



دانشگاه گیلان، روزنامه علمی و پژوهشی

مجله پژوهش‌های حفاظت آب و خاک

جلد هفدهم، شماره اول، ۱۳۸۹

www.gau.ac.ir/journals

اصلاح ضوابط طراحی کانال‌های جانبی براساس مطالعه جامع آزمایشگاهی

*صلاح کوچکزاده^۱ و عبدالحسین هورفر^۲

^۱استاد گروه مهندسی آبیاری و آبادانی، دانشگاه تهران، دانشیار گروه مهندسی آبیاری و آبادانی، دانشگاه تهران

تاریخ دریافت: ۸۸/۲/۲۲ تاریخ پذیرش: ۸۹/۱/۱۸

چکیده

در این مقاله اثر عوامل مختلف هندسی و هیدرولیکی بر وضعیت پروفیل‌های سطح آب در کانال جانبی با جریان متغیر مکانی با افزایش بده ارایه شده است. مقایسه نتایج آزمایشگاهی با نتایج عددی معادله یک‌بعدی حاکم بر جریان متغیر مکانی با افزایش بده که به‌عنوان ابزار اصلی طراحی کانال‌های جانبی مطرح است، نشان داد که استناد به نتایج معادله یادشده می‌تواند به طرح غیرمطمئن منجر شود. در این پژوهش براساس داده‌های جامع آزمایشگاهی که منعکس‌کننده اثر عوامل مربوط می‌باشد و با تعریف پارامترهای بدون بعد مناسب از جمله ناهمواری نسبی در سطح آب، نشان داده شد که بیش از ۹۷ درصد داده‌ها در دامنه‌ای برابر با عمق بحرانی پایین‌دست تا $1/3$ آن عمق قرار دارد. بر این اساس پارامترهای بی‌بعد پیشنهاد شده مجموعه مناسبی از تمام داده‌ها ایجاد نمود و ضوابطی پیشنهاد شد که به کمک آن امکان تعدیل سیستماتیک نتایج عددی معادله یک‌بعدی حاکم، میسر گشت. تعدیل یادشده براساس معادله به‌دست آمده برای خطپوش داده‌ها پیشنهاد گردید و از این‌رو در برگزیده ضریب اطمینان نیز می‌باشد. چگونگی کاربرد نتایج ارایه شده است و وسعت دامنه تغییرات عوامل مطالعه شده جامعیت نتیجه‌گیری‌ها را تأیید می‌کند.

واژه‌های کلیدی: آستانه انتهایی، پروفیل سطح آب، جریان متغیر مکانی، سرریز جانبی

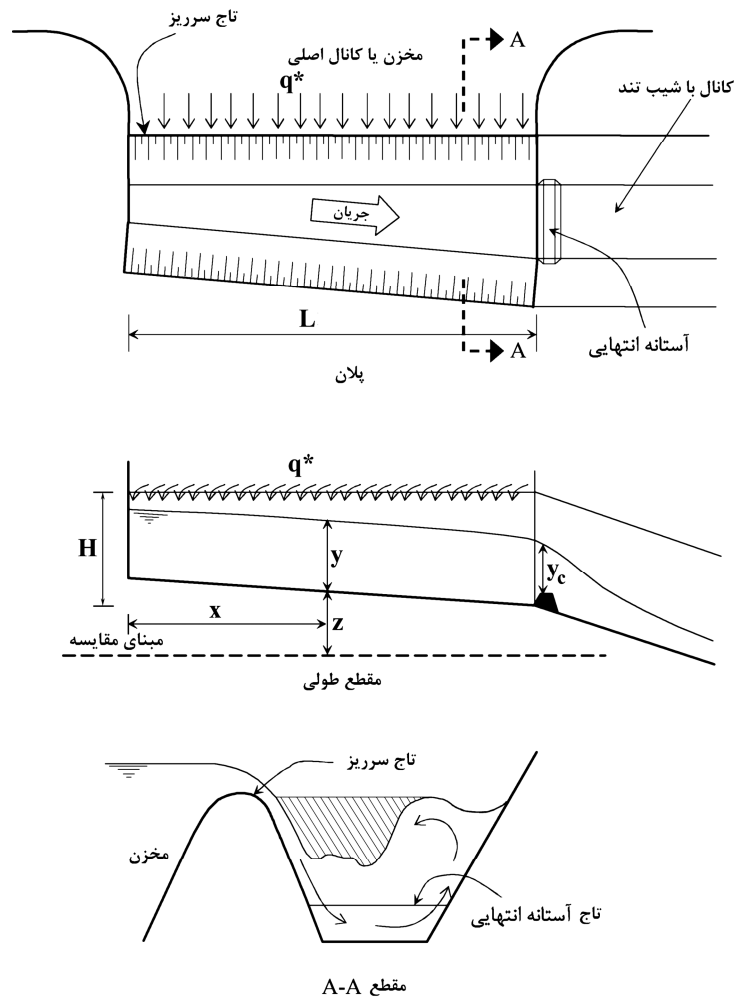
*مسئول مکاتبه: skzadeh@ut.ac.ir

مقدمه

در جریان‌های متغیر مکانی میزان بده در راستای جریان تغییر می‌کند. آب پس از ریزش از سرریز در کانال جانبی و در امتداد سرریز حرکت کرده و جریان متغیر مکانی با افزایش بده را تشکیل می‌دهد. شکل ۱ پلان و مقاطع سازه‌های سرریز جانبی و کانال آن را نشان می‌دهد. جریان متغیر مکانی در کانال‌های جانبی به صورت سه‌بعدی شکل می‌گیرد اما با در نظر گرفتن فرض‌های ساده‌کننده متعدد شامل یک‌بعدی و ماندگار بودن جریان، اغماض از شتاب قائم، کم بودن شیب کف کانال، صادق بودن معادلات مقاومت مثل معادلات مانینگ و شزی برای تعیین شیب اصطکاک، صرف‌نظر از تأثیر ورود هوا در آب، توزیع یکنواخت جریان ورودی، منشوری بودن سطح مقطع کانال و اغماض از مؤلفه اندازه حرکت در جهت جریان ناشی از جریان ورودی، معادله یک‌بعدی برای آن تدوین شده و به‌عنوان ابزار طراحی به‌کار می‌رود (آکان، ۲۰۰۶؛ جین، ۲۰۰۱؛ اداره عمران ایالات متحده، ۱۹۸۷؛ هندرسون، ۱۹۶۶؛ چاو، ۱۹۵۹؛ چاو، ۱۹۶۹). به‌دلیل ساده‌سازی‌های یادشده معمولاً نتایج عددی معادله حاکم با شرایط واقعی تفاوت دارد. از این‌رو پژوهش‌های متعددی بر روی جریان متغیر مکانی در کانال جانبی انجام شد تا بتوان به دانش لازم در این زمینه دست یافت.

مطالعه بر روی جریان‌های متغیر مکانی ماندگار از اوایل قرن بیستم با پژوهش‌های هندز (۱۹۲۶) در زمان طراحی و احداث سد هوور در آمریکا آغاز شد و افت سطح آب را در این نوع جریان با کاربرد اصل بقای اندازه حرکت و به کمک روش تفاضل‌های محدود تعیین نمود. در رابطه‌ای که او ارائه کرده بود از اصطکاک و اثر مؤلفه سرعت جریان ورودی در جهت جریان اصلی صرف‌نظر شده بود. اما این دو عامل توسط فاور و میر-پیتر (۱۹۳۴) در تحلیل منظور شدند تا معادله کامل‌تری ارائه شود. محققان علاوه بر ارائه معادلات کامل‌تر جریان، تلاش‌های متعددی در جهت ارائه راه‌حل معادلات یادشده صورت می‌دادند که نتیجه آن پیشنهاد روش‌های گرافیکی برای مقاطع مستطیلی و روش‌های تقریبی دیگری بود (کامپ، ۱۹۴۰؛ لی، ۱۹۵۵؛ چاو، ۱۹۵۹؛ گیل، ۱۹۷۷).

یکی از نکات کلیدی حل عددی معادله دیفرانسیل حاکم بر جریان متغیر مکانی، تعیین موقعیت و عمق نقطه کنترل می‌باشد. برای این منظور نیز محققان روش‌های مختلفی ارائه کرده‌اند (هندز، ۱۹۲۶؛ کولیگان، ۱۹۵۲). همچنین شرایط تشکیل جهش هیدرولیکی در کانال جانبی هنگامی که جریان دوگانه (زیر بحرانی - فوق بحرانی) رخ می‌دهد توسط فاکس و گودویل (۱۹۷۰) بررسی شده و نشان داده شد که وقوع جهش‌های متعدد در طول کانال فقط در شرایط بسیار محدود میسر می‌شود. این دو پژوهشگر روش تفاضل محدود را برای حل معادله حاکم پیشنهاد کرده‌اند و نشان داده‌اند که ضریب زبری در جریان متغیر مکانی به‌دلیل ورود جریان جانبی به‌صورت مشهودی افزایش می‌یابد.



شکل ۱- پلان و مقاطع سرریز و کانال جانبی آن.

از آنجا که تلاطم شدید جریان در کانال جانبی همراه با تلفات انرژی قابل توجه می‌باشد، اعتقاد کلی در استخراج معادله حاکم استفاده از اصل اندازه حرکت بوده است (هندز، ۱۹۲۶؛ هندرسون، ۱۹۶۶؛ جین، ۲۰۰۱). با این وجود نیز مطالعاتی صورت گرفته تا در استخراج معادله حاکم از اصل انرژی استفاده شود (بین و ونزل، ۱۹۷۰). در واقع بررسی‌های نظری جامع در مورد جریان متغیر مکانی توسط بین و ونزل (۱۹۷۰) انجام شده است. ایشان از اصول مومنتوم و انرژی به‌طور مستقل برای

استخراج معادله کلی حاکم استفاده کرده‌اند. اما پس از ساده‌سازی‌ها به معادله‌ای رسیده‌اند که در بیشتر کتب درسی متداول است. به اعتقاد آنها اگرچه معادلات مومنتوم و انرژی هر دو بر پایه قانون دوم نیوتن استوار شده‌اند، اما به دلیل تفاوت اساسی در مفاهیم فیزیکی اصول انرژی و مومنتوم، شکل معادلات ریاضی به دست آمده براساس این دو اصل متفاوت است. در معادلات کلی ارایه شده به جای کاربرد ضرایب تصحیح متداول انرژی جنبشی، α ، و اندازه حرکت، β ، از ضرایب تصحیح دوبعدی K و η استفاده شده تا، به باور ایشان، امکان تبدیل معادلات به دست آمده به یکدیگر میسر باشد. شاید یکی از عوامل متداول نشدن معادلات ارایه شده توسط این دو پژوهشگر، شکل پیچیده معادلات و نامشخص بودن ضرایب یادشده باشد. قابل توجه است که نتیجه کار این دو پژوهشگر بیش از آن که توجه را به سمت معادله حاکم بر جریان متغیر مکانی معطوف دارد، پژوهشگران را به سمت تبیین شش نوع شیب که در این جریان وجود دارد هدایت کرد (فیلد و همکاران، ۱۹۹۸).

معادله یک‌بعدی جریان متغیر مکانی توسط محققان متعددی مورد مطالعه قرار گرفته است. بسیاری از این محققان منطبق نبودن پروفیل‌های مشاهده شده و محاسبه شده توسط معادله یادشده را در واقع به نبود توزیع یکنواخت سرعت در مقطع عرضی منسوب می‌کنند. از این رو بر کاربرد ضریب تصحیح اندازه حرکت در طراحی تأکید دارند (فارنی و مارکوس، ۱۹۶۲؛ مک‌کول و همکاران، ۱۹۶۶؛ چاو، ۱۹۶۹؛ سابرامانیا، ۱۹۹۷). اما در مورد میزان ضریب تصحیح، اتفاق نظر میان محققان وجود ندارد. برخی از محققان ضریب تصحیح اندازه حرکت تا $1/6$ را پذیرفته‌اند (سابرامانیا، ۱۹۹۷) اما مقایسه اولیه داده‌های آزمایشگاهی و نتایج عددی حاصل از حل معادله موجود نشان داد که برای انطباق پروفیل‌ها، کاربرد ضرایب بالاتر از مقادیر یادشده ضروری می‌باشد. اگرچه توزیع سرعت در مقطع عرضی این نوع جریان از مقدار متوسط سرعت، بسیار متفاوت است اما کاربرد ضرایب تصحیح اندازه حرکت با مقادیر زیاد نیز منطقی به نظر نمی‌رسد. این مطلب را با یک آزمون عددی ساده می‌توان به اثبات رسانید به این ترتیب که اگر یک مقطع عرضی اختیاری به مساحت واحد به بخش‌های متعددی مثلاً 100 بخش تقسیم شود و توزیع سرعت برای هر قسمت یک عدد تصادفی در نظر گرفته شود (که از توزیع واقعی سرعت بسیار دور است) و ضرایب بالا برای چنین جریانی محاسبه شود، مقادیر ضریب تصحیح انرژی جنبشی و اندازه حرکت به ترتیب برابر حدود $2/0$ و $1/4$ خواهد بود. اگرچه برای برخی از جریان‌ها به خصوص زمانی که جریان‌های معکوس وجود داشته باشد ضرایب بالاتری نیز گزارش شده است (سابرامانیا، ۱۹۹۷) اما قابلیت کاربرد آنها در این نوع جریان مورد سوال می‌باشد. در این

صورت اگر در یک جریانی برای ایجاد انطباق بین پروفیل‌های مشاهده شده و محاسبه شده ضرایب بالاتری مورد نیاز باشد، به این معنی است که اثر عوامل دیگری را (مانند ضریب زبری و به‌خصوص تلفات انرژی) به ضرایب تصحیح یادشده منسوب می‌کنیم.

در واقع ورود جریان جانبی به کانال علاوه بر ایجاد جریان گردابی و برهم زدن توزیع سرعت در مقطع عرضی در امتداد جریان اصلی، به‌صورت عامل مقاوم حرکت نیز عمل می‌کند. این پدیده قبلاً نیز توسط محققان مشاهده و تأیید شده است (ایزارد، ۱۹۴۴؛ فاکس و گودویل، ۱۹۷۰). از این‌رو منطقی است که عامل بالا را به‌صورتی مطلوب در استخراج معادله حاکم به‌کار برد. با تکیه بر این دیدگاه عامل مقاومت جدید به‌عنوان ضریب افت جریان گردابی و جت برخوردی در نظر گرفته شده و بر این اساس معادله دینامیک جریان متغیر مکانی برای مقاطع غیرمنشوری به‌صورت زیر پیشنهاد شد (کوچکزاده و وطن‌خواه، ۲۰۰۱):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S - S_f - (\beta + k_e) \frac{Qq^*}{gA^3} + (\beta + k_e) S_b \frac{Q^2 y}{gA^3}}{1 - (\beta + k_e) \frac{Q^2 T}{gA^3}} \quad (1)$$

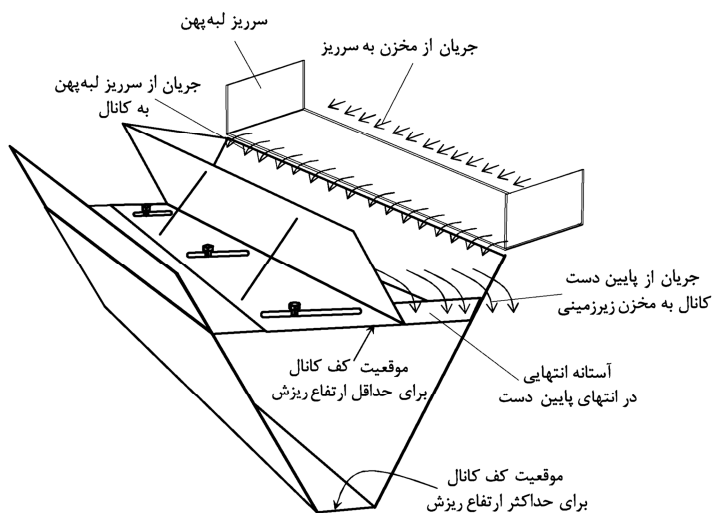
که در آن، S : شیب کف بستر، S_f : شیب اصطکاکی، β : ضریب تصحیح اندازه حرکت، k_e : ضریب افت جریان گردابی و جت برخوردی، q^* : بده واحد عرض سرریز، S_b : نرخ تغییرات عرض کف از بالادست به پایین‌دست، g : شتاب ثقل، Q : بده جریان در فاصله x از انتهای بالادست کانال جانبی، A : سطح مقطع جریان، T : عرض کانال در سطح آب و P : محیط خیس شده می‌باشند. یادآوری می‌شود که مشخصات هندسی مقطع نیز مربوط به فاصله x از انتهای بالادست کانال جانبی می‌باشد. چگونگی تعیین مقطع کنترل و روش حل معادله ۱ به کمک روش نیوتن-رافسون و کارایی آن برای مقاطع غیرمنشوری قبلاً منتشر شده است (کوچکزاده و وطن‌خواه، ۲۰۰۱).

در حال حاضر معادله یک‌بعدی جریان متغیر مکانی برای طراحی کانال‌های جانبی با مطالعه هیدرولیک جریان در این نوع کانال‌ها به‌کار می‌رود. اما بررسی داده‌های آزمایشگاهی نشان داد که استفاده از معادله بالا بدون تعدیل نتایج آن می‌تواند به شرایط نامطلوبی منجر شود. بنابراین مطالعات جامعی برای بررسی اثر عوامل مختلف از قبیل هندسه مقطع کانال، اثر ارتفاع آستانه انتهایی، نقش میزان ارتفاع ریزش از تاج سرریز جانبی تا کف کانال و بالاخره شیب طولی کف صورت گرفت.

هدف این پژوهش نشان دادن نقص کارایی معادله متداول یک‌بعدی و ارایه تعدیل‌های لازم در نتایج آن با استناد بر داده‌های آزمایشگاهی این پژوهش و داده‌های منتشر شده (کوچک‌زاده و وطن‌خواه، ۲۰۰۱؛ کوچک‌زاده و همکاران، ۲۰۰۱؛ کوچک‌زاده و مرعشی، ۲۰۰۵) می‌باشد. چنین تعدیلی می‌تواند در عملکرد هیدرولیکی و اقتصاد احداث سازه مؤثر باشد.

مواد و روش‌ها

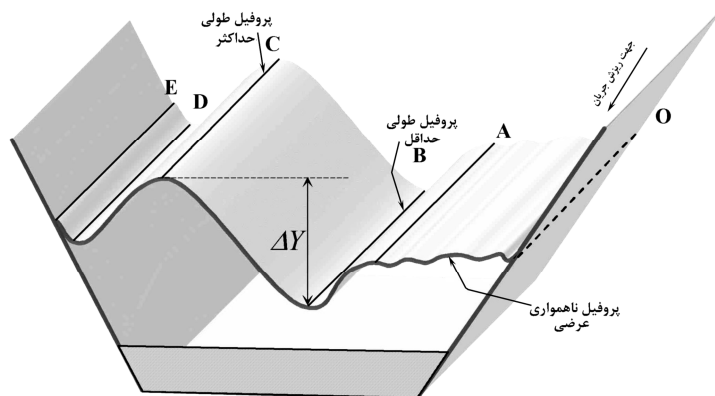
مدل و تجهیزات آزمایشگاهی: در این پژوهش مدل فیزیکی ویژه‌ای طراحی گردید که شامل سرریز جانبی، کانال جانبی و سکویی می‌باشد که کانال بر آن نصب و قابلیت تغییر شیب طولی و ارتفاع ریزش از لبه سرریز تا کف کانال جانبی را دارا می‌باشد. شکل ۲ کانال و نحوه ریزش آب از سرریز به صورت شماتیک را نشان می‌دهد. سرریز جانبی که به صورت لبه پهن به طول ۱۸۰۰ میلی‌متر احداث شد به مخزنی بزرگ مرتبط گشته تا بتواند علاوه بر استهلاك تلاطم جریان ورودی، توزیع جریان یکنواخت در طول سرریز ایجاد نماید. قرائت سطح آب مخزن به وسیله رقوم‌سنج نقطه‌ای با دقت دهم میلی‌متر صورت گرفت. سرریز یادشده به روش وزنی در محل انجام آزمایش و به کمک یک باسکول رقومی با دقت واسنجی شد.



شکل ۲- تجهیزات آزمایشگاهی به کار رفته در این پژوهش.

برای احداث سرریز جانبی ابتدا سکویی چوبی به طول ۲۶۶۰ و عرض ۸۶۶ میلی‌متر احداث گردید. این سکو به کمک ۶ پایه بر روی زمین مستقر می‌شود. کانال جانبی نیز با نصب ۲ صفحه فیبر شیشه بر روی سکو ایجاد گردید. این صفحات به کمک پشت‌بندهای فلزی با قابلیت تغییر شیب جانبی در جای خود مستحکم شده بود. طول کانال ۱۸۳۵ میلی‌متر و عرض کف آن در بالادست و پایین‌دست به ترتیب ۹۰ و ۱۹۰ میلی‌متر بود. در تمام آزمایش‌ها شیب دیواره‌های کانال $0.05H:1V$ به کار رفت. همچنین آستانه‌های انتهایی که از صفحات فیبر شیشه احداث شده‌اند در انتهای پایین‌دست کانال نصب شده‌اند. چهار ارتفاع برای آستانه انتهایی، W، یعنی صفر، ۵۰، ۱۰۰ و ۱۵۰ میلی‌متر آزمون شد. سه ارتفاع ریزش آب از سرریز جانبی تا کف کانال نیز مورد آزمون قرار گرفت که مقادیر آن برابر ۷۳۰، ۵۰۰ و ۲۹۵ میلی‌متر بوده است.

بررسی وضعیت جریان در کانال جانبی و تعیین پارامترهای مؤثر: آزمایش‌های مقدماتی نشان داد که در عرض این سازه نمی‌توان انتظار مشاهده پروفیل هموار داشت (شکل ۳). نصب آستانه انتهایی نیز اگرچه تأثیر قابل‌توجهی بر استهلاک انرژی جریان ورودی از سرریز دارد و می‌تواند از شدت ناهمواری پروفیل بکاهد اما قادر به حذف آن نمی‌باشد. بنابراین به‌منظور دستیابی به معیار(های) مناسب برای بررسی، در اولین ارتفاع ریزش آزمون شده (۷۳۰ میلی‌متر) برداشت‌های جامعی از سطح آب صورت گرفت که در آن طول کانال به ۱۱ مقطع عرضی تقسیم گردید. اولین مقطع (مقطع ریزش آزاد) را به نام W و مقاطع بعدی از بالادست به سمت پایین‌دست از ۱ تا ۱۰ نام گذاری شد. برداشت‌های جامع مرحله اول به تعیین معیار مناسب مقایسه منجر گردید و نشان داد که در آزمایش‌های بعدی بر برداشت کدام داده‌ها تأکید بیشتری باید صورت گیرد. نتیجه بررسی‌های این مرحله نشان داد که در کانال جانبی در عمل ۶ پروفیل طولی به روشنی متمایز است. موقعیت پروفیل‌های یادشده در عرض مقطع در شکل ۳ ارایه شده است. این شکل پرسپکتیو کانال جانبی را با ناهمواری عرضی و پروفیل‌های طولی نشان می‌دهد. جهت جریان در کانال این شکل به سمت خارج صفحه می‌باشد. اگرچه موقعیت این پروفیل‌ها در جهت عرضی در هر اجرا کمی تغییر می‌یافت، اما این جابجایی تأثیر قابل‌توجهی بر شکل سطح آب ایجاد نمی‌کرد. به‌عنوان مثال نصب آستانه انتهایی با حداکثر ارتفاع، ناهمواری جریان را کاهش می‌دهد اما منجر به حذف ناهمواری عرضی و یکی شدن پروفیل‌های طولی نمی‌شود.



شکل ۳- موقعیت پروفیل‌های طولی در کانال جانبی.

همان‌طور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود پروفیل‌های نقاط حداکثر و نقاط حداقل به ترتیب به نام C و B نام‌گذاری شده‌اند و به نظر رسید اختلاف این دو پروفیل می‌تواند به‌عنوان معیار مناسب برای بررسی اثر پارامترهای مختلف، در نظر گرفته شود. این اختلاف با نماد $\Delta Y = Y_C - Y_B$ نشان داده شده و به نام ناهمواری سطح آب نام‌گذاری گردید. همچنین بررسی نتایج تعداد زیادی از پروفیل‌های طولی جریان، که در شرایط مختلف برداشت شده‌اند، نشان داد که هر مقطع عرضی از مقاطع یادشده برای تعیین ΔY می‌تواند به‌کار رود، اما انتخاب مقطع وسط کانال (مقطع پنجم) از سایر مقاطع دیگر مناسب‌تر تشخیص داده شد. به همین دلیل برداشت‌های بعدی با تعداد کمتری داده صورت گرفت. همچنین میزان ناهمواری هر آزمایش با تقسیم کردن بر عمق حداکثر مقطع عرضی پنجم همان آزمایش، Y_C ، به صورت بی‌بعد در آمده و به نام ناهمواری نسبی نام‌گذاری شده است. این پارامتر را با $\Delta Y^* = (Y_C - Y_B) / Y_C$ نشان داده شده است و از آن به‌عنوان پارامتر بدون بعد وابسته در تحلیل ابعادی استفاده شد.

تحلیل ابعادی: پارامترهای مؤثر در این پدیده را می‌توان به قرار زیر در نظر گرفت: ΔY^* ناهمواری نسبی؛ q^* دبی واحد عرض سرریز؛ S شیب طولی کف کانال؛ H ارتفاع ریزش از سرریز جانبی تا کف کانال؛ W ارتفاع آستانه انتهایی؛ L طول کانال؛ b عرض کف کانال؛ m شیب جانبی کانال؛ y_c عمق بحرانی انتهای پایین‌دست؛ g شتاب ثقل؛ f ضریب اصطکاک؛ μ لزجت دینامیک سیال؛ و ρ جرم مخصوص سیال. با انتخاب p ، g و Y_C به‌عنوان متغیرهای تکرارشونده به پارامترهای بی‌بعد زیر می‌رسیم:

$$f\left(S, m, f, \Delta Y^*, \frac{q^*}{\sqrt{gy_c^3}}, \frac{W}{y_c}, \frac{b}{L}, \frac{H}{y_c}, R_e\right) = 0 \quad (2)$$

با توجه به ثابت بودن مقادیر b, L, f و m در این پژوهش؛ بالا بودن عدد رینولدز جریان R_e و ترکیب پارامترهای بدون بعد دیگر با هم تابع زیر به دست می آید:

$$\Delta Y^* = f_1\left(S, \frac{q^*}{\sqrt{gy_c^3}}, \frac{q^* L}{H\sqrt{gy_c^3}}, \frac{W}{y_c}, \frac{H}{y_c}\right) = 0 \quad (3)$$

به این ترتیب داده‌های آزمایشگاهی براساس پارامترهای بدون بعد یادشده که دامنه تغییرات آن در جدول ۱ ارایه شده است، بررسی و مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت.

جدول ۱- دامنه تغییرات پارمترها.

دامنه	پارامتر	S	H (میلی متر)	W (میلی متر)	Q (لیتر بر ثانیه)	y_c (میلی متر)
حداقل		۰/۰۰۴	۲۹۵	۰	۲/۴۷	۳/۵
حداکثر		۰/۰۷۵	۷۳۰	۱۵۰	۴۳/۱۱	۱۵۱

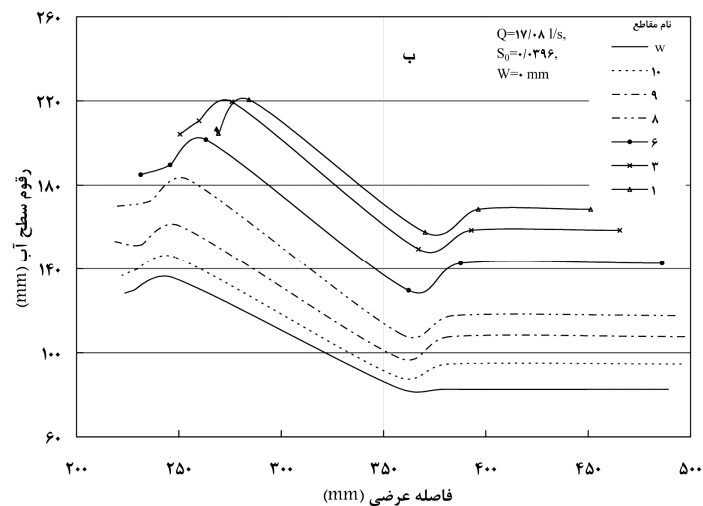
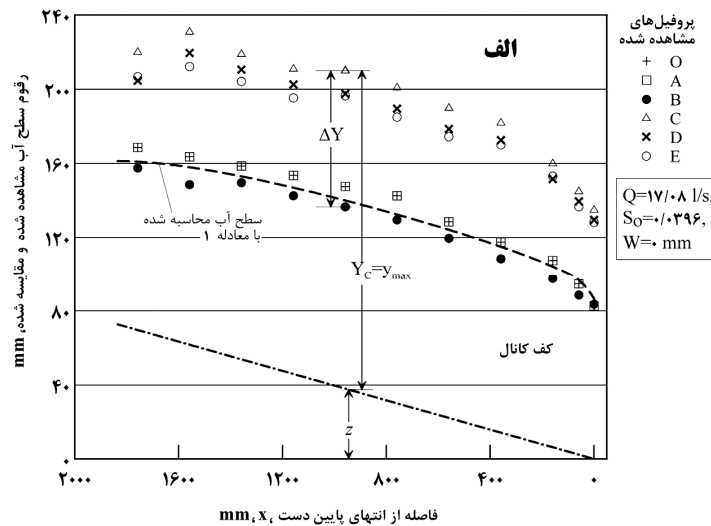
نتایج

تجزیه و تحلیل نتایج: به منظور تبیین پارامترهای مورد استفاده در این مقاله، نمونه‌ای از برداشت‌ها در شکل ۴ ارایه شده است. شکل ۴- الف، معرف پروفیل‌های طولی و شکل ۴- ب نشان‌دهنده پروفیل‌های عرضی در مقاطع مختلف مربوط به همان برداشت می‌باشد. در شکل ۴- الف اختلاف اعماق پروفیل‌های حداکثر و حداقل، ΔY نیز نشان داده شده است. همچنین موقعیت پروفیل سطح آب محاسباتی که از حل معادله ۱ برای شرایط خاص این برداشت به دست آمده با خط چین ارایه شده است.

داده‌ها در دو بخش تجزیه و تحلیل شده‌اند. ابتدا اثر پارامترهای مورد مطالعه مانند بده، شیب طولی کانال، ارتفاع آستانه انتهایی و ارتفاع ریزش بر عمق جریان و پروفیل‌های طولی بررسی می‌شوند. در بخش دوم با استناد به نتایج بخش اول اقدام به تدوین روشی می‌شود که بتواند به‌عنوان راهنمای طراحی کانال سرریزهای جانبی به‌کار رود. با توجه به توصیه مراجع مختلف در کاربرد معادله حاکم

یک‌بعدی جریان متغیر مکانی برای بررسی وضعیت جریان در کانال جانبی و طراحی آن (آکان، ۲۰۰۶؛ جین، ۲۰۰۱؛ اداره عمران ایالات متحده، ۱۹۸۷؛ هندرسون، ۱۹۶۶؛ چاو، ۱۹۵۹)، روش راهنمای طراحی که در این پژوهش پیشنهاد شده براساس اصلاح نتایج معادله پیشنهادی استوار شده است. در واقع اصولاً استفاده از چنین معادله‌ای فقط زمانی امکان‌پذیر می‌باشد که ضرایب اصلاح سیستماتیک وجود داشته باشند و تعیین آنها نیز مقدور باشد، در غیر این صورت، در واقع کاربرد معادله مورد نظر مورد سؤال خواهد بود.

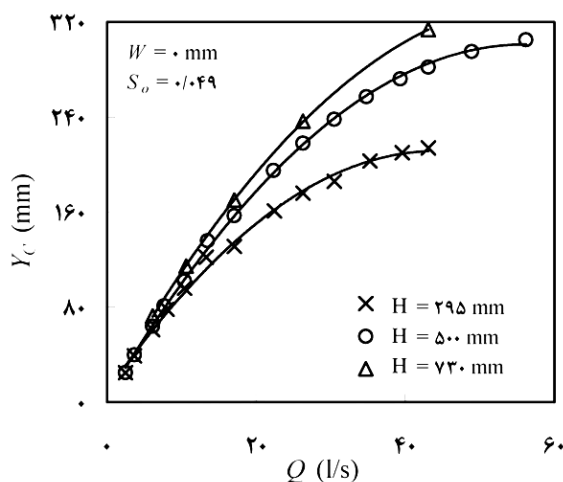
برای مشاهده اثر افزایش بده در عمق جریان، داده‌های مربوط به ارتفاع ریزش‌های مختلف برای شیب طولی ۰/۰۴۹ و بدون نصب آستانه انتهایی در شکل ۵ ترسیم شده است. منظور از عمق جریان در این شکل و شکل‌های بعدی، عمق پروفیل حداکثر که در مقطع عرضی پنجم رخ می‌دهد، می‌باشد. همان‌طور که در شکل مشاهده می‌شود تغییرات افزایش عمق از روند واحدی پیروی می‌کند و نشان می‌دهد که با افزایش بده، نرخ تغییرات عمق کاهش می‌یابد. این کاهش نرخ تغییرات به دو دلیل هندسی و هیدرولیکی رخ می‌دهد. دلیل هندسی مربوط به خاصیت هندسی شکل مقطع دوزنقه‌ای است که با افزایش عمق نرخ افزایش سطح مقطع زیاد می‌گردد. اما دلیل هیدرولیکی آن با بررسی تغییرات نمودارهای شکل ۵ آشکارتر می‌شود. تغییرات عمق برای کم‌ترین ارتفاع ریزش با آهنگ بیش‌تری نسبت به سایر منحنی‌ها به حالت مجانب در می‌آید. این موضوع به مفهوم آن است که نرخ استهلاك انرژی جت ورودی با افزایش ارتفاع ریزش برای دبی معین کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر ارتفاع ریزش بالاتر نیازمند عمق آب بیش‌تری برای استهلاك انرژی (و هموارتر شدن پروفیل عرضی) نسبت به ارتفاع ریزش پایین‌تر، می‌باشد. بنابراین برای هر ارتفاع ریزش معین با افزایش بده و کاهش نرخ افزایش عمق پروفیل حداکثر، ظرفیت انتقال کانال از طریق به‌کار گرفتن بخشی از سطح مقطع کانال که بین پروفیل‌های حداقل و حداکثر قرار گرفته است و در دبی‌های کمتر جریانی از آن عبور نمی‌کرده، تامین می‌شود (بخش هاشوردار شکل ۱). به این ترتیب قسمت یادشده از سطح مقطع در انتقال جریان طولی مشارکت کرده و در نتیجه سطح مقطع عرضی جریان بی‌آن‌که عمق حداکثر افزایش قابل‌توجهی یابد، زیاد می‌گردد. طبیعی است که در این حالت عمق حداقل زیاد می‌شود. این همان پدیده‌ای است که در نهایت باید منجر به هموارتر شدن پروفیل عرضی و استغراق سرریز شود و باید در طراحی و عمل از آن اجتناب نمود.



شکل ۴- پروفیل‌های طولی و عرضی مربوط به یک برداشت، ارتفاع ریزش ۷۳۰ میلی‌متر.

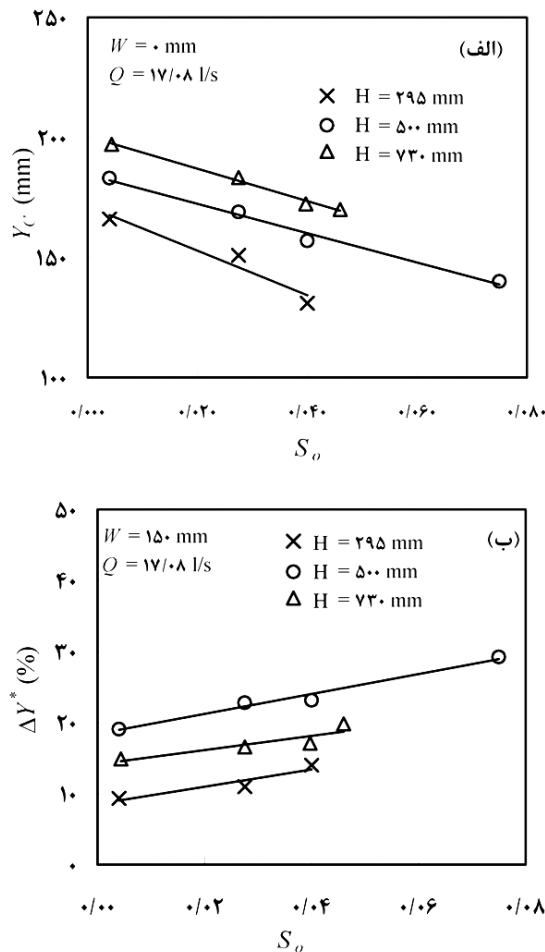
اثر شیب طولی بر عمق حداکثر جریان در ارتفاع ریزش‌های مختلف به صورت نمونه در شکل ۶- الف ارایه شده است. در این شکل نیز ارتفاع آستانه انتهایی صفر در نظر گرفته شده و همان‌طور که انتظار می‌رود با افزایش شیب طولی برای یک بده معین، عمق کاهش می‌یابد. اما ترسیم ناهمواری نسبی برای ارتفاع ریزش‌های مختلف در برابر شیب نشان می‌دهد که نرخ تغییرات آن صعودی و تقریباً

خطی است (شکل ۶-ب). باید توجه نمود که اگرچه این شکل‌ها برای یک بده خاص ترسیم شده اما این روند در تمام بده‌ها مشاهده شده است. این امر به آن علت است که با افزایش شیب علاوه بر عمق حداکثر عمق حداقل نیز کاهش می‌یابد، پس تغییرات صورت کسر در نسبت ناهمواری نسبی تقریباً ناچیز خواهد بود در حالی که مخرج آن کاهش پیدا می‌کند که نتیجه آن افزایش ناهمواری نسبی است. موضوع قابل تأمل دیگری که در شکل‌های ۶-الف و ب مشاهده می‌شود یکسانی روند تغییرات برای ارتفاع ریزش‌های مختلف می‌باشد که به صورت خطوط تقریباً موازی در آمده‌اند.



شکل ۵- اثر متقابل بده جریان و ارتفاع ریزش بر عمق جریان.

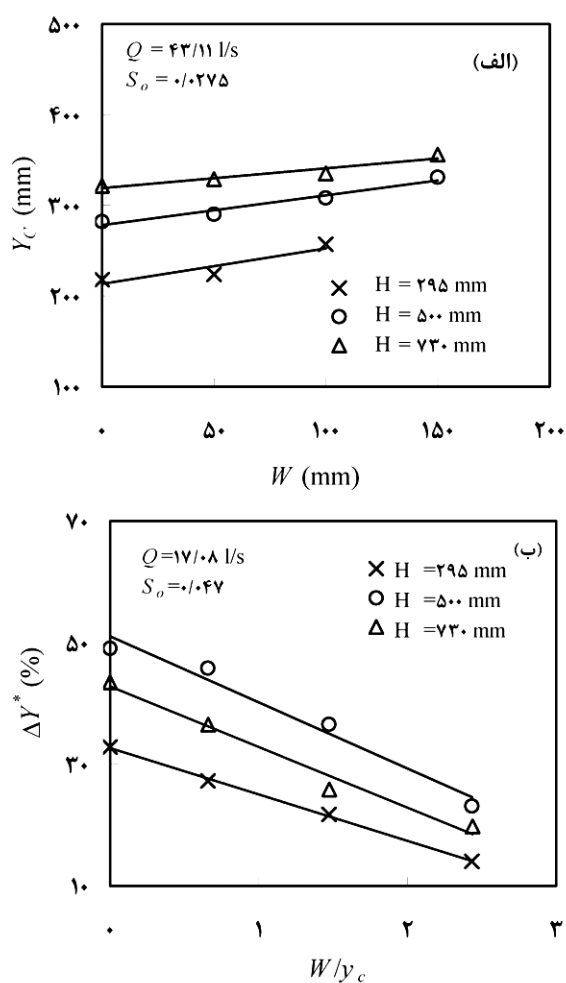
نقش آستانه انتهایی به‌عنوان فراهم‌آورنده شرایط مطلوب برای کاهش انرژی جریان ورودی با افزایش عمق آب در کانال جانبی است. برای بررسی اثر این عامل نیز عمق حداکثر و ناهمواری نسبی برای دو بده و دو شیب طولی در شکل‌های ۷-الف و ب ارایه شده است. در اینجا نیز همان‌طور که انتظار می‌رود با افزایش ارتفاع آستانه انتهایی عمق حداکثر نیز افزایش می‌یابد و ارتفاع ریزش‌های مختلف روند یکسانی از خود نشان می‌دهند. شکل ۷-ب اثر ارتفاع آستانه انتهایی بر ناهمواری نسبی را نشان می‌دهد. نرخ نزولی تغییرات ناهمواری نسبی در مقابل افزایش ارتفاع آستانه انتهایی میزان تأثیر نصب این سازه بر استهلاک انرژی جریان ورودی را نشان می‌دهد. علت این امر آن است که آستانه با ارتفاع بیشتر عمق بالاتری در کانال جانبی ایجاد می‌نماید و عمق بالاتر در کانال به نوبه خود منجر به استهلاک بیشتر انرژی جریان ورودی می‌شود.



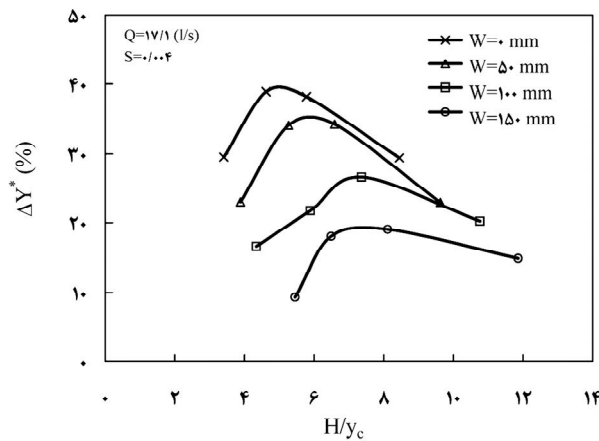
شکل ۶- اثر متقابل شیب طولی کانال و ارتفاع ریزش بر عمق و ناهمواری جریان.

ناهمواری نسبی در مقابل نسبت ارتفاع ریزش H ، به عمق بحرانی که باید بر روی آستانه انتهایی ایجاد شود برای بده و شیب معین در شکل ۸ ترسیم شده است. اگرچه بده در این شکل ثابت است یادآوری می‌شود که عمق بحرانی، Y_c برای هر ارتفاع آستانه انتهایی مقداری ثابت است، اما از ارتفاع آستانه‌ای به ارتفاع آستانه دیگر به دلیل تغییر عرض کف مقطع (یا عرض تاج آستانه) مقدار آن تغییر می‌کند. بنابراین این پارامتر علاوه بر نشان دادن اثر مقدار دبی بر ناهمواری نسبی، به طور ضمنی تأثیر ارتفاع آستانه و هندسه مقطع انتهایی را نیز منعکس می‌کند. روند تغییرات برای تمام ارتفاع آستانه‌ها

یکسان است و هر منحنی اثر ارتفاع ریزش مختلف را نشان می‌دهد. وجود یک پیک در این منحنی‌ها نشان می‌دهد که ارتفاع ریزش تا مقدار معینی ناهمواری نسبی را افزایش می‌دهد و سپس از اثر کاهشی برخوردار است. وجود این پیک که در تمام برداشت‌ها دیده شده است وسعت دامنه انتخاب شده برای ارتفاع ریزش نسبت به ابعاد کانال جانبی را تأیید می‌نماید، طوری که از جامعیت استنتاج‌های مستند به داده‌ها می‌توان اطمینان حاصل نمود.



شکل ۷- اثر متقابل ارتفاع آستانه انتهایی و ارتفاع ریزش بر عمق و ناهمواری جریان.



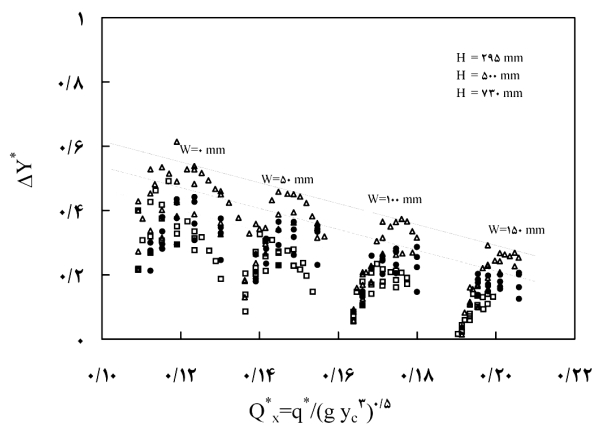
شکل ۸- منحنی‌های تغییرات ناهمواری نسبی در برابر H/y_c.

نتیجه‌گیری کلی

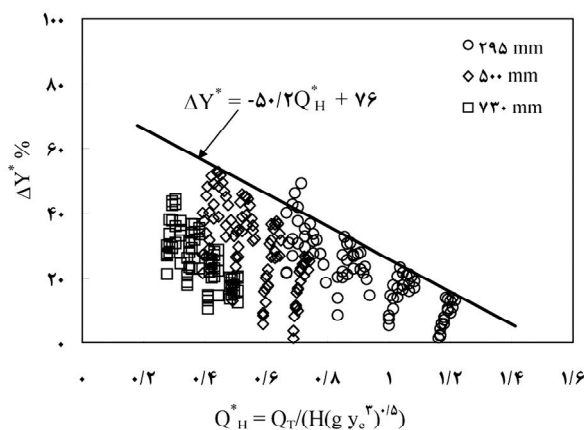
برای اخذ نتیجه کلی باید عوامل بدون بعدی به کار برد که قابلیت تجمیع داده‌ها را داشته باشند. به عبارت دیگر باید نموداری ترسیم کرد که اثر تمام پارامترهای مورد مطالعه را یک‌جا نشان دهد. برای این منظور عوامل بدون بعد $Q_x^* = [q^*/(gy_c^3)]^{1/5}$ ، $Q_H^* = [(Q_T/H)/(gy_c^3)]^{1/5}$ ، ΔY^* و $\Delta Y_c^* = [\Delta Y/y_c]$ به کار گرفته شد. در عوامل بالا $Q_T = Q$ بده کل سرریز جانبی (q^*L) می‌باشد و پارامترهای دیگر قبلاً تعریف شده‌اند. همان‌طور که قبلاً اشاره شد، لازم نیست ارتفاع آستانه انتهایی را به‌طور مستقیم به کار برد زیرا که عمق بحرانی y_c متأثر از ارتفاع آستانه انتهایی می‌باشد. به این معنی که برای یک بده معین اعماق بحرانی ایجاد شده برای ارتفاع آستانه‌های انتهایی مختلف به دلیل تغییر عرض کف مقطع ریزش، متفاوت خواهد بود.

در شکل ۹، Q_x^* در برابر ΔY^* ترسیم شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود تا حدود زیادی داده‌ها تجمیع شده‌اند و وجود پوش‌های فوقانی برای هر ارتفاع ریزش امکان دسترسی به یک حل جامع را تأیید می‌کنند. اگرچه اثر ارتفاع ریزش در عامل ΔY^* (از طریق عمق Y_c) ظاهر می‌شود اما در فاکتور Q_x^* مؤثر نیست. اما با رسم Q_H^* در مقابل ΔY^* امکان دسترسی به یک پوش واحد بر داده‌ها میسر می‌شود (شکل ۱۰). شکل‌های ۹ و ۱۰ نشان می‌دهند که در شرایط مختلف طراحی چه مقداری برای حداکثر ناهمواری نسبی می‌توان توقع داشت. اما رسم Q_H^* در برابر ΔY_c^* در شکل ۱۱ نتایج

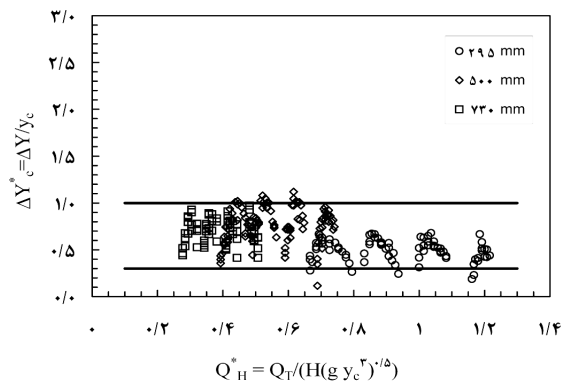
مطلوب‌تری از نقطه نظر طراحی ارایه می‌دهد. این شکل نشان می‌دهد که حداکثر ناهمواری، ΔY که می‌توان انتظار داشت از عمق بحرانی محاسبه شده در انتهای پایین‌دست سازه که باید بر روی آستانه انتهایی ایجاد شود، تجاوز نخواهد کرد و اصولاً بیش از ۹۷ درصد داده‌ها در محدوده ناهمواری برابر با $y_c/3$ و y_c قرار دارند. باید تأکید نمود که داده‌های پایین‌تر از مرز ۰/۳۳ یا یک سوم از دیدگاه تدوین راهنمای طراحی چندان با اهمیت نیستند زیرا که در این حالت هدف این است که حداکثر ناهمواری نسبی تعیین شود.



شکل ۹- منحنی‌های پوش در ارتفاعات ریزش مختلف.

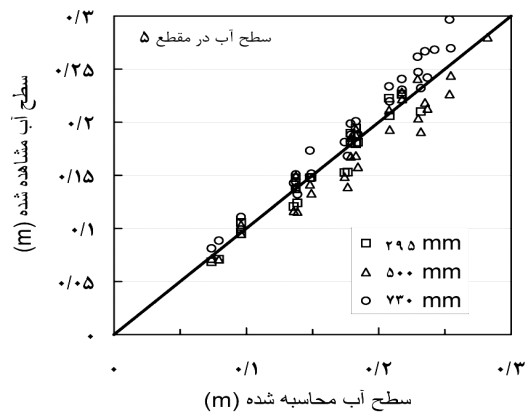


شکل ۱۰- خط‌پوش تغییرات ناهمواری نسبی بر کل داده‌ها.



شکل ۱۱- تغییرات ΔY_c^* در برابر Q_H^* .

تدوین ضوابط طراحی: برای تدوین ضوابط طراحی مبنی بر تعدیل نتایج معادلات متداول ضروری است که بدانیم نتایج معادله حاکم در شرایط مختلف بر کدام پروفیل طولی از پروفیل‌های شش‌گانه انطباق بیشتری دارد. به همین دلیل معادله حاکم برای داده‌های موجود حل شده و با مقایسه نتایج عددی با داده‌های آزمایشگاهی تشخیص داده شد که نتایج معادله یاد شده اغلب با پروفیل B (پروفیل حداقل) انطباق بهتری دارد (شکل ۱۲). بدیهی است که به دلیل شرایط متنوع آزمایشی، ایجاد انطباق کامل دور از انتظار است. اما برای ترسیم این شکل از داده‌های مربوط به شیب‌های حداقل و حداکثر استفاده شده است. از این رو در صورت تعیین حد اکثر ناهمواری ممکن برای شرایط خاص هیدرولیکی و هندسی، ارتفاع پروفیل حداکثر و در نتیجه حداقل عمق لازم برای کانال جانبی قابل تعیین خواهد بود.



شکل ۱۲- مقایسه سطح آب محاسبه شده و مشاهده شده برای مقطع عرضی پنجم.

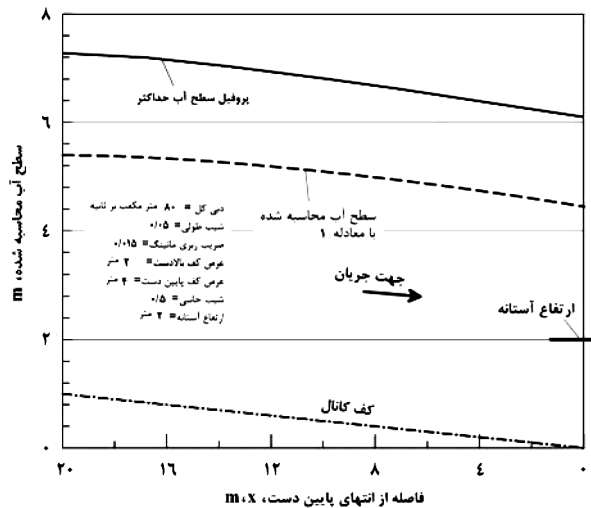
به‌عنوان مثال سرریز تخلیه جانبی به طول ۲۰ متر در نظر گرفته می‌شود که بده ۸۰ مترمکعب بر ثانیه را تخلیه می‌کند. عرض کف کانال جانبی در بالادست و پایین‌دست به ترتیب ۲ و ۴ متر است و ضریب زبری آن ۰/۰۱۵ می‌باشد. شیب‌های طولی و دیواره‌های جانبی آن نیز به ترتیب ۰/۵ و ۰/۵H:۱V می‌باشند. در صورت نصب آستانه انتهایی به ارتفاع ۲ متر حداقل عمق کانال برای جای دادن بده یادشده بدون ایجاد تأثیر نامطلوب بر جریان سرریز جانبی را می‌توان به‌صورت زیر تعیین نمود.

با حل معادله ۱ برای شرایط مرزی این مثال پروفیل سطح آب تعیین شده و در شکل ۱۳ با خط‌چین ترسیم شده است. عمق متوسطی که این پروفیل ارایه می‌دهد حدود ۴/۵ متر است. همچنین عمق جریان بحرانی که در انتهای پایین‌دست بر روی آستانه ایجاد می‌شود برابر است با ۲/۴۴ متر، به این ترتیب عمق جریان در انتهای پایین‌دست با وجود آستانه‌ای به ارتفاع ۲ متر برابر است با $W+Y_c=4/44$ متر. در صورت پذیرش حداکثر ناهمواری باید از خط‌پوش فوقانی شکل ۱۱ استفاده کرد. در این صورت ناهمواری برابر با عمق بحرانی، یعنی ۲/۴۴ متر خواهد بود.

به این ترتیب رقوم سطح آب در کانال باید به‌میزان حدود ۲/۵ متر افزایش یابد. بنابراین حداقل عمق متوسط کانال جانبی حدود $4/5+2/5=7$ متر است. حال با داشتن ارتفاع ریزش تقریبی می‌توان ارتفاع مناسب‌تر را به کمک خط‌پوش شکل ۱۰ تعیین نمود، یعنی $Q_H^* \approx 0/95$ $Q_H^* = (80 \div 7) / (9/8 \times 2/44^2)^{1/5}$. حال با استفاده از پوش شکل ۱۰، ΔY^* برابر ۰/۲۸ به‌دست می‌آید. یعنی $(Y_c - Y_B) / Y_c = 0/28$.

متوسط عمق Y_B به کمک حل معادله ۱ به‌دست می‌آید، که برای این مثال حدود ۴/۵ متر تعیین شد. بنابراین عمق Y_C از رابطه $(Y_c - Y_B) = 0/28 Y_c$ به‌دست می‌آید که با حل آن $Y_c = Y_B / 0/72 \approx 6/2$ متر خواهد بود.

عمق تعیین شده ۶/۲ متر حداقل عمقی است که برای کانال باید در نظر گرفت. به این ترتیب پروفیل تعدیل شده قابل محاسبه و ترسیم خواهد بود. نتایج نهایی در شکل ۱۳ ارایه شده است. با توجه به استفاده از خطوط پوش در حل این مثال، ضریب اطمینان در پاسخ نهفته خواهد بود. همچنین یادآوری می‌شود که تعدیل نتایج براساس منسوب نمودن سطح آب محاسبه شده به‌وسیله معادله ۱ به پروفیل B صورت گرفت. این موضوع به‌طورکلی به‌وسیله شکل ۱۲ مورد تأیید قرار گرفته است، اما باید توجه نمود که برای دبی‌های زیادتر و همچنین ارتفاع آستانه انتهایی بلندتر، میزان ضریب اطمینان بالاتری می‌توان توقع داشت. این مطلب را در شکل‌های ۹ و ۱۰ جایی که داده‌ها از خط‌پوش فاصله می‌گیرند، نیز می‌توان ملاحظه نمود.



شکل ۱۳- پروفیل‌های محاسبه شده و تعدیل شده در کانال مثال طراحی.

نتیجه‌گیری

اثر عوامل مختلف هندسی و هیدرولیکی در کانال جانبی مانند نصب آستانه انتهایی با ارتفاع‌های مختلف، شیب‌های طولی گوناگون، و ارتفاع ریزش جریان جانبی از تاج سرریز تا کف کانال بر مشخصات جریان در یک برنامه جامع آزمایشگاهی بررسی گردید. مقایسه پروفیل‌های سطح آب مشاهده شده با نتایج به دست آمده از معادله یک‌بعدی حاکم بر جریان متغیر مکانی نشان داد که استفاده از معادله یاد شده در طراحی بدون تعدیل نتایج آن ممکن است به نتایج غیرواقعی منجر شود. ترسیم نتایج آزمایشگاهی به کمک عوامل بدون بعدی که اثر تمام پارامترهای مورد مطالعه را در بر داشته باشد نشان داد که تجمع داده‌ها میسر گشته و یافتن تعدیل سیستماتیک برای نتایج معادله حاکم به‌منظور کاربرد در طراحی این نوع سازه امکان‌پذیر بوده است. در این راستا خط‌پوش بر تمامی داده‌ها نشان داد که حداکثر تعدیل ممکن برای نتایج معادله حاکم از مقدار عمق بحرانی مربوط به شرایط مورد مطالعه تجاوز نمی‌کند. به این ترتیب با استناد به داده‌های جمع‌آوری شده در این پژوهش که دامنه وسیعی از متغیرهای مورد مطالعه را در بر می‌گیرد، و با استفاده از عوامل بدون بعد مناسب، خطوط پوشی ارائه شده که در طراحی سازه مورد نظر و تعیین ضریب اطمینان در انتخاب حداکثر عمق سازه قابل استفاده می‌باشد، به‌کار رود. در این پژوهش شیب جانبی و همچنین عرض کف

بالادست و پایین‌دست سازه ثابت بوده‌اند که از محدودیت‌های آزمایشگاهی به حساب می‌آیند. اما یادآوری می‌شود که شیب جانبی به‌کار رفته بسیار نزدیک به شیب جانبی که در عمل برای این نوع سازه انتخاب می‌گردد، می‌باشد. در مورد داده‌های مربوط به تغییرات عرض کف هم به‌نظر می‌رسد اگر استنتاج کلی به‌دست آمده را تأیید نکند، تغییر اساسی در آن به وجود نخواهد آورد. اما به هر حال مشاهده اثر این دو عامل از طریق آزمایش‌های تکمیلی همچنان می‌تواند موردنظر قرار گیرد.

سپاسگزاری

بدین‌وسیله از معاونت محترم پژوهشی دانشگاه تهران و قطب علمی ارزیابی و به‌سازی شبکه‌های آبیاری که فضا و شرایط مساعد انجام پژوهش را ایجاد کرده‌اند و همچنین از سرکار خانم مرعشی که در انجام کار آزمایشگاهی مساعدت نمودند سپاسگزاری می‌نمائیم.

منابع

1. Akan, A.O. 2006. Open channel hydraulics. Elsevier, London, 346p.
2. Camp, T.R. 1940. Lateral Spillway Channels. Transactions of the ASCE, 105: 606-617.
3. Chow, V.T. 1959. Open channel hydraulics. Mc Graw-Hill, New York, 680p.
4. Chow, V.T. 1969. Spatially varied flow equations. Water Resources Research, 5: 1124-1128.
5. Farney, H.S., and Markus, A. 1962. Side channel spillway design. J. Hydro. Div. Proc. ASCE, 88: 3. 131-154.
6. Favre, H., and Meyer-Peter, E. 1934. Analysis of boulder dam spillway made by Swiss Laboratory. Engineering News-Record, 25: 520-522.
7. Field, W.G., Lambert, M.F., and Williams, B.J. 1998. Energy and momentum in one dimensional open channel flow field. J. Hydraulic Research, 36: 1. 1.29-42.
8. Fox, J.A., and Goodwill, I.M. 1970. Spatially varied flow in open channels. Proc. Inst. Civ. Engrs. London, 46: 311-325.
9. Gill, M.A. 1977. Perturbation Solution of Spatially Varied Flow in open channels. J. Hyd. Res., IAHR, 5: 4. 337-350.
10. Henderson, F.M. 1966. Open channel flow. Mac Millan Publishing. Co. New York, 522p.
11. Hinds, J. 1926. Side channel spillway: Hydraulic theory, economic factors, and experiments determination of losses. Transactions of the ASCE, 89: 881-927.
12. Izzard, C.F. 1944. The surface profile of overland flow. Trans., American Geophysical Union, Ppt. Pp: 959-968.

13. Jain, S.C. 2001. Open-channel flow. John Wiley and Sons, New York, 328p.
14. Keulegan, G.H. 1952. Determination of critical depth in spatially varied flow. Proceedings of the 2nd Midwestern Conference of Fluid Mechanics, The Ohio State University, Engineering Experiment Station, Bulletin, 149: 67-80.
15. Kouchakzadeh, S., and Vatankhah, A.R. 2001. Spatially varied flow with increasing discharge in none prismatic channels: Dynamic equation, numerical solution and experimental verification. Faculty of Engineering Journal of University of Tehran Engineering College, 35: 453. 2453-256. (In Persian)
16. Kouchakzadeh, S., Vatankhah Mohammad Abadi, A.R., and Townsend, R.D. 2001. A modified perturbation solution procedure for spatially-varied flows. Canadian Journal of water resources, 26: 3. 399-416.
17. Kouchakzadeh, S., and Marashi, A. 2005. End sill impact on water surface profile in non-prismatic side channels: A design guideline. Journal of Irrigation and Drainage, International Commission on Irrigation and Drainage, 54: 1. 91-101.
18. Li, W.H. 1955. Open channel with nonuniform discharge. Transactions of the ASCE, 120: 255-280.
19. Mc Cool, D.K., Gwinn, W.R., Ree, W.G., and Garton, J.E. 1966. "Spatially varied Flow in vegetated channel. Transactions of the ASCE, 9: 3. 440-444.
20. Subramanya, K. 1997. Flow in open channel. 2nd edition. Tata McGraw-Hill, New Delhi, 529p.
21. United States B Bureau of Reclamation. 1987. Design of small dams. Denver Co. 860p.
22. Yen, B.C., and Wenzel, H.G.Jr. 1970. Dynamic equations for steady spatially varied flow. J. Hyd. Div. ASCE, 96: 3. 801-814.



Gorgan University of Agricultural
Sciences and Natural Resources

J. of Water and Soil Conservation, Vol. 17(1), 2010
www.gau.ac.ir/journals

Modifying Design Criteria of Side Channels Based On Comprehensive Experimental Observations

***S. Kouchakzadeh¹ and A.H. Hoorfar²**

¹Professor, Dept. of Irrigation and Reclamation Engineering, University of Tehran,

¹Associate Prof., Dept. of Irrigation and Reclamation Engineering, University of Tehran

Abstract

This paper presents the impact of different geometric and hydraulic factors on the water surface profile condition in a side channel carrying spatially varied flow with increasing discharge. Comparison between experimental observations and the results of the one dimensional spatially varied flow governing equation, which is the key tool for side channel design, indicated that relying on such results could lead to insecure design. In this research, based on comprehensive experimental data, that reflect the influence of relevant factors and with the aid of suitable non-dimensional parameters such as a relative water surface irregularity, it is indicated that more than 97% of the mentioned parameter data fall within a range equal to the downstream critical depth and one-third of the mentioned depth. Accordingly, the proposed non-dimensional parameters provided a suitable collapse in the data based on which a design criterion was obtained that led to a systematic modification to the numerical results of the governing equation. The proposed modifications were based on an equation obtained for the envelope to the data, therefore, the results inherent a safety factor. The application of the proposed design criteria was presented and the generality of the drawn conclusion was supported by a relatively wide data range of the influencing factors.

Keywords: End sill, Side spillway, Spatially varied flow, Water surface profile

* Corresponding Author; Email: skzadeh@ut.ac.ir