

پیش‌بینی نحوه انتشار سیلاب با استفاده از موج پخشیدگی غیرخطی

محمد دانیالی^۱، احمدرضا غواصیه^{۲*}، جلال عطاری^۳

۱- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی رودخانه، دانشگاه صنعت آب و برق (شهید عباسپور)

۲ و ۳- استادیار دانشکده مهندسی آب و محیط زیست، دانشگاه صنعت آب و برق (شهید عباسپور)

* تهران، صندوق پستی ۱۶۷۶۵-۱۷۱۹

ghavasieh@pwut.ac.ir

چکیده- در سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل و همچنین در ساماندهی رودخانه‌ها، به‌منظور پیشگیری یا کاهش خسارت مالی و جانی، در اختیار داشتن مدلی سریع و دقیق برای روندیابی سیل اهمیت فراوانی دارد. یکی از روش‌های روندیابی که با حذف عبارت‌های شتاب از معادله مومتم به‌دست می‌آید، روش موج پخشیدگی (دیفیوژن) است. در تحقیق حاضر از میان مدل‌های نوع موج پخشیدگی، مدل کاپلار با توجه به ویژگی‌های منحصر به فرد آن استفاده شده است. این مدل یک معادله انتقالی-پخشی با پارامترهای غیرخطی بوده و مزیت مهم و اصلی آن نیاز نداشتن به اطلاعات توپوگرافی و هیدرولیکی رودخانه است. در این مقاله به‌منظور حل عددی و منفصل‌سازی معادله کاپلار، از طرح لپ‌فراگ-دوفورت فرانکل استفاده شد که سرعت محاسبات روندیابی را به‌طور چشمگیری افزایش می‌دهد. همچنین روش جدیدی برای تعیین پارامترهای تندی (C) و پخشیدگی (D) معادله موج پخشیدگی ارائه شده که نسبت به روش‌های قبلی برتری دارد. در این روش، پارامترهای C و D فقط با استفاده از هیدروگراف‌های مشاهده شده در بازه‌ای از رودخانه واسنجی شده و سپس برای سیلاب‌های بعدی قابل استفاده است. با استفاده از این روش، استقلال کامل روش تعیین پارامترهای موج پخشیدگی از هندسه کانال، ضریب زبری مانینگ و شیب بستر رودخانه محقق شد. برای سنجش کارایی مدل و روش پیشنهادی در برآورد پارامترهای مدل، نخست هیدروگراف‌های روندیابی شده با نتایج مدل کامل سنت‌ونان، در کانالی دوزنقه‌ای و مصنوعی مقایسه شد. سپس این مدل در بازهٔ یساول-قره‌گونی از رودخانه قزل‌اوزن به طول ۸۰ کیلومتر، برای هیدروگراف‌های سیل مشاهده شده، صحت‌سنجی شد. مدت زمان روندیابی سیل به این روش در کانال و رودخانه به‌ترتیب برابر ۱۵/۷ و ۵۹ ثانیه بوده است. حداکثر خطای بیشینه دبی در کانال و رودخانه به‌ترتیب از ۰/۰۴ درصد و ۰/۲۴ درصد بیشتر نیست. همچنین از نظر زمان وقوع، حداکثر خطا در کانال و رودخانه به‌ترتیب برابر ۰/۸۷ درصد و ۱/۵۷ درصد است. با توجه به این نتایج مشاهده می‌شود که مدل پیشنهادی نه تنها در پیش‌بینی زمان وقوع و مقدار بیشینه دبی هیدروگراف‌ها دقت بسیار خوبی دارد، بلکه از نظر حفظ بقای حجم سیلاب نیز موفق است.

کلید واژگان: روندیابی سیل، موج پخشیدگی، معادله کاپلار^۱، پارامترهای تندی و پخشیدگی.

۱- مقدمه

معادلات کامل سنت ونان (روش موج دینامیکی)، بهترین معادله نظری یک‌بعدی برای توصیف حرکت سیلاب است، اما به‌کارگیری این معادلات در رودخانه‌های طبیعی با مشکلاتی روبه‌رو است. برای حل این معادلات، به آگاهی کاملی از هندسه مقاطع رودخانه، شیب طولی بستر رودخانه و همچنین مشخصات فیزیکی، مانند ضریب زبری مانینگ نیاز است. برداشت مقاطع عرضی رودخانه هزینه مالی و زمانی زیادی داشته و با تقریب و خطا همراه است. به علاوه، پس از هر سیلاب، مقاطع کانال دچار فرسایش و رسوب‌گذاری شده و ممکن است مقطع به‌طور کامل تغییر کند. همچنین بین مقاطع برداشت شده، باید در مدل روندیابی، درونیابی انجام شود. ضریب زبری نیز ممکن است در مقیاس سطح مقطع و در طول بازه رودخانه با تغییر دبی تغییر کند. اندازه‌گیری ضریب زبری مانینگ و وارد کردن اثر تغییر آن در مدل کامل سنت‌ونان، یکی دیگر از چالش‌ها است. شیب طولی رودخانه نیز به‌شکل متوسط‌گیری شده در مدل کامل به کار می‌رود. با در نظر گرفتن این نکته‌ها و عدم قطعیت موجود در هندسه رودخانه، ضریب زبری و شیب طولی، می‌توان گفت علت اصلی عبور از روندیابی دینامیک، کاهش هزینه و رهایی از عدم قطعیت موجود در برداشت هندسه و توپوگرافی رودخانه و تخمین ضریب زبری است. به همین دلیل برخی محققان با بررسی عبارتهای اینرسی در معادله مومتم که تأثیر محدودی در محاسبه جریان غیردائمی سیلاب‌ها دارند، این عبارتهای را حذف کرده و معادله موج پخشیدگی را بر حسب دبی استخراج کرده‌اند. اینکه بیشتر محققان معادله موج پخشیدگی را بر حسب دبی استخراج کرده‌اند نشان می‌دهد که به مشکلات به‌کارگیری معادله بر حسب عمق آگاه بوده‌اند.

مدل سهموی جریان غیردائمی رودخانه، معروف به موج پخشیدگی، روشی سریع برای روندیابی سیلاب است. تحلیل مرتبه بزرگی^۱ عبارتهای در سیستم معادلات سنت‌ونان در جریان کانال باز نشان می‌دهد که عبارتهای اینرسی در بسیاری از موارد قابل چشم‌پوشی است (Price, 1985). براین اساس، مدل‌های مختلفی از روی معادله موج پخشیدگی توسط محققان معرفی شده که برخی از آنها مدل‌هایی هیدرودینامیکی هستند که با چشم‌پوشی از بعضی عبارتهای یا تقریب زدن و گاهی خطی‌سازی به‌دست می‌آیند. در میان روشهای روندیابی هیدرولیکی، روش موج پخشیدگی مزیت‌های زیر را دارد (Cappelaere, 1997):

- حذف یکی از دو متغیر دبی، Q ، یا تراز، Z از معادلات.

- تجمیع^۲ مشخصات اصلی کانال که توصیف‌کننده هندسه کانال و زبری در طول رودخانه هستند در پارامترهایی کلی‌تر به نام ضرایب تندی موج^۳ و پخشیدگی^۴.

این روش برای کاربردهای روندیابی هیدرولیکی سیلاب، وقتی اطلاعات در دسترس محدود باشد، بسیار مناسب است. در این موارد، پارامترهای موج در مدل روندیابی پخشیدگی، برای کاربران ملموس‌تر از اطلاعاتی است که شرایط واقعی و پیچیده جریان را در مدل کامل دینامیکی توصیف می‌کنند، (Cappelaere, 1997). از آنجا که در معادلات روش پخشیدگی، جملات هندسه کانال حضور ندارند، این روش را برای مقاطع نامنظم نیز می‌توان به‌کار برد.

از سال ۱۹۵۱ که اولین بار روش موج پخشیدگی توسط Hayami مطرح شد (Moussa, 1996)، تا کنون این روش

1. Order Of Magnitude Analysis

2. Aggregation

3. Celerity

4. Diffusivity

موردی حل تحلیلی معادله موج پخشیدگی را ارائه کرد. Price (1985) با فرض اینکه آبراهه دارای سطح مقطع وشیب بستر یکنواختی باشد، معادله‌ای متفاوت با معادله (۱) را ارائه کرد که برای حل آن فقط به دو شرط مرزی (شرط مرزی بالادست و شرط اولیه) نیاز است.

Ponce (1990) معادله‌ای عمومی‌تر از نوع موج پخشیدگی را ارائه کرد که به خلاف معادله Hayami تأثیر اینرسی را هم در نظر می‌گیرد. اینرسی در معادله Ponce به شکل تابعی از عدد فرود در رابطه پارامتر پخشیدگی ظاهر می‌شود.

Moussa (1996) روشی تحلیلی را براساس فرض Hayami (تندی و پخشیدگی ثابت) توسعه داد که معادله موج پخشیدگی همراه با جریان ورودی (یا خروجی) جانبی را که به طور یکنواخت در طول بازه رودخانه توزیع شده، حل می‌کند. Moussa همچنین روشی تحلیلی را ارائه داد که پارامترهای معادله Hayami را با استفاده از گشتاور هیدروگراف‌های ورودی و خروجی مشاهده شده، به دست می‌دهد.

Sivapalan et al. (1997) با تقریب معادلات سنت‌ونان از مرتبه $\varepsilon = (v/x)/S_0$ ، نوعی متفاوت از معادله موج پخشیدگی غیرخطی را ارائه کردند. ایشان از رابطه‌ای تجربی و متوسط‌گیری شده $C(Q)$ در طول بازه، برای توصیف رابطه $C(Q)$ برای تمام مقاطع در طول بازه استفاده کردند. همچنین در این معادله $D(Q)$ تابعی از عرض سطح آزاد جریان است.

Prestininzi (2008) شبیه‌سازی رویداد شکست سد واقعی را به وسیله مدل دوبعدی عددی جریان‌های کم عمق با تقریب پخشیدگی، به منظور بررسی مزایا و حدود کاربرد فرضیه حذف عبارت‌های شتاب انجام داد. به طور خلاصه، تحلیل وی نشان داد که مدل سهموی، قابلیت

از دید نظری و کاربردی در حال تکامل بوده است. چند نمونه از به‌کارگیری عملی این روش، توسط محققان مختلف، به شرح زیر است:

- رودخانه Allier در فرانسه (Moussa, 1996)
- رودخانه Murrumbidgee در استرالیا (Sivapalan et al., 1997)

- رودخانه Wye در انگلستان (Price, 2009)

- رودخانه Herault در فرانسه (Moussa, 2009)

محققان نشان داده‌اند که موج پخشیدگی به خوبی می‌تواند به پیش‌بینی زمان و مقدار بیشینه سیلاب در این رودخانه‌ها بپردازد. به نظر (Moussa 1996) اگر دو پارامتر تندی و پخشیدگی در معادله موج پخشیدگی (معادله (۱)) ثابت فرض شده و شرط مرزی پایین‌دست، کانال نیمه بی‌نهایت^۱ باشد، معادله راه‌حلی تحلیلی دارد که به مدل خطی Hayami معروف است (معادله (۲)) (Moussa, 1996).

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} - D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0 \quad (1)$$

$$Q(x,t) = Q(0,0) + \frac{L}{2\sqrt{\pi D}} \exp\left(\frac{Cx}{2D}\right) \int_0^t [Q(0,t-\tau) - Q(0,0)] \exp\left[-\frac{CL}{4D}\left(\frac{x}{C\tau} + \frac{C\tau}{x}\right)\right] \frac{d\tau}{\tau^{3/2}} \quad (2)$$

که در آن Q دبی جریان، t زمان، x فاصله طولی، C و D به ترتیب ضریب تندی و ضریب پخشیدگی جریان در حالت گرادیان فشار صفر است. پس از مدل Hayami، تلاش‌های بسیاری برای توسعه مدل موج پخشیدگی انجام شده است.

Dooge (1983) با در نظر گرفتن شرط مرزی پایین‌دست $Q(t)$ ، در کانال محدود و به کمک تبدیل لاپلاس و تحلیل

رابطه‌های (۲) و (۳) همان روابط معادله استاندارد پخشیدگی هستند که ابتدا توسط Hayami استخراج شده و با در نظر گرفتن شرایط عادی جریان و با استفاده از رابطه مانینگ قابل محاسبه هستند. هرچند معادله استاندارد موج پخشیدگی بر حسب دبی است، اما پارامترهای آن (روابط (۳)) به هندسه کانال، n و S_0 وابسته است؛ یعنی اگر مشخصات هندسی کانال مانند $A(h)$ و $P(h)$ معلوم نباشند، نمی‌توان h را از رابطه مانینگ و روابط (۳) حذف کرد.

خاصیت مدل Cappelaere (1997) آن است که پارامترهای تندی و پخشیدگی را بدون حذف گرادیان فشار، به شکل دقیق‌تری معرفی می‌کند. با این وجود، این پارامترها وابسته به تندی و پخشیدگی در حالت گرادیان فشار صفر (روابط (۳)) هستند و به بیانی دیگر هنوز به هندسه کانال، n و S_0 وابسته‌اند. اکنون این سؤال پیش می‌آید که اگر هندسه کانال مشخص بوده و ضریب زبری و شیب بستر نیز معلوم باشند، چه توجیهی برای استفاده از روش موج پخشیدگی وجود دارد؟ در واقع می‌توان گفت که در صورت وجود اطلاعات کامل هندسه رودخانه (توپوگرافی دقیق) و مشخصات فیزیکی آن و همچنین دسترسی به مدل عددی قابل اعتماد و پایدار و رایانه‌ای با سرعت پردازنده مناسب، توجیهی برای استفاده از موج پخشیدگی در برابر مدل کامل سنت‌ونان باقی نمی‌ماند.

مرور تحقیقات گذشته در زمینه موج پخشیدگی نشان می‌دهد که با وجود ارائه معادلات مختلف از نوع موج پخشیدگی و پیشرفت‌های نظری در این عرصه، یافتن پارامترهای این معادله، به نحوی که مستقل از هندسه کانال، n و S_0 باشند، هنوز به نتیجه نرسیده است (دانیالی، ۱۳۸۸). البته تلاش‌های فراوانی در این زمینه صورت

مدل‌سازی خصوصیات اصلی رویداد آب گرفتگی را حتی در مواردی مانند شکست سد - که تقریب پخشیدگی در آن غیرواقعی به نظر می‌رسد - دارد.

Price (2009) نوع دیگری از مدل غیرخطی موج پخشیدگی را برای پیش‌بینی سیلاب در رودخانه Wye در انگلستان به‌کاربرد. در این روش، پس از بهینه‌سازی پارامترهای مدل، تابع هدف، خطای جذر میانگین مربعات^۱ سری زمانی دبی پیش‌بینی شده، قرار داده شده است. همچنین، در مورد جریان سیل در سیلابدشت نیز Moussa and Bocquillon (2009) نوعی مدل روندیابی سیلاب برای شبیه‌سازی جریان‌های سیلابدشتی را با استفاده از معادله موج پخشیدگی توسعه دادند که نتایج قابل قبولی را به دست داده است. در بین معادلات ارائه شده، معادله کاپلار (Cappelaere 1997) به دلیل ساده‌سازی‌های کمتر در استخراج معادله و همچنین وابسته بودن معادله فقط به دو پارامتر C و D (در حالت گرادیان فشار صفر)، کاملترین و کم‌هزینه‌ترین مدل است. جالبترین خصوصیت این مدل آن است که با اطمینان کامل، تمامی داده‌های اساسی فیزیکی وابسته به h (که زبری و هندسه کانال را توصیف می‌کنند) و همچنین شیب کف کانال S_0 از معادله حذف شده‌اند و برای توصیف انتشار جریان در طول کانال، فقط دو پارامتر کلی موج C و D (در حالت گرادیان فشار صفر) به‌کار رفته‌اند. بنابراین هنگامی که مدل را می‌توان با هیدروگراف‌های بالادست و پایین‌دست کالیبره کرد، به توپوگرافی بازه نیازی نیست.

روابط معروفی که برای محاسبه پارامترهای C و D (در حالت گرادیان فشار صفر) استفاده می‌شوند، عبارتند از:

$$C = B^{-1} dQ(h)/dh, \quad D = Q(h)/2BS_0 \quad (۳)$$

1. Root Mean Square Error

است که هیدروگراف‌های طبیعی به‌ندرت به این شکل است.

در تحقیق حاضر پارامترهای تندی و پخشیدگی (در حالت گرادیان فشار صفر) بدون استفاده از هندسه کانال، n و S_0 و فقط با استفاده از تعدادی هیدروگراف مشاهداتی در بالادست و پایین دست و با استفاده از سعی و خطا به‌دست آمده‌اند. یعنی در واقع استقلال کامل روش تعیین پارامترهای موج پخشیدگی از هندسه کانال، n و S_0 محقق شده و ایرادهای مربوط به دبی متناظر با پارامترها در این روش، وجود ندارد.

۲- روش تحقیق

در این مقاله، مدل (1997) Cappelare معرفی شده و روش جدید تعیین پارامترهای تندی و پخشیدگی برای استفاده در این مدل، به صورت یک الگوریتم شرح داده می‌شود. سپس حل عددی معادله کاپلار به روش تفاضل محدود و با طرح لیپ‌فراگ-دوفورت‌فرانکل، برای اولین بار، ارائه می‌شود. سپس به‌منظور صحت‌سنجی، نتایج این روش در کانال مصنوعی دوزنقه‌ای در مقایسه با حل مدل کامل سنت‌ونان ارزیابی می‌شود. به این منظور، مشخصات هندسی و هیدرولیکی کانال نزدیک به هندسه رودخانه طبیعی انتخاب می‌شوند. تعداد ۳۰ هیدروگراف ورودی برای استخراج منحنی پارامترهای تندی و پخشیدگی در کانال مصنوعی تولید می‌شوند. مدل دینامیکی کامل سنت‌ونان با الگوی پرایزمن^۱ برای روندیابی این هیدروگراف‌ها در کانال و محاسبه هیدروگراف خروجی به‌کار می‌رود. سپس چهار هیدروگراف متفاوت با ۳۰ هیدروگراف قبلی، به‌منظور صحت‌سنجی معادله کاپلار و روش پیشنهادی تعیین پارامترها برای روندیابی در کانال

گرفته که هر یک ضعف‌هایی دارند. به عنوان مثال در معادله (1985) Price برای محاسبه $D(Q)$ از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$D(Q) = \frac{Q}{2S_0B} \left[1 - \frac{B}{gA} \left(C - \frac{Q}{A} \right)^2 \right] \quad (4)$$

که در آن برای محاسبه A ، B و S_0 از مقادیر متوسط مشاهداتی استفاده می‌شود. در روش Price برای تعیین $C(Q)$ تندی را برابر با طول بازه مورد نظر تقسیم بر زمان طی شده توسط پیک هیدروگراف سیلاب در نظر می‌گیرد. این مقدار تندی در برابر دبی متوسط هیدروگراف ورودی ترسیم شده و نمودار $C(Q)$ به‌دست می‌آید. ضعف دیگر روش Price در مرتبط کردن C به‌دست آمده، با Q متوسط سیلاب است و این درحالی است که محاسبه C در روش Price بر حرکت پیک سیلاب متکی است. علت اهمیت دبی متناظر با پارامترهای معادله آن است که این پارامترها، برای سیلاب‌های دیگر در بازه مورد نظر به کار برده می‌شوند و در روندیابی با روش موج پخشیدگی تأثیر به‌سزایی دارند. روش دیگر پیشنهاد شده برای تعیین C و D ، روش (1996) Moussa است.

Moussa با استفاده از هیدروگراف‌های مشاهداتی و با استفاده از روش گشتاورها، روابطی را برای محاسبه C و D پیشنهاد کرد. ضعف این روش، آن است که مشخص نیست مقادیر تندی و پخشیدگی به‌دست آمده با کدام دبی سیلاب متناظر است و بدون هیچ دلیلی با دبی متوسط هیدروگراف ورودی مرتبط شده است. در روش Moussa، استفاده از گشتاور سطوح زیر هیدروگراف‌ها برای تعیین C و D ، مستلزم آن است که هیدروگراف‌ها زنگوله‌ای شکل باشند، در غیر این صورت مقادیر نامعقولی برای C و D به‌دست می‌آید و این در حالی

۴- محاسبه پارامترهای تندی و پخشیدگی

در تحقیق حاضر، روشی جدید برای یافتن C و D متناظر با پیک سیلاب بر اساس مفهوم فیزیکی تندی و پخشیدگی ارائه می‌شود که مستقل از هندسه کانال n و S_0 است (شکل-۱). برای این منظور با فرض در دسترس بودن هیدروگراف ورودی بالادست و هیدروگراف خروجی در پایین‌دست، به مدل ساده حل معادله موج پخشیدگی، مانند معادله (۲)، نیاز است. معادله Hayami به تنهایی و به طور مستقیم در یافتن دو پارامتر مجهول استفاده نمی‌شود. در واقع دو معادله (۸) و (۹) موجود هستند که معادله Hayami جمله‌ای از هر یک از آنها را تعیین می‌کند. این دو معادله، با مقایسه مختصات نقطه پیک هیدروگراف روندیابی شده توسط نوعی حل تحلیلی (یا عددی) با مقادیر C و D فرضی با مختصات نقطه پیک هیدروگراف خروجی مشاهده شده به دست آمده‌اند. مقدار C و D به روش سعی و خطا تغییر داده می‌شوند تا دو معادله به‌طور همزمان برقرار شوند.

$$\begin{cases} t_{p_{observed}} - t_{p_{Hayami}}(C, D) = 0 \\ Q_{p_{observed}} - Q_{p_{Hayami}}(C, D) = 0 \end{cases} \quad (۸)$$

معادلات (۸) و (۹) به ترتیب برای یافتن C و D به کار می‌روند. البته این دو معادله باید به‌طور همزمان حل شوند. همان‌طور که ملاحظه می‌شود دو معادله برای یافتن دو مجهول C و D وجود دارد، پس جوابهای به دست آمده یکتا خواهند بود. روش حل دستگاه دو معادله دو مجهولی بالا چنین است که نخست معادله (۸) برای D ثابت به‌طور مستقل حل می‌شود و مقدار C تا زمانی که معادله (۸) برقرار شود تغییر می‌کند. سپس معادله (۹) به‌ازای C به دست آمده از مرحله قبل حل می‌شود و با هر تغییر D ، معادله (۸) بار دیگر بررسی می‌شود و اگر معادله (۸) برقرار باشد، تغییرات D ادامه می‌یابد. اگر در حین تغییر

مصنوعی ارزیابی می‌شوند. پس از آنکه نتایج کانال مصنوعی، با توجه به درصد خطا در پیش‌بینی مقدار دبی پیک و زمان دبی پیک و حجم سیلاب ارزیابی شد، به روشی مشابه، همین فرآیند، برای مطالعه بازه‌ای ۸۰ کیلومتری از رودخانه قزل‌اوزن نیز به کار می‌رود. با توجه به کمبود داده‌های سیلاب برای این مطالعه موردی، هفت هیدروگراف به‌منظور استخراج منحنی پارامترها و دو هیدروگراف به‌منظور صحت‌سنجی استفاده می‌شوند. آنگاه مانند کانال مصنوعی، هیدروگراف‌های روندیابی شده توسط مدل پیشنهادی با هیدروگراف‌های مشاهداتی مقایسه شده و درصد خطا در پیش‌بینی مقدار دبی پیک و زمان دبی پیک و حجم سیلاب محاسبه می‌شود.

۳- معادله کاپلار

Cappelaere (1997)، روشی را به نام $HAND^1$ (روش پخشیدگی غیرخطی با دقت بالا) ارائه کرد که دقت روش عمومی موج پخشیدگی را بهبود بخشید. افزایش سازگاری این روش با معادلات اساسی سنت‌ونان، قوانین بقای جرم و مومنتم را تضمین می‌کند و این در حالی است که مانند مدل‌های موج پخشیدگی معمولی، دبی تنها مجهول معادلات است. مدل Cappelaere شامل معادلات (۵) تا (۷) است:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C_Q \frac{\partial Q}{\partial x} = D_Q \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad (۵)$$

$$C_Q = \frac{C}{2} \left[COR \left(1 + \frac{Q_n}{D} \frac{dD}{dQ_n} \right) + \frac{1}{COR} \left(1 - \frac{Q_n}{D} \frac{dD}{dQ_n} \right) \right]; \quad (۶)$$

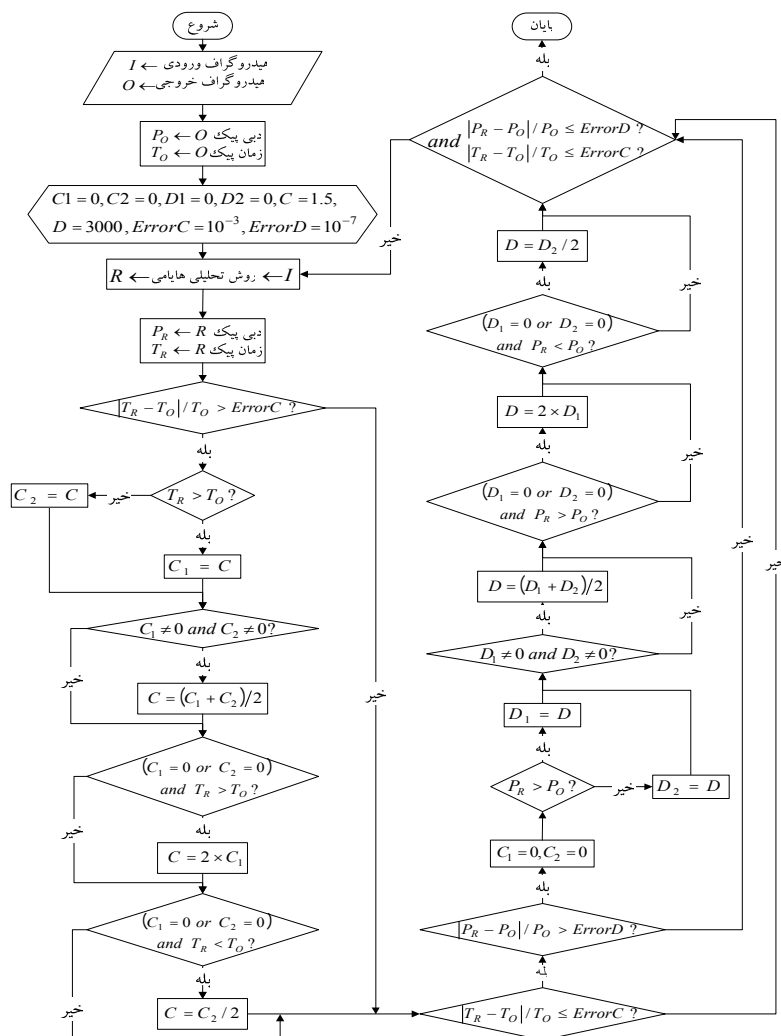
$$D_Q = D / COR$$

$$COR = \sqrt{1 - \frac{2D}{C} \frac{\partial Q}{\partial x}} \quad (۷)$$

که در آن C_Q تندی موج تابعی از دبی، D_Q پارامتر پخشیدگی تابعی از دبی، C تندی موج سینماتیک، D پخشیدگی در حالت گرادیان فشار صفر و Q_n دبی متناظر عمق عادی است.

جواب خواهند بود. نکته قابل توجه در این روش حل آن است که الگوریتم به تابع حل تحلیلی Hayami وابسته نیست و می‌توان به جای حل تحلیلی Hayami از روش حل عددی دیگری مانند روش کرانک نیکلسون شش نقطه‌ای (Moussa 1996) استفاده کرد. الگوریتم حل تکراری ارائه شده در شکل ۱ با سرعت قابل قبولی همگرا می‌شود.

D، معادله (۸) برقرار نباشد، الگوریتم از حل معادله (۹) خارج شده و حل معادله (۸) با آخرین D به دست آمده از معادله (۹) و C به دست آمده از مرحله قبل، به روش سعی و خطا از نو حل می‌شود. پس از برقراری معادله (۸) و یافتن مقدار جدید C، حل معادله (۹) دوباره شروع می‌شود. و این مراحل تا زمانی که هر دو معادله به‌طور همزمان برقرار شوند ادامه می‌یابد. مقادیر به دست آمده برای پارامترهای C و D در زمان برقراری دو معادله،



شکل ۱ روندنمای تعیین C و D متناظر بیک سیلاب با استفاده از هیدروگراف ورودی و خروجی

فوریه^۲ در این طرح عددی، شرایط پایداری به شکل شرط کورانت $C \cdot \Delta t / \Delta x \leq 1$ به دست می‌آید (Tannehill et al., 1997). در معادله کاپلار، C_Q در مدت محاسبه، در مکان و زمانهای مختلف تغییر می‌کند و تابعی از C ، D و Q_n است. با توجه به اینکه پارامتر C به صورت تابعی در قسمت قبل به دست آمد، C بیشینه را می‌توان به دست آورد. اگر Δt و Dx بر اساس بیشینه C انتخاب شوند، شرط کورانت در مدت محاسبه برقرار خواهد بود و مشکل ناپایداری به وجود نمی‌آید. اکنون معادلات (۵) تا (۷) به روش لیپ‌فراگ-دوفورت فرانکل گسسته‌سازی می‌شود:

$$\frac{Q_j^{n+1} - Q_j^{n-1}}{2\Delta t} + C_{Q_j}^{n+1} \frac{Q_{j-1}^n - Q_{j-1}^n}{2\Delta x} = D_{Q_j}^{n+1} \frac{Q_{j+1}^n - Q_j^n - Q_j^{n-1} + Q_{j-1}^n}{(\Delta x)^2} \quad (10)$$

در معادله (۱۰)، $C_{Q_j}^{n+1}$ و $D_{Q_j}^{n+1}$ به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$C_{Q_j}^{n+1} = \frac{C}{2} \left[\frac{COR \left(1 + \frac{Q_j^{n+1}}{D \cdot COR} \frac{dD}{dQ} \right) + \frac{1}{COR} \left(1 - \frac{Q_j^{n+1}}{D \cdot COR} \frac{dD}{dQ} \right)}{2} \right] \quad (11)$$

$$D_{Q_j}^{n+1} = \frac{D}{COR} \quad (12)$$

و نیز COR به صورت زیر به دست می‌آید:

$$COR = \sqrt{1 - \frac{2D}{CQ_j^{n+1}} \left(\frac{Q_{j+1}^n - Q_{j-1}^n}{2\Delta x} \right)} \quad (13)$$

اگر معادله (۱۰) به شکل صریح مرتب شود، معادله زیر به دست می‌آید:

$$Q_j^{n+1} = \left(\frac{Q_j^{n-1}}{2\Delta t} - C_{Q_j}^{n+1} \frac{Q_{j+1}^n - Q_{j-1}^n}{2\Delta x} + D_{Q_j}^{n+1} \frac{Q_{j+1}^n - Q_j^n - Q_j^{n-1} + Q_{j-1}^n}{(\Delta x)^2} \right) / \left(\frac{1}{2\Delta t} + \frac{D_{Q_j}^{n+1}}{(\Delta x)^2} \right) \quad (14)$$

اساس تغییر پارامترها در هر دو معادله مشابه روش نصف کردن نیوتن برای یافتن ریشه معادله چندجمله‌ای است. روند تغییر مقادیر C در معادله (۸) بر این اصل استوار است که اگر زمان پیک هیدروگراف روندیابی شده بیش از زمان پیک هیدروگراف خروجی باشد، نشانه آن است که موج کندتر از وضعیت مشاهده شده حرکت کرده و لذا مقدار جدید C باید بیش از مقدار قبلی انتخاب شود. به عکس، در حالتی که زمان پیک هیدروگراف روندیابی شده، کمتر از زمان پیک هیدروگراف خروجی باشد مقدار جدید C باید کاهش یابد.

روند تغییر مقادیر D در معادله (۹)، مشابه روند تعیین C است، با این تفاوت که این بار، دبی پیک هیدروگراف برای مقایسه به کار می‌رود. اگر دبی پیک هیدروگراف روندیابی شده بیش از دبی پیک هیدروگراف خروجی باشد، موج به اندازه کافی پخش نشده و لذا مقدار جدید D باید بیش از مقدار قبلی انتخاب شود. در حالتی که دبی پیک هیدروگراف روندیابی شده کمتر از دبی پیک هیدروگراف خروجی باشد، مقدار جدید D باید کمتر از مقدار قبلی انتخاب شود.

روندنمای الگوریتم حل سیستم معادلات همزمان (۸) و (۹) در شکل ۱ ارائه شده است.

۵- حل عددی معادله کاپلار

در این تحقیق برای حل عددی معادله کاپلار به روش تفاضلات محدود، از طرح عددی لیپ‌فراگ-دوفورت فرانکل^۱ استفاده شده که روشی صریح یک مرحله‌ای با خطای قطع مرتبه $((\Delta t/\Delta x)^2, (\Delta t)^2, (\Delta x)^2)$ است. در حالت خطی، با به کار بردن تحلیل پایداری

۶- حل مدل کامل سنت ونان

به منظور ارزیابی مدل پیشنهادی، سیستم معادلات سنت ونان برای کانال دوزنقه‌ای به روش الگوی تفاضل محدود ضمنی چهار نقطه‌ای پرایزمن به کار رفت. دلیل انتخاب الگوی پرایزمن آن است که در این روش به خلاف روشهای تفاضل محدود صریح، محدودیتی در انتخاب گامهای زمانی و مکانی وجود ندارد. حل معادله سنت ونان به دو شرط مرزی و یک شرط اولیه نیاز دارد. شرط مرزی بالادست، هیدروگراف ورودی و شرط مرزی پایین دست، عمق عادی است. شرط اولیه، دبی پایه هیدروگراف ورودی برای تمام نقاط مکانی در طول بازه است. استفاده از این روش به یک دستگاه معادلات جبری همزمان برای هر گام زمانی منجر می‌شود.

روش حل این دستگاه معادلات، روش نیوتن-رافسون است (Chow, 1988). این روش تکرار مرحله‌ای، با کاهش خطا در محاسبه Q و h در هر مرحله، به جوابهای معادله نزدیک می‌شود. ماتریس ضرایب معادلات به دست آمده، ماتریسی پنج قطری است. برای حل این دستگاه پنج قطری، از الگوریتم توماس استفاده شد (Fletcher, 1991). الگوریتم توماس روشی حذفی دو مرحله‌ای^۲ است که در حافظه بسیار صرفه جویی می‌کند.

به منظور اطمینان از اجرای صحیح الگوی برنامه نویسی شده پرایزمن، برای دو هیدروگراف مختلف ورودی به کانال دوزنقه‌ای، نتایج مدل‌های پرایزمن و HEC-RAS در شکل ۲ مقایسه شده که نتیجه کاملاً رضایت بخشی داشته است.

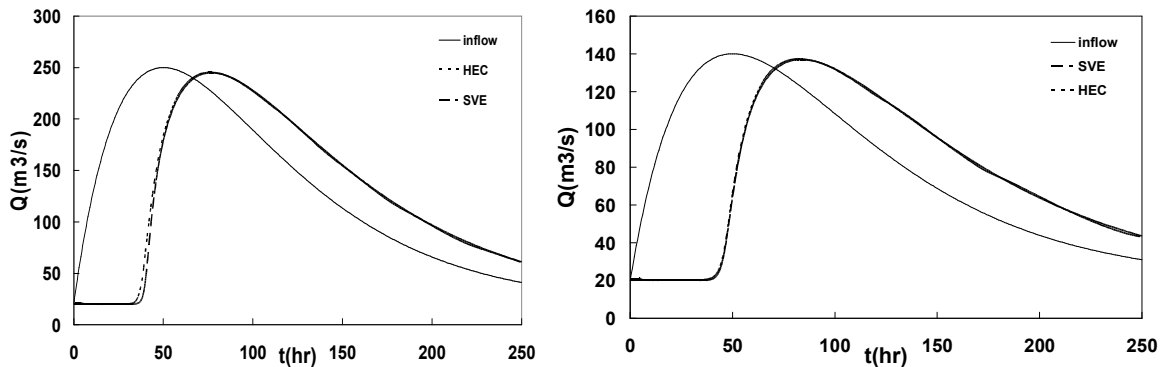
به دلیل اینکه $C_{Q_j}^{n+1}$ و $D_{Q_j}^{n+1}$ توابعی از Q_j^{n+1} هستند، به تخمین اولیه‌ای از Q_j^{n+1} نیاز است. این تخمین را می‌توان با رابطه $Q_j^{n+1} = Q_{j-1}^n + Q_{j+1}^n - Q_j^n$ به روش سعی و خطا محاسبه کرد و تا هنگامی که اختلاف مقادیر تخمینی و پیش‌بینی شده Q_j^{n+1} به دقت مورد نظر نرسیده باشد، محاسبات ادامه یابد. به دلیل اینکه $C_{Q_j}^{n+1}$ و $D_{Q_j}^{n+1}$ به طور کلی توابعی هستند که به آرامی با Q تغییر می‌کنند، تخمین اول کافی است. روش بالا برای حل معادلات تفاضل محدود را می‌توان الگوریتم پیش‌بینی کننده نامید که در آن مقادیر Q برای تمام نقاط در زمان معین تعیین می‌شوند و برای مقاصد پیش‌بینی سیلاب مفید است. به همین ترتیب می‌توان Q را برای زمانهای مختلف در هر نقطه معلوم محاسبه کرد که این الگوریتم برای مقاصد طراحی مناسب است.

برای حل معادله کاپلار به شرط اولیه و دو شرط مرزی نیاز است. شرط اولیه، دبی پایه هیدروگراف ورودی به کانال در نظر گرفته می‌شود. شرط مرزی بالادست، هیدروگراف ورودی و شرط مرزی پایین دست، شرایط کانال نیمه بی‌نهایت است. در شرایط کانال نیمه بی‌نهایت، هیچ شرط مرزی فیزیکی وجود ندارد و کانال با شیب اولیه خود، پس از بازه مورد مطالعه ادامه می‌یابد.

برای در نظر گرفتن این نوع شرط مرزی در حل عددی معادلات، سیستم حل مورد استفاده، مقداری فراتر از شبکه حل ادامه می‌یابد. بدین معنا که گره‌هایی فرضی^۱ به شبکه حل معادله اضافه می‌شوند که دبی در آنها $Q(L,t)$ باشد و این نقاط به عنوان شرط مرزی پایین دست در نظر گرفته می‌شوند. این روش توسط (Moussa, 1996) برای حل معادلات خطی Hayami به روش کرانک-نیکلسون شش نقطه‌ای استفاده شده است.

2. Double Sweep

1. Imaginary nodes



شکل ۲ نتایج مدل سنت‌ونان در مقایسه با مدل HEC-RAS (روندیابی دو هیدروگراف با دبی پیک متفاوت در کانال ذوزنقه‌ای)

شد و Q_M بین ۳۰ تا $۳۲۰ \text{ m}^3/\text{s}$ برای ۳۰ هیدروگراف تغییر می‌کند.

برای استفاده از مدل کاپلار، نخست باید پارامترهای آن محاسبه شوند. برای این منظور، روندیابی تعداد ۳۰ هیدروگراف ورودی به کانال، توسط مدل سنت‌ونان انجام شد و در هر مورد، نتایج آن برای واسنجی پارامترهای مدل کاپلار استفاده شد (جدول ۱ و شکل ۳).

در واسنجی این پارامترها، الگوریتم شکل ۱ به کار رفته است. سپس به منظور صحت‌سنجی مدل، تعداد چهار هیدروگراف متفاوت با هیدروگراف‌های قبلی، توسط معادله (۱۵) تولید و نتایج روندیابی آنها توسط دو مدل کامل سنت‌ونان و کاپلار مقایسه شد (جدول ۲).

با توجه به هندسه کانال طبیعی، مقطع ذوزنقه‌ای با عرض کف ۲۰۰ متر در نظر گرفته شد. شیب عرضی کناره کانال برابر $۰/۲$ در نظر گرفته شد. طول بازه، مانند بازه یساول-قره‌گونی برابر ۸۰ کیلومتر انتخاب شد. شیب طولی بستر و ضریب زبری مانینگ با توجه به گزارش ساماندهی رودخانه قزل‌اوزن (موسسه تحقیقات آب، ۱۳۷۸) به ترتیب برابر $۰/۰۰۱$ و $۰/۰۳$ در نظر گرفته شد.

۷- کانال مصنوعی

در این مقاله، مدل کاپلار با مشخصات آورده شده در بخش‌های قبل، در کانال مصنوعی منشوری با مقطع ذوزنقه‌ای استفاده شد. هندسه کانال مشابه هندسه مقطع واقعی بازه یساول-قره‌گونی در رودخانه قزل‌اوزن انتخاب شد.

البته این هندسه را می‌توان به هر شکل دیگری نیز انتخاب کرد و این انتخاب تأثیری در نتایج مدل ارائه شده در کانال مصنوعی ندارد؛ زیرا همان‌طور که گفته شد، معادلات مستقل از هندسه کانال است. هدف از کانال مصنوعی، بررسی قابلیت‌های معادله روندیابی کاپلار در مقایسه با مدل کامل سنت‌ونان است. هیدروگراف‌های ورودی به کار رفته در این مقایسه، با استفاده از معادله (۱۵) تولید شد (Munier et al., 2008).

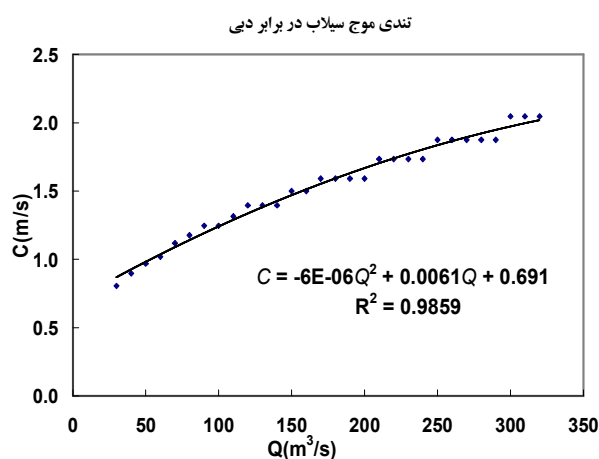
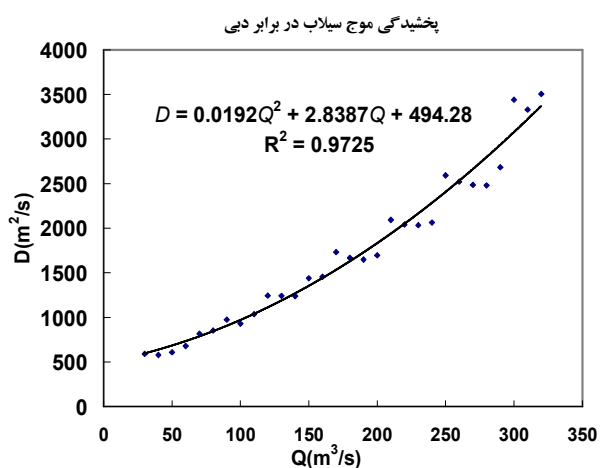
$$Q(0, t) = Q_m + (Q_M - Q_m) \frac{t}{T_0} e^{1 - \frac{t}{T_0}} \quad (15)$$

$$\text{if } t \geq 0$$

که در آن Q_m و Q_M به ترتیب دبی کمینه و بیشینه و T_0 زمان دبی پیک است. برای تولید هیدروگراف‌ها، Q_m و T_0 برای تمامی هیدروگراف‌ها برابر $۲۰ \text{ m}^3/\text{s}$ و ۵۰ hr فرض

جدول ۱ جدول اطلاعات هیدروگراف‌ها و مقادیر پارامترهای محاسبه شده برای آنها

دبی پیک هیدروگراف ورودی (m ³ /s)	زمان پیک هیدروگراف خروجی hr	دبی پیک هیدروگراف خروجی (m ³ /s)	C (m/s)	D (m ² /s)	دبی پیک هیدروگراف ورودی (m ³ /s)	زمان پیک هیدروگراف خروجی (m ³ /s)	دبی پیک هیدروگراف خروجی hr	C (m/s)	D (m ² /s)
۳۰	۸۵	۲۹/۹۵	۰/۸۰۵	۵۹۰/۳۳	۱۸۰	۶۷	۱۷۹/۶۹	۱/۵۹۲	۱۶۶۷/۷۲
۴۰	۸۱	۳۹/۹۳	۰/۸۹۷	۵۷۸/۶۱	۱۹۰	۶۷	۱۸۹/۶۸	۱/۵۹۲	۱۶۴۸/۳۲
۵۰	۷۸	۴۹/۹۱	۰/۹۶۹	۶۰۹/۳۸	۲۰۰	۶۷	۱۹۹/۶۶	۱/۵۹۲	۱۶۹۵/۵۶
۶۰	۷۷	۵۹/۸۹	۱/۰۱۹	۶۷۹/۶۹	۲۱۰	۶۶	۲۰۹/۶۴	۱/۷۳۴	۲۰۹۳/۲۶
۷۰	۷۵	۶۹/۸۸	۱/۱۱۹	۸۱۷/۳۸	۲۲۰	۶۶	۲۱۹/۶۳	۱/۷۳۴	۲۰۴۰/۵۳
۸۰	۷۴	۷۹/۸۶	۱/۱۷۷	۸۵۲/۵۴	۲۳۰	۶۶	۲۲۹/۶۲	۱/۷۳۴	۲۰۳۲/۸۴
۹۰	۷۳	۸۹/۸۴	۱/۲۴۶	۹۷۵/۵۹	۲۴۰	۶۶	۲۳۹/۵۸	۱/۷۳۴	۲۰۶۲/۸۷
۱۰۰	۷۲	۹۹/۸۲	۱/۲۴۶	۹۲۸/۷۱	۲۵۰	۶۵	۲۴۹/۵۸	۱/۸۷۵	۲۵۹۲/۰۴
۱۱۰	۷۱	۱۰۹/۸۱	۱/۳۱۵	۱۰۳۵/۲۸	۲۶۰	۶۵	۲۵۹/۵۵	۱/۸۷۵	۲۵۲۱/۰۰
۱۲۰	۷۰	۱۱۹/۷۹	۱/۳۹۵	۱۲۴۴/۳۸	۲۷۰	۶۵	۲۶۹/۵۴	۱/۸۷۵	۲۴۸۵/۸۴
۱۳۰	۷۰	۱۲۹/۷۷	۱/۳۹۵	۱۲۴۱/۰۹	۲۸۰	۶۵	۲۷۹/۵۲	۱/۸۷۵	۲۴۷۸/۸۸
۱۴۰	۶۹	۱۳۹/۷۵	۱/۳۹۵	۱۲۳۸/۱۶	۲۹۰	۶۵	۲۸۹/۵۰	۱/۸۷۵	۲۴۸۲/۸۶
۱۵۰	۶۹	۱۴۹/۷۴	۱/۵۰۰	۱۴۳۹/۲۱	۳۰۰	۶۵	۲۹۹/۴۷	۲/۰۴۷	۳۴۳۹/۴۵
۱۶۰	۶۸	۱۵۹/۷۲	۱/۵۰۰	۱۴۵۶/۰۵	۳۱۰	۶۴	۳۰۹/۴۷	۲/۰۴۷	۲۸۳۳/۱۳
۱۷۰	۶۸	۱۶۹/۷۱	۱/۵۹۲	۱۷۳۱/۴۵	۳۲۰	۶۴	۳۱۹/۴۶	۲/۰۴۷	۳۵۰۴/۶۴



شکل ۳ منحنی‌های برازش شده به مقادیر پارامترهای مدل بر حسب دبی

جدول ۲ مقایسه خطای روش کاپلار نسبت به حل کامل

معادلات سنت ونان در کانال مصنوعی

ردیف	درصد خطا نسبت به مقادیر بدست آمده از معادلات کامل سنت ونان		
	حجم	زمان پیک	دبی پیک
۱	-۰/۴۸	۰/۴۵	۰/۰۱
۲	-۰/۰۵	۰/۸۷	۰/۰۱
۳	-۱/۳۳	-۰/۵۴	۰/۰۱
۴	-۰/۱۰	۰/۷۲	-۰/۰۴

ارائه شده برای پارامترهای خارج از محدوده دبی واسنجی شده، ممکن است معتبر نباشد.

در کانال مصنوعی، به منظور صحت‌سنجی مدل، از چهار هیدروگراف فرضی استفاده شد. شکل‌های ۴ تا ۷ نتایج به‌دست آمده را نشان می‌دهند.

نتایج حاصل از صحت‌سنجی مدل در کانال مصنوعی، که در جدول ۲ نیز خلاصه شده نشان می‌دهد که مدل کاپلار با مشخصات و روش حل این مقاله، نه تنها در پیش‌بینی مقدار و زمان وقوع دبی پیک موفق است، بلکه در محاسبه نقاط دیگر هیدروگراف نیز توانمند بوده و بقای حجم هیدروگراف نیز به‌خوبی حفظ می‌شود.

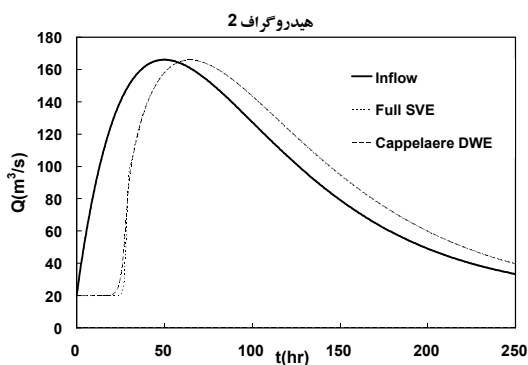
۸- نتایج واسنجی و صحت‌سنجی در کانال مصنوعی

نتایج واسنجی پارامترها نسبت به مدل سنت‌ونان، برای ۳۰ هیدروگراف ورودی در جدول ۱ و شکل ۳ نشان داده شده است.

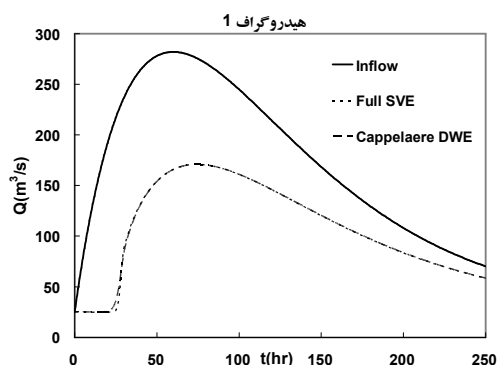
هر نقطه از منحنی‌های شکل ۳ نشان‌دهنده مقادیری از پارامترها است که برای هیدروگراف ورودی و خروجی به بازه، با استفاده از الگوریتم شکل ۱ محاسبه شده است. بدین ترتیب با محاسبه نمودارهای C و D ، مدل کاپلار واسنجی شده است و می‌توان از آن برای روندیابی هر هیدروگراف دیگری استفاده نمود. البته استفاده از معادلات

۹- مطالعه موردی

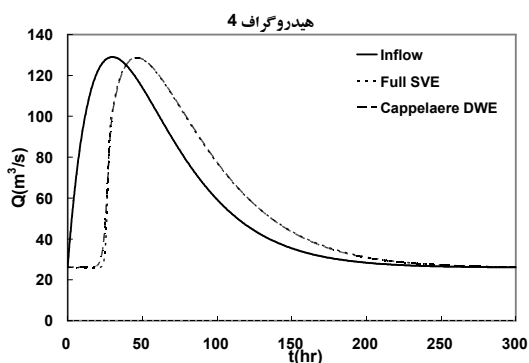
رودخانه قزل‌اوزن یکی از رودخانه‌های سیلابی کشور است که طول آن از سرچشمه تا محل تلاقی با شاهرود در حدود ۶۶۰ کیلومتر است. رژیم رودخانه برفی-بارانی، جریان آن دائمی بوده و با وجود مصرف شدن آب رودخانه در سراسر حوضه، رودخانه در بخش پایاب دبی بزرگی دارد.



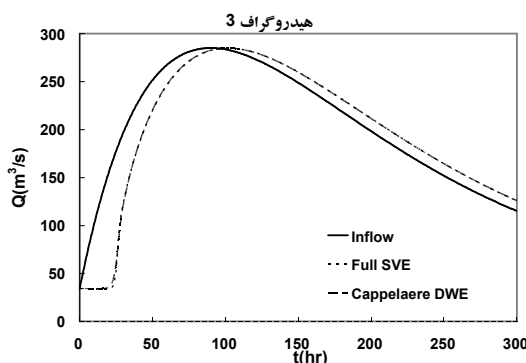
شکل ۵ هیدروگراف خروجی روندیابی شده توسط مدل کاپلار در مقایسه با سنت‌ونان در هیدروگراف ۲



شکل ۴ هیدروگراف خروجی روندیابی شده توسط مدل کاپلار در مقایسه با سنت‌ونان در هیدروگراف ۱



شکل ۷ هیدروگراف خروجی روندیابی شده توسط مدل کاپلار در مقایسه با سنت ونان در هیدروگراف ۴



شکل ۶ هیدروگراف خروجی روندیابی شده توسط مدل کاپلار در مقایسه با سنت ونان در هیدروگراف ۳

مختلف حوضه آبریز، دسترسی داشته‌اند، با ترکیب مدل بارش- رواناب با مدل روندیابی پخشیدگی، این جریان‌ها را پیش‌بینی و روندیابی کرده‌اند و برخی دیگر، به علت نداشتن اطلاعات مربوط به این جریانها در حوضه آبریز مورد نظر، تأثیر جریان جانبی را از هیدروگراف‌های پایین‌دست حذف کرده‌اند. برای مثال *Sivapalan et al.* (1997) در نوعی مدل پخشیدگی که برای رودخانه Murrumbidgee به کار برد، برای در نظر گرفتن جریان ورودی جانبی، نخست حجم کل جریان ورودی جانبی برای هر هیدروگراف مشاهده شده را به‌عنوان تفاضل بین حجم هیدروگراف‌های ورودی و خروجی برآورد کرد. وی سپس فرض کرد که فقط پنج شاخه اصلی ورودی جانبی در جریان ورودی جانبی به‌عنوان منابع نقطه‌ای دخالت دارند. نرخ جریان ورودی جانبی از نظر زمانی ثابت بوده و در هر یک از این نقاط وزن‌دهی شده و به صورت ضرب حجم جریان جانبی کل در طول نسبی هر یک از سرشاخه‌ها به طول کل شاخه‌های جانبی، محاسبه شده و این حجم بین شبکه‌های مکانی مدل عددی تقسیم می‌شود. (1997) *Capplaere* برای حذف جریان‌های جانبی، اختلاف حجم بین هیدروگراف‌های ورودی و

حوضه آبریز قزل‌اوزن شامل زیرحوضه‌های کوچک و بزرگ متعددی است و مهم‌ترین زیرحوضه‌های آن زیر حوضه‌های تلوار، زنجانرود و شهرچای است. بر اساس مطالعات هیدرولوژی حوضه آبریز رودخانه قزل‌اوزن، مساحت این حوضه بالغ بر ۴۹۵۴۶ کیلومترمربع و محیط آن برابر ۱۳۷۰ کیلومتر است (مؤسسه تحقیقات آب، ۱۳۷۸). بازه مورد مطالعه در محل ایستگاه یساول شروع و در ادامه مسیر رودخانه قزل‌اوزن با دریافت شاخه‌های فرعی مانند تلوار و رودخانه گامیش گایرود پس از طی مسافتی در حدود ۸۰ کیلومتر به ایستگاه آسنجی قره‌گونی می‌رسد. بیشتر طول این بازه در ارتفاعات کوهستانی قرار داشته و اراضی کشاورزی محدودی در حاشیه رودخانه مشاهده می‌شود (مؤسسه تحقیقات آب، ۱۳۷۸).

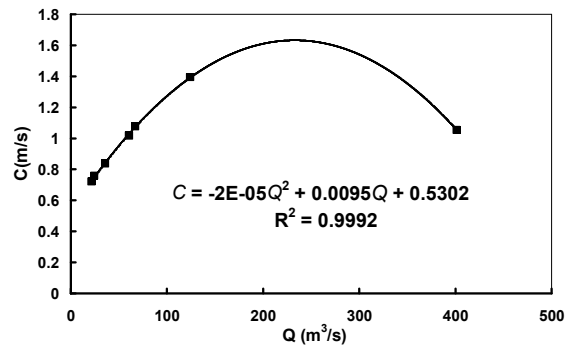
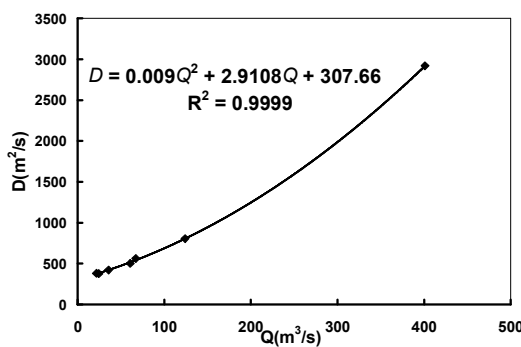
هیدروگراف‌های مشاهداتی در رودخانه قزل‌اوزن به‌شدت تحت تأثیر جریان‌های ورودی جانبی بوده و چون پیک پایین‌دست تحت تأثیر این جریان‌های جانبی قرار می‌گیرد، یافتن پارامترهای مدل ناممکن می‌شود. یکی از مشکلات اصلی در تمامی روش‌های روندیابی، پیش‌بینی جریان‌های ورودی (یا خروجی) جانبی است. برخی از محققان که به اطلاعات بیشتری مانند میزان بارش در نقاط

توجه به نظریه ارائه شده، حل معکوس مسأله بالا یعنی تعیین جریان ورودی یا خروجی جانبی بین مقطع بالادست و پایین‌دست را براساس آگاهی از هیدروگراف در این مقاطع ارائه کرد. در این مقاله برای حل مشکل جریان‌های جانبی در رودخانه قزل‌اوزن، این جریان‌ها با فرض یکنواخت بودن در طول بازه و با روش Moussa (1996) حذف شده و هیدروگراف‌های اصلاح شده استفاده شد.

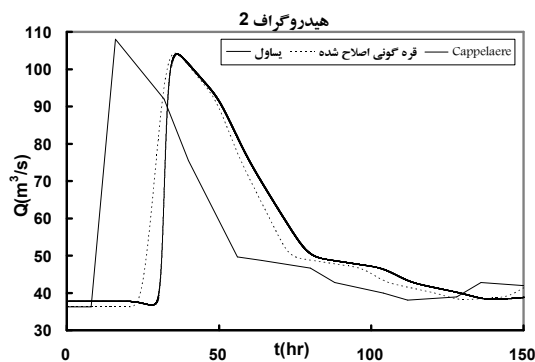
با توجه به اینکه تنها نه هیدروگراف سیل مشاهداتی در این بازه در دسترس بوده، هفت هیدروگراف برای استخراج روابط $D(Q)$ و $C(Q)$ استفاده شده (شکل ۸) و دو هیدروگراف دیگر در صحت‌سنجی مدل به کار رفته است.

خروجی را به‌عنوان حجم کل جریان جانبی در نظر گرفت. سپس این حجم را به‌طور یکنواخت از هیدروگراف خروجی کم کرد. Price (2009) جریان‌های ورودی جانبی اندازه‌گیری نشده را به وسیله نوعی مدل بارش-رواناب که بر اساس هیدروگراف واحد، طراحی و واسنجی شده‌اند، در روندیابی با موج پخشیدگی در نظر گرفت. جریان ورودی جانبی از بارش در طول بازه برآورد می‌شود.

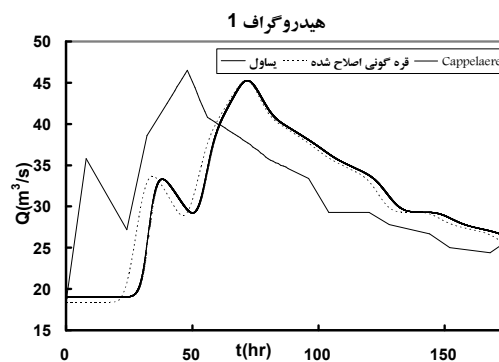
Moussa (1996) راه حلی تحلیلی را برای معادله موج پخشیدگی در شرایطی که جریان ورودی (یا خروجی) جانبی که به‌طور یکنواخت در بازه توزیع شده باشد با استفاده از فرض Hayami (D و C ثابت و نبود اطلاعات شرایط فیزیکی در پایین دست) ارائه کرد. Moussa با



شکل ۸ منحنی برازش شده بر مقادیر تندی و پخشیدگی در قزل‌اوزن بر حسب دبی پیک



شکل ۱۰ خروجی مدل کاپلار برای هیدروگراف ۲



شکل ۹ خروجی مدل کاپلار برای هیدروگراف ۱

با نتایج حاصل از مدل موج دینامیکی کامل (سنت‌ونان) دارد. حداکثر خطای مطلق این روش در حفظ بقای حجم سیل در رودخانه قزل‌اوزن برابر ۱/۳۳ درصد، در پیش‌بینی زمان پیک برابر ۰/۸۷ درصد و در پیش‌بینی دبی پیک برابر ۰/۰۴ درصد بوده است.

- نتایج حاصل از روندیابی به روش Cappelare (1997) در بازه یساول- قره‌گونی در رودخانه قزل‌اوزن نیز با هیدروگراف سیلاب‌های مشاهداتی اصلاح شده، تطابق مناسبی دارد. حداکثر خطای مطلق این معادله در حفظ بقای حجم سیل در رودخانه قزل‌اوزن برابر ۰/۴۵ درصد، در پیش‌بینی زمان پیک برابر ۱/۵۷ درصد و در پیش‌بینی دبی پیک برابر ۰/۲۴ درصد بوده است. البته انتظار می‌رود با افزایش تعداد هیدروگراف سیلاب مشاهداتی به‌منظور واسنجی بهتر مدل، از مقادیر خطای ناچیز مدل باز هم کاسته شود.

- در این تحقیق برای اولین بار ترکیب طرح عددی لپ‌فراگ-دوفورت‌فرانکل همراه با روش سعی‌وخطا برای حل معادله Cappelare (1997) به کار رفته، که علاوه بر پایداری در حل معادله، سرعت اجرای آن نیز بالا است، به طوری که حداکثر زمان اجرای این روش در کانال مصنوعی به طول ۸۰ کیلومتر برابر ۱۵/۷ ثانیه و در رودخانه قزل‌اوزن برابر ۵۹ ثانیه بوده است.

- روش جدید ارائه شده در این تحقیق برای تعیین پارامترهای تندی و پخشیدگی در حالت گرادیان فشار صفر - که در ترکیب با معادله Cappelare (1997) استفاده شد- با توجه به مقایسه نتایج مدل مذکور با نتایج مدل سنت‌ونان و هیدروگراف‌های سیلاب مشاهداتی اصلاح شده، بسیار موفق بوده است. همچنین بالا بودن ضریب همبستگی منحنی برآزش شده بر داده‌ها در کانال مصنوعی و رودخانه قزل‌اوزن، دلیل دیگری بر درستی این

منحنی C به‌دست آمده برای رودخانه مورد مطالعه، نخست روندی صعودی و سپس روندی نزولی دارد. این مسأله توسط محققان قبلی در رودخانه‌های دیگر بررسی شده است. Price (1982) می‌گوید که سرعت یک مقدار بیشینه نسبی در تراز دو سوم مقطع پر و یک نقطه حداقل در دو برابر تراز مقطع پر رودخانه دارد. با توجه به این مطلب در مورد داده انتهایی می‌توان گفت که در این دبی، تراز جریان از مقطع پر گذشته و به سیلابدشت وارد شده است. در شکل‌های ۹ و ۱۰ هیدروگراف‌های مشاهداتی اصلاحی با هیدروگراف‌های روندیابی شده توسط مدل کاپلار مقایسه شده است.

جدول ۳ مقایسه درصد خطای روش کاپلار نسبت به

هیدروگراف خروجی مشاهداتی اصلاح شده

ردیف	درصد خطا نسبت به مقادیر مشاهداتی اصلاح شده		
	حجم	زمان پیک	دبی پیک
1	-۰/۴۵	۰/۰۸	-۰/۰۲
2	۰/۰۳	۱/۵۷	-۰/۲۴

۱۰- نتیجه‌گیری

در این مقاله، با ارائه روشی متفاوت برای حل معادلات مدل کاپلار، روش جدیدی برای تعیین پارامترهای آن ارائه شد. با استفاده از این روش جدید، D_0 و C_0 را می‌توان فقط با استفاده از هیدروگراف‌های مشاهداتی در ایستگاه‌های بالادست و پایین‌دست کانال و مستقل از هندسه کانال، n و K_0 به‌دست آورد. با توجه به تحلیل‌های ارائه شده در این رابطه می‌توان گفت:

- نتایج حاصل از روندیابی با روش Cappelare (1997) در کانال مصنوعی منشوری مطابقت بسیار خوبی

$t_{pHayami}$	زمان پیک هیدروگراف خروجی از مدل هایامی
$t_{pObserved}$	زمان پیک هیدروگراف خروجی مشاهده‌ای
x	طول
y, h	عمق آب
Z	تراز سطح آب

۱۲- منابع

مؤسسه تحقیقات آب، (۱۳۷۸)، مطالعات مرحله شناخت و مرحله یک ساماندهی رودخانه قزل اوزن، مطالعات تخصصی سیلاب.

مؤسسه تحقیقات آب، (۱۳۷۸)، مطالعات مرحله شناخت و مرحله یک ساماندهی رودخانه قزل اوزن، مطالعات تخصصی هیدرولیک جریان.

دانیالی، م.، (۱۳۸۸)، پیش‌بینی انتشار موج سیل در رودخانه بر اساس حل معادله موج پخشیدگی (مطالعه موردی رودخانه قزل اوزن)، پایان‌نامه کارشناسی ارشد دانشگاه صنعت آب و برق (شهید عباسپور).

Cappelaere, B. (1997). Accurate diffusive wave routing, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 123, No.3, pp. 174-181.

Chow, V.T., Maidment, D.R. and Mays, L.W. (1988). *Applied Hydrology*, McGraw-Hill, New York.

Dooge, J.C.I., Kundzewicz, Z.W. and Napiorkowski, J.J. (1983). On Backwater Effects in Linear Diffusion Flood Routing, *Journal of Hydrological Sciences*, 28, pp. 391-402.

Fletcher, C.A.J. (1991). *Computational Techniques for Fluid Dynamics 1: Fundamental and General Techniques*, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, Germany.

Moussa, R. (1996). Analytical Hayami Solution for the diffusive wave flood routing problem with lateral inflow, *Journal of Hydrological Processes*, Vol. 10, pp. 1209-1227.

روش است. استفاده از مدل ارائه شده در این تحقیق، روندیابی جریان سیل در رودخانه را مستقل از اطلاعات توپوگرافی و ضریب زبری کرده و هزینه عملیات نقشه‌برداری را به مقطع مورد نظر برای تبدیل دبی به تراز جریان محدود خواهد کرد. این مدل را می‌توان برای روندیابی سریع و در عین حال اقتصادی به‌منظور مدیریت بحران (هشدار سیل) یا تعیین حد بستر و حریم رودخانه‌ها به کار برد. البته با کاهش تعداد هیدروگراف‌های مشاهداتی، دقت منحنی‌های D_Q و C_Q کم شده و ممکن است خطای مدل افزایش یابد.

۱۱- فهرست علائم

A	سطح مقطع جریان
A(h)	سطح مقطع جریان تابعی از عمق
B	عرض کانال
C	تندی موج (در حالت گرادیان فشار صفر)
C(Q)	تندی موج (در حالت گرادیان فشار صفر)
C_Q	تندی موج (با در نظر گرفتن گرادیان فشار)
D	پخشیدگی موج (در حالت گرادیان فشار صفر)
D(Q)	پخشیدگی موج (در حالت گرادیان فشار صفر)
D_Q	پخشیدگی موج (با در نظر گرفتن گرادیان فشار)
g	شتاب جاذبه
n	ضریب زبری مانینگ
P(h)	محیط تر شده کانال تابعی از عمق
Q	دبی
Q_n	دبی متناظر عمق نرمال
$Q_{pHayami}$	زمان پیک هیدروگراف خروجی از مدل هایامی
$Q_{pObserved}$	دبی پیک هیدروگراف خروجی مشاهده‌ای
S_0	شیب بستر
t	زمان

- Price, R.K. (1982). A nonlinear theory of flood wave propagation, *Journal of Appl. Math. Modelling*, Vol.6.
- Price, R.K. (1985). Flood routing, developments in hydraulic engineering, Vol. 3, Editor: Novak, P., Elsevier Applied Science Publishers, London, U.K.
- Price, R.K. (2009). An optimized routing model for flood forecasting, *Water Resources Research*, Vol. 45, W02426, AGU.
- Sivapalan, M., Bates, B.C. and Larsen, J.E. (1997). A generalized, non-linear, diffusion wave equation: theoretical development and application, *Journal of Hydrology*, Elsevier, 192, pp. 1-16.
- Tannehill, J.C., Anderson, D.A. and Pletcher, R.H. (1997). *Computational fluid mechanics and heat transfer*, second edition, Taylor & Francis, U.S.A.
- Moussa, R. and Bocquillon, C. (1996). Algorithm for solving the diffusive wave flood routing equation, *Journal of Hydrological Processes*, Vol. 10, pp. 105-123.
- Moussa, R. and Bocquillon, C. (2009). On the use of the diffusive wave for modelling extreme flood events with overbank flow in the floodplain, *Journal of Hydrology*, Elsevier, 374, pp. 116-135.
- Munier, S., Litrico, X., Belaud, G. and Malaterre P.O. (2008). Distributed approximation of open-channel flow routing accounting for backwater effects, *Adv. Water Resour.*; 31, pp. 1590–1602.
- Prestininzi, P. (2008). Suitability of the diffusive model for dam break simulation: application to a CADAM experiment, *Journal of Hydrology*, 361, pp. 172-185.
- Ponce, V.M., (1990), Generalized diffusion wave with inertial effects, *Water Resources Research*, Vol. 26, No. 5, pp. 1099-1101.