dr در ناحیهی ۳

ناحیهی ۴: ضرایب جریانهای ثانویه (K, β) در این ناحیه، نسبت به عرض و عمق، ثابت فرض شدهاند [Tominaga & Nezu, 1991] و [Bousmar, 2002]. ضریب k در این ناحیه برابر صفر Ervine et] [2000 al. 2000] و مقدار β برابر ۲/۰- میباشد.

همچنین در مدل پیشنهادی، مقدار  $\lambda$  برابر مقدار ثابت ۱/۰۷ و ضریب زبری f از رابطه دارسی-ویسباخ (رابطه \*-۷) محاسبه شده است:

$$f = \frac{8gn^2}{R^2} \tag{V-F}$$

- ۴-۳- مقاطع مرکب مئاندر
- ۴-۳-۱- مدل ریاضی دوبعدی

در مقاطع مناندر علاوه بر تنش برشی بستر، شتاب گریز از مرکز، تنشهای آشفته و مکانیسمهای دیگر در پیشبینی توزیع عرضی سرعت و دبی موثرند. به این نکته نیز میتوان اشاره نمود که جهت غالب چرخشهای ثانویه و انحنای جریان روی توزیع عرضی سرعت و دبی و همچنین ساختار جریان اثر زیادی دارد.

اسپونر و شیونو [Spooner & Shiono, 2003] برای پیش بینی توزیع عرضی سرعت در کانالهای مئاندر از حل تحلیلی مدل دوبعدی زیر استفاده نمودهاند.

$$\rho g HS_{0} - \left(\frac{r_{in} + y_{in}}{r_{in}}\right) \rho \frac{f}{8} (\overline{U}_{d}^{2}) \sqrt{1 + S_{oy}^{2}} + \left(\frac{r_{in} + y_{in}}{r_{in}}\right) \frac{\partial}{\partial y} \left[\rho \lambda H^{2} \left(\frac{f}{8}\right)^{1/2} \frac{1}{2} \frac{\partial \overline{U}_{d}^{2}}{\partial y}\right] + (\Lambda - F)$$

$$\frac{2}{r_{in}} \left[\rho \lambda H^{2} \left(\frac{f}{8}\right)^{1/2} \frac{1}{2} \frac{\partial \overline{U}_{d}^{2}}{\partial y}\right] = \rho \left[\left(\frac{r_{in} + y_{in}}{r_{in}}\right) \frac{\partial H(\overline{U}\overline{V})_{d}}{\partial y} + \frac{2H(\overline{U}\overline{V})_{d}}{r_{in}}\right]$$

$$p \overline{U} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{\partial \overline{U}_{d}}{\partial y} = \rho \left[\left(\frac{r_{in} + y_{in}}{r_{in}}\right) \frac{\partial H(\overline{U}\overline{V})_{d}}{\partial y} + \frac{2H(\overline{U}\overline{V})_{d}}{r_{in}}\right]$$

$$p \overline{U} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{\partial \overline{U}_{d}}{\partial y} = \rho \left[\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial U}{\partial y}\right]$$

$$p \overline{U} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{\partial \overline{U}_{d}}{\partial y} = \rho \left[\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial U}{\partial y}\right]$$

$$p \overline{U} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{\partial \overline{U}_{d}}{\partial y} = \rho \left[\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial U}{\partial y}\right]$$

$$p \overline{U} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{\partial \overline{U}_{d}}{\partial y} = \rho \left[\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial U}{\partial y}\right]$$

$$p \overline{U} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{\partial \overline{U}_{d}}{\partial y} = \rho \left[\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial U}{\partial y}\right]$$

$$p \overline{U} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{\partial U}{\partial y} = \rho \left[\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial U}{\partial y}\right]$$

$$p \overline{U} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{\partial U}{\partial y} = \rho \left[\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial U}{\partial y}\right]$$

$$p \overline{U} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{\partial U}{\partial y} = \rho \left[\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial U}{\partial y}\right]$$

$$p \overline{U} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial U}{$$

در این تحقیق، از مدل ریاضی دوبعدی متوسط در عمق که مبتنی بر روابط پیوستگی و مومنتوم با مختصات منحنیالخط می باشد، استفاده شده است. برای شبیهسازی جریان ثانویه، هر دو فرض شیونو و نایت (۱۹۹۱) و اروین و همکاران (۲۰۰۰) در نظر گرفته شده است:



شکل(۴-۱۰): تقسیم بندی مقطع عرضی کانال به پنج ناحیه متفاوت بر اساس ساختار جریانهای ثانویه

ناحیهی ۱: در این ناحیه که در دیواره خارجی کانال قرار دارد، مقدار K برابر با صفر است. مقدار β در این ناحیه تابع سینوسیتی، شعاع نسبی و فاصله بوده و از رابطه بدون بعد زیر که بر اساس دادههای FCF می باشد، قابل محاسبه است:

$$\beta = 0.16 \left[ Si^{3.88} \left( \frac{y_a}{y_a + L_2} \right)^{10.31} R_r^{1.045} \right] \tag{1.-4}$$

که در این رابطه Si سینوسیتی،  $y_a$  فاصله مبدأ مختصات تا نقطه  $L_2$ ، a عرض ناحیه  $Y_a$  و  $R_r$  شعاع نسبی است که از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$R_r = \frac{R}{R + y_{in}} \tag{11-F}$$

ناحیهی ۲: در این ناحیه که در قوس خارجی کانال قرار دارد، مقدار K برابر با ۰/۱ درصد است. ابتدا مقدار β در نقطه a از رابطه (۴–۱۰) محاسبه شده و سپس در نقطه b از رابطه (۴–۱۲) تعیین می شود. مقدار β از نقطه a تا نقطه b به صورت خطی تغییر می کند.

$$\beta = 0.796 \left[ Si^{1.508} \left( \frac{y_b}{y_b + L_2} \right)^{6.243} R_r^{0.57} \right]$$
(17-4)

که y<sub>b</sub> فاصله نقطه b از مبدأ مختصات است.

ناحیهی ۳: در این ناحیه مقدار K از ۱/۱ درصد در نقطه b تا ۲۵/۱ درصد در نقطه c به صورت خطی تغییر می کند. مقدار β در این ناحیه از مقدار آن در نقطه b که از رابطه (۴–۱۲) بدست میآید، تا مقدار آن در نقطه c که از رابطه (۴–۱۳) بدست می آید، به صورت خطی تغییر میکند:

$$\beta = 0.324 \left[ Si^{53.19} \left( \frac{y_c}{y_c + L_4} \right)^{309.84} R_r^{6.617} + D_r^{-0.468} \right]$$
(17-4)

که y<sub>c</sub> فاصله نقطه c از مبدأ مختصات است.

ناحیهی ۴: در این ناحیه مقدار K برابر با ۲۵/۰ درصد است. مقدار β در این ناحیه از مقدار آن در نقطه c که از رابطه (۴–۱۳) محاسبه میشود، تا مقدار آن در نقطه d که از رابطه (۴–۱۴) بدست میآید، به صورت خطی تغییر میکند.

$$\beta = 0.304 \left[ Si^{3.17} \left( \frac{y_d}{y_d + L_4} \right)^{1.832} R_r^{1.65} + D_r^{3.974} \right]$$
(14-4)

که y<sub>d</sub> فاصله نقطه d از مبدأ مختصات است.

ناحیهی ۵: مقدار K در این ناحیه برابر با صفر است. مقدار β از رابطه (۴–۱۴) محاسبه می شود.

#### ۴-۴- حل عددی مدل دوبعدی متوسط در عمق

همانگونه که در فصلهای قبل اشاره شد در این تحقیق، برای حل توزیع عرضی سرعت در مقاطع م مرکب مستقیم از معادله دیفرانسیل متوسط در عمق شیونو و نایت (۱۹۹۱) و در مقاطع مناندر از معادله متوسط در عمق ناویه-استوکس با مختصات منحنیالخط استفاده شده است.

(10-4)

$$\rho g H s_{o} + \left[ \left( \frac{y_{in} + R_{in}}{R_{in}} \right) \frac{\partial}{\partial y} \left( \rho H^{2} \lambda \frac{1}{2} \sqrt{\frac{f}{8}} \frac{\partial(U^{2})}{\partial y} \right) + \left( \frac{2}{R_{in}} \right) \left( \rho H^{2} \lambda \frac{1}{2} \sqrt{\frac{f}{8}} \frac{\partial(U^{2})}{\partial y} \right) - \left( \frac{y_{in} + R_{in}}{R_{in}} \right) \rho \frac{f}{8} U^{2} \sqrt{1 + s_{0y}^{2}} \right] = \Gamma$$

$$\Gamma = \rho \left[ \left( \frac{y_{in} + R_{in}}{R_{in}} \right) \left( \frac{\partial(HKU^{2})}{\partial y} + \beta g H s_{o} \right) + \left( \frac{2}{R_{in}} \right) H K U^{2} \right]$$

$$u \frac{\partial u}{\partial y} = \frac{1}{2} \frac{\partial u^{2}}{\partial y} \quad \text{truck} \quad \text{tru$$

$$\rho \left[ \frac{\partial (HUV)}{\partial y} + \left( \frac{2H}{y_{in} + R_{in}} \right) UV \right] = \left( \frac{R_{in}}{y_{in} + R_{in}} \right) \rho g H s_o + \frac{\partial}{\partial y} \left( \rho H^2 \lambda \frac{1}{2} \sqrt{\frac{f}{8}} \frac{\partial (U^2)}{\partial y} \right) +$$

$$\left( \frac{2}{y_{in} + R_{in}} \right) \left( \rho H^2 \lambda \frac{1}{2} \sqrt{\frac{f}{8}} \frac{\partial (U^2)}{\partial y} \right) - \rho \frac{f}{8} U^2 \sqrt{1 + s_{oy}^2}$$

$$\left[ \left( \frac{R_{in}}{y_{in} + R_{in}} \right) \rho g H s_o + \frac{\partial}{\partial y} \left( \rho H^2 \lambda \frac{1}{2} \sqrt{\frac{f}{8}} \frac{\partial (U^2)}{\partial y} \right) +$$

$$\left( (V - F) \right)$$

 $2yin+Rin
hoH2\lambda 12f8\partial U2\partial yhof8U21+soy2=\Gamma$ 

$$\Gamma = \rho \left[ \frac{\partial (HUV)}{\partial y} + \left( \frac{2H}{y_{in} + R_{in}} \right) UV \right]$$
(1A-F)

$$\Gamma = \rho \left[ \frac{\partial (HKU^2)}{\partial y} + \left( \frac{2}{y_{in} + R_{in}} \right) HKU^2 + \beta g H s_0 \right]$$
(19-4)

<sup>&</sup>lt;sup>54</sup> Tri-Dimensional Matrix Algorithm

$$\begin{split} \frac{R_{ln}}{y_{ln}+R_{ln}} \rho g H_{l} S_{0} &+ \frac{1}{2} \rho \lambda_{l} \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{l} (H^{2})_{l} \left( \frac{(U^{2})_{l+1}-2(U^{2})_{l}+(U^{2})_{l-1}}{\Delta y^{2}} \right) + \qquad (\Upsilon \cdot \Upsilon) \\ \frac{1}{2} \rho \lambda_{l} (H^{2})_{l} \left( \frac{(\sqrt{\frac{f}{8}})_{l+1}-(\sqrt{\frac{f}{8}})_{l-1}}{2\Delta y} \right) \left( \frac{(U^{2})_{l+1}-(U^{2})_{l-1}}{2\Delta y} \right) + \\ \frac{1}{2} \rho \lambda_{l} \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{l} \left( \frac{(U^{2})_{l+1}-(U^{2})_{l-1}}{2\Delta y} \right) \left( \frac{(H^{2})_{l+1}-(H^{2})_{l-1}}{2\Delta y} \right) + \\ \frac{1}{2} \rho \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{l} (H^{2})_{l} \left( \frac{(U^{2})_{l+1}-(U^{2})_{l-1}}{2\Delta y} \right) \left( \frac{\lambda_{l+1}-\lambda_{l-1}}{2\Delta y} \right) + \\ \left( \frac{2}{y_{ln}+R_{ln}} \right) \left( \frac{1}{2} \rho \lambda_{l} \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{l} (H^{2})_{l} \left( \frac{(U^{2})_{l+1}-(U^{2})_{l-1}}{2\Delta y} \right) \right) - \rho \left( \frac{f}{8} \right)_{l} (U^{2})_{l} \sqrt{1+S_{0}^{2}y} = \Gamma \\ 4\Delta y^{2} \frac{R_{ln}}{y_{ln}+R_{ln}} \rho g H_{l} S_{0} + \left\{ 2\rho \lambda_{l} \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{l} (H^{2})_{l} ((U^{2})_{l+1} - (\sqrt{\frac{f}{8}})_{l-1} \right) \left( (U^{2})_{l+1} - (U^{2})_{l-1} \right) + \\ \frac{1}{2} \rho \lambda_{l} \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{l} (U^{2})_{l-1} + \frac{1}{2} \rho \lambda_{l} (H^{2})_{l} \left( \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{l+1} - \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{l-1} \right) \left( (U^{2})_{l+1} - (U^{2})_{l-1} \right) + \\ \frac{1}{2} \rho \lambda_{l} \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{l} (U^{2})_{l-1} + \frac{1}{2} \rho \lambda_{l} (H^{2})_{l} \left( (U^{2})_{l+1} - (H^{2})_{l-1} \right) + \frac{1}{2} \rho \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{l} (H^{2})_{l} ((U^{2})_{l+1} - (U^{2})_{l-1} \right) \\ \frac{1}{2} \rho \lambda_{l} \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{l} (U^{2})_{l+1} - (U^{2})_{l-1} \right) \left( (H^{2})_{l+1} - (H^{2})_{l-1} \right) + \frac{1}{2} \rho \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{l} (H^{2})_{l} ((U^{2})_{l+1} - (U^{2})_{l-1} \right) - \\ \frac{1}{2} \rho \lambda_{l} \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{l} (U^{2})_{l} \sqrt{1+S_{0}^{2}y} \right) = 4\Delta y^{2} \Gamma \\ a_{l} (U^{2})_{l-1} + b_{l} (U^{2})_{l} + c_{l} (U^{2})_{l+1} = d_{l} \qquad (\Upsilon \cdot \Upsilon \cdot \Upsilon )$$

$$\begin{split} a_{i} &= \left[ 2\lambda_{i} \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{i} (H^{2})_{i} - \frac{1}{2}\lambda_{i} (H^{2})_{i} \left( \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{i+1} - \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{i+1} - \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{i+1} - \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{i} (H^{2})_{i} (\lambda_{i+1} - \lambda_{i-1}) - \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{i-1} \right) - \frac{1}{2} \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{i} (H^{2})_{i} (\lambda_{i+1} - \lambda_{i-1}) - \left( \frac{2}{y_{in} + R_{in}} \right) \Delta y \lambda_{i} \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_{i} (H^{2})_{i} \right] \end{split}$$

$$b_i = \left[ -4\lambda_i \left( \sqrt{\frac{f}{8}} \right)_i (H^2)_i - 4\Delta y^2 \left( \frac{f}{8} \right)_i \sqrt{1 + s_{oy}^2} \right] \tag{14-6}$$

$$c_i = \left[2\lambda_i \left(\sqrt{\frac{f}{8}}\right)_i (H^2)_i + \frac{1}{2}\lambda_i (H^2)_i \left(\left(\sqrt{\frac{f}{8}}\right)_{i+1} - (\gamma_{\Delta} - \gamma_i)_i + \frac{1}{2}\lambda_i (H^2)_i (H^2)_i + \frac{1}{2}\lambda_i (H^2)_i \right)\right]$$

 $f8i-1+12\lambda i f8i(H2)i+1-(H2)i-1+12f8iH2i\lambda i+1-\lambda i-1+2yin+Rin\Delta y\lambda i f8iH2i$ 

$$\begin{cases} d_{i}=4\Delta y^{2}\left[\left(\frac{\partial\left(H_{i}K_{i}(U^{2})_{i}\right)}{\partial y}+\beta_{i}gH_{i}s_{o}\right)+\left(\frac{2}{y_{in}+R_{in}}\right)H_{i}K_{i}(U^{2})_{i}\right]-\frac{R_{in}}{y_{in}+R_{in}}4\Delta y^{2}gH_{i}s_{o}\\ d_{i}=4\Delta y^{2}\left[\left(\frac{\partial\left(H_{i}K_{i}(U^{2})_{i}\right)}{\partial y}\right)+\left(\frac{2}{y_{in}+R_{in}}\right)K_{i}H_{i}(U^{2})_{i}\right]+4\Delta y^{2}(\beta_{i}-\frac{R_{in}}{y_{in}+R_{in}})gH_{i}s_{o}\end{cases}$$

$$(Y \not \sim -\varphi)$$

$$\begin{cases} 4\Delta y^{2} \frac{\partial}{\partial y} (HKU^{2}) = 4\Delta y^{2} \left[ KU^{2} \frac{\partial}{\partial y} (H) + HU^{2} \frac{\partial}{\partial y} (K) + KH \frac{\partial}{\partial y} (U^{2}) \right] \\ 4\Delta y^{2} \left[ K_{i} (U^{2})_{i} \left( \frac{H_{i+1} - H_{i-1}}{2\Delta y} \right) + H_{i} (U^{2})_{i} \left( \frac{K_{i+1} - K_{i-1}}{2\Delta y} \right) + K_{i} H_{i} \frac{(U^{2})_{i+1} - (U^{2})_{i-1}}{2\Delta y} \right] \\ 2\Delta y \left[ -K_{i} H_{i} (U^{2})_{i-1} + \left[ K_{i} \left( H_{i+1} - H_{i-1} \right) + H_{i} \left( K_{i+1} - K_{i-1} \right) \right] (U^{2})_{i} + K_{i} H_{i} (U^{2})_{i+1} \right] \end{cases}$$
(YV-F)

#### - دادەھاي ورودى

دادههای ورودی مورد نیاز برای محاسبه توزیع عرضی سرعت، شامل مقطع عرضی رودخانه یا کانال مورد نظر به همراه شیب بستر، تراز آب (عمق)، ضریب زبری، ضریب بدون بعد لزجت جریان متلاطم، شعاع انحناء (درمقاطع مرکب مستقیم شعاع انحناء بینهایت است) می باشد.

– شرایط مرزی

اولین و آخرین گره از مقطع عرضی به عنوان شرایط مرزی وارد محاسبات خواهند شد، چرا که در این دو گره به دلیل شرط عدم لغزش<sup>۵۵</sup>، سرعت و دبی جریان برابر صفر میباشد. روندنمای حل عددی پیشبینی توزیع سرعت در جهت عرضی در مقاطع مرکب سیلابی در شکل (۴-۱۱) نشان داده شده است.

<sup>&</sup>lt;sup>55</sup> no slip condition





شکل (۴–۱۱): روندنمای حل عددی مدل دوبعدی متوسط در عمق

۴-۵- دادههای آزمایشگاهی و رودخانهای

در این تحقیق، سعی شده است که از دادههای متنوعی (آزمایشگاهی و رودخانهای) برای واسنجی و صحتسنجی مدل پیشنهادی استفاده شود. همانطور که در جداول (۴–۱) و (۴–۲) مشخص است، از دادههای آزمایشگاهی کانالهای با مقیاس بزرگ FCF سری A (مقاطع ۲۰، ۳۰، ۶۰ و ۰۷) و سری B (مقاطع مرکب مئاندر)، کانال BUF، UCL، (G25T45S) و رودخانههای سورن<sup>66</sup> و میناب استفاده شده است. مشخصات این مقاطع در جدول (۴–۱) و (۴–۲) ارائه شده است.

<sup>&</sup>lt;sup>56</sup> River Severn

$$n_f = 5.4574H^3 - 4.3339H^2 + 1.2842H - 0.1051$$
 (YA-F)

که  $n_f$  ضریب زبری مانینگ دشت سیلاب است.

<b>e</b> leäs	محدوده عمق	شيب کف	محدوده دبی	عمق لبريز	ضریب زبری		
للتلقح	H (m)	$S_0$	Q (m <sup>3</sup> /s)	H (m)	n <sub>mc</sub>	n <sub>f</sub>	
FCF (• Y)	•/169-•/YAA	•/••1•**	•/*11**-1/11**	٠/١۵	•/•١•۵	•/• ١•۵	
FCF (• <b>?</b> )	•/179-•/٣•٢	•/•• ١• ٣٧	•/४۶۴٨-•/٩४٩४	٠/١۵	•/• ) • ۵	•/• 1• ۵	
UCL Flume	•/•۵۴۴ -•/•٧٨٩	•/•••٩	•/••VA-•/•1۵٩	•/•۵	•/• ١•٧	•/• ) • V	
FCF (•۳)	•/199 -•/٣	•/••1•**	•/•9A -•/&•	•/1۵	•/•١•۵	•/• ) • ۵	
FCF (•v)	•/1223-•/٣•	•/•• ١• ٣٧	•/Y19V-•/۵FFA	•/1۵	•/•١•۵	متغیر با عمق جریان	
<b>BUF (F1)</b>	•/•٩•٨	•/•••	•/•٣۵	•/•۵	۰/۰۰۹۵	•/••٩۵	
<b>BUF (F2)</b>	•/•٧۶١	•/•••	•/•٣	•/•۵	۰/۰۰۹۵	•/••٩۵	
رودخانه سورن	ዮ/۴۵ –۶/۸۱	•/•••١٨۵	X.Y/DT-TT./A	6	•/• 4	•/•7۴ -•/•89	
رودخانه ميناب	۲/۳۴ –۴/۲۵	•/••Y	m19-110f	1/8	•/•٣	•/•۴	

جدول (۴-۱) : دادهها و مشخصات مقاطع مرکب مستقیم

جدول (۴-۲) : دادهها و مشخصات مقاطع مرکب مئاندر

مقطع	عمق	شيب كف	دبى	عمق لبريز	ضریب زبری		شعاع سينوسيتى		فاصله مقطع داخلي
	H (m)	So	Q (m <sup>3</sup> /s)	H (m)	n <sub>mc</sub>	n <sub>f</sub>	Si	R (m)	y <sub>in</sub> (m)
FCF-B23	• / ٢	•/•••998	•/٢۵١٢	•/10	•/•1•0	•/•1•۵	1/474	2/188	۳/۱۵
FCF-B24	۰/۲۵	•/•••٩٩۶	•/9846	•/10	•/•1•۵	•/•1•۵	1/474	2/162	۳/۱۵
FCF-B30	۰/۲۵	•/•••٩٩۶	•/9189	•/\۵	•/•1•۵	•/•1•۵	1/474	2/162	۲/۱

FCF-B37	۰/۲۵	•/•••٩٩۶	•/194•	٠/١٥	۰/۰۱۰۵	•/•1•۵	1/474	۲/۱۴۳	۳/۱
FCF-B42	•/٢	•/••1•*1	•/1747	•/10	•/•1•۵	•/•1•۵	۲/۰۴	2/162	١/٩
FCF-B45	•/٢	•/••1•*1	·/116V	٠/١٥	•/•1•۵	•/•1•۵	۲/۰۴	7/144	۱/۹
FCF-B40	•/180	•/•••٩٩۶	•/•۵٨	٠/١٥	•/•1•۵	•/•1•۵	1/4746	7/144	۳/۱
FCF-B21	•/٢	•/•••٩٩۶	•/**۵	•/10	•/•1•۵	•/•1•۵	1/4746	2/164	۳/۱
Glasgow University (G25T45S)	•/•۴٢	•/••1	•/••۴٨	•/•٢۵	•/•1•8	•/•1•0	1/44	۲	•/۵•۵

Hydraulic Laboratory of The Civil Engineering Department at the National Institute of Technology, Rourkela, India.

HM16	$\Lambda/V\Delta$	•/••۵۳	•/•17٧۵٧	•/•٨	•/•14	•/•14	1/91	٣/٢	•/۴۲
HM17	$\lambda/\lambda \hat{r}$	•/••۵۳	•/•13976	۰/۰۸	•/•14	•/•14	1/91	٣/٢	•/۴۲
HM18	٩/٧۴	•/••۵۳	•/•7447	۰/۰۸	•/•14	•/•14	1/91	٣/٢	•/۴۲
HM19	٩/٩٢	•/••۵۳	•/•**1140	•/•٨	•/•14	•/•14	1/91	۳/۲	•/۴۲
HM20	۱۰/۱۷	•/••۵۳	•/•٣١٢٩٩	۰/۰۸	•/•1٢	•/•14	1/91	۳/۲	•/۴۲
HM21	1./**	•/••۵۳	•/•٣٣٨١٧	•/•٨	•/•14	•/•14	1/91	۳/۲	•/۴۲
HM22	1./0٣	•/••۵۳	•/•٣٧١٧٣	•/•٨	•/•14	•/•14	1/91	۳/۲	•/۴۲
HM23	۱۰/۶۵	•/••۵۳	•/•٣٩•۴٨	•/•٨	•/•14	•/•14	1/91	۳/۲	•/۴۲
HM24	۱۰/V۶	•/••۵۳	•/•۴1۴19	•/•٨	•/•14	•/•14	1/91	۳/۲	•/۴۲
HM25	1./9٣	•/••۵۳	•/•FFF17	•/•٨	•/•14	•/•14	1/91	۳/۲	•/۴۲
HM26	11/•1	•/••۵۳	•/•49•14	•/•٨	•/•14	•/•14	1/91	۳/۲	•/۴۲
HM27	11/11	•/••۵۳	•/•FAFVF	•/•٨	•/•14	•/•1٢	1/91	۳/۲	•/۴۲

# فُصل پنجم، فشایج و بحث

- مقدمه
- مقایسه مقادیر محاسباتی حاصل از مدل حاضر با نتایج آزمایشگاهی
- مقایسه نتایج مدل عددی حاضر با نتایج مدلهای اروین و همکاران و شیونو و نایت
  - مقایسه نتایج مدل عددی حاضر با نتایج مدل اروین و همکاران در مقاطع مئاندر
    - نتيجه گيرى
    - پیشنهادها

۵-۱- مقدمه:

توزیع سرعت و دبی جریان در رودخانههای سیلابی از شرایط پیچیدهای، خصوصاً در عمقهای بالاتر از عمق لبریز، برخوردار است. در این شرایط، پیشبینی سرعت و دبی جریان بسیار پیچیده و مشکل است. در این فصل نتایج حاصل از حل عددی مدل ریاضی شبه دوبعدی متوسط در عمق در مقاطع مرکب آزمایشگاهی و رودخانهای مستقیم و مئاندر در حالت یکنواخت و دائمی ارائه شده است. علاوه بر حل عددی این مدل، روابط بدون بعد مناسبی برای دخالت اثر جریان ثانویه در محاسبه توزیع سرعت و دبی جریان در عرض مقطع مرکب ارائه شده است.

۵-۲- مقایسه مقادیر محاسباتی حاصل از مدل حاضر با نتایج آزمایشگاهی:

در این بخش مطابق شکلهای (۵–۱) تا (۵–۴۰) برای واسنجی و صحتسنجی مقادیر توزیع سرعت و دبی جریان در عرض مقاطع مرکب از دادههای زیادی از مقاطع مرکب همگن و غیرهمگن، متقارن و نامتقارن و برای عمقهای مختلف استفاده شده است.

FCF-02 مقاطع مركب -1-1-0

این مقاطع به صورت همگن و متقارن ساخته شدهاند. همانطور که در شکلهای (۵–۱) تا (۵–۸) مشاهده می شود، به علت تقارن مقطع عرضی توزیع سرعت طولی در نصف عرض مقطع اندازه گیری شده است.



شكل (۵-۱): توزيع عرضي سرعت در مقطع FCF-02 (H=0.157 m)







شكل (4-٣): توزيع عرضي سرعت در مقطع FCF-02 (H=0.178 m)



شکل (4-۴): توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-02 (H=0.187 m)







شکل (۵-۴): توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-02 (H=0.214 m)



شكل (۵-۷): توزيع عرضي سرعت در مقطع FCF-02 (M=0.249 m)



شکل (۵-۸): توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-02 (M=0.288 m)

# FCF-03 مقطع مرکب FCF-03

این مقطع مشابه مقطع ۰۲، در حالت همگن و متقارن میباشد، با این تفاوت که عرض مقطع اصلی بزرگتر از عرض دشت سیلابی است.



شکل (A-4): توزیع عرضی سرعت در مقطع H=0.166 m) FCF-03 (H=0.166



شکل (۵-۱۰): توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-03 (m) FCF-03 (m



شکل (4-۱۱): توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-03 (m) FCF-03 (

## FCF-06 مقطع مرکب -۳-۲-۵

همانطور که در شکلهای (۵–۱۲) تا (۵–۱۶) مشاهده می شود این مقطع، همگن و نامتقارن (دارای یک دشتسیلابی است) است.



شکل (A-۱۲): توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-06 (H=0.176 m)



شکل (4-۱۳): توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-06 (H=0.198 m)



شكل (4-16): توزيع عرضي سرعت در مقطع FCF-06 (H=0.214 m)



شکل (۵-۱۶): توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-06 (H=0.302 m)

#### FCF-07 مقطع مرکب 70-۲-۵

همانطور که در شکلهای (۵–۱۷) تا (۵–۲۱) مشاهده می شود، این مقاطع غیرهمگن و متقارن می باشد. در شرایط طبیعی، زبری بستر در عرض رودخانه ها متفاوت می باشد، لذا در این مقاطع سعی شده است که این شرایط در آزمایشگاه لحاظ گردد.



شکل (4–1۷): توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-07 (H=0.166 m)



شکل (4–1۸): توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-07 (m H=0.177 m)



شکل (4-19): توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-07 (H=0.186 m)



شکل (4-۲۰): توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-07 (H=0.200 m)



شکل (4-۲۱): توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-07 (H=0.219 m)

## UCL -۵-۲-۵ مقطع مرکب

همانطور که در شکلهای (۵–۲۲) تا (۵–۲۴) مشاهده می شود، این مقطع مستطیلی در حالت همگن و نامتقارن می باشد.



شکل (۵–۲۲): توزیع عرضی سرعت در مقطع UCL (H=0.0544 m)





شکل (۵–۲۳): توزیع عرضی سرعت در مقطع UCL (H=0.064 m)

شکل (4-۲۴): توزیع عرضی سرعت در مقطع UCL (H=0.069 m)



 $F_2$  این مقاطع مستطیلی و همگن در دو حالت متقارن و نامتقارن ساخته شدهاند ( $F_1$  نامتقارن و

متقارن).

شکل (۵–۲۶): توزیع عرضی سرعت در مقطع (H=0.0761 m) BUF-(F2)

۵-۲-۷- رودخانه سورن

یکی از موارد مشخص و مهم مقاطع مرکب، رودخانهها هستند که در مواقع سیلابی به صورت یک مقطع مرکب ظاهر میشوند. مقاطع رودخانهای در حالت طبیعی، غیرهمگن و نامتقارن میباشند. رودخانه سورن در ایستگاه مونتفورد بریج<sup>۹۷</sup> انگلستان یکی از این رودخانههای طبیعی و مهم میباشد که مورد مطالعه محققان زیادی قرار گرفته است. موقعیت رودخانه و ایستگاه در شکل (۵–۲۷) نشان داده شده است. با دقت در شکلهای (۵–۲۸) تا (۵–۳۰) میتوان دریافت که مدل عددی دقت مناسبی در محاسبه توزیع سرعت در عرض مقطع دارد.



شکل (۵–۲۷): موقعیت ایستگاه مونتفورد بریج در مسیر رودخانه سورن



شکل (۵–۲۸): توزیع عرضی سرعت در رودخانه سورن (H=6.45 m)

<sup>&</sup>lt;sup>57</sup> River Severn at Montford Bridge



شکل (۵-۲۹): توزیع عرضی سرعت در رودخانه سورن (H=6.91 m)



شکل (۵-۳۰): توزیع عرضی سرعت در رودخانه سورن (H=7.81 m)

#### ۵-۲-۵- رودخانه میناب

رودخانهٔ میناب یکی از رودخانههای استان هرمزگان بوده که از بهم پیوستن دو رودخانهٔ رودان و جغین تشکیل میشود. وسعت حوزهٔ آبریز این رودخانه (تا سد میناب در پایین دست رودخانه) ۹۸۰۰ کیلومتر مربع میباشد. مهمترین ایستگاه هیدرومتری این رودخانه، ایستگاه برنطین میباشد که در حدود ۴۰ کیلومتری بالادست سد استقلال میناب قرار گرفته است. آبدهی متوسط رودخانهٔ میناب در
ایستگاه برنطین حدود ۱۱/۵ مترمکعب بر ثانیه است. موقعیت این رودخانه در شکل (۵–۳۱) نشان داده شده است. مقایسه نتایج حاصل از حل عددی با دادههای اندازه گیری شده در این رودخانه نشان میدهد که مدل عددی از دقت مناسبی در پیشبینی سرعت و دبی برخوردار است.



شکل (۵–۳۱): موقعیت ایستگاه برنطین در مسیر رودخانه میناب



شکل (۵–۳۲): توزیع عرضی سرعت در رودخانه میناب (H=2.34 m)







شکل (۵-۳۴): توزیع عرضی سرعت در رودخانه میناب (H=3.82 m)



شکل (۵-۳۵): توزیع عرضی سرعت در رودخانه میناب (H=3.97 m)

## FCF-B) مقاطع مرکب مئاندر (FCF-B) مقاطع مرکب

آزمایشهای سری B در موسسه ولینگفورد شامل مقاطع مرکب مئاندر است. در این بخش چند نمونه از این مقاطع در نظر گرفته شده و توزیع عرضی سرعت در آنها مقایسه شده است. همانطور که در شکلهای (۵–۳۶) تا (۵–۴۱) نشان داده شده است، نتایج حل عددی با نتایج آزمایشگاهی مطابقت بسیار مناسبی دارد.



شکل (۵–۳۶): توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-B (H=0.25 m)



شکل (۵-۳۷): توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-B (M=0.25 m)





شکل (A-4): توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-B (M=0.25 m)

شکل (۵-۳۸): توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-B (H=0.2 m)



شکل (A-۴۰): توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-B (H=0.2 m)



0.3 Depth averaged velocity (m/s) × Experimental Data Present Model 0.2 × ×х 0.1 0 0 0.25 0.5 0.75 1 1.25 1.5 Distance (m)

شکل (H=0.2 m) FCF-B): توزیع عرضی سرعت در مقطع H=0.2 m)

شکل (۵-۴۲): توزیع عرضی سرعت در مقطع H=0.25 m) Glasgow University (۲-۵)

## ۵-۲-۱۰ منحنی دبی –اشل

همانطور که در شکلهای (۵–۴۳) تا (۵–۴۶) مشاهده می شود، منحنی دبی- اشل در مقاطع مرکب FCF-02، UCL و رودخانه میناب مطابقت مناسبی با مقادیر آزمایشگاهی دارند. در مقطع FCF-02 و UCL خطای نسبی حاصل از مقایسه حل عددی با نتایج آزمایشگاهی کمتر از 5 درصد است.



FCF-B شکل (۵–۴۵): منحنی دہی-اشل مقطع



شکل (۵-۴۶): منحنی دبی- اشل رودخانه میناب

۵-۲-۱۱ - ارزیابی خطای نتایج مدل ریاضی
 در این بخش نتایج حاصل از حل عددی و آزمایشگاهی دبی جریان در مقطع اصلی، دشتسیلابی و
 کل مقطع FCF-03 و FCF-06 مورد ارزیابی قرارگرفته است. همانطور که در شکلهای (۵-۴۷) و (۵ ۲۸) مشاهده می شود، مدل عددی از دقت مناسبی در پیش بینی دبی جریان برخوردار است.



شکل (۵-۴۷): درصد خطای دبی جریان در مقطع FCF-02



شکل (۵-۴۸): درصد خطای دبی جریان در مقطع FCF-06

۵–۳- مقایسه نتایج مدل عددی حاضر با نتایج مدلهای اروین و همکاران و شیونو- نایت در مقاطع مرکب مستقیم

برای ارزیابی دقت روشهای مورد استفاده در این تحقیق، مقادیر سرعت در مجرای اصلی کلیهی مقاطع مرکب مورد استفاده در مراحل واسنجی و صحتسنجی در نمودار شکل (۵–۴۹) با همدیگر مقایسه شده است. سرعت جریان در مجرای اصلی برای محاسبهی ظرفیت انتقال رسوب معلق و بستر رودخانه در شرایط سیلاب و نیز برای محاسبهی میزان انتقال مواد آلاینده دارای اهمیت زیادی است. بنابراین، مدلی که قابلیت محاسبهی دقیقتر سرعت جریان در مجرای اصلی را داشته باشد، از نظر کاربرد دارای اولویت است.

مطابق شکل (۵–۴۹)، مدل پیشنهادی در این تحقیق دارای دقت بهتری برای محاسبهی سرعتهای جریان در مجرای اصلی است. این روش دارای پراکندگی کمی نسبت به خط نیمساز ۴۵ درجه است. روش اروین و همکاران دارای پراکندگی بسیار بیشتری نسبت به خط ۴۵ درجه بوده و از دقت کمتری برخودار است. برای ارزیابی دقیقتر این نتایج، ضریب تعیین (R<sup>2</sup>) برای هر سه مدل محاسبه شده است. بر این اساس، مدل پیشنهادی با ضریب تعیین ۹۹/۰ بیشترین دقت و مدل اروین و همکاران با ضریب تعیین ۱/۷۰ دارای کمترین دقت است. مدل شیونو و نایت با ضریب تعیین ۱/۹۸ دارای اولویت دوم است. همچنین مطابق شکل (۵–۵۰)، سرعتهای جریان در دشتهای سیلابی نیز مورد ارزیابی قرار گرفتهاند این شکل نشان میدهد که مدل پشنهادی با ضریب تعیین ۱۹/۱ نسبت به دو روش فوقالذکر دارای دقت بیشتری است.



شکل (۵-۴۹): مقایسه سرعتهای اندازه گیری شده به سرعتهای محاسباتی در مجرای اصلی



و شیونو و نایت نشان میدهد که مدل پیشنهادی نسبت به دو مدل دیگر دارای دقت بهتری است.

مدل اروین و همکاران از کمترین دقت در پیشبینی توزیع عرضی سرعت (خصوصاً در مقاطع مرکب نامتقارن) برخوردار است.



شکل (۵۱-۵): مقایسه روشهای محاسبه توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-06 (m) FCF)



شکل (۵۲-۵): مقایسه روشهای محاسبه توزیع عرضی سرعت در مقطع FCF-02 (H=0.187 m)



شکل (۵–۵۳): مقایسه روش های محاسبه توزیع عرضی سرعت در مقطع UCL flume (H=0.0639 m)

مقایسه سرعتهای اندازه گیری شده با سرعتهای محاسباتی به روشهای اروین و همکاران، شیونو-نایت و مدل پیشنهادی در شکل (۵–۵۴) نشان داده شده است. روش شیونو-نایت دارای خطای حدود ۱۰ درصد بوده و تعداد کمی از دادهها خارج از محدوده خطا (۲۰۱±) میباشند. روش اروین و همکاران دارای خطای حدود ۳۰ درصد بوده و تعدادی از دادهها، خارج از این محدوده خطا (۲۰۰±) میباشد، مدل پیشنهادی دارای خطای حدود ۵ درصد بوده و نسبت به روشهای فوق، از دقت بهتری در پیش-بینی سرعت برخوردار است.



شکل (۵-۵۴): محدوده خطای نسبی مقادیر محاسباتی سرعت در مجرای اصلی

۵-۴- مقایسه نتایج مدل عددی حاضر با نتایج مدل اروین و همکاران در مقاطع مئاندر

برای ارزیابی دقت روشهای مورد استفاده در این تحقیق، مقادیر سرعت کلیهی مقاطع مرکب مئاندر مورد استفاده در مراحل واسنجی و صحتسنجی در شکل (۵–۵۵) با همدیگر مقایسه شده است. مدل پیشنهادی در مقایسه مدل اروین و همکاران، دارای قابلیت محاسبهی دقیقتر سرعت جریان در مقاطع مرکب مئاندر است. همانطور که در شکل (۵–۵۵) مشاهده میشود، مدل پیشنهادی دارای دقت مناسبی برای محاسبهی سرعتهای جریان در مقاطع مرکب مئاندر است. این روش دارای پراکندگی کمی نسبت به خط نیمساز ۴۵ درجه است. برای ارزیابی دقیقتر این نتایج، ضریب تعیین (R<sup>2</sup>) برای مدل پیشنهادی محاسبه شده است. بر این اساس، مدل پیشنهادی با ضریب تعیین ۹۵/۰ دارای دقت مناسبی در پیشبینی توزیع عرضی سرعت است. در مقابل روش اروین و همکاران (۲۰۰۰) دارای ضریب تعیین ۹۰/۰ میباشد که از دقت کمتری برای محاسبه توزیع سرعت برخوردار است. مطابق شکل (۵–۵۶)، مقادیر محاسباتی سرعت با مقادیر آزمایشگاهی مطابقت خوبی دارد. خطای متوسط آن حدود ۶ درصد میباشد.



شکل (۵–۵۵) : مقایسه سرعتهای اندازه گیری شده با سرعتهای محاسباتی در مقاطع مئاندری سیلابی



شکل (۵-۵۶) : مقایسه خطای نسبی دو روش اروین و همکاران و روش پیشنهادی در مقطع اصلی

۵-۵- نتیجه گیری:

با توجه به نتایج عددی ارائه شده در این مبحث و مقایسه با نتایج آزمایشگاهی و رودخانهای، نتیجه-گیریهای زیر ممکن شده است.

- ۱- مقایسه مقادیر محاسباتی سرعت متوسط در عمق بدست آمده از مدل دوبعدی روش پیشنهادی با دادههای آزمایشگاهی و رودخانهای نشان میدهد که این نتایج بطور مناسبی مطابقت خوبی با مقادیر آزمایشگاهی و رودخانهای دارد و دارای خطای نسبی حدود ۵ درصد میباشد. این در حالی است که روش اروین و همکاران دارای بیشترین خطا (حدود ۳۰ درصد) و روش شیونو و نایت دارای خطای حدود ۱۰ درصد میباشند.
- ۲- مدل اروین و همکاران برای مقاطع مرکب نامتقارن به ویژه در مجرای اصلی دارای خطای قابل توجهی است. با توجه به اهمیت سرعت جریان در مجرای اصلی برای محاسبات انتقال رسوب و پخش مواد آلاینده در رودخانههای سیلابی، کاربرد این روش در رودخانههای طبیعی توصیه نمی شود.
- ۳- با تحلیل آماری مقایسه ینتایج سرعت، در مجرای اصلی مقاطع مرکب مستقیم حاصل از ۳ روش شیونو و نایت (۱۹۹۱)، اروین و همکاران (۲۰۰۰) و مدل پیشنهادی براساس ضریب تعیین R<sup>2</sup>، روش پیشنهادی با ضریب تعیین ۹۹/۰ دارای بیشترین دقت و مدل اروین و همکاران با ضریب تعیین ۰/۰۰ دارای کمترین دقت است. در دشتهای سیلابی نتایج حاکی از این است که روش پیشنهادی با ضریب تعیین ۱۹/۰ دارای دقت بهتری نسبت به دو مدل اروین و همکاران و مدل شیونو و نایت میباشد.
- ۴- با تحلیل آماری مقایسهی نتایج سرعت، در مقاطع مرکب مئاندر حاصل از روش اروین و
  ۴- همکاران و مدل پیشنهادی براساس ضریب تعیین R<sup>2</sup>، روش پیشنهادی با ضریب تعیین ۸۹/۰
  دارای دقت بهتری است. این روش قادر است سرعت جریان را با خطای نسبی حدود ۶ درصد

پیشبینی نماید. خطای نسبی پیشبینی دبی جریان در مقاطع مرکب 27-HM16 حدود ۸ درصد است. روش اروین و همکاران با ضریب تعیین ۹۰/۰ از دقت کمتری برخوردار است. در مدل جریان ثانویه ارائه شده توسط اروین و همکاران بعلت نادیده گرفتن اثر شتاب ناشی از نیروی گریز از مرکز و افتهای اضافی ناشی انحنای جریان، تنها در مقاطع مرکب مستقیم قابل استفاده میباشد، استفاده از این روش در مقاطع مرکب مئاندر توصیه نمیشود.

- ۵- استفاده از روشهای یکبعدی برای محاسبه توزیع سرعت در مقاطع مرکب توصیه نمی شود. نتایج بدست آمده از این روشها مناسب و قابل اطمینان نیستند. در روشهای دوبعدی به این دلیل که استفاده از معادلات دوبعدی ناویه-استوکس می تواند جریانهای ثانویه و فیزیک هیدرولیک جریان را در مقاطع مرکب بطور قابل قبول و مناسبی مدل نماید، از مهمترین روشهای پیشبینی و تعیین پارامترهای هیدرولیکی جریان از جمله توزیع سرعت و تنش می باشد.
- ۶- با توجه به خطای زیاد پیشبینی هیدرولیک جریان در مقاطع مرکب مئاندر، استفاده از روشهای تحلیلی دوبعدی شیونو-نایت (۱۹۹۱) و اروین و همکاران (۲۰۰۰)، توصیه نمی شود.

## ۵–۶– پیشنهادها

در این تحقیق، فقط توزیع عرضی سرعت و دبی جریان مورد بررسی قرار گرفته است، با توجه به گستردگی جنبههای هیدرولیک جریان در رودخانهها، پیشنهاد میشود موارد زیر مورد بررسی و تحقیق قرار گیرد:

۱- توزیع تنش برشی در مقاطع مرکب مستقیم و مئاندر.
 ۲- استفاده از مدلهای پیشرفته تر آشفتگی در مدلهای عددی

- ۴- مطالعه توزیع سرعت، دبی و تنش برشی در مقاطع مرکب مستقیم و مئاندر با شرایط جریان
  متغیرتدریجی و غیردائمی.
- ۵- مطالعه سهبعدی جریان در پیش بینی توزیع عرضی سرعت، دبی و تنش برشی مقاطع مرکب
  مستقیم و مئاندر.

پیوست ۱:

## تصاویری از کانالهای آزمایشگاهی بزرگ مقیاس FCF:

- کانالهای آزمایشگاهی مستقیم

شکل (۱)



شکل (۲)

کانالهای آزمایشگاهی مقاطع مرکب مئاندر



شکل (۳)



شکل (۴)



شکل (۵)

تصاویری از کانالهای آزمایشگاهی دانشگاه Rourkela در هند Rourkela تصاویری از کانالهای آزمایشگاهی دانشگاه Civil Engineering Department at the National Institute of Technology, Rourkela, India.)



شکل (۶)



شکل (۷)



شکل (۸)

کانال آزمایشگاهی UCL:

– شماتیک کانال مرکب آزمایشگاهی UCL







شکل (۱۰)

- تصاویری از رودخانه سورن:



شکل (۱۱)



شکل (۱۲)

- ۱۰ ایوبزاده، س. ع. و ظهیری، ع. ۱۳۸۲. روش جدید مقاطع پوش در بررسی هیدرولیک جریان در مقاطع متغیر مرکب رودخانهای با استفاده از مدل دوبعدی. مجلهٔ بین المللی علوم مهندسی، جلـد
  ۱۴، شمارهٔ ۲، ۱۱۶–۱۰۳.
- ۲- ایوبزاده، س. ع. و ظهیری، ع، ۱۳۸۳، مدیریت سیلاب در دشتهای سیلابی با استفاده از مـدل
  ریاضی دوبعدی، اولین کنفرانس ملی مدیریت منابع آب ایران، دانشکده فنی دانشگاه تهران.
- ۳- ایوبزاده، س. ع. و ظهیری، ع. ۱۳۸۴. کاربرد روش مقطع پوش در بررسی هیدرولیک رسوب مقاطع مرکب رودخانهای با استفاده از مدل دوبعدی تلفیقی هیدرولیک-رسوب، مجله مدرس، ویژهنامه عمران.
- ۴- ظهیری، ع. ۱۳۷۸، بررسی هیدرولیک و هیدرولیک رسوب مقاطع مرکب و ارزیابی مدلهای یک و دوبعدی جریان در اینگونه مقاطع، پایاننامهٔ کارشناسی ارشد مهندسی تأسیسات آبیاری، دانشگاه تربیت مدرس.

- 6- Abril, J. B. 2002, Overbank flood routing analysis applying jointly variable parameter diffusion and depth-averaged flow finite element models. International Conference on Fluvial Hydraulics, Belgium, 161-167.
- 7- Abril, J.B. & Knight, D.W. 2004, Stage-discharge prediction for rives in flood applying a depth-averaged model. Jnl. Of Hydraulic Research, IAHR. 42(6): 616-629.
- 8- Ackers, P., and White, W. R. 1973, Sediment transport: new approach and analysis, Journal of the Hydraulics Division, Vol. 99, No. HY11, 2041-2065.
- 9- Ackers, P. 1991, Hydraulic design of straight compound channels. Hydraulic Research, Wallingford, Report SR 281, Vols. 1 and 2.
- 10-Ackers, P. 1992, Hydraulic design of two-stage channels. Journal of Water and Maritime Engineering, Vol. 96, 247-257.
- 11-Ackers, P. 1993, Stage-Discharge functions for two-stage channels. Water and Environmental Management, Vol. 7, 52-61.
- 12-Alavian, V. and Chu, V.H. 1985, Turbulent exchange flow in shallow compound channel. Proc. 21st Congress of IAHR, Melbourne, 3, 446-451.
- 13-Anvar, H. 1986, Turbulent Structure in a river bend, ASCE Journal of Hydraulic Engineering .112(8)
- 14-Atabay, S. and Knight, D. W. 2004, 1-D modeling of conveyance, boundary shear and sediment transport in overbank flow. Journal of Hydraulic Research. IAHR,

- 15-Ayyoubzadeh, S. A. 1997, Hydraulic aspects of straight-compound channel flow and bed load sediment transport. PhD Thesis, The University of Birmingham, U.K.
- 16-Ayyoubzadeh, S. A. and Zahiri, A. 2004. A practical method for studying hydraulics of compound river channels with high erosion and sedimentation processes. 5th International Conference of Scour and Erosion, Singapore.
- 17-Bousmar, D. and Zech, Y. 1999a, Adequacy of one-dimensional flow modeling in compound channels near critical depth. International Association for Hydraulic Research (IAHR), 28th Congress, Australia.
- 18-Bousmar, D., and Zech, Y. 2001b, "Discussion of Two-dimensional solution for straight and meandering overbank flows, by D.A. Ervine, K. Babaeyan-Koopaei and R.H.J. Sellin, JHE, 2000, 126(9)." Journal of Hydraulic Engineering, ASCE (in press).
- 19-Bousmar, D. 2002, Flow modelling in compound channels Momentum transfer between main channel and prismatic or non-prismatic floodplains. PhD Thesis, The University of Catholica Lovaniens.
- 20-Bridge, J.S., Jarvis, J. 1982, The dynamic of a river bend: a study in flow and sedimentary processes. Sedimentology 29, 499–541.
- 21-Chadwick, A. and Morfett, C. 1986, Hydraulics in civil engineering. Allen and Unwin, London.
- 22-Chow, V. T. 1959, Open channel hydraulics, McGraw-Hill, London.
- 23-Cunge, J., Holly, F. M. and Verwey, A. 1980, Practical aspects of computational river hydraulics. Pitman Advanced Publishing Program, London.
- 24-Donnell, B. P. (ed.) 2001, User's Guide to RMA2 WES version 4.3, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Hydraulic Laboratory.
- 25-Einstein, H. A. & Banks, R. B. 1950, Fluid resistance of com-posite roughness. Transactions, American Geophysical Un-ion 31(4): 603-610.
- 26-Elliott, S.C.A., and Sellin, R.H.J. 1990, SERC flood channel facility, skewed flow experiments. Journal of Hydraulic Research, IAHR, 28 (2), 197-214.
- 27-Engelund, F. 1966, Hydraulic Resistance of Alluvial Streams, ASCE, Vol. 92, No. Hy. 2.
- 28-Ervine, D.A., Willetts, B.B., Sellin, R.H.J. and Lorena, M. 1993, Factors Affecting Conveyance in Meandering Compound Flows. Journal of Hydraulics Engineering, ASCE, Vol., 119, No.12, pp. 383-1399.
- 29-Ervine, D. A., and Jasem, H. K. 1995, Observations on flows in skewed compound flows. Proc., Instn. Civ. Engrs., London, 112(3), 249–259.
- 30-Ervine, D. A., Babaeyan-Koopaei, K. and Sellin, R. H. J. 2000, Two-dimensional solution for straight and meandering overbank flows. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 126(9), 653-669.
- 31-French, R.H. 1985, Open-channel hydraulics. McGraw-Hill, New-York, USA.
- 32-GreenhillRK and Sellin RHJ. 1993, Development of a simple method to predict discharge in compound meandering channels, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London, Water, Maritime & Energy, Vol 101, March, 37-44.

- 33-Haidera, M. A. and Valentine, E. M. 2002, A practical method for predicting the total discharge in mobile and rigid boundary compound channels. International Conference on Fluvial Hydraulics, Belgium, 153-160.
- 34-Harlow, F.H. and Welsh, J.E. 1965, Numerical calculation of time dependent viscous incompressible flow with free surface. Phys. Fluids, 8, 2182-2189.
- 35-Ian, Ye. and Mc Corquadale, J.A. 1998, Simulation of Curved open Channel Flows by 3D Hydrodynamic Model, Journal of hydraulic engineering, Vol. 124, No. 7.
- 36-Imamoto, H. and Kuge, T. 1974, On the basic characteristics of an open channel flow in complex cross section. Annuals DPRI, Kyoto University 17B, pp.665-679 (in Japanese).
- 37-Imamoto, H. and Ishigaki, T. 1990, Secondary flow in compound open channel. Insdructor Ujigawa Hydraulice Laboratory, D.P.R.I., Kyoto University, Yoko-oji, Fushimi, Kyoto 612, pp.234-243, Japan.
- 38-Imamoto, H., Ishigaki, T. and Fujisawa, H. 1982, On the characteristics of open channel flow in bends with flood plains (1). Annuals DPRI, Kyoto Uni.ersity 25B-2, 529±543 (in Japanese).
- 39-Imamoto, H. and Ishigaki, T. 1983, Characteristics of flow in a curved openchannel with flood plains, Proc.of 27th Japanese Conference on Hydraulics, pp.67-72, (in Japanese).
- 40-Ippen A. T. and Drinker, P. A. 1962, Boundary shear stress in curved trapezoidal channels, Journal of Hydraulic Division, Vol. 88. No. HY5.
- 41-Johannesson, H. and Parker, G. 1989, Velocity Distribution in Meandering Rivers. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 8, pp. 1019-1039.
- 42-Kalkwijk, J.P.Th. and de Vriend, M.J. 1980, Computation of the flow in Shallow River bends. Journal of Hydraulic Research 18, no.4.
- 43-Kawahara, Y. and Tamai, N. 1989, Proposal of a new Alcebraic Stress Model and its Application to a Compound Channel Flow, 33<sup>rd</sup> Japanese Conference on Hydraulics, pp. 236-241.
- 44-Kiely, G. 1990, Overbank Flow in Meandering Channels the Important Mechanisms. Proceedings of the Institution Conference on River Flood Hydraulics, W. R. White, ed., Wiley, Chichester, U.K., pp. 207–217.
- 45-Knight, D.W. and Demetriou, J.D. 1983, Flood plain and main channel interaction. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 109 (8), 1073-1092.
- 46-Knight, D.W. and Patal, H.S. 1985, Boundary shear stress distribution in rectangular duct flow. Proc. 2 nd Int. Symp. On Refined flow modeling and Turbulence measurements, Iowa, USA. Sept. paper 122, pp:1-10, Hemispher publishing Co., Iowa. USA.
- 47-Knight, D. W., Shiono, K. and Pirt, J. 1989, Prediction of depth mean velocity and discharge in natural rivers with overbank flow. International Conference on Hydraulics and Environmental Modeling of Coastal, Estuarine and River Waters. England, 419-428.
- 48-Knight, D.W. and Shiono, K. 1990. Turbulence measurements in a shear layer region of a compound channel. Journal of Hydraulic Research, IAHR, 28 (2), 141-156.

- 49-Knight, D.W, Yuan, Y.M. and Fares, Y.R. 1992. Boundary shear in meandering channels. Proceedings of the Institution Symposium on Hydraulic research in nature and laboratory, Wuhan, China (1992) Paper No.11017, Vol. 118, Sept., pp. 151-159.
- 50-Knight, D.W., and Abril, B. 1996. Refined calibration of a depth averaged model for turbulent flow in a compound channel. Proc. Institution of Civil Engineers, Water, Maritime and Energy, 118, 151-159.
- 51-Lai. S.H, et al. 2008. A study of hydraulic characteristics for flow in equatorial rivers. IAHR, INBO & IAHS, Intl. J. River Basin Management Vol. 6, No.3, pp. 1– 11.
- 52-Lai, S. H. and Bessaih, N. 2004. Flow in compound channels. 1st International Conference on Managing Rivers in the 21st Century, Malaysia, 275-280.
- 53-Lambert, M. F. and Sellin, R. H. J. 1996. Discharge prediction in straight compound channels using the mixing length concept. Journal of Hydraulic Research, IAHR, 34, 381-394.
- 54-Lambert, M. F. and Myers, R. C. 1998. Estimating the discharge capacity in straight compound channels. Water, Maritime and Energy, 130, 84-94.
- 55-Lien, H.C. et al. 1999. Bend flow simulation using 2D depth averaged model . Journal of Hydraulic Engineering , ASCE, 125:1097-1108
- 56-Lee, P. J., Lambert, M. F. and Simpson, A. R. 2004. Critical depth prediction in straight compound channels. Water and Maritime Engineering, 154, 317-332.
- 57-Liggett, J.A. 1994. Fluid mechanics. Mc Graw Hill, New-York.
- 58-Lorena, M. 1992. Meandering compound flow, PhD thesis, University of Glasgow, Glasgow, U.K.
- 59-Lotter, G.K. 1933, Considerations on hydraulic design of channels with different roughness of walls. Trans. All Union Scientific Research, Institute of Hydraulic Engineering, Leningrad, 238-241 (in Russian).
- 60-Lyness, J. F. and Myers, R. C. 1985. Velocity coefficients for overbank flows in a compact compound channel and their effects on the use of one dimensional flow models. International Association for Hydraulic Research (IAHR), 26th Congress, London, 379-399.
- 61-Manning, R. 1889. On the flow of water in open channels and pipes. Trans. Institution of Civil Engineers of Ireland, 20, 161-207.
- 62-Martin, L. A. and Myers, R. C. 1991. Measurement of overbank flow in a compound river channel. Journal of Institution of Water and Environment Management, 645-657.
- 63-Mc Keogh, E.J. and Kiley, G.K. 1989. Experimental Study of Mechanism of Flood Flow in Meandering Channels. Proceeding of 23rd IAHR congress, Ottawa, Canada, Vol-B, pp.491-498.
- 64-Morvan, H. 2001. Three dimensional modelling of rivers. PhD thesis, Univ. of Glasgow, Glasgow, U.K.
- 65-Morvan ,H., Pender G. ,Wright N. G. , and Ervine D. A. 2003, Three-Dimensional Hydrodynamics of Meandering Compound Channels. journal of hydrologic engineering, ASCE, march/april 2003 / 99

- 66-Muto, Y. 1995. Turbulent flow in two stage meander chanenls. PhD thesis, Univ. of Bradford, U.K.
- 67-Myers, R. C. and Lyness. J. F. 1997. Discharge ratios in smooth and rough compound channels. Journal of Hydraulics Engineering, ASCE, 123(3), 182-188.
- 68-Myers WRC, Lyness JF and CASSELLS J. 2001. Influence of boundary roughness on velocity and discharge in Compound River channels, Journal of hydraulic research, Vol.39, No.3, December.
- 69-Myers WRC and Elsawy EM. 1975. Boundary shear in channel with floodplain, Journal ofHydraulics Division, ASCE, 101(7), 933-946.
- 70-Myers WRC. 1978. Momentum transfer in a compoundchannel, Journal of Hydraulic Research, Vol 16, No 2, 139-150.
- 71-Myers WRC. 1987. Velocity and discharge in compound channels, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol 113, No 6, June, 753-766.
- 72-Myers, W.R.C and Brennan, E.K. 1990. "Flow resistance in compound channels." Journal of Hydraulic Research, IAHR, 28 (2), 141-155.
- 73-Nezu, I. and Nakagawa, H. 1993. Turbulence in open channel flows. IAHR Monograph, Balkema Publishers, Rotterdam.
- 74-Okada, S. and Fukuoka, S. 2002. Land-form features in compound meandering channels and classification diagram of flood flows basedon sinuosity and relative depth. (in Japan), PP. 205-212
- 75-Omran, M. 2008. New developments in predicting stage-discharge curves, velocity and boundary shear stress distributions in open channel flow. Water and Environment Journal, pp.131–136
- 76-Patankar, S.V. and Spalding, D.B. 1972. ACalculation Procedure for Heat Mass and Momentum Transfer in 3D Parabolic Flows. Int. J. Heat MassTransfer 15, 1878– 1906.
- 77-Patra, K. C., and Kar, S. K. 2000, Flow interaction of meandering river with floodplains. J. Hydraul. Eng., 126(8), 593–604.
- 78-Patra, K.C., Kar, S.K. and Bhattacharya, A.K. 2004. Flow and Velocity Distribution in Meandering Compound Channels. J. Hydraulic. Eng.ASCE, 130(5), 398–4.
- 79-Perkins, H.J. 1979. The formation of streamwise vorticity in turbulent flow. Journal of Fluid Mechanics. 44(4). 721-740.
- 80-Prooijen, B.C., Battjes, J.A. and Uijttewaal, W.S. 2005. Momentum exchange in straight uniform compound channel flow. J. Hydraulic Eng. 131: 175–183
- 81- Rameshwaran, P. and Shiono, K. 2002. Predictions of velocity and boundary shear stress in compound meandering channel. River Flow 2002, International Conference on Fluvial Hydraulics, September 4 6, Louvain-la-Neuve, Belgium, Edited by D. Bousmar & Y. Zech, Volume 1, 223-231.
- 82-Rameshwaran, P. and Naden, P.S. 2004, Threedimensional modelling of freesurface variation in a meandering channel. Journal of Hydraulic Research, 42(6), 603-615.

- 83-Rameshwaran, P. and Shiono, K. 2003. Computer modelling of two-stage meandering channel flows. Proc. Instn. Civ. Engrs Wat., Marit. & Energy, 156, 326-339.
- 84-Rameshwaran, P., Sun, X., Shiono, K., Chandler, J.H. and Sellin, R. H. J. 2008. The Modelling of Compound Channel Flow: Physical Model of River Blackwater, Wallingford. UK.
- 85-Rajaratnum, N. and R.M. Ahmadi. 1979. Interaction between mainchannel and flood plain, Jour. Div. ASCE, vol. 105, HYS, pp. 573-588.
- 86-Rhie, C.M., Chow, W.L. 1983. Numerical study of the turbulent flow past an airfoil with trailing edge separation. AIAA Journal 21 (11), 1525–1532.
- 87-Riviere, N., Proust, S., Bousmar, D., Morel, R. and Y. Zech. 2002. Relevance of 1D flow modeling for compound channels with a converging floodplain. International Conference on Fluvial Hydraulics, Belgium, 187-195.
- 88-Rodi, W. 1980. Turbulence models and their application in hydraulics : a state of the art review. IAHR book publications, Delft.
- 89-Rozovskii, I. L. 1961. Flow of Water in Bends of Open Channels. Israel Program for Scienti®c Translation, Jerusalem, Israel (originally in Russian, the Academy of Science of the Ukraine SSR, 1957).
- 90-Samuels P.G. 1989. Some Analytical Aspects of Depth Averaged Flow Models, Intl. Conf. Hydraulic and Environmental Modelling of Coastal, Estuarine and River Waters, Bradford, England, 19-21 September.
- 91-Seckin, G. 2004. A Comparison of one-dimensional methods for estimating discharge capacity of straight compound channels. Canadian Journal of Civil Engineering, 31, 619–631.
- 92-Seckin. G, Mamak.M, Atabay.S and Omran.M. 2009. A Discharge estimation in compound channels with fixed and mobile bed. Sadhana, Indian Academy of Sciences, Vol. 34, Part 6, pp. 923–945.
- 93-Sellin, R.H.J. 1964. A laboratory investigation into the interaction between the flow in the channel of a river and that over its flood plain. La Houille Blanche, 7, 793-802.
- 94-Sellin, R.H.J., Ervine, D.A. and Willetts, B.B. 1993. Behaviour of Meandering Two-Stage Channels. Proc. I.C.E., Water Maritime & Energy, London 101(2), 99–111.
- 95-Shiono, K. and Knight, D.W. 1988. Two-dimensional analytical solution for a compound channel. 3rd International Symposium on Refined Flow Modeling and Turbulence Measurements, Japan, 503-510.
- 96-Shiono, K. and Knight, D. W. 1990. Mathematical models of flow in two or multi stage straight channels, International Conference on River Flood Hydraulics. 17-20 Sep. 229-238.
- 97-Shiono, K. and Knight, D. W. 1991. Turbulent Open-Channel Flows with Variable Depth across the Channel. Journal of Fluid Mechanics, Vol. 222, 617-646.
- 98-Shiono, K. and Muto, Y. 1998. Complex flow mechanisms in compound meandering channels with overbank flow. Journal of Fluid Mechanic, Cambridge University Press, vol. 376, pp. 221-261

- 99- Shiono, K., Muto, Y., Knight, D. W. and Hyde, A. F. L. 1999a. Energy losses due to secondary flow and turbulence in meandering channels with over bank flow. J. Hydraul. Res., 37-5, 641–664.
- 100- Shiono, K. and Muto, Y. 1993. Secondary flow structure for inbank and overbank flows in trapezoidal meandering channels. Proc., 5th Int. Symp. Of Refined Flow Modl and Turb. Measu, Paris, September, 645–652.
- 101- Shiono, K. and Lin, B. 1992. Three Dimensional Numerical Models for Two Stage Open Channel Flows, Hydrocomp '92, Inter. Conference of Computational Methods and Measurements in Hydraulics and Hydrology, Ed. Gayer, Starosolszky, Maksimovic, pp. 123–130.
- 102- Shiono, K., Al-Romaih, J. S. and Knight D. W. 2004. stage-discharge assessment in compound meandering channels, journal of hydraulic engineering, ASCE / 305
- 103- Shukry, A. 1950. Flow around bends in an open flume. Transactions, ASCE. 115
- 104- Sofialidis, D. and Prinos, P. 1999. Turbulent flow in open channels with smooth and rough flood plains. Journal of Hydraulic Research 37 (5), 615–640.
- 105- Spooner.J and Shiono.K. 2003. Compound Meandering Channels with overbank flow. Water & Maritime Engineering 156 Issue WM3, pp. 225-233.
- 106- Takahashi, T. 1971. Doctor Thesis to Kyoto University, (in Japanese).
- 107- Thomson, J. 1879. On the flow of water Round River bends. Proc. Inst. Mech. Eng., Aug. 6.
- 108- Toebes, G. H., and Sooky, A. A. 1967. Hydraulics of meandering rivers with flood plains. J. Waterw. Harbors Div., Am. Soc. Civ. Eng., 93~2!, 213–236.
- 109- Tollmien, W. 1931. Grenzschichttheorie. Handbuch der Exper. Physik, Vol. IV, Part 1,241-287.
- 110- Tominaga, A. and Nezu, I. 1991. Turbulent structure in compound open channel flows. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 117(1), 21-41.
- 111- Townsend, D.R. 1968. An investigation of turbulence characteristics in a river model of complex cross section, proc. Institution of Civil Engineers, London Vol. 40, pp. 155-175.
- 112- Wark, J. B., Samuels, P. G. and Ervine, D. A. 1990. A practical method of estimating velocity and discharge in compound channels. International Conference on River Flood Hydraulics, London, 163-172.
- 113- Wark, J.B., James, C.S., and Ackers, P. 1994. Design of straight and meandering compound channels. National River Authority RandD Report 13, UK.
- 114- Weber, J.F. and Menendez.A.N. 2005. A Performance of lateral velocity distribution models for compound channel sections. Me-cánica Computacional 22. Bahía Blanca, Argentina: AM-CA. In Spanish.
- 115- Willetts, B. B. and Hardwick, R. I. 1993. Stage dependency for over bank flow in meandering channels. Proc., Institute of Civil Engineers Water Maritime and Energy, 101, 45–54.

- 116- Wormleaton, P.R., Sellin, R.H.J., Bryant, T. Loveless, J.H., Hey, R.D. and Catmur, S.C. 2004. Flow Structures in a Two-Stage Meandering Channel with a Mobile Bed. J. Hydraul. Res. 42(2), 145–162.
- 117- Wormleaton, P.R., Allen, J. and Hadjipanos P. 1982. Discharge assessment in compound channel flow, JournalHydraulics Division ASCE, Vol 108, No HY9, September, 975-994.
- 118- Wormleaton, P.R. and Merrett, D.J. 1990. An improved method of calculation for steady uniform flow in prismatic main channel/flood plain sections. Journal of Hydraulic Research, IAHR, 28, 157-174.
- 119- Yen, B.C. 1973. Open-channel flow equations revisited. Journal of Eng. Mech. Engineering, ASCE, 99 (5), 979-1009.
- 120- Zarrati, A.R., Tamai, N. and Jin, Y.C. 2005. Mathematical Modeling of Meandering Channels with a Generalized Depth Averaged Model, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.131, No.6, pp. 467-475.
- 121- Zheleznyakov, G.V. 1971. Interaction of Channel and Floodplain Streams, Proceedings, Fourteenth International Conference of the International Association for Hydraulic Research, Paris, France.