

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده عمران

گروه سازه های هیدرولیکی

بررسی تاثیر نفوذپذیری بستر بر پیشروی موج سیلاب در دشت های
خشک و هموار

مصطفی شمیمی

استاد راهنما:

دکتر امیر عباس عابدینی

پایان نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

بهمن ۹۳

تقدیم به:

پیشگاه مادر و پدر مهربانم و همسر عزیزم، آنان که در لحظات سخت و

طاقت فرسای زندگی نور امیدی در دلم بوده و هستند.

تشر و قدردانی

اکنون که این تحقیق ثمره ماه ها تلاش و کوشش بی وقفه اینجانب در عرصه علم و فن آوری در جهت رشد و بالندگی کشور عزیزم ایران است، مرهون زحمات اساتید محترم و همفکری و شراکت معنوی این عزیزان با این حقیر است.

لذا بر خود لازم می دانم از جناب آقای دکتر امیر عباس عابدینی که همواره با بینش دقیق علمی خود و با روی گشاده بنده را یاری داده است، قدردانی نمایم. بحق که بسیاری از دانسته های علمی خود را مدیون لطف و عنایت این عزیز می باشم.

باشد که این تحقیق هر چند ناچیز، مورد استفاده دیگران که در این زمینه فعالیت خواهند کرد قرار گیرد.

تعهد نامه

اینجانب **مصطفی شمیمی** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته **مهندسی عمران-گرایش سازه های هیدرولیکی** دانشکده عمران دانشگاه شاهرود نویسنده پایان نامه "**تاثیر نفوذپذیری بستر بر پیشروی موج سیلاب در دشت های خشک و هموار**" تحت راهنمایی دکتر امیر عباس عابدینی به عنوان استاد راهنمای متعهد می شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه / رساله توسط اینجانب انجام شده و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه / رساله تا کنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرکی یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام "دانشگاه شاهرود" یا "Shahrood university" به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افراد که در به دست آوردن نتایج اصلی پایان نامه / رساله تاثیر گذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه 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.

چکیده

روندیابی سیلاب فرآیندی است که برای تغییرات زمانی و مکانی هیدروگراف سیلاب در حین عبور آن از یک حوضه آبریز مورد استفاده قرار میگیرد. اثرات نفوذ و مقاومت جریان در یک بازه حوضه به صورت تغییرات شکلی و زمانی هیدروگراف در حین حرکت موج سیلاب از بالا دست به پایین دست نمود پیدا می کند. روش های روندیابی سیل را می توان به دو صورت هیدرولوژیکی و هیدرولیکی طبقه بندی نمود. روش های هیدرولوژیکی از اصول معادله پیوستگی و رابطه بین دبی و ذخیره موقت حجم اضافی آب در طول دوره سیلاب استفاده می کنند. روش های روندیابی هیدرولیکی، شامل حل معادلات یک بعدی سنت-ونانت^۱ و معادلات غیر دائمی متغیر تدریجی در کانال های باز می باشد. در این پایان نامه به بررسی تاثیر نفوذ پذیری بستر بر پیشروی موج سیلاب در دشت های خشک و هموار پرداخته شده است. در ابتدا با نوشتن برنامه کامپیوتری در محیط Visual Basic به روش تفاضل محدود صریح مک کورمک^۲، به بررسی میزان دقت برنامه کامپیوتری نوشته شده با مدلسازی پدیده شکست سد در دو حالت بستر صاف و بدون اصطکاک و بستر شیبدار و خشک و مقایسه نتایج خروجی با جوابهای تحلیلی و آزمایشگاهی موجود و سنجش خطاهای جوابهای عددی نسبت به جوابهای تحلیلی و آزمایشگاهی توسط شاخص RMSE پرداخته شد. نتایج حاکی از آن بود که مدل عددی نوشته شده دارای دقت قابل قبولی در مدلسازی پدیده شکست سد می باشد. سپس به منظور برآورد مقادیر نفوذ، از چهار معادله تجربی اینگهام، دیویس و بلسون، موریتس و موسکات استفاده شد. معادلات ذکر شده به همراه معادله سنت-ونانت توسط روش عددی تفاضل محدود صریح مک کورمک گسسته سازی شده و سپس ارزیابی برنامه کامپیوتری نوشته شده در شرایط میدانی با استفاده از هیدروگراف lane و مشخصات رودخانه Hughes wash مورد بررسی قرار گرفت. نتایج دلالت بر برتری معادله اینگهام از بین چهار معادله تجربی برآورد نفوذ ذکر شده در برآورد مقادیر نفوذ رودخانه Hughes wash داشت. سپس با

^۱Saint venant equation

^۲ Maccormack Expilicite method

مدلسازی پدیده شکست سد در بسترهای صاف و بدون اصطکاک و شیبدار و خشک (برای زمان های کوتاه) و رودخانه Hughes wash (برای زمانهای طولانی) تحت شرایط مختلف نفوذپذیری بستر، به بررسی تاثیرات نفوذپذیری بر مشخصات موج سیلاب پرداخته شد. نتایج خروجی برنامه کامپیوتری نوشته شده دلالت بر این موضوع داشت که افزایش نفوذپذیری باعث کاهش مشخصات موج سیلاب شده که امری بدیهی است. با این وجود از بین سه پارامتر دبی، سرعت و عمق جریان، پارامتر سرعت در زمانهای کوتاه تغییرات بسیار اندکی نسبت به تغییرات نفوذپذیری از خود نشان داده ولی دامنه تغییرات کاهشی سرعت با افزایش زمان و افزایش نفوذ پذیری بستر افزایش می یابد و این در حالی می باشد که پارامترهای دبی و عمق جریان با گذشت زمان و افزایش نفوذ پذیری از همان ابتدای جاری شدن سیلاب روند کاهشی محسوسی دارند .

کلمات کلیدی: روندیابی سیل، معادلات سنت-ونانت، معادلات تجربی نفوذ، تفاضل محدود، مک کورمک

فهرست مطالب

صفحه

عنوان

فصل اول: مقدمه

- ۱-۱- مقدمه ۲
- ۱-۱-۱- روند یابی سیلاب ۳
- ۱-۱-۲- نفوذ آب در خاک ۶
- ۱-۱-۳- روش های عددی ۶
- ۱-۲- اهداف پایان نامه و ضرورت انجام تحقیق ۷
- ۱-۳- ساختار پایان نامه ۷

فصل دوم: تاریخچه مطالعات

- ۱-۲- مقدمه ۱۰
- ۲-۲- مطالعات انجام شده ۱۰
- ۱-۲-۲- مطالعات انجام شده در رابطه با روندیابی سیل و حل معادلات سنت و نانت ۱۰
- ۲-۲-۲- مطالعات انجام شده در رابطه با نفوذ آب در خاک ۱۴
- ۲-۲-۳- مطالعات انجام شده در رابطه با معادله سنت و نانت به همراه نفوذ پذیری ۱۶

فصل سوم: معادلات و روابط حاکم

- ۱-۳- مقدمه ۲۰
- ۲-۳- معادلات حاکم بر جریان یک بعدی ۲۰
- ۳-۳- معادلات تجربی دبی نفوذ ۲۲
- ۴-۳- الگوی عددی تفاضل محدود ۲۴
- ۱-۴-۳- تقریب تفاضلهای محدود مشتق مرتبه اول ۲۵
- ۲-۴-۳- تقریب تفاضل محدود مشتق مرتبه دوم ۲۷
- ۳-۴-۳- تقریب تفاضل های محدود خاص ۲۷
- ۵-۳- روش تفاضل محدود صریح مک کورمک ۲۸
- ۱-۵-۳- گسسته سازی معادلات دیفرانسیل و تشکیل دستگاه معادلات ۲۹

فصل چهارم: محاسبات و نتایج

۳۶.....	۱-۴مقدمه
۳۶.....	۲-۴مدلسازی بدون در نظر گرفتن ترم نفوذ
۳۶.....	۱-۲-۴آزمون جریان یکنواخت
۴۰.....	۲-۲-۴آزمون های های شکست سد
۵۰.....	۳-۴مدلسازی با در نظر گرفتن ترم نفوذ
۵۱.....	۱-۳-۴مطالعه موردی رودخانه هوگس واش
۵۷.....	۲-۳-۴مدلسازی شکست سد در بستر صاف با در نظر گرفتن نفوذ پذیری :
۶۵.....	۳-۳-۴مدلسازی شکست سد در بستر شیبدار با در نظر گرفتن نفوذ پذیری
۷۳.....	۳-۴-۱۴اجرای مدل عددی بر رودخانه واش

فصل پنجم: جمع بندی و نتیجه گیری

۸۶.....	۱-۵خلاصه
۸۷.....	۲-۵نتیجه گیری
۸۷.....	۳-۵پیشنهادات
۸۹.....	منابع

فهرست اشکال

- شکل ۴-۱: هیدروگراف ورودی جریان یکنواخت.....۳۷
- شکل ۴-۲: مشخصات هیدروگراف ورودی، میانی و خروجی جریان یکنواخت.....۳۹
- شکل ۴-۳-الف: نمایش مسئله شکست سد در بستر افقی در زمان اولیه.....۴۳
- شکل ۴-۳-ب: نمایش مسئله شکست سد در بستر افقی در زمانهای متفاوت.....۴۳
- شکل ۴-۳-ج: مقایسه نتایج حل عددی با حل تحلیلی تورو در زمان ۲۹ ثانیه.....۴۴
- شکل ۴-۴: نتایج حل عددی عمق و سرعت در زمان ۴۰ ثانیه.....۴۵
- شکل ۴-۵: نتایج حل عددی عمق و سرعت در زمان ۵۰ ثانیه.....۴۶
- شکل ۴-۶-الف: شکست سد بر روی بستر شیبدار، نیمرخ سطح آزاد در لحظات مختلف.....۴۷
- شکل ۴-۶-ب: مقایسه نیمرخ سطح آزاد آب در لحظه ۱۰ ثانیه، با داده های آزمایشگاهی wes.....۴۸
- شکل ۴-۶-ج: مقایسه نیمرخ سطح آزاد آب در لحظه ۲۰ ثانیه، با داده های آزمایشگاهی wes.....۴۸
- شکل ۴-۷: شکست سد بر روی بستر شیبدار، نیمرخ سطح آزاد در ۱۰۰ ثانیه.....۴۹
- شکل ۴-۸: شکست سد بر روی بستر شیبدار، نیمرخ سطح آزاد در ۲۰۰ ثانیه.....۴۹
- شکل ۴-۹: شکست سد بر روی بستر شیبدار، نیمرخ سطح آزاد در ۳۰۰ ثانیه.....۵۰
- شکل ۴-۱۰: بازه رودخانه واش بین فلوم های شماره ۸ و ۱۱ در حوضه والنات گالچ.....۵۱
- شکل ۴-۱۱: تصویری از مقطع تیپ رودخانه در زمان اندازه گیری.....۵۲
- شکل ۴-۱۲: هیدروگراف ورودی و خروجی اندازه گیری شده در فلوم های ۸ و ۱۱.....۵۳
- شکل ۴-۱۳: هیدروگراف خروجی مشاهداتی به همراه هیدروگراف های حاصل از مدل عددی.....۵۴
- شکل ۴-۱۴: مقایسه هیدروگراف های خروجی قبادیان، حسینی، مشاهداتی و عددی.....۵۶

- شکل ۴-۱۵: نمایش مسئله شکست سد در بستر افقی در زمان اولیه.....۵۸
- شکل ۴-۱۶: نیمرخ سطح آزاد آب در حالتها متفاوت نفوذ در زمان ۲۰۰ ثانیه.....۵۸
- شکل ۴-۱۷: نمودار سرعت سطح آزاد آب در حالتهای مختلف نفوذ در زمان ۲۰۰ ثانیه.....۵۹
- شکل ۴-۱۸: نیمرخ سطح آزاد آب در حالتها متفاوت نفوذ در زمان ۳۰۰ ثانیه.....۵۹
- شکل ۴-۱۹: نمودار سرعت سطح آزاد آب در حالتهای مختلف نفوذ در زمان ۳۰۰ ثانیه.....۶۰
- شکل ۴-۲۰: نیمرخ سطح آزاد آب در حالتها متفاوت نفوذ در زمان ۴۰۰ ثانیه.....۶۰
- شکل ۴-۲۱: نمودار سرعت سطح آزاد آب در حالتهای مختلف نفوذ در زمان ۴۰۰ ثانیه.....۶۱
- شکل ۴-۲۲: نیمرخ سطح آزاد آب در حالتها متفاوت نفوذ در زمان ۵۰۰ ثانیه.....۶۱
- شکل ۴-۲۳: نمودار سرعت سطح آزاد آب در حالتهای مختلف نفوذ در زمان ۵۰۰ ثانیه.....۶۲
- شکل ۴-۲۴: نمودار نیمرخ تراز سطح آزاد جریان در حالتهای مختلف نفوذ در ۲۰۰ ثانیه.....۶۶
- شکل ۴-۲۵: نمودار سرعت سطح آزاد آب در حالتهای مختلف نفوذ در ۲۰۰ ثانیه.....۶۶
- شکل ۴-۲۶: نمودار نیمرخ تراز سطح آزاد جریان در حالتهای مختلف نفوذ در ۳۰۰ ثانیه.....۶۷
- شکل ۴-۲۷: نمودار سرعت سطح آزاد آب در حالتهای مختلف نفوذ در ۳۰۰ ثانیه.....۶۷
- شکل ۴-۲۸: نمودار نیمرخ تراز سطح آزاد جریان در حالتهای مختلف نفوذ در ۴۰۰ ثانیه.....۶۸
- شکل ۴-۲۹: نمودار سرعت سطح آزاد آب در حالتهای مختلف نفوذ در ۴۰۰ ثانیه.....۶۸
- شکل ۴-۳۰: نمودار نیمرخ تراز سطح آزاد جریان در حالتهای مختلف نفوذ در ۵۰۰ ثانیه.....۶۹
- شکل ۴-۳۱: نمودار سرعت سطح آزاد آب در حالتهای مختلف نفوذ در ۵۰۰ ثانیه.....۶۹
- شکل ۴-۳۲: نمودار نیمرخ تراز سطح آزاد جریان در حالتهای مختلف نفوذ در ۱۰۰۰ ثانیه.....۷۰
- شکل ۴-۳۳: نمودار سرعت سطح آزاد آب در حالتهای مختلف نفوذ در ۱۰۰۰ ثانیه.....۷۰

- شکل ۴-۳۴: هیدروگراف خروجی مدل عددی با ضرایب اینگهام متفاوت..... ۷۴
- شکل ۴-۳۵: نیمرخ سطح آزاد آب، ۱۵ دقیقه پس از شروع بارش..... ۷۶
- شکل ۴-۳۶: سرعت سطح آزاد آب، ۱۵ دقیقه پس از شروع بارش..... ۷۶
- شکل ۴-۳۷: نیمرخ سطح آزاد آب، ۲۴ دقیقه پس از شروع بارش..... ۷۷
- شکل ۴-۳۸: سرعت سطح آزاد آب، ۲۴ دقیقه پس از شروع بارش..... ۷۷
- شکل ۴-۳۹: نیمرخ سطح آزاد آب، ۳۰ دقیقه پس از شروع بارش..... ۷۸
- شکل ۴-۴۰: سرعت سطح آزاد آب، ۳۰ دقیقه پس از شروع بارش..... ۷۸
- شکل ۴-۴۱: نیمرخ سطح آزاد آب، ۴۵ دقیقه پس از شروع بارش..... ۷۹
- شکل ۴-۴۲: سرعت سطح آزاد آب، ۴۵ دقیقه پس از شروع بارش..... ۷۹
- شکل ۴-۴۳: نیمرخ سطح آزاد آب، ۶۰ دقیقه پس از شروع بارش..... ۸۰
- شکل ۴-۴۴: سرعت سطح آزاد آب، ۶۰ دقیقه پس از شروع بارش..... ۸۰

فهرست جداول

- جدول ۳-۱: ضریب C در معادلات تجربی نفوذ..... ۲۴
- جدول ۴-۱: مقایسه نتایج خروجی حاصل از معادلات تجربی نفوذ با نتایج مشاهداتی..... ۵۴
- جدول ۴-۲: بررسی تغییرات حجم مخزن در زمانها و نفوذپذیری های متفاوت..... ۶۲
- جدول ۴-۳: بررسی تغییرات مسافت پیمایش موج در زمان ها و نفوذپذیری های متفاوت..... ۶۴
- جدول ۴-۴: بررسی تغییرات حجم مخزن بواسطه آنالیز نتایج خروجی برای زمان ها و نفوذپذیری های متفاوت..... ۷۱
- جدول ۴-۵: بررسی پیشروی موج مخزن در بالادست و پایین دست در زمان ها و نفوذپذیری های متفاوت..... ۷۲
- جدول ۴-۶: مقایسه هیدروگراف های خروجی تحت نفوذپذیری های متفاوت..... ۷۵
- جدول ۴-۷: میزان پیشروی و سرعت پیشانی موج در حالت های مختلف نفوذ..... ۸۱

فصل اول

مقدمه

در یک دسته بندی فشرده می توان سیلابها را به انواع فصلی، ناگهانی، سیلابهای ناشی از شکست سدها، سیلابهای نواحی ساحلی و سیلابهای ناشی از گرم شدن مناطق یخچالی، سیلابهای ناشی از بارش های تند در مناطق کوهستانی و با شیب تند و غیره تقسیم بندی نمود. سیلابها بیشتر بر اثر ذوب برف ها، طغیان رودخانه ها و بارندگی های شدید در مقاطع زمانی کوتاه به وقوع می پیوندند و به لحاظ نوع بستر، بیشتر در زمینهای فاقد پوشش گیاهی، خیس، غرقابی و یخ زده جاری می شوند.

در مناطقی که دارای خاکهای چسبنده و بدون پوشش گیاهی می باشند، دانه های باران بر اثر ضربه به خاک باعث به هم فشردگی و چسبندگی لایه سطحی رویی خاک شده و از قدرت جذب خاک و نفوذ آب در عمق خاک می کاهد و به همین علت آب بارندگی در خاک نفوذ نکرده و جاری می شود.

یکی از ویژگی های مناطق خشک، علاوه بر کمی نزولات جوی، وقوع رگبار های شدید و کوتاه مدت می باشد که در بیشتر موارد سبب وقوع سیلاب های فراوان می شود. در حوضه های مناطق خشک، بستر خاک پیش از سیلاب خشک و خاک زیرین آن غیر اشباع است. بنابراین هنگام وقوع سیلاب حجم جریان با حرکت به سمت پایین حوضه در اثر نفوذ به ناحیه غیر اشباع کاهش می یابد که این کاهش حجم به صورت آب های زیر زمینی ذخیره می شود. در عین حال کاهش حجم سیلاب می تواند بر مشخصات سیلاب که موضوعی بسیار مهم و قابل توجه برای مناطق پایین دست حوضه که در مسیر عبور سیل قرار دارند، تاثیر گذار باشد. از این رو لازم است تخمین مناسبی از میزان نفوذ آب به بستر خاک داشته باشیم تا بتوانیم تاثیر این کاهش را در روند یابی سیلاب وارد نموده و تغییر در مشخصات سیلاب نظیر عمق، دبی و سرعت جریان را مورد بررسی قرار دهیم.

۱-۱-۱ روندیابی سیلاب

تا کنون روش های متعددی به کار برده شده اند تا بتوان مشخصات موج سیلاب نظیر عمق، دبی و سرعت جریان در محل های مورد نظر را با گذشت زمان پیش بینی نمود که به این محاسبات روند یابی سیلاب گفته می شود. روش های روند یابی سیل را می توان به دو صورت هیدرولوژیکی و هیدرولیکی طبقه بندی نمود (Chaw,1988).

در روند یابی هیدرولوژیکی از معادله اندازه حرکت^۳ صرف نظر می شود و فقط معادله پیوستگی^۴ یک بعدی به همراه رابطه بین دبی و ذخیره آب مد نظر قرار می گیرد، در صورتی که در روند یابی هیدرولیکی هر دو معادله اندازه حرکت و پیوستگی، در معادلات دخیل می باشد. از مهم ترین تفاوت های دیگر که بین این دو نوع روند یابی می توان اشاره نمود این است که در روش های هیدرولیکی جریان به صورت تابعی از زمان و مکان در طول سیستم مدنظر می باشد، در صورتیکه در روش های هیدرولوژیکی جریان فقط به صورت تابعی از زمان در محل مشخص روند یابی می گردد (Chaw,1988). معادلات پیوستگی و اندازه حرکت به صورت رابطه (۱-۱) و (۲-۱) بیان میشود:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1-1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\frac{Q^2}{A})}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) \quad (2-1)$$

معادلات مربوط به روش های روند یابی هیدرولیکی حاصل دو معادله پیوستگی و اندازه حرکت می باشد که به معادلات سنت-ونانت^۵ مشهور می باشد. فرق اساسی مدل های روندیابی هیدرولیکی در روش حل

^۳Momentum equation

^۴Continuity equation

^۵ Saint-venant equation

و فرضیات به کار رفته در معادله اندازه حرکت می باشد. در روش های مختلف روند یابی هیدرولیکی، معادلات اندازه حرکت اغلب ساده شده و از استفاده برخی پارامترهای موجود در معادله اندازه حرکت صرف نظر میگردد تا با این کار از پیچیدگی روش حل معادله مذکور کاسته شود.

بر اساس فرضیات اعمال شده در معادله فوق می توان روشهای مختلف روندیابی هیدرولیکی را به چهار دسته تقسیم بندی نمود (Chaw,1988): ۱-مدل هیدرودینامیکی^۶ ۲-مدل اینرسی صفر^۷ ۳-مدل موج

سینماتیک^۸ ۴-مدل توازن حجم^۹

۱-روش روندیابی هیدرودینامیکی:

این روش بر مبنای حل کامل معادله سن و نانت پایه گذاری شده و نسبت به مدل‌های دیگر جوابهای دقیقتری برای محدوده وسیعی ارائه خواهد داد. مدل‌های هیدرودینامیک به خاطر دقت خوب اغلب جهت ارزیابی و کالیبراسیون مدل‌های ساده تر کاربرد دارد.

۲-روشهای روندیابی اینرسی صفر:

در این روش با توجه به اینکه به طور معمول سرعت جریان آب در آبیاری سطحی کم می باشد، در نتیجه عدد فرود پایین است. به همین دلیل استرلکف و کاتاپودس در سال (۱۹۷۷)، اقدام به ساده نمودن معادله مومنوم نمودند (Strelkoff and Katapodes,1977).

این دو محقق از به کار بردن ترم اینرسی $(S_0 - S_f)$ ، در معادله اندازه حرکت صرف نظر کردند. در نتیجه معادله اندازه حرکت به صورت معادله (۳-۱) بازنویسی می شود:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\delta y}{\delta x} = 0 \quad (3-1)$$

^۶ Hydrodynamics model

^۷ Zero-inertia model

^۸ Kinematic wave

^۹ Volume balance model

۳- روش های روندیابی موج سینماتیک:

در این روش با در نظر گرفتن این نکته که گرادیان عمق جریان و ترم های اینرسی در معادله اندازه حرکت اغلب در مقایسه با S_f و S_0 کوچک می باشد، به این نتیجه رسید که معادله اندازه حرکت می توان ساده تر هم بشود. وی بدین منظور از به کار بردن ترم های اینرسی و گرادیان عمق جریان در معادله اندازه حرکت خودداری کرد. در نتیجه معادله اندازه حرکت را به صورت (۴-۱) میتوان بازنویسی کرد:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} = 0 \quad (4-1)$$

این مدل در ابتدا برای کارهای هیدرولوژیکی توسعه یافت، سپس در آبیاری سطحی در تحقیقات مختلف به کار برده شده است. در این روش عمق جریان در طول جویچه یا نوار آبیاری یکنواخت فرض شده، به همین دلیل به این مدل، مدل جریان یکنواخت یا عمق یکنواخت نیز گفته می شود.

۴- روش روندیابی توازن حجم:

چون حل کامل معادلات هیدرودینامیک مشکل بود و نیاز به کامپیوتر قوی داشت، بعضی از مطالعات اولیه در مورد مدلسازی آبیاری سطحی بر روی حل تحلیلی مسایل جریان متمرکز شد. بنا براین از به کار بردن معادله اندازه حرکت به طور کلی صرف نظر شد. این مدل ها به مدل های توازن حجم موسومند که بر مبنای قانون بقای جرم (قانون پیوستگی) و فرض جریان نرمال در ابتدای جریان می باشند (Alazba, 1999).

معادلات اندازه حرکت و پیوستگی به معادلات سنت-و نانت معروف می باشد که بیانگر یک جریان غیر دائمی و غیر یکنواخت می باشند و از نوع معادلات دیفرانسیل هذلولی غیر خطی مرتبه اول هستند. در نتیجه این معادلات به طور تحلیلی قابل حل نیستند و تلاشهای زیادی برای حل معادلات فوق الذکر با روش عددی انجام پذیرفته است.

۱-۱-۲ نفوذ آب در خاک

فرآیند ورود آب از سطح زمین به داخل خاک را نفوذ گویند. نفوذ به عنوان یک فرآیند مهم و تاثیر گذار در چرخه هیدرولوژیکی می تواند به رواناب سطحی اضافه شود و یا آب های زیر زمینی را تغذیه نماید (Chow, 1988). هنگامی که میزان بارندگی از میزان نفوذ تجاوز نماید، رواناب سطحی ایجاد می گردد. بنابراین حجم وزمانبندی رواناب تولید شده به وسیله فرآیند نفوذ کنترل می شود که این فرآیند نیز تابعی از خصوصیات هیدرولیکی خاک، شرایط مرزی سطحی و شرایط رطوبت اولیه خاک می باشد. همچنین فرآیند نفوذ وظیفه انتقال مقداری از بارش به سیستم خاک برای دسترسی ریشه گیاه را نیز به عهده دارد. با ملاحظه رابطه بین نفوذ و آب موجود در خاک، در مناطقی مانند-عرصه های طبیعی-که بارندگی تنها منبع تامین آب موجود در خاک می باشد، اهمیت درک فرآیند های و الگوهای نفوذ مهم می گردد. میزان نفوذ نشان می دهد که چه مقدار از آب وارد منطقه غیر اشباع خاک شده و چه مقدار به رواناب تبدیل می گردد (Bleninger et al, 2006). در طی سالهای گذشته اهمیت فرآیند نفوذ آب باعث شد که به منظور پیش بینی میزان نفوذ، مدل های عددی زیادی توسعه پیدا کنند که محدوده این مدل ها از مدل های تجربی تا مدل های با مبنای فیزیکی متغیر می باشد (Mahessar et al, 2013)

۱-۱-۳ روش های عددی

به منظور حل معادلات دیفرانسیل تا کنون روش های عددی متفاوتی ابداع شده و مورد استفاده قرار گرفته اند. از مهمترین این روش های میتوان به روش های تفاضل محدود^{۱۰}، اجزاء محدود^{۱۱} و احجام محدود^{۱۲} اشاره کرد. هر یک از این روش ها دارای مزایا و معایبی می باشند که باعث می شود کارایی

^{۱۰} Finite Difference

^{۱۱} Finite Elements

^{۱۲} Finite Volumes

آنها را به مسائل خاصی محدود کند. با این وجود هر سه روش عددی نامبرده شده در زمینه مسائل هیدرولیکی و هیدرودینامیکی کاربرد گسترده و وسیعی دارند (Hoffmann,1993).

۲-۱ اهداف پایان نامه و ضرورت انجام تحقیق

از آنجاییکه تا کنون نرم افزار تجاری خاصی ابداع نشده تا بتواند حین حل معادله سنت و نانت از روابط نفوذ آب در خاک (تجربی و فیزیکی) استفاده کند، لازم دانستیم تا در پایان نامه با اضافه کردن ترم نفوذ آب در خاک به حل معادلات سنت و نانت پردازیم.

در این پایان نامه به بررسی تاثیر نفوذپذیری بستر بر پیشروی موج سیلاب در دشت های هموار و خشک پرداخته می شود و بیشتر سعی بر آن شده تا نگاهی هیدرولیکی به مساله داشته باشیم به همین دلیل برای در نظر گرفتن ترم نفوذ آب در خاک از روابط تجربی نفوذ استفاده شده است.

در این پایان نامه به مدلسازی یک بعدی جریان پرداخته شده است. معادلات سن و نانت توسط روش عددی تفاضل محدود گسسته سازی شده و سپس با استفاده از روش تفاضل محدود صریح مک کورمک^{۱۳} به حل عددی معادلات سن و نانت بوسیله کد کامپیوتری نوشته شده در محیط برنامه نویسی Visual Basic پرداخته شده است. سپس با اعمال شرایط مرزی و اولیه گوناگون، تاثیر نفوذ پذیری های متفاوت را بر مشخصات موج سیلاب بررسی شده است.

علت مدلسازی جریان بصورت یک بعدی در این پایان نامه این امر می باشد که مدلسازیهای دو بعدی و سه بعدی به علت گستردگی حوضه های مورد بررسی و نیازمند بودن به دیتاهای اولیه از جمله توپوگرافی مناطق مورد بررسی، دارای حجم و دشواری های فراوانی می باشد.

۳-۱ ساختار پایان نامه

این پایان نامه در قالب ۵ فصل تنظیم شده است.

فصل اول شامل مقدمه ای بر مباحث مورد تحقیق، اهداف و ساختار پایان نامه می باشد.

^{۱۳} McCormack Explicit

در فصل دوم تاریخچه ای از مطالعات صورت گرفته توسط محققین مختلف در رابطه با برآورد میزان نفوذ آب در بستر خاک و همچنین ترکیب آنها با معادله سنت و نانت پرداخته شده است.

در فصل سوم به بررسی معادلات سنت و نانت و معادلات تجربی نفوذ آب در خاک پرداخته شده است. سپس کلیاتی در رابطه با الگوی عددی تفاضل محدود و الگوی عددی تفاضل محدود صریح مک کورمک بیان می شود. بعد از آن به گسسته سازی معادلات سنت و نانت و نفوذ به کمک الگوی عددی مک کورمک و اعمال شرایط مرزی شده است.

در فصل چهارم که در دو بخش تنظیم شده به مدلسازی عددی جریان پرداخته می شود. بخش اول شامل آزمون هایی می باشد که در آنها نفوذ پذیری بستر نادیده گرفته شده و بعد انجام چند تست و مقایسه نتایج حاصل از مدل عددی با نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی و مشاهداتی موجود از صحت عملکرد برنامه کامپیوتری نوشته شده اطمینان حاصل می نماییم. سپس در بخش دوم با اعمال ترم نفوذ به بررسی اهداف مورد نظر پرداخته شده است.

در فصل پنجم نتایج عمده پایان نامه جمع بندی شده و بیان خواهد شد. توسعه مدل های پیشرفته تر و انعطاف پذیر تر در این فصل مورد بررسی قرار گرفته و در قسمت پیشنهادات ارائه خواهد شد.

فصل دوم

تاریخچه مطالعات

دبی پایه در دشت ها و رودخانه های مناطق خشک صفر است و بنابراین هنگامی که سیلابی در این حوضه ها اتفاق می افتد، حجم جریان در پایین دست به دلیل نفوذ مقداری از جریان در بستر خاک کاهش می یابد. به همین دلیل روش هایی که تاکنون برای روند یابی سیلاب در رودخانه ها ابداع شده اند برای حوضه ها و رودخانه های مناطق خشک مناسب نبوده و لازم است که این روش ها برای مناطق خشک توسعه داده شوند، تا بتوان اثرات نفوذ جریان به بستر را در روند یابی و تاثیر آن را بر مشخصات موج سیلاب مورد بررسی قرارداد. گرچه نفوذ آب در بستر مناطق خشک از سالیان دور معلوم بوده، ولی در مورد فرآیند حام بر شکل گیری این واقعه اطلاعات چندانی در دسترس نیست. همچنین وجود این حوضه ها در مناطق خشک و محروم و فاقد ایستگاه های اندازه گیری بر مبهم ماندن موضوع می افزاید (Vivarelli and Perera, 2002).

۲-۲ مطالعات انجام شده

محققان گوناگونی مدل های جریان کم عمق روی بستر نفوذ پذیر را به طرق مختلف بسط دادند. مطالعات جمع آوری شده در این بخش شامل سه قسمت می باشد. در بخش اول مطالعات انجام شده در زمینه روندیابی سیل و حل معادلات سنت ونانت را بررسی کرده، در بخش دوم به بررسی مطالعات انجام شده در زمینه برآورد مقادیر نفوذ در بستر خاک پرداخته شده است و بخش سوم شامل مطالعاتی می باشد که برای حل معادلات سنت ونانت ترم نفوذپذیری در بستر خاک را در نظر گرفته اند. متأسفانه مطالعات انجام شده در بخش سوم محدود می باشند و به جز چند مورد انگشت شمار، در این زمینه مطالعاتی انجام نپذیرفته است .

۱-۲-۲ مطالعات انجام شده در رابطه با روندیابی سیل و حل معادلات سنت و نانت

نیازی در سال ۱۳۸۷، دو روش روند یابی کلارک و ماسکینگام را در شبیه سازی هیدروگراف قسمتی از رودخانه کارون مورد بررسی قرار داد. ارزیابی های انجام شده نشان داد که هر دو روش کلارک

و ماسکینگام مقادیر دبی اوج و زمان رسیدن به آن را نسبت به مقادیر محاسبه شده کمتر پیش بینی می کنند. ولی نتایج ارزیابی نشان داد که روش روند یابی ماسکینگام^{۱۴} دارای عملکرد بهتری از حیث شبیه سازی هیدروگراف نسبت به روش کلارک^{۱۵} می باشد.

اژدری مقدم در سال ۱۳۸۹، معادلات حاکم بر جریان سیل را به کمک روش مشخصه ها و دو الگوی عددی تفاضل محدود صریح لکس^{۱۶} و مک کورمک مورد بررسی قرار داد. وی در مطالعات خود ترم نفوذ را نادیده گرفت و به مدل سازی جریان پرداخت. نتایج حاصل از سه الگوی عددی نشان داد که روش صریح مک کورمک در مدلسازی جریان نسبت به دو الگوی عددی دیگر دارای دقت بیشتری می باشد. رضا براتی در سال ۱۳۸۹ با مقایسه پنج روش لکس، مشخصات^{۱۷}، ماسکینگام، مک کورمک و روش ضمنی پرایزمن^{۱۸} به روند یابی هیدرولیکی در بازه ای از رودخانه کارون پرداخت. نتایج حاصله نشان داد که روش تفاضل محدود صریح مک کورمک و روش تفاضل محدود ضمنی پرایزمن نسبت به بقیه روش ها دارای دقت بیشتری می باشند و همچنین وی به این نتیجه رسید که روش ضمنی پرایزمن برای سیلاب ها چند پیکه نسبت به روش صریح مک کورمک دارای برتری ناچیزی می باشد.

حسین نژاددوین در سال ۱۳۸۹، با مقایسه دو روش تفاضل محدود ضمنی پرایزمن و صریح مک کورمک در روند یابی هیدرولیکی جریان بر روی رودخانه فرضی به طول ۳۴ کیلومتر و با مقطع مستطیل شکل به این نتیجه رسید که برای مدلسازی به روش مک کورمک جهت پایداری باید از گام های زمانی کوچکتری نسبت به روش پرایزمن استفاده کنیم ولی به علت اینکه در روش ضمنی پرایزمن تعداد مجهولات در هر گروه بیشتر از روش مک کورمک می باشد، از اختلافات زمانی رسیدن هر دو الگوی عددی به جواب نهایی کاسته می شود و هر مدل به نتایج مطلوبی دست می یابند.

^{۱۴} Muskingum method

^{۱۵} Clark method

^{۱۶} Lax explicit method

^{۱۷} Characteristics method

^{۱۸} Pressmann implicit method

احمدی در سال ۱۳۹۰، با مقایسه شبکه عصبی مصنوعی پرسپترون چند لایه (MLP) و دو الگوی عددی تفاضل محدود لکس و مک کورمک به روند یابی سیل در بازه ای از یک رودخانه فرضی پرداخت. وی در این تحقیق به بررسی اثرات تغییر ضریب زبری و شیب بستر و عرض رودخانه در روندیابی سیل با سه روش مذکور پرداخت. نتایج حاصل نشان داد که روش عددی مک کورمک و شبکه عصبی فوق الذکر دارای جواب های نهایی نزدیک یکدیگر می باشند.

اکبری و فیروزی در سال ۱۳۹۰، نتایج دو روش عددی متفاوت لکس و پرایزمن در حل معادلات سنت و نانت را که بر انتشار موج سیلاب حاکم است، ارائه کردند و به مقایسه آن با نتایج حاصل از مدل تجاری HEC-RAS پرداختند. نتایج این مقایسه نشان داد که تطابق خوبی بین نتایج این دو روش وجود دارد، اما اختلاف زیادی بین نتایج این دو روش با نتایج حاصل از مدل HEC-RAS مشاهده شد.

کاکلکی در سال ۱۳۹۲، با مقایسه دو روش روندیابی هیدرودینامیکی و موج سینماتیکی به روند یابی سیل در بازه ای از دوخانه دو آب صمصامی پرداخت. مقایسه نتایج حاصل از مدل های عددی با نتایج مشاهداتی نشان داد که روش روند یابی هیدرودینامیکی دارای دقت بیشتری می باشد.

چائو در سال ۱۹۹۰ مدلی برای انتشار سیل ارائه کرد. در این معادلات حاکم بر اساس شیوه ی پرایزمن منقطع شده و هیدروگراف جریان در هر نقطه از مسیر سیل محاسبه می شود. بنابراین با استفاده از آن می توان مقدار احتمالی سیلاب را از قبل تخمین زد.

نایتون و نانسون در سال ۱۹۹۴ در تحقیقی که روی دو رودخانه به طول های ۴۰۰ و ۳۲ کیلومتر در استرالیا انجام دادند به این نتیجه رسیدند که روش ماسکینگام تنها در رودخانه های با طول کوتاه تخمین مناسبی از هیدروگراف خروجی بدست می دهد.

لی و هسیئه در سال ۲۰۰۳ مدل عددی یک بعدی را برای شبیه سازی جریان ارائه کردند. این مدل به دلیل حل معادلات سنت و نانت می تواند در شرایط جریان غیردائمی نیز بکاربرده شود. به منظور منقطع

سازی معادلات سنت و نانت از روش پرایزمن استفاده شده است. ارزیابی عملکرد این مدل در مدل سازی رودخانه ای تانسوی^{۱۹} در تایوان و نیز چندین مدل هیدرولیکی دیگر نتایج قابل قبولی داشت. Unit (us Army corps of Eng, 1996)، مدلی برای بررسی جریان غیر دائمی یک بعدی است که می تواند جریان در یک شبکه پیچیده از کانال های باز را ارزیابی کند. این مدل توسط گروه مهندسی ارتش امریکا تهیه شده و در اکتبر سال ۱۹۸۹ میلادی انتشار عمومی یافت. مدل ذکر شده قابلیت انجام محاسبات مشخصات جریان دائمی و غیر دائمی را در شبکه های کانال ها دارا بوده اما در حالت غیر دائمی صرفا قادر به بررسی جریان زیر بحرانی است.

کاپارت و همکاران در سال ۲۰۰۳ با استفاده از روش حجم محدود و به صورت صریح به حل معادلات غیردائمی سنت و نانت (به عنوان معادلات حاکم) برای رژیم زیر بحرانی و فوق بحرانی جریان پرداختند و بر این اساس مدلی یک بعدی از جریان در شبکه کانال های باز با توپوگرافی پیچیده ارائه دادند. این روش برای تعیین مسیر و نیز مشخصات سیلاب شدید در سیستم رودخانه ای پیچیده تانسوی^{۲۰} واقع در شمال تایوان استفاده شد و نتایج محاسبات با مقادیر اندازه گیری شده مقایسه گردید و نتایج مطلوبی ارائه دادند.

بلینگر و همکاران در سال ۲۰۰۶ به مدل سازی بخش اعظمی از رودخانه راین^{۲۱} با دشت های سیلابی گسترده با استفاده از برنامه کاسکید^{۲۲} که توسط موسسه تحقیقات و مهندسی آبراه فدرال آلمان ارائه شد پرداختند. نتایج حاصل از این مدل با سری زمانی طولانی داده ها مقایسه شده و دقت بالای این مدل مورد تایید قرار گرفت.

ماهیسار و همکاران در سال ۲۰۱۳ پیشنهادی از توسعه ی یک مدل اجزاء محدود را برای مسیر یابی سیلاب با استفاده از معادله ی پخش موج جهت محاسبه جریان در رودخانه ها بیان نمودند. در این

^{۱۹} Tansvyy

^{۲۰} Tanshvyv river

^{۲۱} Rhine river

^{۲۲} Cascade program

روش نیمه ضمنی و دو مرحله ای تیلور-گالریکن^{۲۳} بر اساس روش اجزاء محدود برای محاسبه مسیر سیلاب استفاده شده است. مدل پیشنهادی همچنین قادر به محاسبه میرایی پیک جریان و زمان تأخیر سیلاب نیز می باشد.

۲-۲-۲ مطالعات انجام شده در رابطه با نفوذ آب در خاک

یکی از تحقیقات انجام شده در خصوص مقایسه روش های اندازه گیری، پژوهش کشکولی در سال ۱۳۶۶ است که اقدام به اندازه گیری افت دبی به دو روش دبی ورودی - خروجی و حوضچه ای در نمونه هایی از کانال های خاکی منطقه شاور و اهواز خوزستان پرداخت. با توجه به نتایج بدست آمده و شرایط کانال ها ضرایب فرمول نهایی استخراج گردید و معلوم شد که میزان افت اندازه گیری شده با استفاده از دو روش به هم نزدیک است.

پایدار در سال ۱۳۷۰ تلفات نفوذ از کانال های آبیاری را بوسیله یک مدل ریاضی بررسی کرد. مدل ریاضی تهیه شده پدیده نفوذ را به صورت یک جریان دو بعدی اشباع و ماندگار در محیط متخلخل اطراف کانال ها فرض کرد که و معادله جریان را به روش عددی تفاضل محدود حل نمود. پس از بررسی و مقایسه نتایج عددی با نتایج اندازه گیری شده پایدار به این نتیجه رسید که مدل ریاضی نوشته شده دارای دقت قابل قبولی می باشد.

عراقی علوی در سال ۱۳۷۳ در تحقیقی روی کانال های زیر دست سد زاینده رود ضمن ارزیابی روش های تجربی بر آورد نفوذ، میزان نفوذ از کل تلفات را ۹۸/۵ درصد و سهم تبخیر و تعرق را ۱/۵ درصد بر آورد نمود. از بین روش های تجربی وی به این نتیجه رسید که روش موریتس دارای دقت بهتری می باشد.

^{۲۳} Taylor Galerkin

سال‌های ۱۳۸۰ و سپاسخواه در سال ۱۳۸۰ معادلات تجربی برآورد نفوذ آب از کانال‌های خاکی را در شبکه آبیاری دشت برخوار اصفهان مورد مطالعه قرار دادند. آنها از بین معادلات تجربی، معادله دیویس ویلسون^{۲۴} را به عنوان مناسب‌ترین معادله معرفی نمودند.

سال‌های ۱۳۸۵ و سپاسخواه در تحقیق دیگری در سال ۱۳۸۵ مقادیر آب نفوذ یافته در تعدادی از کانال‌های خاکی منطقه رودشت اصفهان را اندازه‌گیری و با مقایسه با مقادیر بدست آمده از معادلات تجربی، معادلات را برای منطقه مورد مطالعه اصلاح کردند. آنها پس از اصلاح گزارش کردند که روابط اینگهام^{۲۵} و موریتز بالاترین ضریب تشخیص را در بین معادلات تجربی دارا هستند.

نشاط و پاره کار در سال ۱۳۸۶، پس از بررسی روش‌های مختلف تعیین سرعت عمودی نفوذ در ۸۲ منطقه از کشور، برای زمان‌های شبیه‌سازی طولانی‌تر مدل فیلیپ^{۲۶} SCS و برای تمامی شرایط به صورت کلی مدل کوستیاکوف را به عنوان مناسب‌ترین مدل معرفی نمودند. این نتایج در مورد مدل کوستیاکوف^{۲۷} با یافته‌های سپهوند و همکاران (۱۳۸۹) در منطقه‌ای از استان ایلام که در مقادیر مختلف رطوبت خاک تخمین بهتری نسبت به سایر مدل‌ها داشت، مطابقت دارد. همچنین نتیجه نهایی در هر دو پژوهش توصیه مدل کوستیاکوف و فیلیپ برای تخمین نفوذپذیری می‌باشد.

حیدری زاد در سال ۱۳۸۷ با مقایسه نفوذ کانال‌های خاکی منطقه رودشت با معادله تجربی اینگهام و معادله تئوری نفوذ ودرنیکف^{۲۸}، به واسنجی ضرایب این دو معادله پرداخت و به این نتیجه رسید که معادله تئوری نفوذ ودرنیکف دارای دقت بالاتری می‌باشد.

محمد کنگرانی و همکاران در سال ۱۳۹۰ ارتباط بین تغییر کاربری اراضی و میزان نفوذپذیری خاک را در حوزه آبخیز جنگلی نکارود بررسی قرار دادند. نتایج آنها نشان داد که بیشترین دامنه نفوذ متعلق

^{۲۴} Davis willson

^{۲۵} ingham

^{۲۶} philip

^{۲۷} kostiakov

^{۲۸} Vedernikof

به کاربری جنگل و کمترین آن متعلق به کاربری کشاورزی بوده و همچنین مدل نفوذ هورتون برای محاسبه میزان نفوذ، مناسب می باشد.

تجزیه تحلیل رگرسیونی انجام شده توسط والتر در سال ۱۹۹۰ و سورمان و ابدولازاک در سال ۱۹۹۳ نشان داد نفوذ آب در رودخانه ها بستگی به حجم جریان ورودی و خصوصیات رودخانه از قبیل طول و هدایت هیدرولیکی دارد .

مطالعات دوریس و سیمرز در سال ۲۰۰۲ نشان داد نفوذ آب در رودخانه های فصلی می تواند به عنوان یک عامل مهم در جایگزینی آب برداشته شده از سفره های آب زیر زمینی باشد .

مطالعات برتو و گورجنس در سال ۲۰۰۳ بر روی رودخانه لیمپوپو^{۲۹} در آفریقای جنوبی نشان داد مقدار نفوذ آب در این رودخانه تا ۳۰٪ می رسد.

لانگ در سال ۲۰۰۵ به بررسی تلفات نشت در طی ۱۴ رخدادهای هیدرولوژیکی در رودخانه کویسب در صحرای نامیبیا به طول ۱۵۰ کیلومتر پرداخت. مطالعات وی نشان داد مقادیر نفوذ وقتی که هیدروگراف ورودی با دبی اوج بالاتری اتفاق می افتد، بیشتر است.

تورنر در سال ۲۰۰۶ با استفاده از دستگاه شبیه ساز باران صحرایی، در مزرعه تحقیقاتی دانشگاه مریند عملکرد معادلات هورتون، گرین امپت^{۳۰}، هولتان، کوستیاکوف و فیلیپ را مورد ارزیابی قرار داد و بیان کرد مدل گرین امپت، بهترین مدل در برآورد نفوذپذیری در اراضی مورد بررسی بود.

۲-۲-۳ مطالعات انجام شده در رابطه با معادله سنت و نانت به همراه نفوذ پذیری

هال در سال ۱۹۵۶ و دیویس در سال ۱۹۶۱، جریان کم عمق روی بستر نفوذ پذیر را با

فرض عمق نرمال حل نمودند. نامبردگان شدت نفوذ را مقداری ثابت در نظر گرفتند.

^{۲۹} limpopo River

^{۳۰} Green-Ampt

محققین دیگری به نام های استرلکف در سال ۱۹۷۷، الیوت والکر در سال ۱۹۸۲، والندر و رایج در سال ۱۹۹۰ و اشمیتز و سئوس در سال ۱۹۹۲، حل معادلات دیفرانسیلی پاره ای بقای جرم^{۳۱} و بقای مومنتوم^{۳۲} را مبنای مدل های خود قرار دادند و در اغلب این مدلها برای برآورد نفوذ از روابط تجربی استفاده شد.

فتوحی و حسینی در سال ۱۳۸۶، روش روند یابی دینامیکی برای رودخانه های مناطق خشک را با وارد کردن عبارت مربوط به نفوذ را اصلاح کردند و به منظور شناسایی رفتار جریان و پیش بینی میزان نفوذ مدل نوشته شده را برای بازه ای از رودخانه زشک در خراسان جنوبی اجرا کردند. نتایج نشان داد مدل روند یابی دینامیکی نسبت به پارامتر طول و هدایت هیدرولیکی و دبی اوج هیدروگراف ورودی به بازه حساس تر است.

قبادیان در سال ۱۳۹۰، مدلی برای مقاطع نامنظم رودخانه ای تهیه کرد. مدل نوشته شده توسط وی این قابلیت را داشت که به همزمان جریان در حوضه میانی و نفوذ در مسیر جریان را در نظر می گرفت. نتایج تحقیق انجام شده توسط وی نشان داد که معادله تجربی موسکات زمان شروع و اوج سیلاب را به درستی تخمین زده و تلفات انتقال را با خطای کمتر از ۲۰٪ بر آورد می کند.

^{۳۱} The principle of conservation of mass

^{۳۲} the principle of conservation of momentum

فصل سوم

معادلات و روابط حاکم

۱-۳ مقدمه

مشخصات هیدرولیکی جریان در رودخانه ها با استفاده از معادلات سنت و نانت که بر جریان یک بعدی بر رودخانه ها و کانال ها حاکم است، قابل محاسبه می باشند. در این فصل ابتدا معادلات حاکم بر جریان بیان شده و سپس روابط تجربی نفوذ آب در خاک مورد بررسی قرار گرفته است. در ادامه نحوه منقطع سازی معادلات حاکم و تشکیل دستگاه معادلات و شیوه ی حل آنها ارائه گردیده است. همچنین چگونگی اعمال شرایط مرزی در روابط مورد بررسی قرار گرفته است.

۲-۳ معادلات حاکم بر جریان یک بعدی

قوانین حاکم بر جریان آب در یک آبراهه شامل قانون بقای جرم و قانون بقای مومنوم می باشد (Chalfen and Nieniec, 1996). قانون بقای جرم برای یک حجم کنترل^{۳۳} با فرض تراکم ناپذیر بودن سیال به این صورت بیان می شود که : نرخ خالص جریان عبوری از حجم کنترل برابر با نرخ تغییرا حجم سیال ذخیره شده در داخل حجم کنترل است. قانون بقای مومنوم نیز برای یک حجم کنترل (بر اساس قانون دوم نیوتن) به این صورت قابل بیان است که نرخ خالص مومنوم ورودی به حجم کنترل به علاوه ی مجموع همه نیرو های خارجی اعمال شده به حجم کنترل برابر با نرخ افزایش (انباشتگی) مومنوم درون حجم کنترل است (Chaudhry, 2008). در نیمه دوم قرن نوزدهم، یک مهندس فرانسوی به نام سنت و نانت با استفاده از قانون بقای جرم و مومنوم روابطی برای جریان غیر دائمی ارائه داد. فرضیات وی برای استخراج این روابط به صورت زیر است (Chaudhry, 2008):

- جریان یک بعدی، سرعت جریان در هر مقطع عرضی یکنواخت و نیز سطح آب در راستای مقطع عرضی افقی است.

^{۳۳} Control volume

- انحنای خط جریان^{۳۴} در صورت وجود کوچک و شتاب عمودی ناچیز است. همچنین توزیع فشار به صورت هیدرواستاتیک در نظر گرفته شده است.
 - اثر اصطکاک دیواره ها و نیز آشفتگی جریان مشابه جریان دائمی محاسبه می شود.
 - شیب متوسط کف بستر کانال کوچک فرض می شود به صورتی که می توان کسینوس زاویه کف بستر با افق را برابر واحد در نظر گرفت و این شیب در طول مسیر ثابت می باشد.
- لازم به ذکر است که مقاطع عرضی کانال دارای شکل دلخواه بوده و ممکن است در طول کانال شکل آنها تغییر کند. اما به دلیل وجود انحنای کم جریان، این تغییرات محدود است. بر اساس فرضیات ارائه شده قوانین بقای جرم و بقای مومنتوم برای سیالی با چگالی ثابت به صورت روابط (۱-۳) و (۲-۳) و (۳-۳) بیان می شوند (Chaudhry, 2008):

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_{lat} \quad (1-3)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\frac{Q^2}{A})}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} = v_x q_{lat} + gA(S_o - S_f) \quad (2-3)$$

$$S_f = \frac{n^2 Q(Q)}{A^2 R^{\frac{4}{3}}} \quad (3-3 \text{ الف})$$

در این روابط A = سطح جریان در مقطع عرضی، Q = دبی جریان در مقطع عرضی، V = سرعت جریان در مقطع عرضی، q_{lat} = دبی جانبی در طول کانال، g = شتاب گرانش، y = عمق جریان، V_x = مولفه سرعت دبی جریان جانبی در جهت جریان، S_o = شیب کف بستر، S_f = شیب خط انرژی بین دو مقطع، x = موقعیت مقطع نسبت به انتهای بالا دست شاخه می باشد (بنابراین محور x در راستای جریان و هم جهت با آن در نظر گرفته شده است). باید به این نکته توجه داشته باشیم که q_{lat} برای دبی جانبی ورودی با علامت مثبت و برای دبی جانبی خروجی با علامت منفی در روابط وارد می شود.

^{۳۴} Stream line

ذکر این نکته ضروری است که در معادله انداره حرکت، S_f در حالت وقوع جریان در جهت مثبت محور x ، مثبت فرض می شود (و محور x هم جهت با جهت عمومی جریان در نظر گرفته شده است). بنابراین علامت S_f وابسته به جهت جریان میباشد، از این رو رابطه (۳-۳-الف) در محاسبات به صورت رابطه (۳-۳-ب) منظور می شود:

$$S_f = \frac{n^2 Q |Q|}{A^2 R^{\frac{4}{3}}} \quad (۳-۳-ب)$$

همچنین در رابطه (۳-۲)، در ترم $v_x Q_{lat}$ ، مولفه v_x برای رودخانه های شاخه ای که دارای مولفه سرعت در جهت جریان می باشند کاربرد دارد. در این صورت در رابطه با موضوع مورد بحث ما، به علت اینکه ترم سرعت دبی نفوذ در جهت جریان برابر صفر است، از وارد کردن این ترم در رابطه (۳-۲) خودداری کرده و به جای معادله (۳-۲) از معادله (۳-۴) که به صورت زیر می باشد استفاده می کنیم:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\delta y}{\delta x} = gA(S_0 - S_f) \quad (۳-۴)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + 2v \frac{\partial Q}{\partial x} - v^2 \frac{\partial y}{\partial x} + yA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f)$$

۳-۳ معادلات تجربی دبی نفوذ:

معادلات و روش های تجربی متعددی به منظور تخمین میزان نفوذ آب در بستر کانال ها در نقاط مختلف دنیا ارائه شده است که معروفترین آنها عبارتند از: ۱- اینگهام، ۲- موریتس، ۳-دیویس و یلسون و ۴-موسکات.

روابط ذکر شده در فوق، به منظور برآورد نفوذ تغییرات ایستایی آب بر روی سطح زمین را در نظر می گیرند (Kraatz, 1977). به همین دلیل در این پایان نامه از معادلات تجربی فوق به منظور برآورد مقادیر دبی نفوذ استفاده خواهیم کرد. در قسمت ذیل به شرح معادلات فوق خواهیم پرداخت :

-معادله اینگهام

که در معادله فوق: q = میزان نفوذ در طول کانال (m^3/s)، y = عمق جریان آب در کانال (m)، P = محیط

$$q = 0.55 CPL(y)^{0.5}(10^{-6}) \quad (5-3)$$

خیس شده کانال (m) و L طول کانال (m) می باشد و C ضریبی است که بستگی به نوع بافت خاک دارد و مقدار آن بین $1/5$ تا $5/5$ متغیر می باشد.

-معادله موریتس

$$q = 0.0186 C(Q/V)^{0.5} \quad (6-3)$$

که در معادله فوق q = میزان نشت از کانالی به طول یک کیلومتر (m^3/s)، Q = مقدار دبی جریان آب (m^3/s)، V = سرعت جریان (m/s) و C ضریبی است که بستگی به نوع بافت خاک دارد و مقدار آن بین $0/41$ (برای خاکهای با بافت سنگین) تا $0/66$ (برای خاکهای با بافت سبک) متغیر می باشد. این معادله توسط مطالعات اداره احیای اراضی آمریکا بدست آمده است.

-معادله دیویس و پلسون

$$q = \frac{0.45CP^3\sqrt{y}}{4 \times 10^6 + 3650\sqrt{v}} \quad (7-3)$$

در معادله فوق: q = میزان نفوذ در واحد طول کانال (m^3/s)، v = سرعت متوسط جریان (m/s)، p = محیط خیس شده کانال (m)، y = عمق جریان آب در کانال (m)، c ضریبی است که بستگی به جنس بافت خاک دارد.

-معادله موسکات

$$q = ky[1.071 \left(\frac{T}{y}\right) + 1.786] \times \frac{m}{1.5} \quad (8-3)$$

در معادله فوق: q = میزان نفوذ در واحد کانال (m^3/s)، k = ضریب هدایت هیدرولیکی خاک (m/s)، T = عرض سطح آب (m)، y = عمق جریان (m)، m = شیب جانبی جداره کانال می باشد.

این معادله برای کانال ذوزنقه ای با شیب جانبی جداره 1.5 نوشته شده و برای شیب های دیگر باید ضریب m را وارد معادله کرد.

تقسیم بندی خاکها بر اساس بافت به این صورت می باشد که خاکهای رسی و سیلتی رسی دارای بافت سنگین، خاکهای لومی و سیلتی لومی دارای بافت متوسط و خاکهای لومی شنی، شنی و شنی سنگریزه ای دارای بافت سبک می باشد.

لازم به ذکر است که روابط فوق برای شرایطی نوشته شده که سطح آب زیر زمینی در فاصله بی نهایت از کف کانال قرار دارد. ضریب c تمامی معادلات در جدول شماره (۳-۱) آورده شده است:

جدول (۳-۱)، ضریب c در معادلات تجربی نفوذ

بافت خاک	اینگهام	موریتس	دیویس ویلسون
سبک(لومی شنی، شنی و شنی سنگریزه ای)	۵/۵	۰/۶۶	۲۵
متوسط(لومی و سیلتی لومی)	۳/۵	۰/۵۴	۱۷/۵
سنگین(رسی و سیلتی رسی)	۱/۵	۰/۴۱	۱۵

۳-۴ الگوی عددی تفاضل محدود

روش تفاضل محدود اصولاً بر اساس بسط سری تیلور^{۳۵} توابع پیوسته استوار شده است. در صورتیکه تابع $f(x)$ دارای مشتقهای پیوسته باشد، مقدار این تابع در هر نقطه فرضی را می توان بصورت زیر و با استفاده از سری تیلور بر حسب مقادیر تابع و مشتقات آن در نقطه مجاور نقطه مورد نظر تعریف کرد (Hoffmann, 1993):

^{۳۵} Taylor series Expansion

$$f(x_0 \pm \Delta x) = f(x_0) \pm \Delta x f^{(1)}(x_0) + \frac{\Delta x^2}{2!} f^{(2)}(x_0) - \frac{\Delta x^3}{3!} f^{(3)}(x_0) + \dots$$

$$+ \frac{\Delta x^2}{2!} f^{(n)}(x_0) + R_{n+1} \quad (9-3)$$

در معادله فوق Δx فاصله بین دو نقطه مورد اشاره و بالا نویس (n) نمایانگر مشتق مرتبه n ام است. جمله R_{n+1} بنام باقی مانده^{۳۶} خوانده و با رابطه زیر تعریف می شود:

$$R_{n+1} = \frac{(\Delta x)^{n+1}}{(n+1)!} f^{(n+1)}(\xi) \quad x_0 < \xi < x_0 + \Delta x \quad (10-3)$$

رابطه (۹-۳) به ازای مقادیر کوچک Δx نمایانگر رابطه دقیق است. رابطه بالا با حذف باقی مانده R_{n+1} بنام بسط سری تیلور بریده^{۳۷} تا درجه n ام و جمله R_{n+1} بنام خطای بریدن^{۳۸} خوانده می شود (Hoffmann, 1993).

۳-۴-۱ تقریب تفاضلهای محدود مشتق مرتبه اول

نقاط $i-1, i, i+1$ را که به فاصله Δx از یکدیگر قرار دارند را در نظر بگیرید. با استفاده از بسط سری تیلور مقدار تابع فرضی $f(x)$ در نقطه $i+1$ ، نسبت به مقدار آن در نقطه i در مرتبه اول داریم (Hoffmann, 1993):

$$f_{i+1} = f_i + \Delta x \frac{df}{dx}(i) + o(\Delta x^2) \quad (11-3)$$

با استفاده از رابطه بالا می توان مشتق اول تابع f را به صورت زیر بر حسب مقادیر تابع f در نقاط $i+1, i$ نمایش داد:

^{۳۶}Residual

^{۳۷}Truncated the Error

^{۳۸}Truncation Error

$$\frac{df}{dx}(i) = \frac{f_{i+1} - f_i}{\Delta x} + o(\Delta x) \quad (12-3)$$

که در معادله فوق $o(\Delta x)$ نمایانگر مرتبه خطای تقریب است. رابطه (۱۲-۳) به عنوان تقریب تفاضلهای پیشرو^{۳۹} برای مشتق مرتبه اول خوانده می شود. به روش مشابه برای تفاضل پسرو^{۴۰} مشتق مرتبه اول داریم:

$$\frac{df}{dx}(i) = \frac{f_i - f_{i-1}}{\Delta x} + o(\Delta x) \quad (13-3)$$

تقریب های پیشرو و پسرو به دلیل برخورداری از خطای مرتبه اول بنام تقریب مرتبه اول برای مشتق اول f خوانده می شود.

تقریب مرتبه دوم مشتق اول f را می توان با استفاده از بسط های تا مرتبه دوم زیر بدست آورد:

$$f_{i+1} = f_i + \Delta x \frac{df}{dx}(i) + \frac{\Delta x^2}{2} \frac{d^2 f}{dx^2}(i) + o(\Delta x^3) \quad (14-3)$$

$$f_{i-1} = f_i - \Delta x \frac{df}{dx}(i) + \frac{\Delta x^2}{2} \frac{d^2 f}{dx^2}(i) - o(\Delta x^3) \quad (15-3)$$

با تفریق طرفین روابط بالا داریم:

$$f_{i+1} - f_{i-1} = 2\Delta x \frac{df}{dx}(i) + o(\Delta x^3) \quad (16-3)$$

بدین ترتیب تقریب مرتبه دوم مشتق اول تابع f موسوم به تقریب تفاضلهای مرکزی^{۴۱} بصورت زیر بدست می آید:

$$\frac{df}{dx}(i) = \frac{f_{i+1} - f_{i-1}}{2\Delta x} + o(\Delta x^2) \quad (17-3)$$

^{۳۹}Forward

^{۴۰}Backward

^{۴۱}Central

۳-۴-۲ تقریب تفاضل محدود مشتق مرتبه دوم

تقریب تفاضل محدود مشتق مرتبه دوم f را می توان با استفاده از بسط های تیلور تا مرتبه

دوم زیر بدست آورد (Hoffmann,1993):

$$f_{i+1} = f_i + \Delta x \frac{df}{dx} + \frac{\Delta x^2}{2} \frac{d^2f}{dx^2}(i) + \frac{\Delta x^3}{6} \frac{d^3f}{dx^3}(i) + o(\Delta x^4) \quad (18-3)$$

$$f_{i-1} = f_i - \Delta x \frac{df}{dx} + \frac{\Delta x^2}{2} \frac{d^2f}{dx^2}(i) - \frac{\Delta x^3}{6} \frac{d^3f}{dx^3}(i) + o(\Delta x^4) \quad (19-3)$$

با جمع طرفین روابط بالا و با توجه به هم علامت بودن $o(\Delta x^4)$ ، رابطه مشتق مرتبه دوم، موسوم به

تقریب تفاضلهای مرکزی، با خطای مرتبه دوم بصورت زیر بدست می آید:

$$\frac{d^2f}{dx^2}(i) = \frac{f_{i+1} - 2f_i + f_{i-1}}{2\Delta x^2} + o(\Delta x^2) \quad (20-3)$$

۳-۴-۳ تقریب تفاضل های محدود خاص

در تقریب تفاضل های پسرو، پیشرو و مرکزی مشتق اول از مقدار تابع f در دو نقطه مجزا و

در تقریب تفاضلهای مرکزی مشتق مرتبه دوم از مقدار تابع f در سه نقطه مجزا برای تعریف مقدار مشتق

مورد نظر استفاده شده است، به همین دلیل سه تقریب اول بنام تقریب تفاضل های محدود دو نقطه

ای و تقریب چهارم بنام تقریب تفاضل های محدود سه نقطه ای خوانده میشوند. علاوه بر این تقریب

های تفاضل های پسرو و پیشرو به دلیل بهره گیری از مقدار تابع در نقاط واقع در یک سمت نقطه مورد

نظر، نقطه i ، به نام تقریب های یکطرفه نیز شناخته می شوند. در حالت کلی می توان تقریب تفاضل های

محدود هر مشتق فرضی را بر حسب مقدار تابع در تعداد دلخواهی از نقاط واقعی در مجاورت نقطه مورد

نظر بدست آورد. بدیهی است که هرچه تعداد نقاط بکار گرفته شده در تعریف مشتق مورد نظر زیادتر

باشند، دقت تقریب افزایش خواهد یافت. در حالت کلی اگر تعداد نقاط بکار گرفته شده برابر n باشد در

این صورت با استفاده از مقادیر تابع مورد نظر در این نقاط می توان تابعی از درجه $n-1$ ام را دقیقاً

نمایش داد.

در اینصورت بدیهی است که خطای نمایش مقدار تابع در هر نقطه ی فرضی $o(\Delta x^n)$ خواهد بود. بر این اساس می توان به سادگی نتیجه گرفت که خطای تقریب مشتق مرتبه d ام تابع مورد نظر از مرتبه $o(\Delta x^{n-d})$ می باشد. لازم به ذکر است که مرتبه خطا در حالتی که از تقریب تفاضلهای مرکزی استفاده شده باشد، یکی بیشتر از مقدار بالا و برابر $o(\Delta x^{n+1-d})$ خواهد بود (Hoffmann,1993).

روش های تفاضل محدود از نظر گسسته سازی معادلات به دو دسته روش های صریح و روش های ضمنی طبقه بندی می شوند. روش های صریح که در آن جواب نقطه i ، در زمان $n+1$ ام تنها با استفاده از نقاط مجاور در زمان n ام بدست می آید و به علت اینکه دارای سرعت انتشار عددی متناهی بوده برای حل مسائل هذلولی بسیار مناسب می باشند (Hoffmann,1993).

روش های ضمنی که در آن جواب نقطه i در زمان $n+1$ ام با استفاده و بر حسب نقاط مجاور در زمان $n+1$ تبدیل می شوند. این بدان معنی است که جواب هر یک از نقاط به نقاط دیگر وابستگی دارد و لذا سرعت انتشار نامتناهی بوده و از این نظر مناسب معادلات دیفرانسیل سهموی می باشند. از آنجائیکه معادلات سنت و نانت از نوع معادلات دیفرانسیل هذلولی غیر خطی مرتبه اول می باشند، برای حل این معادلات از روش های تفاضل محدود صریح استفاده شده است. روشهای تفاضل محدود صریح از تنوع و گستردگی قابل توجهی برخوردار هستند که از بین آنها روش تفاضل محدود صریح مک کورمک به علت آنکه دارای سازگاری و پایداری مناسبی برای اعداد کورانت کوچکتر از یک برای مسائل خطی و غیر خطی می باشد، انتخاب شده است (Hoffmann,1993).

۳-۵ روش تفاضل محدود صریح مک کورمک

روش مک کورمک، یک روش تفاضل محدود صریح چند بخشی است و دارای دو بخش پیش بینی و تصحیح می باشد. در مرحله اول از تفاضل پیشرو استفاده شده و معادله تفاضل محدود آن مطابق زیر است (Hoffmann,1993):

$$\frac{u_i^* - u_i^n}{\Delta t} = -a \frac{u_{i+1}^n - u_i^n}{\Delta x} \quad (21-3)$$

در معادله فوق a سرعت موج و علامت ستاره نشان دهنده مقدار موقت متغیر وابسته در مرحله زمانی جلوتر است. در معادله دوم از تفاضل پسرو استفاده می شود در نتیجه داریم:

$$\frac{u_i^{n+1} - u_i^{n+\frac{1}{2}}}{\frac{1}{2}\Delta t} = -a \frac{u_i^* - u_{i-1}^*}{\Delta x} \quad (22-3)$$

اکنون مقدار $u_i^{n+\frac{1}{2}}$ را با مقدار متوسط جایگزین می نماییم. یعنی داریم:

$$u_i^{n+\frac{1}{2}} = \frac{1}{2}(u_i^n + u_i^*) \quad (23-3)$$

در نهایت روش دو مرحله ای مک کورمک به صورت زیر در می آید:

گام پیش بینی:

$$u_i^* = u_i^n - \frac{a\Delta t}{\Delta x}(u_{i+1}^n - u_i^n) \quad (24-3)$$

و گام تصحیح:

$$u_i^{n+1} = \frac{1}{2}[(u_i^n + u_i^*) - \frac{a\Delta t}{\Delta x}(u_i^* - u_{i-1}^*)] \quad (25-3)$$

این روش نیز دارای دقت مرتبه دوم است و شرط پایداری آن $\frac{a\Delta t}{\Delta x} \leq 1$ است. این روش برای معادلات هذلولی غیر خطی بسیار مناسب و روش معروفی در مکانیک سیالات است.

۳-۵-۱ گسسته سازی معادلات دیفرانسیل و تشکیل دستگاه معادلات

در این مرحله معادله دیفرانسیل حاکم بر مسئله گسسته سازی و دستگاه معادلات آن را

تشکیل شده است. در معادله (۱-۳) اگر سطح مقطع جریان مستطیلی باشد می توان A را با $(T*y)$ و

اگر مقطع دوزنقه باشد می توان A را با $(T*y) + (m*y^2)$ جایگزین نمود (m = شیب جانبی جداره

کانال). به عبارتی اگر m را برابر صفر در نظر بگیریم معادله برای مقاطع مستطیلی صادق می باشد. در

نتیجه به جای معادله (۱-۳) از معادله زیر استفاده می کنیم:

$$(T + my) \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_{lat} \quad (26-3)$$

با گسسته سازی معادلات (26-3) و (4-3) توسط الگوی عددی مک کورمک داریم:

گام پیش بینی:

$$y_i^* = y_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x(T + my_i^n)} (Q_{i+1}^n - Q_i^n) - \frac{\Delta t}{T + my_i^n} q_{lat} \quad (27-3)$$

(28-3)

$$Q_i^* = \frac{\Delta T}{\Delta x} [-2v_i^n(Q_{i+1}^n - Q_i^n) + v_i^{n2}(A_{i+1}^n - A_i^n) - gA_i^n(y_{i+1}^n - y_i^n)] \\ + g\Delta T A_i^n(S_o - S_f) + Q_i^n$$

گام تصحیح:

(29-3)

$$y_i^{n+1} = \frac{1}{2} \left[(y_i^n + y_i^*) - \frac{\Delta t}{\Delta x(T + my_i^*)} (Q_i^* - Q_{i-1}^*) - \frac{\Delta t}{T + my_i^*} q_{lat} \right]$$

(30-3)

$$Q_i^{n+1} = \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[-v_i^*(Q_i^* - Q_{i-1}^*) + \frac{v_i^{*2}}{2}(A_i^* - A_{i-1}^*) - \frac{gA_i^*}{2}(y_i^* - y_{i-1}^*) \right] \\ + \frac{g\Delta t}{2} A_i^*(S_a - S_f) + \frac{1}{2}(Q_i^n + Q_i^*)$$

روش حل به این صورت می باشد که در هر گام زمانی ابتدا معادلات (27-3) و (28-3) در تمامی نقاط

شبکه حل شده سپس مقادیر Q_i^* و y_i^* بدست آمده را در معادلات (29-3) و (30-3) جایگذاری کرده تا

مقادیر y_i و Q_i در مرحله زمانی بعدی محاسبه شوند.

همچنین باید توجه داشته باشیم که برای پایداری الگوهای ذکر شده لازم است که عدد کورانت C_n در

تمامی گره ها کمتر یا مساوی یک باشد. بدین منظور باید معادله (31-3) در تمامی گره های شبکه

حل، ارضا شود (Hoffmann, 1993):

$$C_n = \frac{|v| \pm \sqrt{gy}}{\Delta x / \Delta t} \leq 1 \quad (31-3)$$

چنانچه این عدد از یک بیشتر باشد باید گام زمانی را کاهش داد. در معادلات (۳-۳۲) تا (۳-۳۵)، فرم کامل گسسته سازی شده معادلات سن ونانت به همراه معادلات تجربی دبی نفوذ، آورده شده است:

- معادله سنت و نانت به همراه معادله اینگهام:

گام پیش بینی:

(۳-۳۲-الف)

$$y_i^* = \left[(y_i^n) - \frac{\Delta t}{\Delta x(T + my_i^*)} (Q_{i+1}^n - Q_i^n) - \frac{\Delta t}{T + my_i^n} \left[0.55C \left(T + 2 \left(\frac{y_i^n}{\cos(\arctan(m))} \right) \right) \Delta x (y_i^n)^{0.5} 10^{-6} \right] \right]$$

(۳-۳۲-ب)

$$Q_i^* = \frac{\Delta T}{\Delta x} \left[-2v_i^n (Q_{i+1}^n - Q_i^n) + v_i^{n2} (A_{i+1}^n - A_i^n) - gA_i^n (y_{i+1}^n - y_i^n) \right] + g\Delta T A_i^n (S_o - S_f) + Q_i^n$$

گام تصحیح:

(۳-۳۲-ج)

$$y_i^{n+1} = \frac{1}{2} \left[(y_i^n + y_i^*) - \frac{\Delta t}{\Delta x(T + my_i^*)} (Q_i^* - Q_{i-1}^*) - \frac{\Delta t}{T + my_i^*} \left[0.55C \left(T + 2 \left(\frac{y_i^*}{\cos(\arctan(m))} \right) \right) \Delta x (y_i^*)^{0.5} 10^{-6} \right] \right]$$

(۳-۳۲-د)

$$Q_i^{n+1} = \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[-v_i^* (Q_i^* - Q_{i-1}^*) + \frac{v_i^{*2}}{2} (A_i^* - A_{i-1}^*) - \frac{gA_i^*}{2} (y_i^* - y_{i-1}^*) \right] + \frac{g\Delta t}{2} A_i^* (S_a - S_f) + \frac{1}{2} (Q_i^n + Q_i^*)$$

- معادله سنت ونانت به همراه معادله موریتس

گام پیش بینی:

(۳-۳۳-الف)

$$y_i^* = \left[(y_i^n) - \frac{\Delta t}{\Delta x(T + my_i^n)} (Q_{i+1}^n - Q_i^n) - \frac{\Delta t}{T + my_i^n} [0.0186C(Ty_i^n + m(y_i^n)^2)\Delta x] \right]$$

(۳-۳۳-ب)

$$Q_i^* = \frac{\Delta T}{\Delta x} [-2v_i^n(Q_{i+1}^n - Q_i^n) + v_i^{n2}(A_{i+1}^n - A_i^n) - gA_i^n(y_{i+1}^n - y_i^n)] \\ + g\Delta TA_i^n(S_o - S_f) + Q_i^n$$

گام تصحیح:

(۳-۳۳-ج)

$$y_i^{n+1} = \frac{1}{2} \left[(y_i^n + y_i^*) - \frac{\Delta t}{\Delta x(T + my_i^*)} (Q_i^* - Q_{i-1}^*) \right. \\ \left. - \frac{\Delta t}{T + my_i^*} [0.0186C(Ty_i^* + m(y_i^*)^2)\Delta x] \right]$$

(۳-۳۳-د)

$$Q_i^{n+1} = \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[-v_i^*(Q_i^* - Q_{i-1}^*) + \frac{v_i^{*2}}{2}(A_i^* - A_{i-1}^*) - \frac{gA_i^*}{2}(y_i^* - y_{i-1}^*) \right] \\ + \frac{g\Delta t}{2} A_i^*(S_a - S_f) + \frac{1}{2}(Q_i^n + Q_i^*)$$

- معادله سنت ونانت به همراه معادله دیویس ویلسون
گام پیش بینی:

(الف-۳۴-۳)

$$y_i^* = \left[(y_i^n) - \frac{\Delta t}{\Delta x(T+my_i^*)} (Q_{i+1}^n - Q_i^n) - \frac{\Delta t}{T+my_i^n} \left[((0.45C (T + 2 \left(\frac{y_i^n}{\cos(\arctan(m))} \right) (y_i^n)^{\frac{1}{3}}) / (4 * 10^6 + 3650(v_i^n)^{0.5})) \Delta x \right] \right]$$

(ب-۳۴-۳)

$$Q_i^* = \frac{\Delta T}{\Delta x} [-2v_i^n(Q_{i+1}^n - Q_i^n) + v_i^{n2}(A_{i+1}^n - A_i^n) - gA_i^n(y_{i+1}^n - y_i^n)] + g\Delta T A_i^n (S_o - S_f) + Q_i^n$$

گام تصحیح:

(ج-۳۴-۳)

$$y_i^{n+1} = \frac{1}{2} \left[(y_i^n + y_i^*) - \frac{\Delta t}{\Delta x(T+my_i^*)} (Q_i^* - Q_{i-1}^*) - \frac{\Delta t}{T+my_i^*} \left[((0.45C (T + 2 \left(\frac{y_i^*}{\cos(\arctan(m))} \right) (y_i^*)^{\frac{1}{3}}) / (4 * 10^6 + 3650(v_i^*)^{0.5})) \Delta x \right] \right]$$

(د-۳۴-۳)

$$Q_i^{n+1} = \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[-v_i^*(Q_i^* - Q_{i-1}^*) + \frac{v_i^{*2}}{2} (A_i^* - A_{i-1}^*) - \frac{gA_i^*}{2} (y_i^* - y_{i-1}^*) \right] + \frac{g\Delta t}{2} A_i^* (S_a - S_f) + \frac{1}{2} (Q_i^n + Q_i^*)$$

- معادله سنت ونانت به همراه معادله موسکات

گام پیش بینی:

(۳-۳۵-الف)

$$y_i^* = \left[(y_i^n) - \frac{\Delta t}{\Delta x(T+my_i^*)} (Q_{i+1}^n - Q_i^n) - \frac{\Delta t}{T+my_i^n} \left[ky_i^n \left(1.071 \left(\frac{T}{y_i^n} \right) + 1.786 \right) (m/1.5)\Delta x \right] \right]$$

(۳-۳۵-ب)

$$Q_i^* = \frac{\Delta T}{\Delta x} \left[-2v_i^n (Q_{i+1}^n - Q_i^n) + v_i^{n^2} (A_{i+1}^n - A_i^n) - gA_i^n (y_{i+1}^n - y_i^n) \right] + g\Delta TA_i^n (S_o - S_f) + Q_i^n$$

گام تصحیح:

(۳-۳۵-ج)

$$y_i^{n+1} = \frac{1}{2} \left[(y_i^n + y_i^*) - \frac{\Delta t}{\Delta x(T+my_i^*)} (Q_i^* - Q_{i-1}^*) - \frac{\Delta t}{T+my_i^*} \left[ky_i^* \left(1.071 \left(\frac{T}{y_i^*} \right) + 1.786 \right) (m/1.5)\Delta x \right] \right]$$

(۳-۳۵-د)

$$Q_i^{n+1} = \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[-v_i^* (Q_i^* - Q_{i-1}^*) + \frac{v_i^{*2}}{2} (A_i^* - A_{i-1}^*) - \frac{gA_i^*}{2} (y_i^* - y_{i-1}^*) \right] + \frac{g\Delta t}{2} A_i^* (S_a - S_f) + \frac{1}{2} (Q_i^n + Q_i^*)$$

فصل چهارم

محاسبات و نتایج

۱-۴ مقدمه

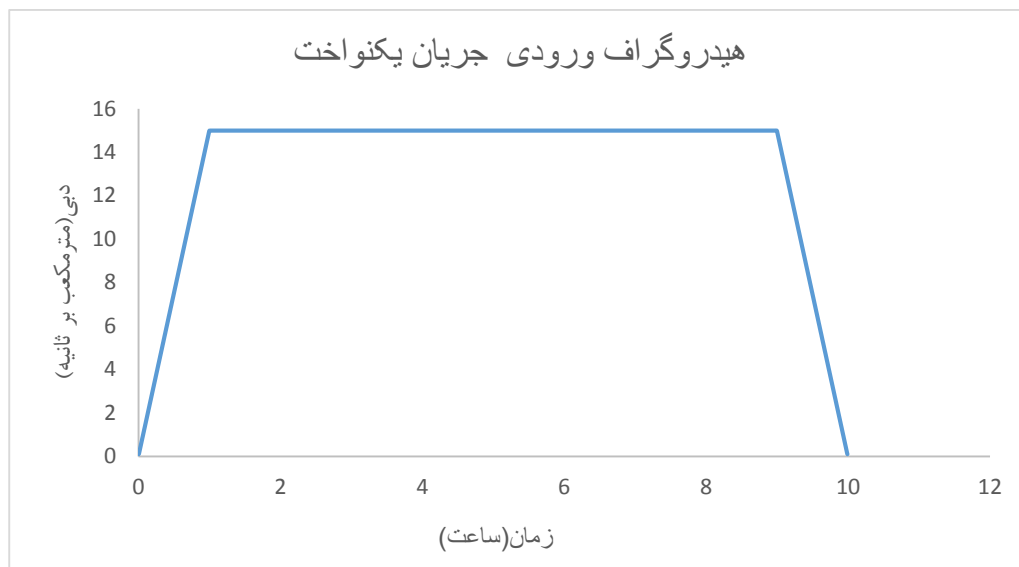
در این فصل به محاسبات مربوط به مدل سازی جریان سیلاب در دشت های خشک و هموار پرداخته و نتایج بدست آمده را ارائه شده است. از آنجائیکه جریان مورد مطالعه در دشت های خشک مورد بررسی قرار گرفته، از اینرو محاسبات روند یابی در دو بخش انجام شده است. در بخش اول ابتدا مدل عددی نوشته شده تحت الگوی تفاضل محدود صریح مک کورمک و به زبان visual basic را برای حالتی که نفوذپذیری بستر را صفر در نظر گرفته اجرا شده، تا بعد از انجام چند آزمون و مقایسه نتایج عددی با نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی موجود و اطمینان از صحت عملکرد کد کامپیوتری نوشته شده وارد بخش دوم می شویم. در بخش دوم ترم برآورد نفوذ را به معادلات سنت و نانت اضافه نموده و سپس با انجام دادن چند آزمون سعی بر آن داریم تا به بررسی اهداف مورد نظر بپردازیم.

۲-۴ مدل سازی بدون در نظر گرفتن ترم نفوذ

این بخش شامل سه آزمون می باشد: آزمون جریان یکنواخت، آزمون شکست کلاسیک سد و آزمون شکست سد در بستر شیب دار و خشک:

۱-۲-۴ آزمون جریان یکنواخت

برای ارزیابی مدل روندیابی دینامیکی از نظر دقت و صحت برنامه نویسی، برای برنامه کامپیوتری نوشته شده به عنوان ورودی برنامه یک هیدروگراف معرفی می نماییم. هیدروگراف در حالت نفوذ صفر، روندیابی می شود. هیدروگراف ورودی جریان پس از رسیدن به اوج خود تا یک مدت زمانی ثابت و یکنواخت شده و سپس نزول می کند که از آن به منظور بررسی قابلیت مدل در پیش بینی جریان یکنواخت استفاده شده (فتوحی و حسینی، ۱۳۸۶) و (قبادیان، ۱۳۹۰). این هیدروگراف در شکل (۱-۴) نشان داده شده است.



شکل (۴-۱) - هیدروگراف ورودی

هیدروگراف فوق در یک رودخانه فرضی به شکل ذوزنقه با عرض کف ۱۰۰ متر، شیب جانبی ۱:۱، طول ۱۰ کیلومتر، ضریب زبری ۰/۰۱ و شیب بستر ۰/۰۰۰۲ و برای بستری بدون نفوذ وارد شده است. تمامی داده های فوق به همراه هیدروگراف ورودی باید به عنوان ورودی، برای برنامه کامپیوتری نوشته شده تعریف شود.

از آنجاکه موضوع این پایان نامه، روند یابی جریان در حوضه های مناطق خشک می باشد، لذا قبل از وقوع سیل، هیچ آبی در رودخانه وجود ندارد و بنابراین به عنوان شرط اولیه می توان مقدار دبی و عمق آب را برابر صفر در نظر گرفت، البته جهت پایداری مدل عددی باید این مقدار نزدیک به صفر در نظر گرفته شود (فتوحی و حسینی، ۱۳۸۶) و (قبادیان، ۱۳۹۰).

در جریان های زیر بحرانی یک شرط مرزی در بالا دست و یک شرط مرزی در پایین دست تعریف می شود و چنانچه رژیم جریان فوق بحرانی باشد دو شرط مرزی در بالا دست نیاز است و به شرط مرزی در پایین دست نیازی نیست. این شرایط مرزی می تواند به صورت رابطه ای بین مشخصات جریان نظیر عمق و سرعت و یا بیان این متغیر ها به صورت توابعی از زمان در مرزهای بالادست و پایین دست بازه مورد نظر، تعریف شوند. در طرح مسائل روند یابی سیل به طور معمول هیدروگراف سیل در بالا دست بازه به عنوان شرایط مرزی بالادست استفاده می شود. در مرز پایین دست جریان، رابطه دبی اشل و یا

در صورت عدم وجود اطلاعات، از رابطه عمق نرمال به عنوان شرط مرزی پایین دست استفاده می شود (فتوحی و حسینی، ۱۳۸۶) و (قبادیان، ۱۳۹۰).

در نتیجه در مرحله اول باید تشخیص دهیم که جریان مورد نظر، فوق بحرانی است یا زیر بحرانی. بدین منظور باید عدد فرود جریان را با توجه به دبی ماکزیمم هیدروگراف جریان ورودی، بدست آوریم. برای این امر ابتدا از رابطه مانینگ (۱-۴) اندازه ارتفاع جریان متناظر با دبی ماکزیمم هیدروگراف ورودی محاسبه شده سپس با استفاده از رابطه (۲-۴) عدد فرود را محاسبه می کنیم.

$$Q = \frac{1}{N} AR^{\frac{2}{3}} \sqrt{S_0} \quad (1-4)$$

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{gy}} \quad (2-4)$$

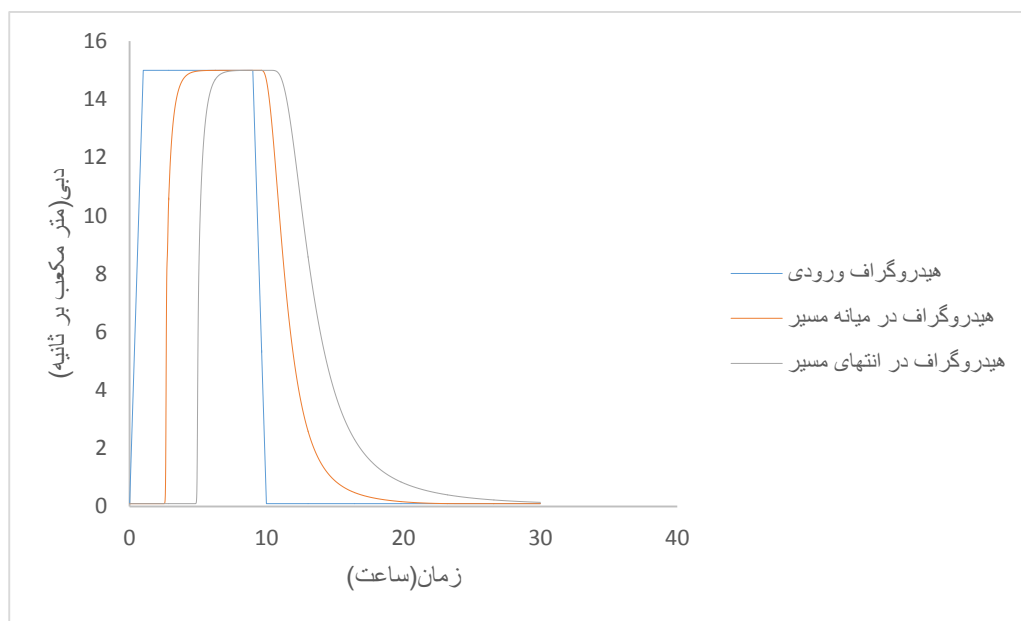
در روابط بالا A = سطح مقطع جریان عرضی (m^2)، R = شعاع هیدرولیکی (m)، S_0 = شیب بستر کانال، V = سرعت جریان (m/s)، g = شتاب گرانش و y = عمق جریان می باشد.

با توجه به دبی ماکزیمم جریان و محاسبه ارتفاع جریان، عدد فرود کوچکتر از یک بدست می آید که نشان دهنده یک جریان زیر بحرانی است. در نتیجه به یک شرط مرزی در بالادست و یک شرط مرزی در پایین دست نیاز می باشد.

برای اطمینان از پایداری مدل بهتر است به هیدروگراف ورودی جریان که به عنوان شرط مرزی بالا دست برای مدل عددی تعریف شده، مراجعه نموده. سپس ارتفاع و سرعت متناظر با دبی ماکزیمم هیدروگراف ورودی را با استفاده از رابطه مانینگ محاسبه می نماییم. مقادیر سرعت و ارتفاع (متناظر با دبی ماکزیمم هیدروگراف) بدست آمده را در رابطه (۳-۳۱)، جایگذاری نموده آنگاه با انتخاب عدد کورانت کوچکتر از یک و انتخاب گام مکانی دلخواه به محاسبه گام زمانی مناسب می پردازیم.

جهت پایداری مدل، با در نظر گرفتن عدد کورانت برابر با 0.4 و فواصل مکانی 100 متر، و مقادیر سرعت و ارتفاع متناظر با دبی ماکزیمم هیدروگراف ورودی، فواصل زمانی برابر 18 ثانیه محاسبه شده است.

از هیدروگراف ورودی به عنوان شرط مرزی بالا دست و از رابطه عمق نرمال به عنوان شرط مرزی پایین دست استفاده شده است و همانطور که قبلاً گفته شد جهت جلوگیری از واگرا شدن مدل، دبی پایه را $0/1$ متر مکعب بر ثانیه انتخاب نموده و برنامه را برای مدت زمان ۳۰ ساعت اجرا می نماییم. مشخصات هیدروگراف ورودی، هیدروگراف در میانه مسیر و هیدروگراف در انتهای مسیر در شکل (۲-۴) نشان داده شده است. حجم هیدروگراف ورودی 493230 متر مکعب، حجم هیدروگراف در میانه مسیر 492886 متر مکعب و حجم هیدروگراف در انتهای مسیر 492625 متر مکعب می باشد.



شکل (۲-۴)- مشخصات هیدروگراف ورودی، هیدروگراف در میانه مسیر و هیدروگراف خروجی

همانگونه که در شکل (۲-۴) مشاهده می شود مدل قابلیت پیش بینی جریان یکنواخت را دارد، زیرا اولاً هیدروگراف خروجی در زمان یکنواخت شدن هیدروگراف ورودی به صورت افقی ایجاد شده، ثانیاً عمق جریان یکنواخت با استفاده از فرمول مانینگ به ازای مشخصات رودخانه فرضی همان عمق آب ایجاد شده در سرتاسر بازه رودخانه می باشد و ثالثاً تغییرات حجم بین هیدروگرافهای ورودی، میانی و خروجی بسیار ناچیز می باشد (فتوحی و حسینی، ۱۳۸۶) و (قبادیان، ۱۳۹۰).

$$(hu)_0 = (hu)_1, \quad h_0 = h_1 \quad (4-4)$$

$$(hu)_{-1} = (hu)_1, \quad h_{-1} = h_1$$

که در آن پایین نوشت 1 نشانگر اولین گره محاسباتی در دامنه حل بوده و پایین نوشت های 0 و 1- به گره های موهومی اضافه شده در سمت چپ مدل اشاره می نمایند. روابط فوق بیان می کنند که عمق و سرعت جریان نبایستی در راستای عمود بر مرز غیر بازتابی تغییر نمایند.

۴-۲-۲-۱-۲-مرز بازتابی

برای اعمال شرط مرزی بازتابی که بیانگر یک دیواره نفوذناپذیر است، از روابط زیر

استفاده می گردد:

$$(hu)_0 = -(hu)_1, \quad h_0 = h_1 \quad (5-4)$$

$$(hu)_{-1} = -(hu)_1, \quad h_{-1} = h_1$$

رابطه فوق برای شبیه سازی دیواره نفوذناپذیر در سمت چپ دامنه محاسباتی قابل کاربرد است که در آن متغیرها تعریفی مشابه با مرز غیر بازتابی دارند. وجود علامت منفی در رابطه (۴-۴) از تغییر علامت سرعت جریان به نحوی که سرعت جریان در مرز جامد همواره برابر با صفر خواهد بود. این امر متضمن عدم عبور جریان از دیواره است.

۴-۲-۲-۲-شکست سد بر روی بستر افقی

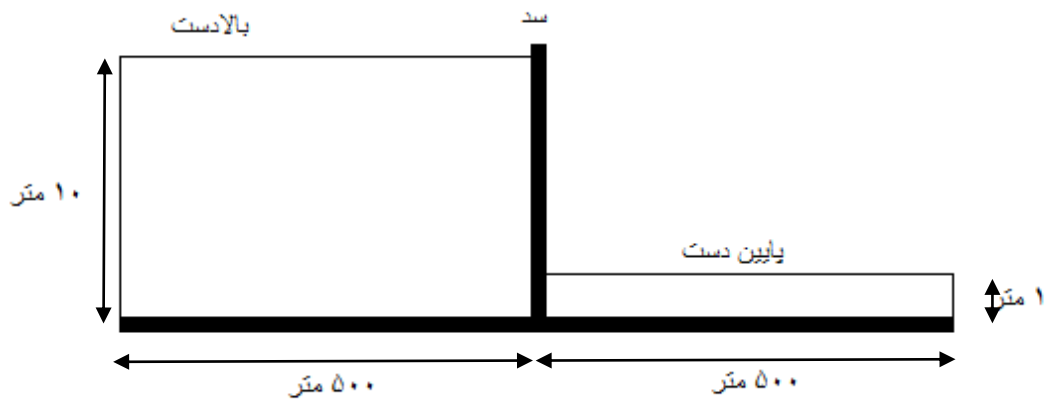
به عنوان اولین آزمون محاسباتی، در این قسمت به شبیه سازی انتشار امواج ناشی از شکست سد بر روی بستری افقی و بدون اصطکاک (شکست ایده آل) پرداخته شده است. در این مثال، کانالی به طول ۱۰۰۰ متر به وسیله سدی که در وسط آن قرار دارد به دو قسمت مجزا تقسیم شده: مخزنی از آب به عمق $h=10$ متر در بالادست سد و آبی به عمق $h=1$ متر در پایین دست آن قرار گرفته است (شکل ۴-۳-الف). پیکره آب در دو قسمت مذکور به صورت ساکن در نظر گرفته شده و مرز های چپ و راست دامنه محاسباتی با شرط مرزی غیر بازتابی در مدل عددی وارد می شود. نیمرخ عمق اولیه جریان دارای یک ناپیوستگی در محل سد است. در نتیجه ی برداشت ناگهانی سد در لحظه $t=0$ ، یک موج

اشتراک و یک موج منفی بوجود می آیند که به ترتیب در جهات پایین دست و بالادست آبراهه منتشر می گردند. موج اشترک افزایش عمق و موج منفی کاهش عمق را در مسیر انتشار خود به همراه دارند. از آنجا که نسبت عمق پایین دست به عمق بالا دست آن از مقدار $0/138$ کوچکتر است، جریان های زیر بحرانی و فوق بحرانی به صورت همزمان در دامنه حل بوجود می آیند (Henderson, 1966).

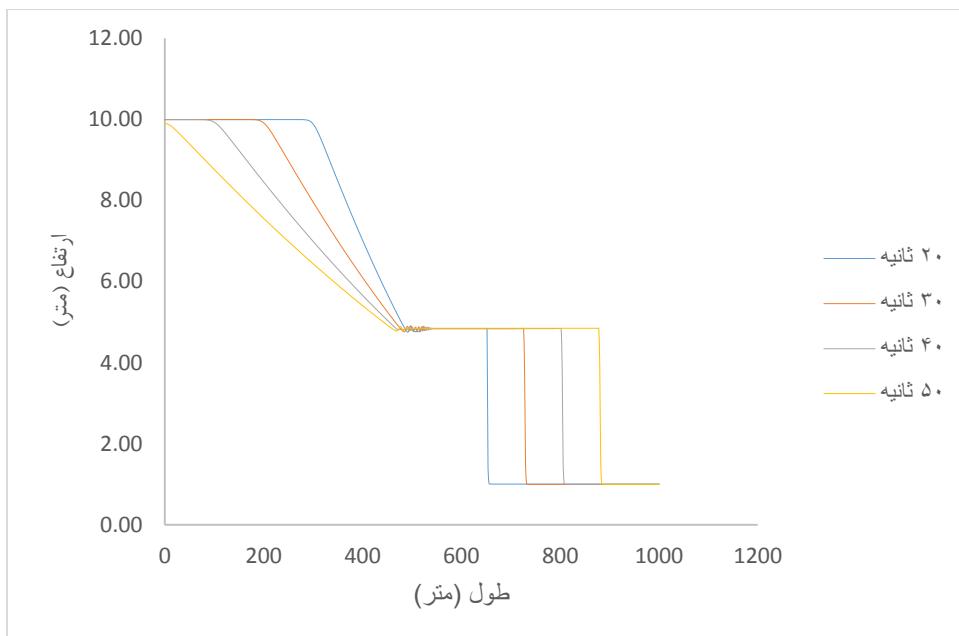
خوشبختانه این مسئله شکست سد دارای حل تحلیلی می باشد که به عنوان نمونه در تورو (2001) و نوران (2008) گزارش شده است. با هدف بررسی عملکرد الگوی حاضر در حل معادلات آب کم عمق، خطای میان حل عددی و تحلیلی به کمک معیار زیر ارزیابی می گردد:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_p - x_0)^2} \quad (6-4)$$

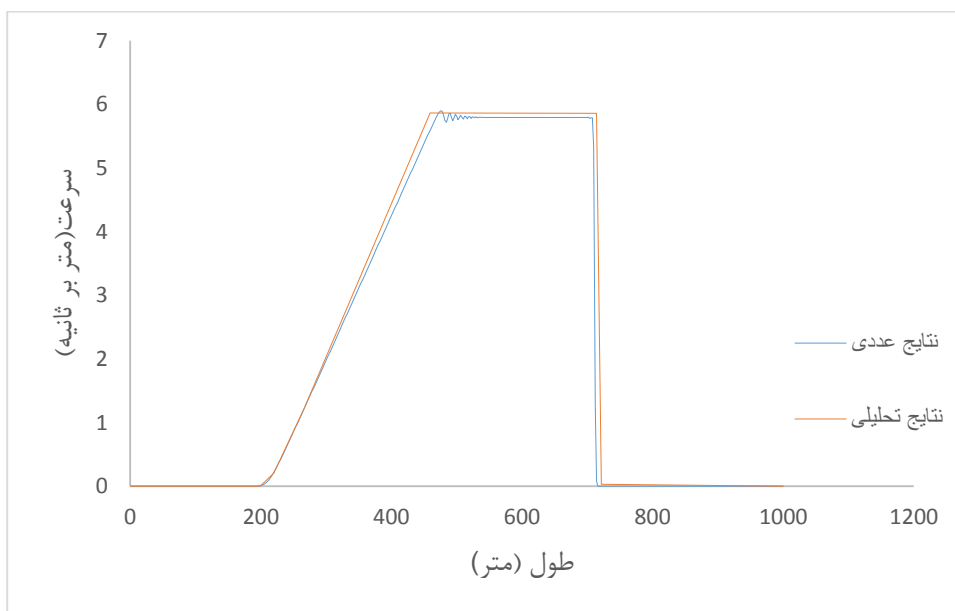
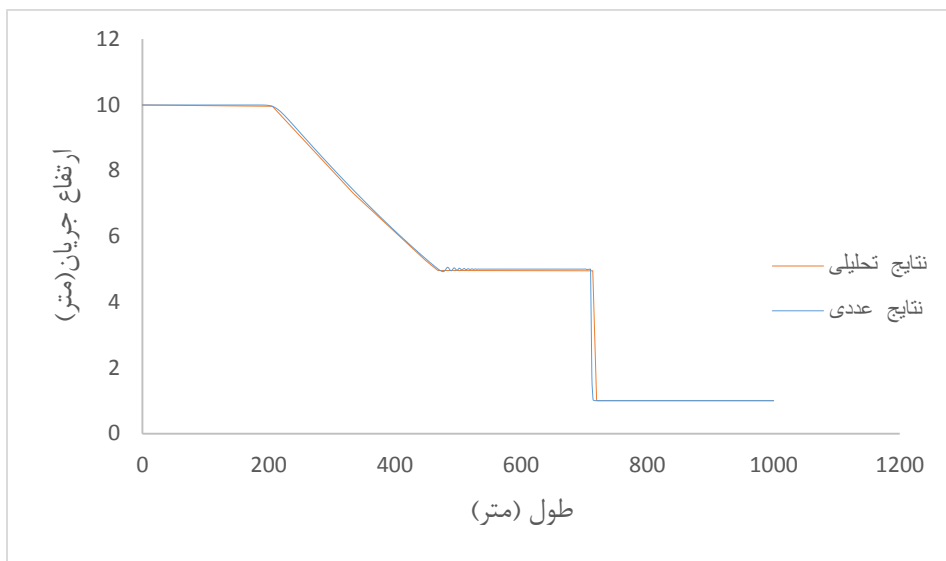
شاخص فوق معروف به خطای جذر میانگین مربعات می باشد. این شاخص ابتدا، اختلاف تک تک مقادیر مشاهده شده را با مقادیر پیش بینی شده بوسیله مدل محاسبه نموده و به توان دو می رساند سپس از این اختلاف میانگین گرفته و در نهایت جذر عدد میانگین را ارائه می دهد. این شاخص معیاری برای سنجش دقت نتایج است و معمولاً هر چه مدل بهتر بر داده ها منطبق باشد مقدار آن کمتر میشود. مقایسه نتایج حاصل از شبیه سازی عددی با استفاده از 250 سلول محاسباتی برای دو کمیت عمق و سرعت جریان در زمان $t=29$ ثانیه با حل تحلیلی تورو (2001) در شکل (4-3-ج) و همچنین نمودارهای عمق و سرعت در زمانهای 40 و 50 ثانیه در شکل های (4-4) و (5-4) آورده شده است:



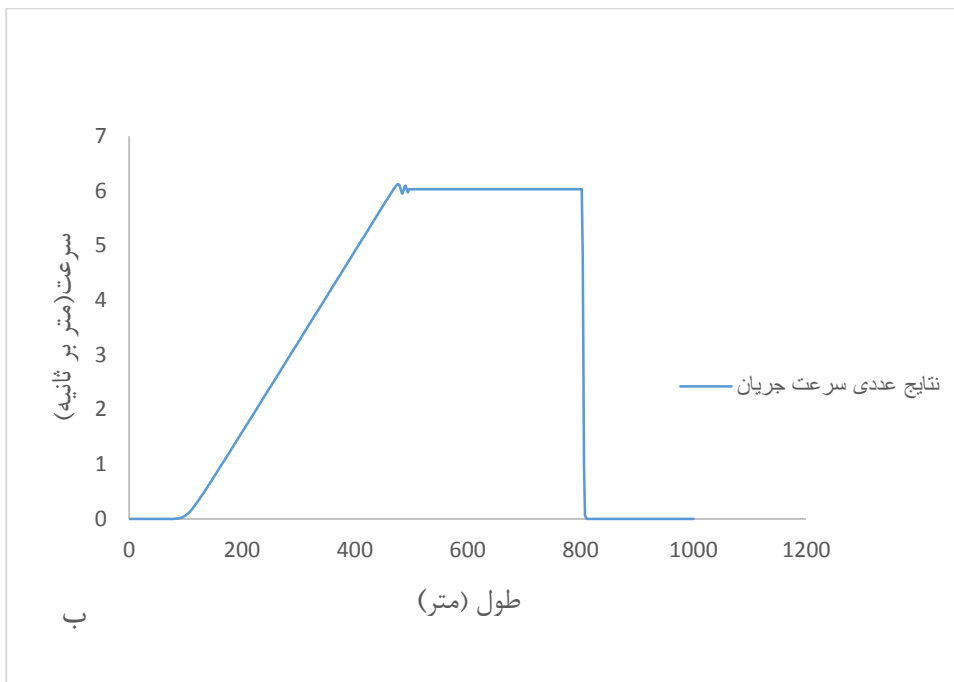
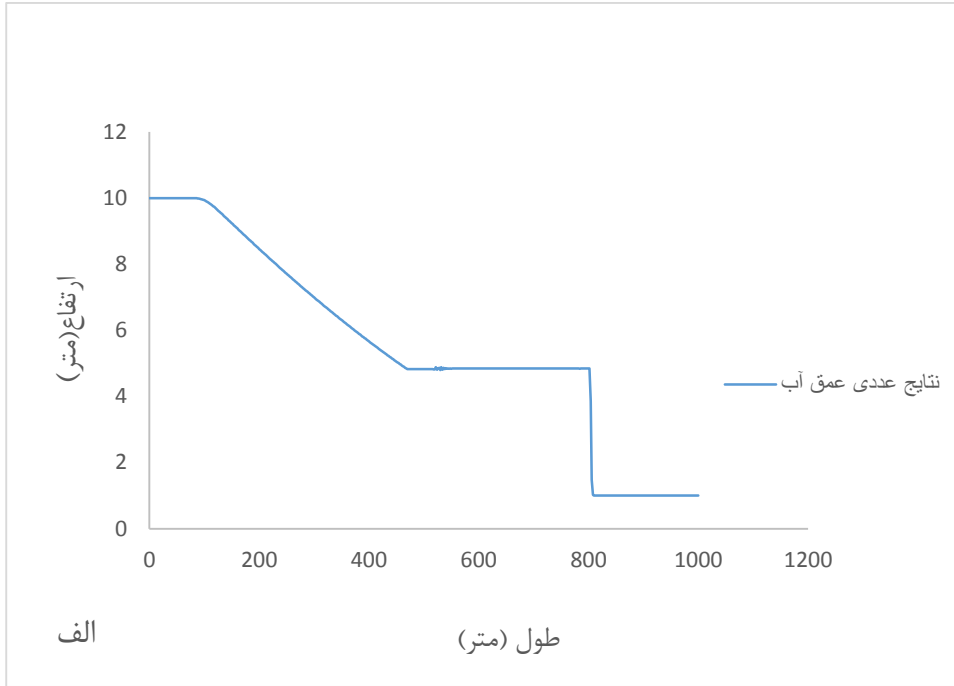
شکل (۴-۳-الف) نمایش مسئله شکست سد در بستر افقی در زمان $t = 0$



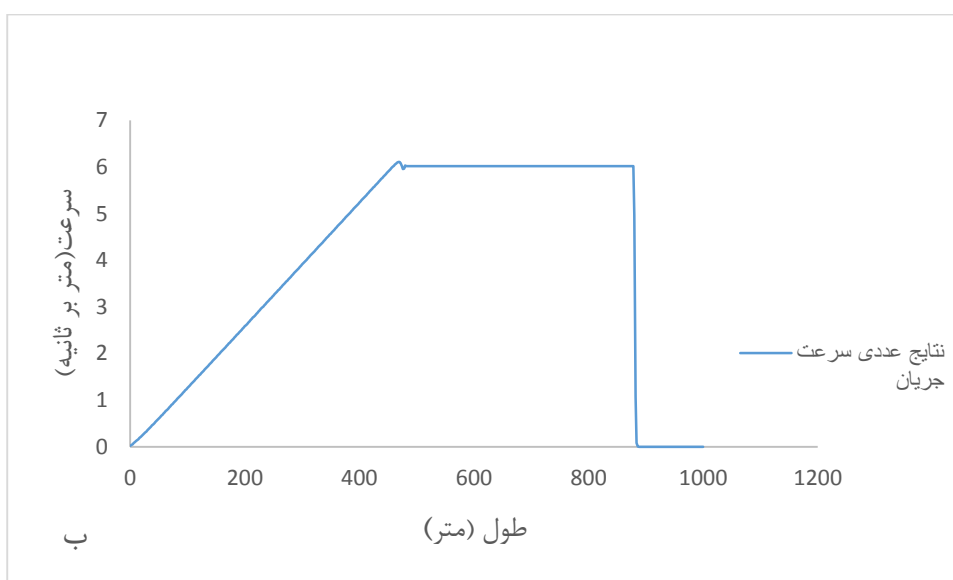
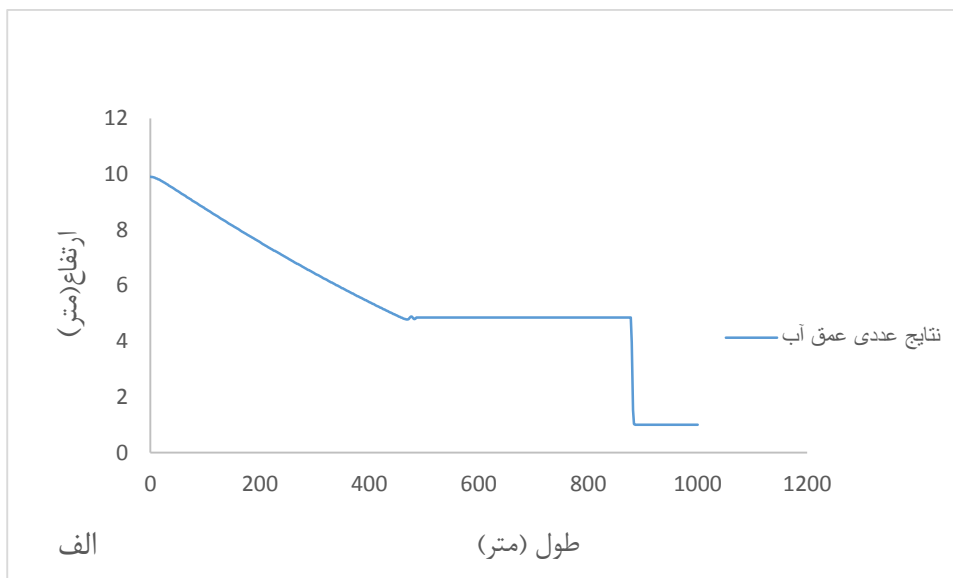
شکل (۴-۳-ب) نمایش مسئله شکست سد در بستر افقی در زمان های متفاوت



شکل (۴-۳-ج) مقایسه نتایج حل عددی با حل تحلیلی تورو (۲۰۰۱)، (t=۲۹) ثانیه



شکل (۴-۴) نتایج حل عددی الف-عمق، ب-سرعت (۴۰ ثانیه)



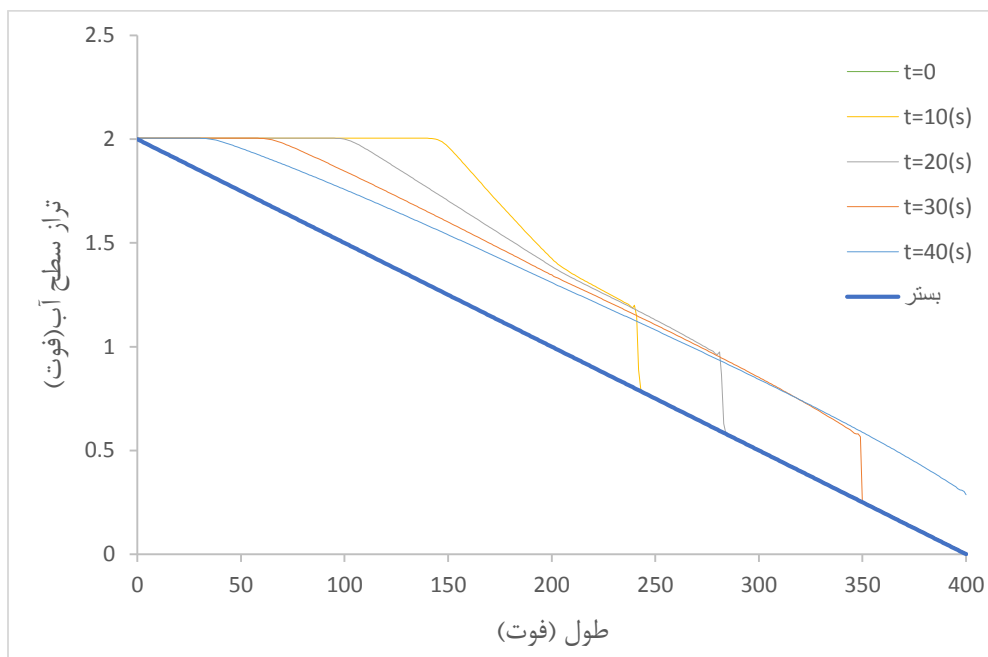
شکل (۴-۵) نتایج حل عددی الف-عمق، ب-سرعت (۵۰ ثانیه)

با بررسی نتایج حاصل از مدل عددی در زمان ۲۹ ثانیه و مقایسه با نتایج تحلیلی تورو (۲۰۰۱)، شاخص ($RMSE = 0/04934$) برای عمق جریان و ($RMSE = 0/09084$) برای سرعت جریان بدست آمد که خود گویای دقت قابل قبول مدل عددی در شبیه سازی پدیده شکست سد در بستر صاف و بدون اصطکاک می باشد.

۳-۲-۲-۴ شکست سد بر روی بستر شیب دار خشک

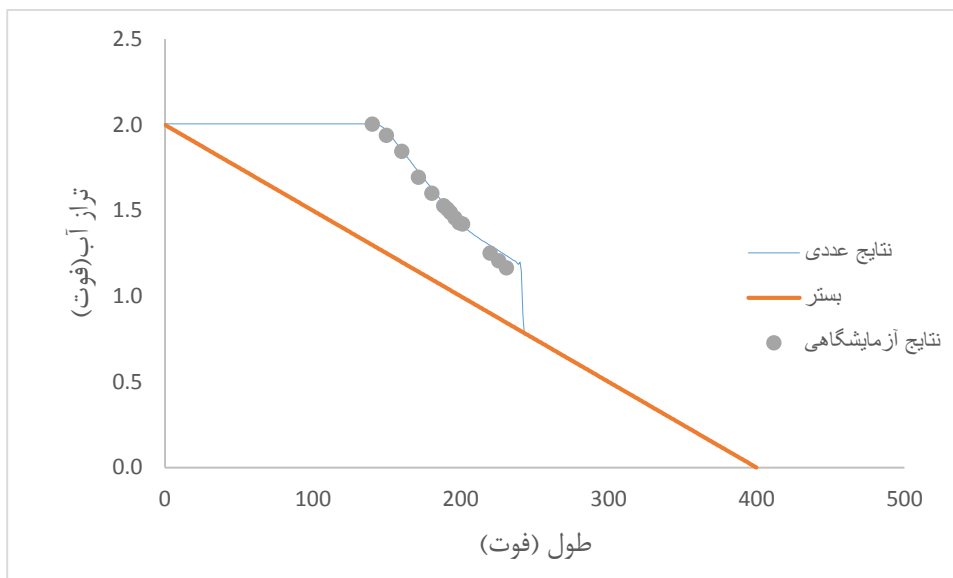
در این آزمون محاسباتی، نتایج مدل ارائه شده با داده های آزمایشگاهی WES^{۴۳} گزارش شده در اچ سیو و ییه (۲۰۰۲) و گوتاردیو ونوتلی (۲۰۰۳) مقایسه می گردد. فلوم بکار رفته در این آزمایشگاه دارای طول و عرض ۴۰۰ فوت و ۴ فوت (تقریباً برابر ۱۲۲ متر و ۱٫۲۲ متر). شیب $S_o = 0.005$ بوده و در وسط آن مدل سدی قرار دارد که مخزنی به عمق $h=1$ ft، در محل سد را از پایین دست خشک ($h=0.005$ ft) فلوم جدا می نماید.

نیمرخ آزاد شبیه سازی شده جریان در زمان های گوناگون پس از شکست سد در شکل (۴-۶ الف) به تصویر کشیده شده است. نیمرخ سطح آزاد در لحظات $t=10$ و $t=20$ ثانیه نیز با نتایج بدست آمده در آزمایشگاه مقایسه شده است که به ترتیب در شکل های شماره (۴-۶ ب)، (۴-۶ ج) ارائه شده است.



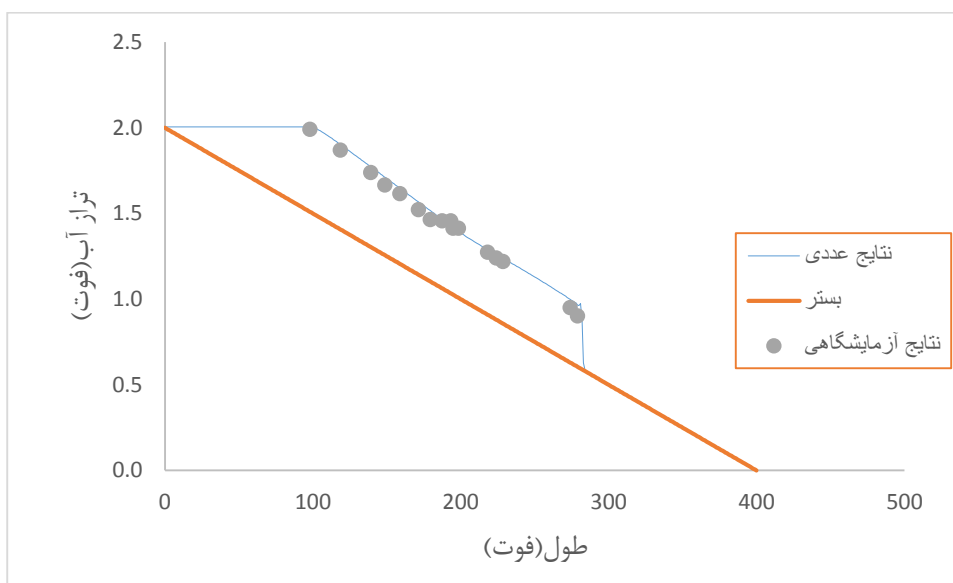
شکل (۴-۶ الف) شکست سد بر روی بستر شیبدار، نیمرخ سطح آزاد در لحظات مختلف

^{۴۳} Waterway Experiment Station



شکل (۴-۶-ب) شکست سد بر روی بستر شیبدار، مقایسه نیمرخ سطح آزاد آب در لحظه $t = 10$ ثانیه با داده های

آزمایشگاهی WES

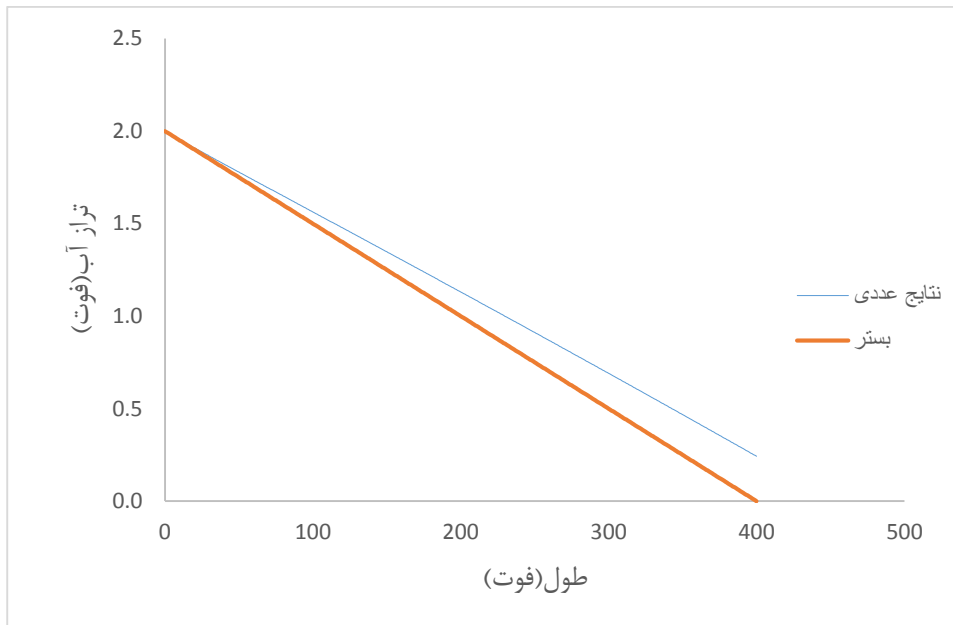


شکل (۴-۶-ج) شکست سد بر روی بستر شیبدار، مقایسه نیمرخ سطح آزاد آب در لحظه $t = 20$ ثانیه با داده های

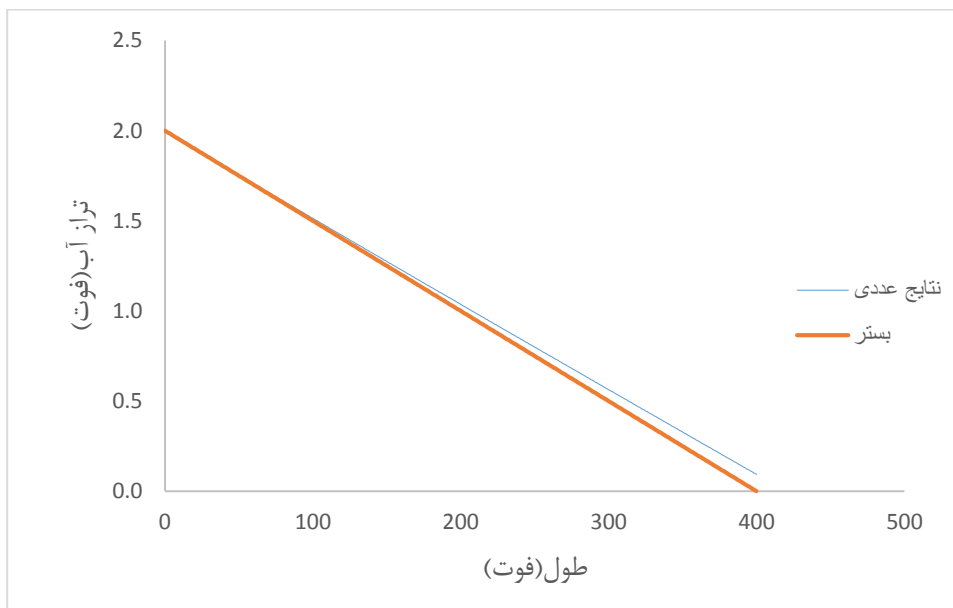
آزمایشگاهی WES

در این شبیه سازی دامنه حل به کمک ۴۰۰ سلول محاسباتی تفکیک شده و گام زمانی نیز با اختصاص عدد کورانته $C_n = 0.6$ محدود شده است. زبری بستر با در نظر گرفتن ضریب مانینگ $n = 0.009$ در

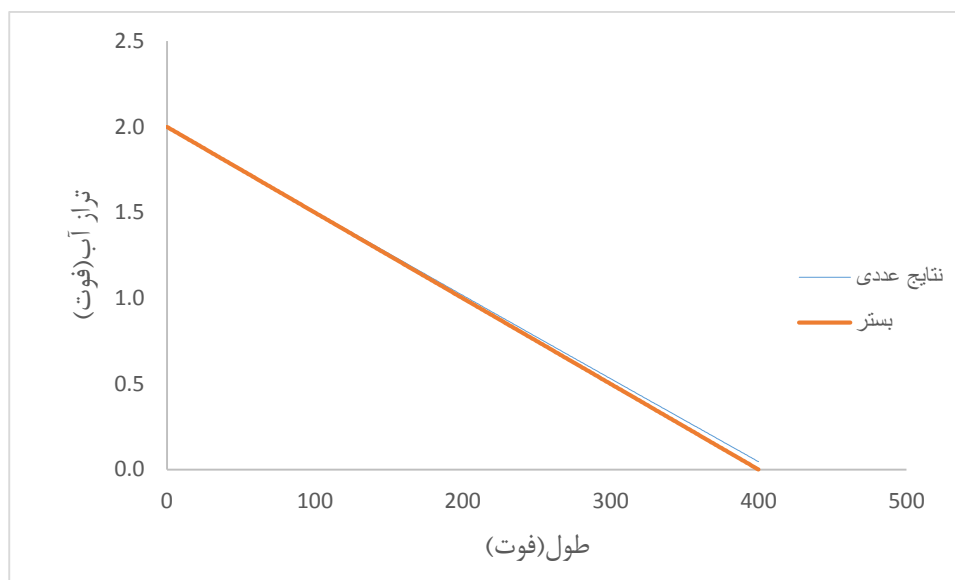
محاسبات گنجانده شده و در دو انتهای بالا دست و پایین دست از شرط مرزی غیر بازتابی استفاده گردیده است. با گذشت زمان از عمق جریان کاسته شده و نهایتاً در زمان $t = 400$ ثانیه، تمامی نمودار ها عملاً وضعیت بستر خشک (عمق آب $h = 0.05$ فوت) را نشان می دهند. شکل‌های (۷-۴)، (۸-۴) و (۹-۴) نیمرخ سطح آب را در زمانهای ۱۰۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ ثانیه نشان میدهد:



شکل (۷-۴)، شکست سد روی بستر شیبدار، نیمرخ سطح آزاد آب در ۱۰۰ ثانیه



شکل (۸-۴)، شکست سد روی بستر شیبدار، نیمرخ سطح آزاد آب در ۲۰۰ ثانیه



شکل (۴-۹)، شکست سد روی بستر شیبدار، نیمرخ سطح آزاد آب در ۳۰۰ ثانیه

با بررسی نتایج حاصل از مدل عددی (ارتفاع بستر جریان) در زمان های ۱۰ ثانیه و ۲۰ ثانیه و مقایسه با نتایج آزمایشگاهی WES، شاخص ($RMSE = 0.03096$) برای زمان ۱۰ ثانیه و شاخص ($RMSE = 0.0327$) برای زمان ۲۰ ثانیه بدست آمد که خود گویای دقت قابل قبول مدل در شبیه سازی پدیده شکست سد در بستر شیبدار و خشک می باشد.

۳-۴ مدل سازی با در نظر گرفتن ترم نفوذ

در این بخش که بخش دوم آزمون های پایان نامه می باشد با وارد کردن ترم نفوذ به معادله پیوستگی به مدل سازی جریان پرداخته می شود. در بخش قبل با انجام آزمونهای جریان یکنواخت و شکست سد از صحت نتایج حاصل از مدل عددی، اطمینان حاصل شد. در این بخش به بررسی تأثیرات نفوذ پذیری بر موج سیلاب توسط سه آزمون پرداخته می شود. آزمون اول با اضافه کردن معادلات مختلف برآورد نفوذ به معادله پیوستگی و مقایسه نتایج خروجی حاصل از مدل کامپیوتری نوشته شده با نتایج مشاهداتی (رودخانه هوگس واش) و نتایج حاصل از مدل های عددی شبیه سازی گشته، دقیق ترین معادله برآورد نفوذ را انتخاب کرده و سپس در آزمونهای بعدی به بررسی تأثیرات وارده حاصل از معادله انتخاب شده نفوذ بر روی موج حاصل از شکست سد در بستر صاف و بستر شیب دار

پرداخته و سپس در مرحله آخر مجددا مدل عددی نوشته شده را برای رودخانه ای هوگس واش اجرا کرده و نتایج حاصله را مورد بررسی قرار خواهیم داد.

۴-۳-۱ مطالعه موردی رودخانه هوگس واش^{۴۴}

به منظور ارزیابی مدل در شبیه سازی سیلاب در رودخانه های فصلی و پیش بینی مقادیر نفوذ از داده های اندازه گیری شده مربوط به سیل سی ام ژولای ۱۹۹۶ رودخانه فصلی واش در حوضه والنات گالچ^{۴۵} در جنوب شرقی آریزونا در حدفاصل فلوم شماره ۱۱ و فلوم شماره ۸ در شکل (۴-۱۰) استفاده شد (فتوحی و حسینی، ۱۳۸۶) و (قبادیان، ۱۳۹۰).



شکل (۴-۱۰)، بازه رودخانه واش بین فلوم های شماره ۱۱ و ۸ در حوضه والنات گالچ

هیدروگراف های این سیل بنام هیدروگراف Lane شناخته شده اند. رودخانه مذکور در محدوده مورد مطالعه دارای طول ۶/۴ کیلومتر باشیب تند و عمق کم می باشد. عرض رودخانه از ۴/۶ تا ۱۳/۷ متر

^{۴۴} Hughes wash

^{۴۵} Walnut gulch

متغیر است و مقدار میانگین حدود ۱۱ متر گزارش شده است. بیشتر طول رودخانه دارای بستر شنی و سنگریزه ای با ضخامت از صفر تا ۳/۴ متر متغیر است و شیب جداره جانبی کانال ۱:۱ می باشد. در شکل (۴-۱۱) تصویری از این رودخانه در زمان مطالعه نشان داده شده است (فتوحی و حسینی، ۱۳۸۶) و (قبادیان، ۱۳۹۰):

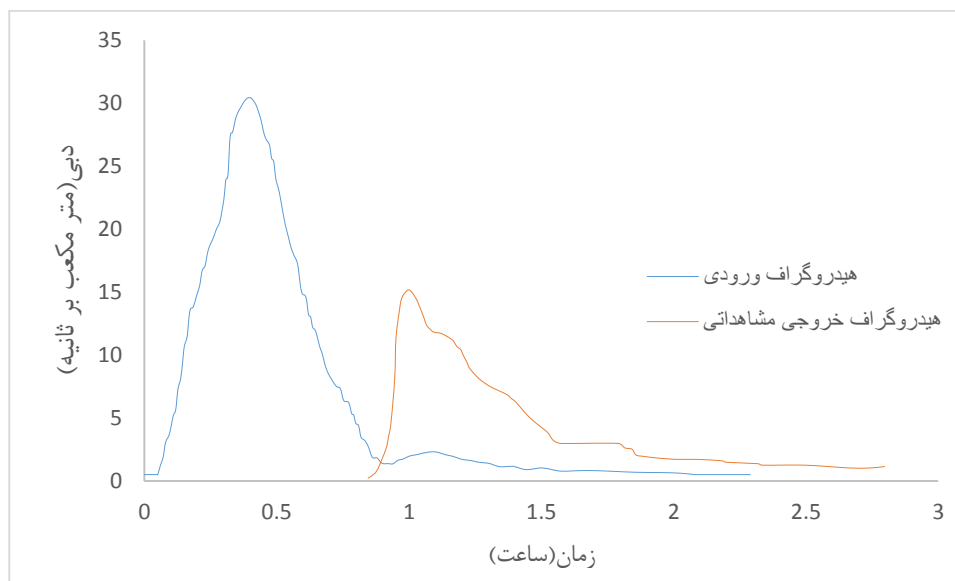


شکل (۴-۱۱)، تصویری از مقطع تیپ رودخانه در زمان اندازه گیری

شیب محلی بستر رودخانه تقریباً ۱/۲ درصد است و عمق جریان در رودخانه در بیشتر سیلاب های اتفاق افتاده تا آن زمان در آن بین ۰/۳ تا ۰/۴۶ متر برآورد شده است. سرعت متوسط آب در رودخانه نیز بین ۱/۲ تا ۲/۱ متر در ثانیه برآورد شده است. همه سیلاب های اتفاق افتاده، تولید رواناب نمی کرده اند و تجربیات قبلی نشان داده است که برای تولید رواناب در رودخانه حداقل حدود ۵ میلی متر بارندگی نیاز بوده است. حداقل ۸ تا ۱۰ جریان سیلاب در هر سال رخ داده است که هر جریانی ۲ تا ۵ ساعت با زمان اوج ۱۵ تا ۳۰ دقیقه تداوم داشته است (فتوحی و حسینی، ۱۳۸۶) و (قبادیان، ۱۳۹۰). با توجه به مشخصات رودخانه ضریب زبری مانکینگ برای بازه مورد مطالعه ۰/۰۳۵ در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که در تحقیقات انجام شده توسط فتوحی و حسینی و قبادیان نیز همین ضریب

زبری برای رودخانه مذکور لحاظ شده است. در این پایان نامه همانطور که قبلاً گفته شده از ۴ معادله تجربی اینگهام، دیویس ویلسون، مورتیس و موسکات برای برآورد مقادیر نفوذ در هر گره شبکه محاسباتی استفاده شده است. با توجه به بستر شنی سنگریزه ای که دارای بافت خاک سبک می باشد، ضریب نفوذپذیری k برای رابطه موسکات 0.0001 متر بر ثانیه و ضریب c در رابطه اینگهام، دیویس ویلسون و مورتیس به ترتیب $5/5$ ، 25 و 0.66 در نظر گرفته شد. با توجه به شیب تند بستر رودخانه معادل $1/2$ درصد گام مکانی 68 متر و گام زمانی مناسب برای این حالت 1 ثانیه و عدد کورانت 0.2 انتخاب شده است. از آنجائیکه رودخانه مذکور قبل از وقوع سیلاب خشک بوده، در نظر گرفتن عمق جریان صفر یا دبی صفر به عنوان شرط اولیه برای مدل باعث واگرا شدن آن در شروع محاسبات می شود (فتوحی و حسینی، 1386) و (قبادیان، 1390). از اینرو برای جلوگیری از کاهش دقت مدل و عدم واگرا شدن آن عمق جریان در تمام مقاطع برابر پنج سانتی متر به عنوان شرط اولیه در نظر گرفته شده است.

به عنوان شرط مرزی بالا دست از هیدروگراف $lane$ ، شکل (۴-۱۲) به عنوان ورودی و برای شرط مرزی پایین دست از رابطه عمق نرمال استفاده می کنیم. همچنین در شکل (۴-۱۲)، هیدروگراف خروجی اندازه گیری شده در فلوم ۸ به تصویر کشیده شده است.

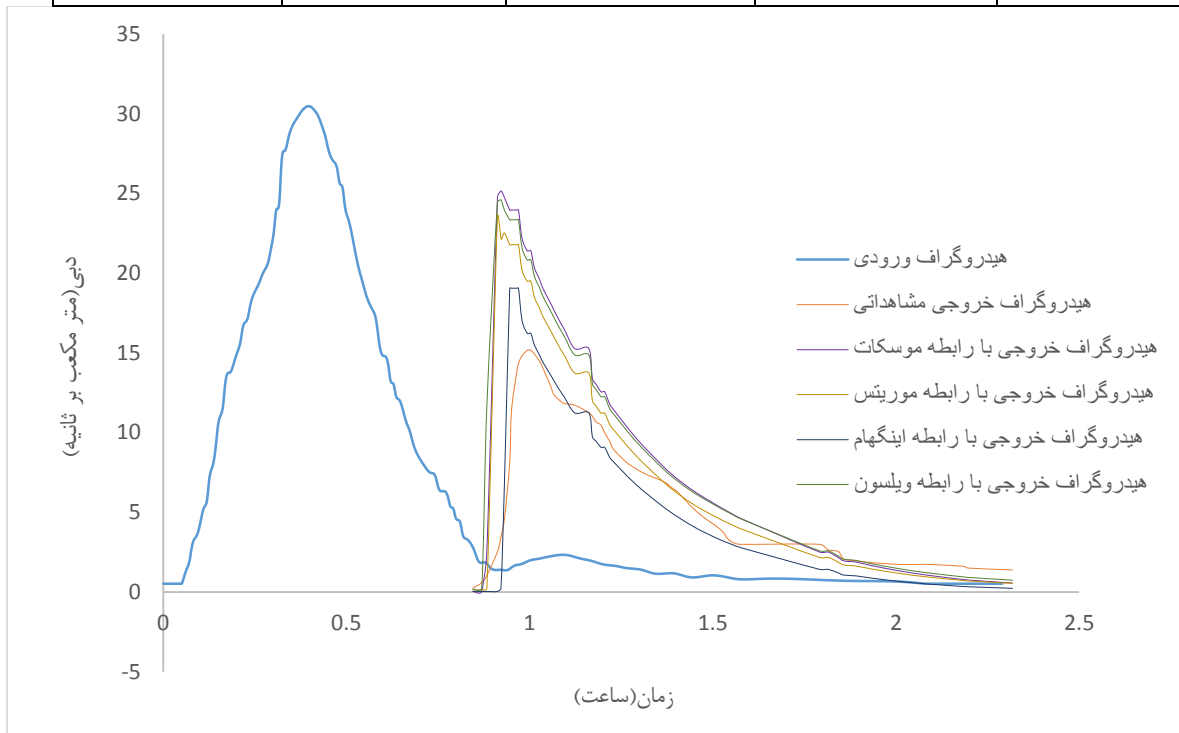


شکل (۴-۱۲)، هیدروگراف ورودی و خروجی اندازه گیری شده در فلوم های ۱۱ و ۸

جدول (۴-۱) و شکل (۴-۱۳) نتایج حاصل از خروج مدل عددی بواسطه روابط تجربی مختلف نفوذ و همچنین معیار RSME جهت برآورد مقادیر خطای مدلسازی در قیاس با نتایج مشاهداتی آورده شده است.

جدول (۴-۱)، مقایسه نتایج خروجی حاصل از معادلات تجربی نفوذ متفاوت با نتیجه مشاهداتی

هیدروگراف خروجی	دبی پیک در مقطع خروجی (متر مکعب بر ثانیه)	زمان رسیدن به دبی پیک (ثانیه.دقیقه)	حجم هیدروگراف خروجی (متر مکعب)	RSME
مشاهداتی	۱۵/۱۴۷۵	۶۰,۱۲	۲۶۸۰۴/۴۹	
Ingham	۱۹/۰۴۴	۵۹,۳۴	۲۹۴۹۰/۴۵	۲/۳۹۵۵
Moritz	۲۱/۷۸	۵۸,۵۹	۳۳۲۰۹/۵۴	۵/۷۲
Willson	۲۳/۳۵	۵۸,۴۰	۳۷۴۶۱/۳۶	۶/۶۵
Muscat	۲۳/۹۴	۵۸/۳۳	۳۷۶۶۶/۴	۶/۷۷



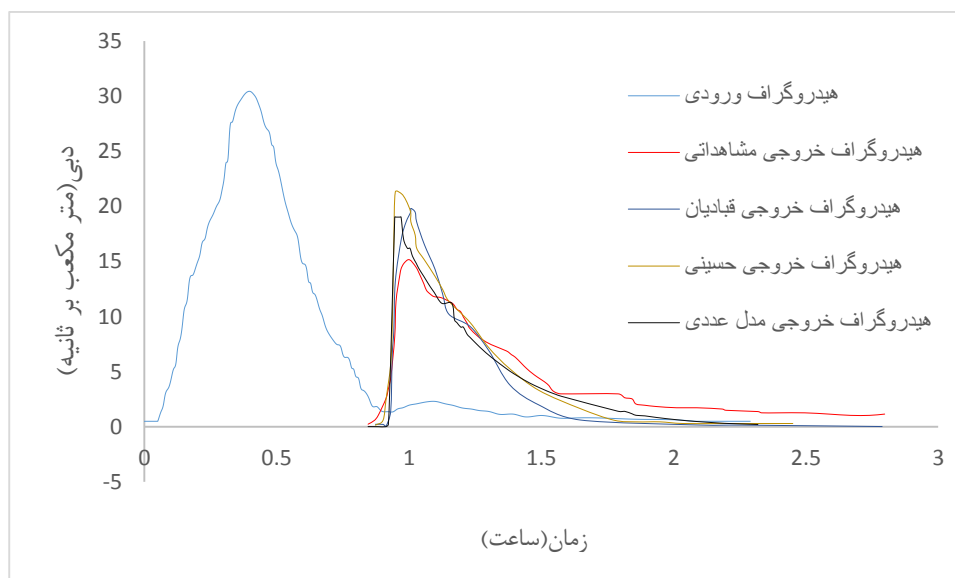
شکل (۴-۱۳)، هیدروگراف خروجی مشاهداتی به همراه هیدروگرافهای بدست آمده از مدل عددی با معادلات نفوذ

متفاوت به همراه هیدروگراف ورودی

همانطور که در جدول (۴-۱) و شکل (۴-۱۳) مشاهده می شود رابطه اینگهام دارای کمترین خطا ($RMSE = ۲/۳۹۵۵$) می باشد. در این مدل زمان اوج هیدروگراف، تقریباً برابر با هیدروگراف خروجی lane می باشد. هیدروگراف خروجی مدل پخش تر بوده و دارای دبی اوج کمتری می باشد. دبی اوج هیدروگراف خروجی lane و مدل با نفوذپذیری اینگهام، به ترتیب برابر $۱۵/۱۴۷۵$ و $۱۹/۰۴۴$ متر مکعب در ثانیه میباشد که نشان می دهد مدل مقدار دبی اوج را بیشتر پیش بینی کرده است. همچنین مدل عددی نوشته شده زمان رسیدن به دبی پیک را ۵۹ دقیقه و ۳۴ ثانیه برآورد کرده و این در حالی می باشد که دبی پیک مشاهداتی خروجی در زمان ۶۰ دقیقه و ۱۲ ثانیه رخ میدهد. حجم هیدروگراف خروجی برآورد شده با مدل بوسیله رابطه اینگهام، ۱۸ درصد بیشتر از حجم هیدروگراف مشاهداتی می باشد. مقادیر نفوذ در اندازه گیرهای lane، ۲۳۹۳۹ متر مکعب و مقادیر نفوذ محاسبه شده توسط مدل ۲۱۲۵۳ متر مکعب می باشد که نشان می دهد مدل مقادیر نفوذ را به اندازه ۱۱ درصد کمتر از مقدار واقعی برآورد می کند.

لازم به ذکر است که مطالعه ی موردی ذکر شده در فوق، توسط حسینی و قبادیان با در نظر گرفتن نفوذپذیری بستر مورد بررسی قرار گرفت. هیدروگراف خروجی مشاهده شده توسط حسینی و قبادیان به تربیت برابر $۲۳/۲$ و $۱۹/۸۴$ متر مکعب بر ثانیه می باشد. همچنین مدل های نامبردگان زمان رسیدن به دبی اوج را به تربیت برابر ۵۸ دقیقه و ۱۲ ثانیه و ۶۴ دقیقه و ۴۸ ثانیه و مدل عددی قبادیان حجم هیدروگراف خروجی را ۲۰ درصد بیشتر از مقدار مشاهداتی برآورد نمود (قبادیان، ۱۳۹۰).

مقایسه ای از هیدروگراف خروجی نامبردگان، مشاهداتی و مدل عددی حاضر در شکل (۴-۱۴) ارائه شده است.



شکل (۴-۱۴)، مقایسه هیدروگراف خروجی قبادیان، حسینی، مشاهداتی و مدل عددی ارائه شده

از جمله علت‌های اختلاف مقادیر نفوذ محاسباتی و نفوذ مشاهداتی می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- ۱- وجود حفرات، درزها و ترک‌ها در بستر و جداره‌های کانال‌ها، رودخانه‌ها و یا دشت‌ها که در مناطق مختلف جغرافیایی واقع شده‌اند، متفاوت می‌باشد. معادلات تجربی متفاوت نفوذ، حاصل بررسی محققین در مناطق جغرافیایی متفاوت می‌باشد که هر منطقه ممکن است دارای درزها و ترک‌های متفاوت در بستر و جداره‌ها باشد، در نتیجه این معادلات نمی‌توانند برای تمامی مناطق برآورد دقیقی از میزان حجم آب نفوذ یافته در بستر خاک داشته باشند.
- ۲- پوشش گیاهی موجود در بستر و جداره مسیر در هیچ یک از روابط تجربی منظور نشده است و برای هر منطقه جغرافیایی متفاوت می‌باشد.
- ۳- دامنه وسیع تغییرات ضرایب مربوط به جنس خاک در معادلات تجربی، انواع بافت‌های خاک را در بر نمی‌گیرد.

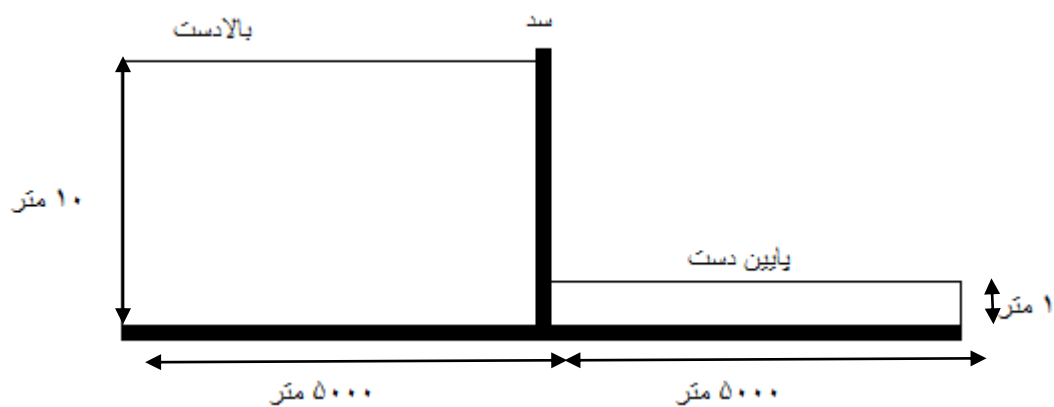
بنابراین با توجه به بافت‌های کلی محل طرح (بافت سبک)، مقادیر نفوذ اندازه‌گیری شده بالا بوده و مقادیر محاسباتی به لحاظ در نظر نگرفتن دقیق مرزبندی‌های جنس و بافت خاک در فرمول‌ها، متفاوت از نتایج مشاهداتی بدست می‌آید.

به هر حال این مدل‌سازی در محدوده مسائل علمی برای چندین پدیده پیچیده‌ای قابل توجه است و از بین ۴ معادله نفوذ نامبرده، معادله اینگهام دارای دقت بیشتری می‌باشد.

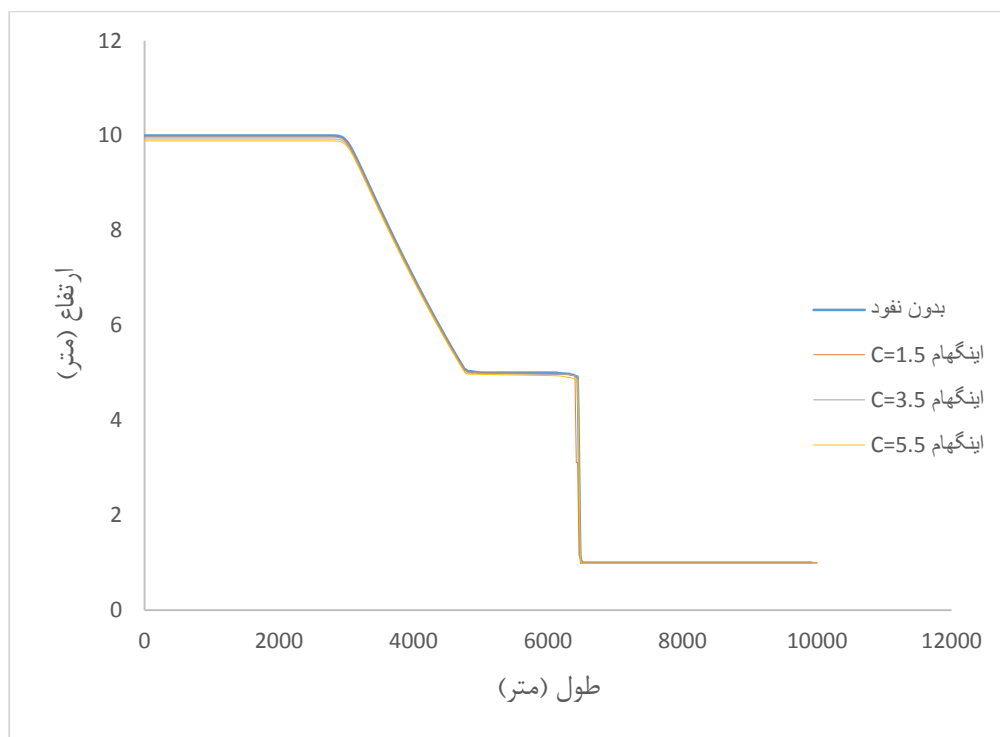
۴-۳-۲ مدل‌سازی شکست سد بر روی بستر افقی با در نظر گرفتن نفوذ پذیری :

همانطور که در بخش (۴-۳-۱) بررسی کردیم از بین چهار رابطه تجربی استفاده شده در برآورد نفوذ، معادله اینگهام نتایج خروجی دقیق تری نسبت به معادلات دیگر بدست آورد. در نتیجه در آزمون قبلی سعی بر آن بود که بهترین و دقیق ترین معادله را برآورد نماییم. در این آزمون سعی بر این است که با در نظر گرفتن بسترهای متفاوت (از نظر بافت خاک)، تاثیر تغییر جنس بستر را بر پیشروی موج حاصل از شکست سد در بستر صاف و بدون اصطکاک را بررسی نماییم. در نتیجه در مدل عددی نوشته شده در این مرحله، معادله اینگهام را به عنوان معادله ای برای برآورد ترم نفوذ، به معادله پیوستگی اضافه خواهد شد. در این آزمون کانالی به طول ۱۰ کیلومتر به وسیله سدی که در وسط آن قرار دارد و به دو قسمت مجزا تقسیم شده، در نظر گرفته شده است. مخزنی از آب به عمق ۱۰ متر در بالادست و آبی به عمق ۱ متر در پایین دست آن قرار گرفته است (شکل ۴-۱۵).

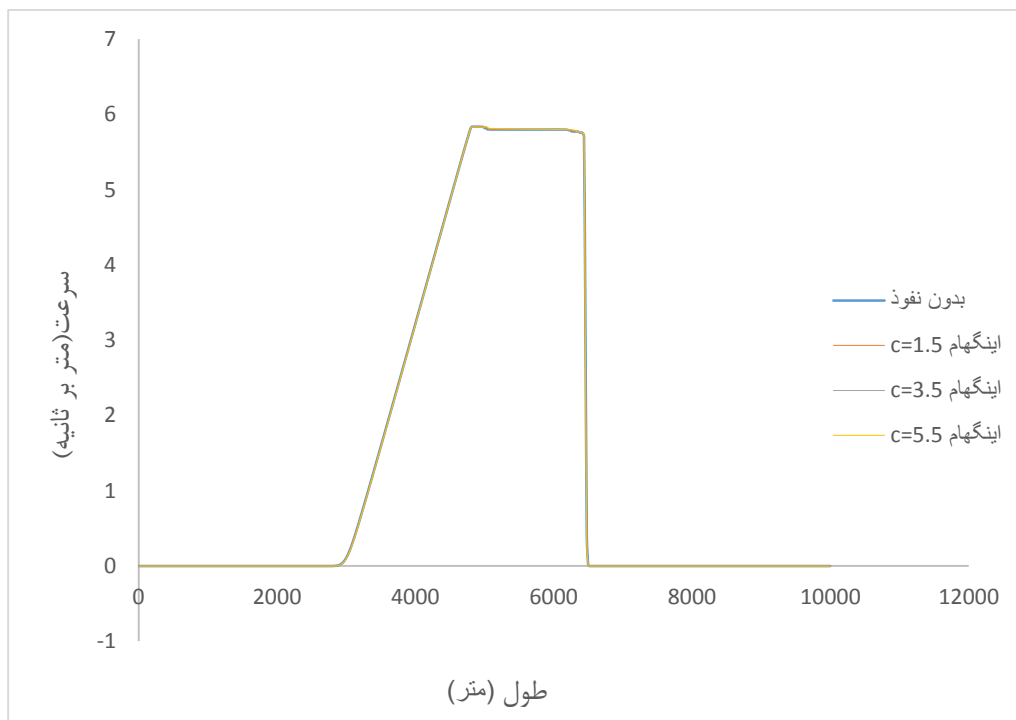
شرایط مرزی بالادست و پایین دست این آزمون همانند آزمون شکست سد صاف بدون نفوذ می‌باشد. این آزمون را برای زمان های ۲۰۰، ۳۰۰، ۴۰۰، ۵۰۰ ثانیه با عدد کورانت $C_n = 0.6$ و فواصل مکانی $\Delta x = 2$ متر و فواصل زمانی $\Delta t = 0.12$ ثانیه و با ضرایب معادله اینگهام $1/5$ ، $3/5$ ، $5/5$ انجام خواهد شد. نمودارهای تغییرات ارتفاع و سرعت در مخزن برای زمانهای متفاوت و با ضرایب متفاوت معادله اینگهام در اشکال (۴-۱۶) تا (۴-۲۳) آورده شده است:



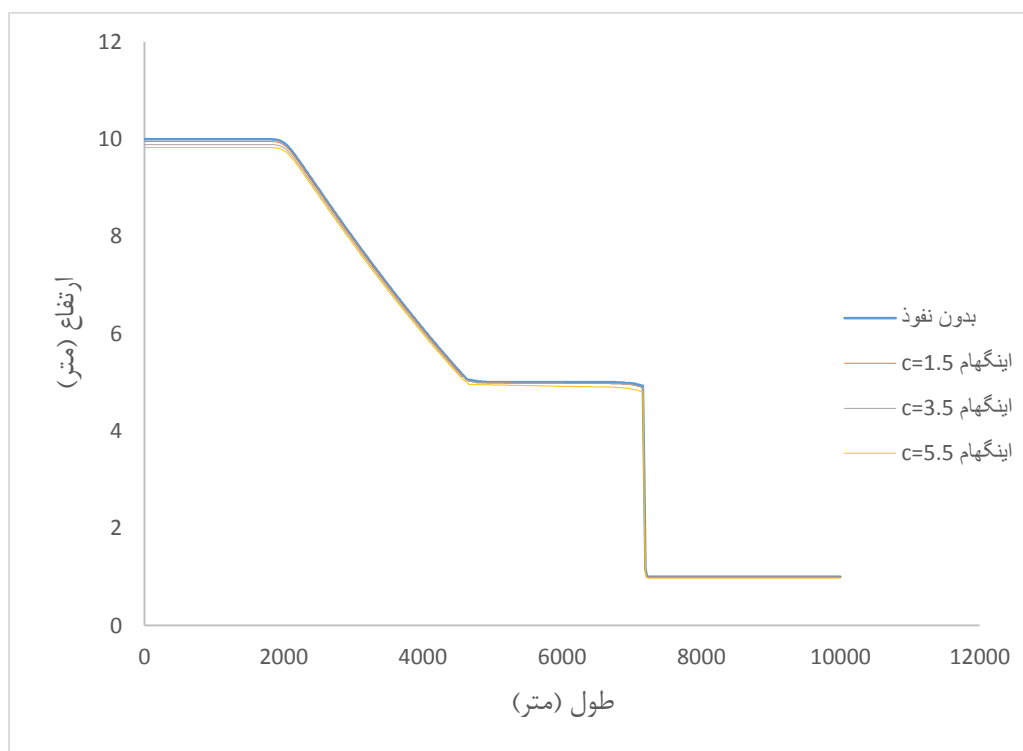
شکل (۴-۱۵) نمایش مسئله شکست سد در بستر افقی در زمان $t = 0$



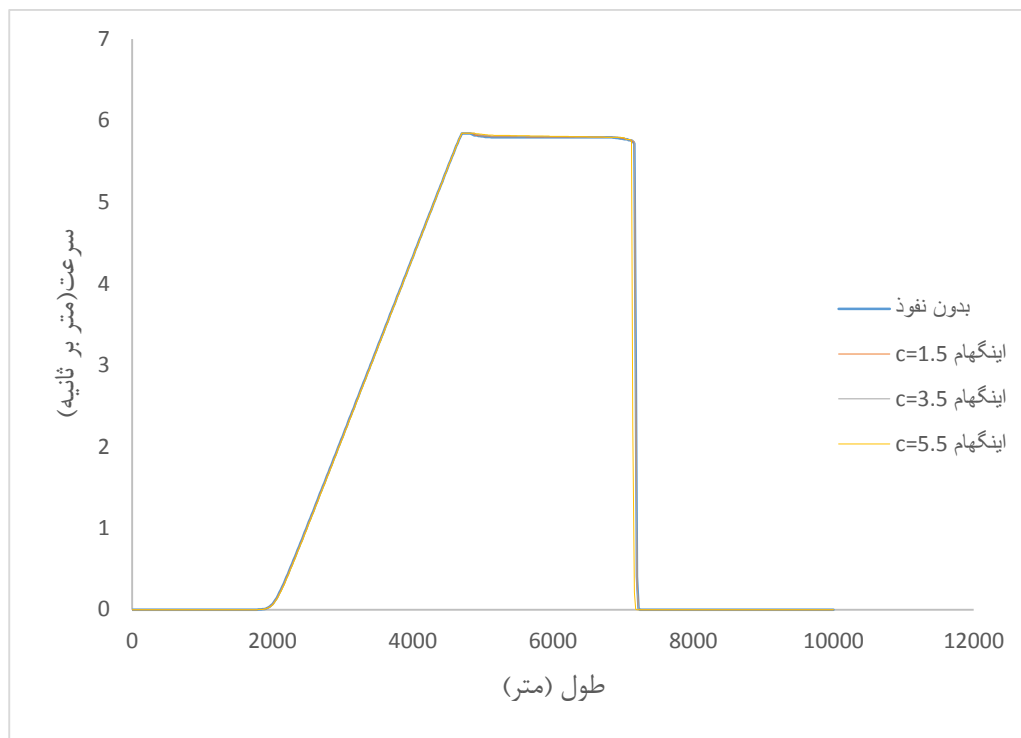
شکل (۴-۱۶)، نمودار نیمرخ سطح آزاد آب در حالت بدون نفوذ و با نفوذپذیری های متفاوت پس از ۲۰۰ ثانیه



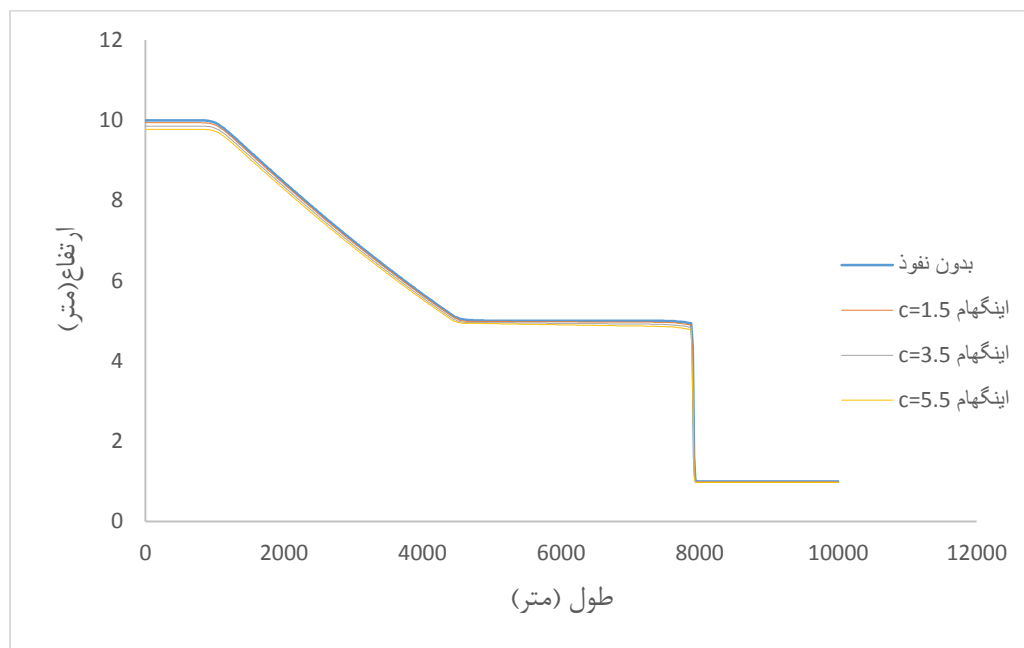
شکل (۴-۱۷)، نمودار سرعت سطح آزاد آب در حالت بدون نفوذ و با نفوذپذیری های متفاوت پس از ۲۰۰ ثانیه



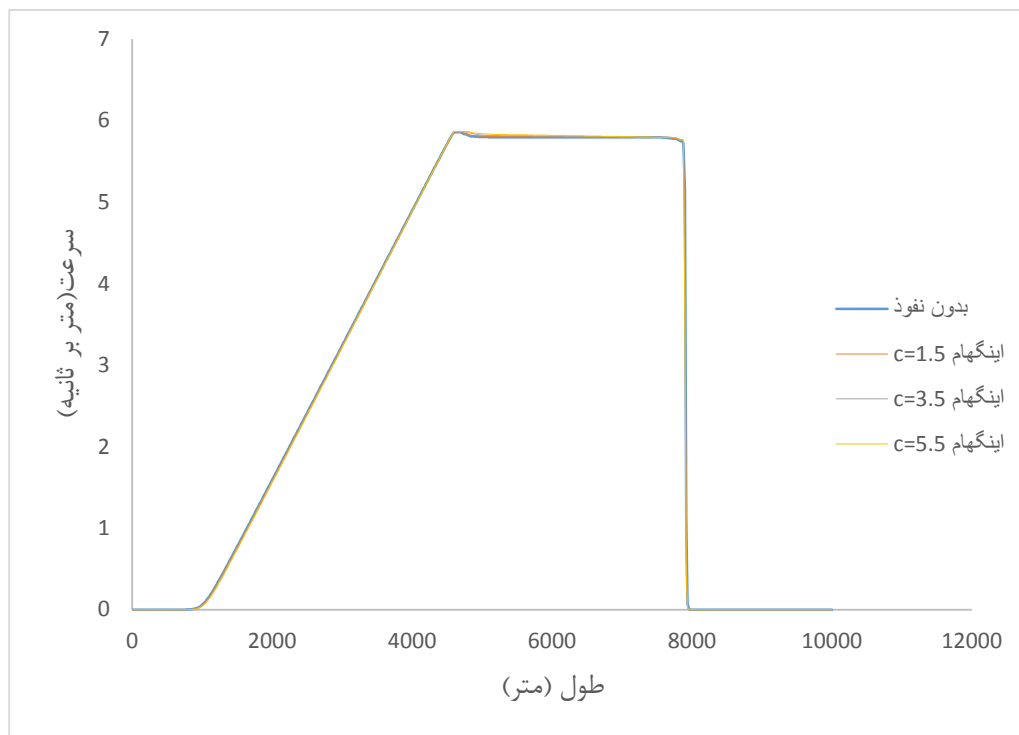
شکل (۴-۱۸)، نمودار نیمرخ سطح آزاد آب در حالت بدون نفوذ و با نفوذپذیری های متفاوت پس از ۳۰۰ ثانیه



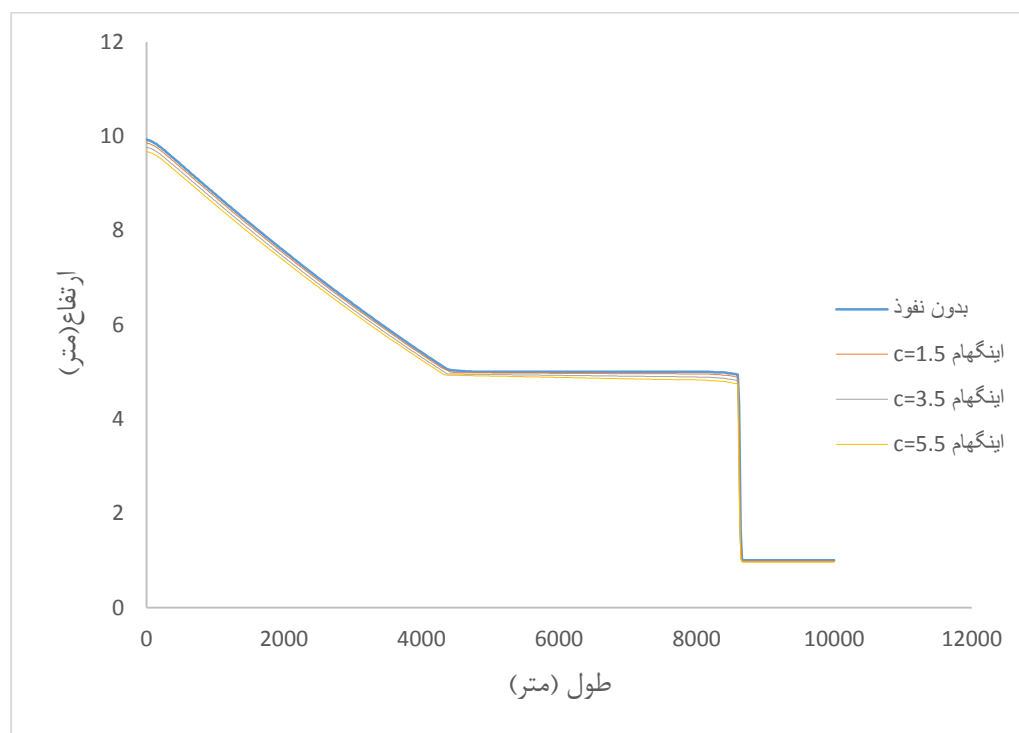
شکل (۴-۱۹)، نمودار سرعت سطح آزاد آب در حالت بدون نفوذ و با نفوذپذیری های متفاوت پس از ۳۰۰ ثانیه



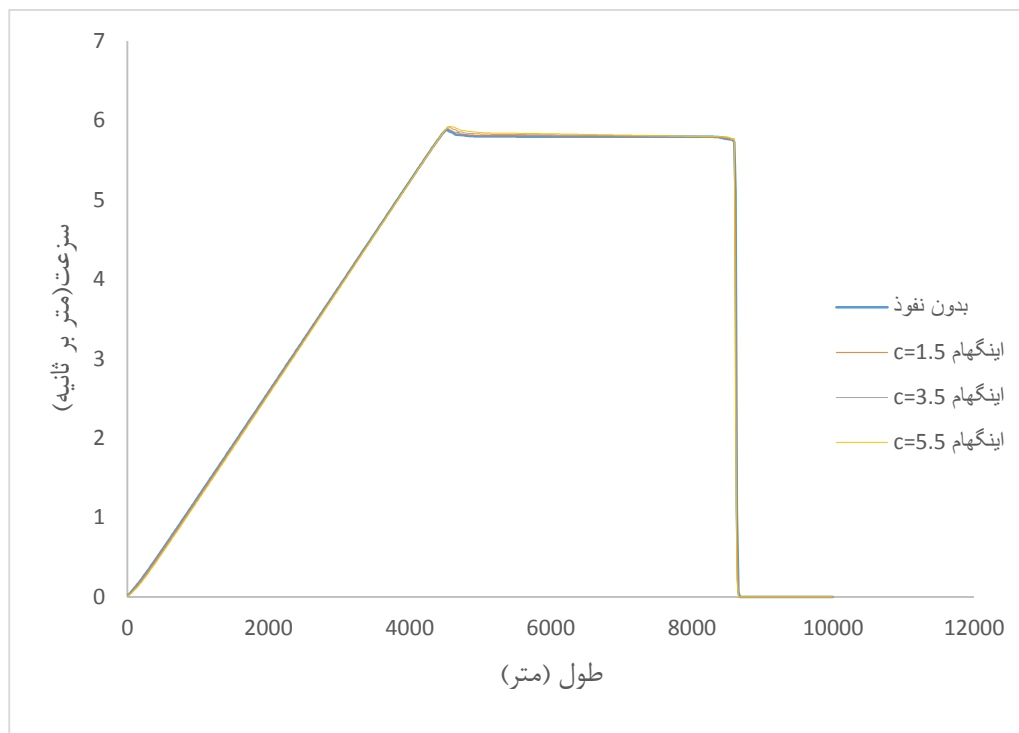
شکل (۴-۲۰)، نمودار نیمرخ سطح آزاد آب در حالت بدون نفوذ و با نفوذپذیری های متفاوت پس از ۴۰۰ ثانیه



شکل (۴-۲۱)، نمودار سرعت سطح آزاد آب در حالت بدون نفوذ و با نفوذپذیری های متفاوت پس از ۴۰۰ ثانیه



شکل (۴-۲۲)، نمودار نیمرخ سطح آزاد آب در حالت بدون نفوذ و با نفوذپذیری های متفاوت پس از ۵۰۰ ثانیه



شکل (۴-۲۳)، نمودار سرعت سطح آزاد آب در حالت بدون نفوذ و با نفوذپذیری های متفاوت پس از ۵۰۰ ثانیه

جدول (۴-۲) حاصل بررسی تغییرات حجم مخزن و بوسیله آنالیزنتایج خروجی حاصل از اجرای مدل

عددی برای زمانها و نفوذپذیری های متفاوت می باشد:

جدول (۴-۲)، بررسی تغییرات حجم مخزن در زمانها و نفوذپذیری های متفاوت

زمان (ثانیه)	ضریب معادله اینگهام	حجم مخزن (متر مکعب)	میزان کاهش حجم (متر مکعب)	درصد تغییر حجم	بیشترین ارتفاع بالا دست (متر)	بیشترین ارتفاع پایین دست (متر)
۲۰۰ ثانیه	بدون نفوذ	۵۵۰۹۰۰			۱۰	۱
	C=۱/۵	۵۴۸۰۴۶	۲۸۵۴	٪۰/۵۱	۹/۹۶۸	۰/۹۹۶
	C=۳/۵	۵۴۶۸۷۷	۴۰۲۳	٪۰/۷۳	۹/۹۲۶	۰/۹۹۰
	C=۵/۵	۵۴۴۴۸۸	۶۴۱۲	٪۱/۶۱	۹/۸۸	۰/۹۸۵

۳۰۰ ثانیه	بدون نفوذ	۵۵۰۹۰۰			۱۰	۱
	C=۱/۵	۵۴۷۶۱۲	۳۲۸۸	٪۰/۱۶	۹/۹۵۳	۰/۹۹۴
	C=۳/۵	۵۴۵۷۰۱	۵۱۹۹	٪۰/۹۴	۹/۸۹	۰/۹۸۶
	C=۵/۵	۵۴۱۴۲۸	۹۴۷۲	٪۱/۷۲	۹/۸۲۹	۰/۹۷۸
۴۰۰ ثانیه	بدون نفوذ	۵۵۰۹۰۰			۱۰	۱
	C=۱/۵	۵۴۷۴۹۲	۳۴۰۸	٪۰/۶۱	۹/۹۳۷	۰/۹۹۲
	C=۳/۵	۵۴۲۸۹۰	۸۰۱۰	٪۱/۴۵	۹/۸۵۴	۰/۹۸۱
	C=۵/۵	۵۳۸۳۹۶	۱۲۵۳۱	٪۲/۲۷	۹/۷۷۳	۰/۹۷۱
۵۰۰ ثانیه	بدون نفوذ	۵۵۰۹۰۰			۱۰	۱
	C=۱/۵	۵۴۶۶۳۵	۴۲۶۵	٪۰/۷۷	۹/۸۶۶	۰/۹۹۰
	C=۳/۵	۵۴۰۹۷۰	۹۹۳۰	٪۱/۸	۹/۷۷۲	۰/۹۷۷
	C=۵/۵	۵۳۵۴۰۵	۱۵۴۹۵	٪۲/۸۱	۹/۶۷۹	۰/۹۶۴

جدول (۳-۴) حاصل بررسی تغییرات پیشروی موج در بالادست و پایین دست مخزن از محل قرار گیری سد بوسیله آنالیز نتایج خروجی حاصل از اجرای مدل عددی برای زمانها و نفوذپذیری های متفاوت می باشد:

جدول (۳-۴)، بررسی تغییرات مسافت پیمایش موج در زمانها و نفوذپذیری های متفاوت

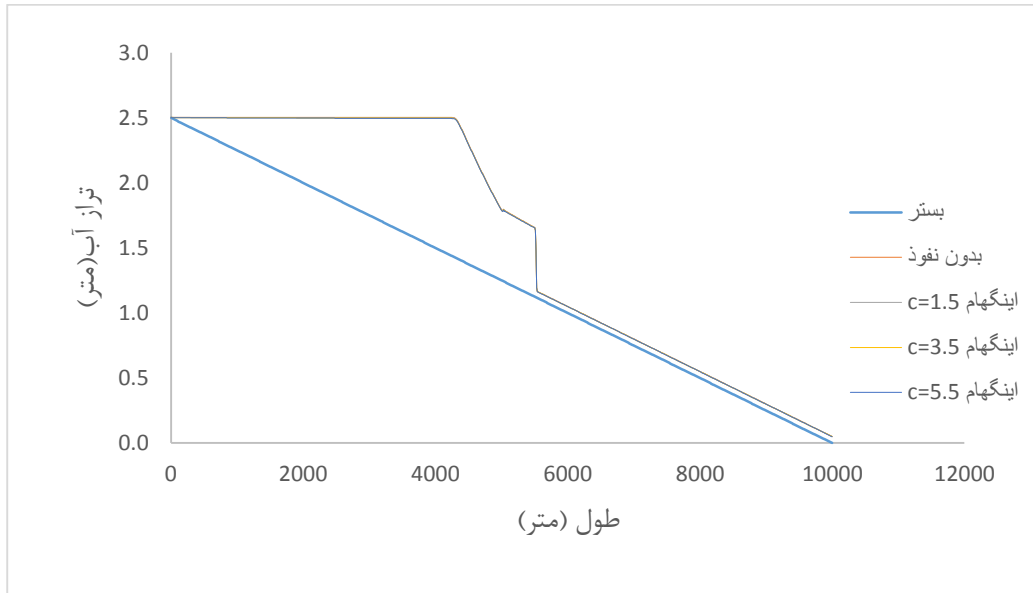
زمان (ثانیه)	ضریب اینگهام	پیشروی موج در بالا دست مخزن سد(متر)	پیشروی موج در پایین دست مخزن (متر)	اختلاف مسافت طی شده در بالا دست	اختلاف مسافت در پایین دست	درصد تغییرات مسافت بالا دست	درصد تغییرات مسافت در پایین دست
۲۰۰ ثانیه	بدون نفوذ	۲۳۶۰	۱۵۴۰				
	C=۱/۵	۲۳۵۸	۱۵۳۸	۲	۲	٪۰/۰۸۵	۰/۱۳
	C=۳/۵	۲۳۵۶	۱۵۳۶	۴	۴	٪۰/۱۷	٪۰/۲۶
	C=۵/۵	۲۳۵۲	۱۵۳۴	۸	۶	٪۰/۳۴	٪۰/۳۹
۳۰۰ ثانیه	بدون نفوذ	۳۴۰۰	۲۲۶۰				
	C=۱/۵	۳۳۹۶	۲۲۵۶	۴	۴	٪۰/۱۲	٪۰/۱۷۷
	C=۳/۵	۲۳۹۲	۲۲۵۲	۸	۸	٪۰/۲۳۵	٪۰/۳۵
	C=۵/۵	۳۳۸۸	۲۲۴۸	۱۲	۱۲	٪۰/۳۵۳	٪۰/۴۱
۴۰۰ ثانیه	بدون نفوذ	۴۴۴۰	۳۰۰۰				
	C=۱/۵	۴۴۳۴	۲۹۹۴	۶	۶	٪۰/۱۳	٪۰/۲
	C=۳/۵	۴۴۲۴	۲۹۹۰	۱۶	۱۰	٪۰/۳۶	٪۰/۳۳
	C=۵/۵	۴۴۲۰	۲۹۸۶	۲۰	۱۴	٪۰/۴۵	٪۰/۴۷
۵۰۰ ثانیه	بدون نفوذ	۵۰۰۰	۳۷۲۰				
	C=۱/۵	۴۹۹۰	۳۷۱۲	۱۰	۸	٪۰/۲	٪۰/۲۱
	C=۳/۵	۴۹۸۶	۳۷۰۸	۱۴	۱۲	٪۰/۴	٪۰/۳۲
	C=۵/۵	۴۹۸۰	۳۷۰۴	۲۰	۱۶	٪۰/۵۲	٪۰/۴۳

همانطور که مشاهده نمودید با بررسی جداول (۲-۴) و (۳-۴) به این نتیجه می‌رسیم که در مدت زمانهای کوتاه، تاثیرات نفوذپذیری بستر بر تغییرات ارتفاع و حجم مخزن بیشتر از تاثیر بر روی پیشروی موج به سمت بالا دست و پایین دست مخزن، می‌باشد. به طوریکه پس از ۵۰۰ ثانیه و با ضریب اینگهام ۵/۵، حجم مخزن به اندازه ۱۵۴۹۵ متر مکعب (تقریباً ۳ درصد)، ارتفاع بالا دست ۳۲ سانتی متر (۳/۲ درصد) و ارتفاع پایین دست تقریباً ۴ سانتی متر (۴ درصد) و تغییرات پیشروی موج در بالادست ۲۲ متر (۰/۴۴ درصد) و در پایین دست ۱۶ متر (۰/۴۳ درصد) نسبت به حالت بدون نفوذ، کاسته شده است. در نهایت چنین می‌توان نتیجه گرفت که نفوذ پذیری بستر جریان تاثیری بسیار اندک بر سرعت موج سیل در مدت زمانهای کوتاه دارد.

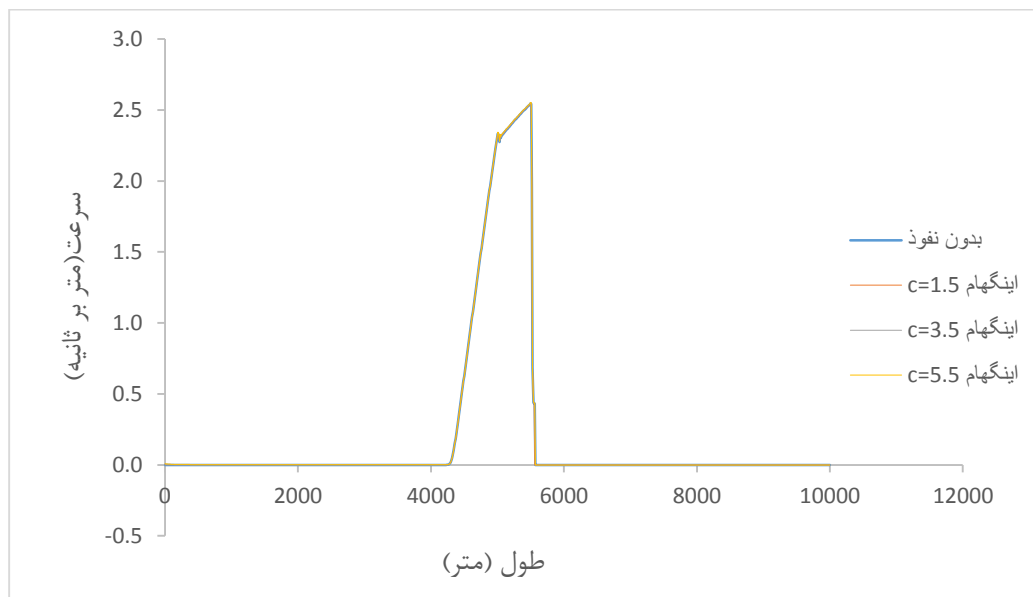
۳-۳-۴ مدل‌سازی شکست سد در بستر شیبدار با در نظر گرفتن نفوذپذیری

در این آزمون محاسباتی، به بررسی شکست سد بر روی بستر شیب دار و خشک با وارد کردن معادله اینگهام به منظور بر آورد مقادیر نفوذ در معادله پیوستگی پرداخته خواهد شد. این بخش متشکل از ۲۰ آزمون، جهت بررسی تغییرات مشخصات موج سیلاب می‌باشد. آزمونها در پنج زمان مختلف (۲۰۰، ۳۰۰، ۴۰۰، ۵۰۰، ۱۰۰۰ ثانیه) و هر کدام از زمانها در چهار حالت مختلف نفوذپذیری انجام خواهند شد. در این شبیه سازی، از کانالی به طول ۱۰ کیلومتر که در وسط آن سدی قرار دارد که مخزنی به عمق ۱/۲۵ متر (در محل سد) را از پایین دست خشک جدا می‌کند، استفاده شده است. شیب بستر کانال $S_0 = 0/00025$ و ضریب مانینگ بستر $n = 0/009$ در نظر گرفته شده است. در این شبیه سازی دامنه حل به کمک ۵۰۰۰ سلول محاسباتی تفکیک شده و گام زمانی $\Delta t = 0/38$ ثانیه با اختصاص عدد کورانت $C_n = 0/6$ (به جهت پایداری مدل)، انتخاب شده است. در دو انتهای بالا دست و پایین دست مدل از شرط مرزی غیر بازتابی استفاده گردید. ضمناً برای جلوگیری از واگرا شدن مدل، ارتفاع آب در پایین دست برابر $h = 0/005$ متر به عنوان یکی از شرایط اولیه مساله، انتخاب شد.

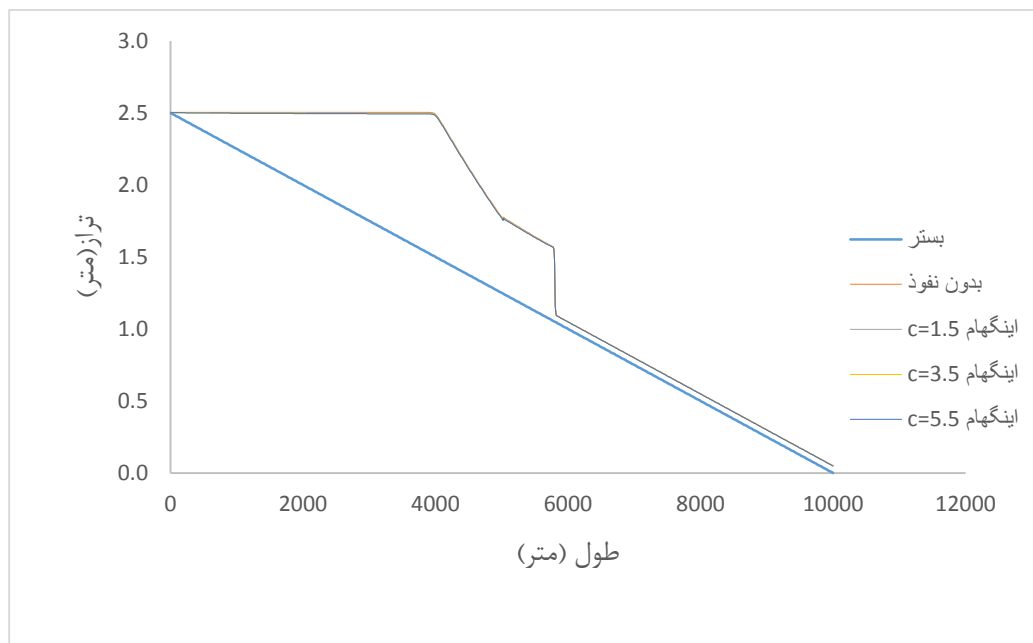
شکل های (۴-۲۴) تا (۴-۳۳) نشان دهنده تغییرات تراز آب مخزن و سرعت موج در زمانهای مختلف و تحت نفوذپذیری های متفاوت می باشد:



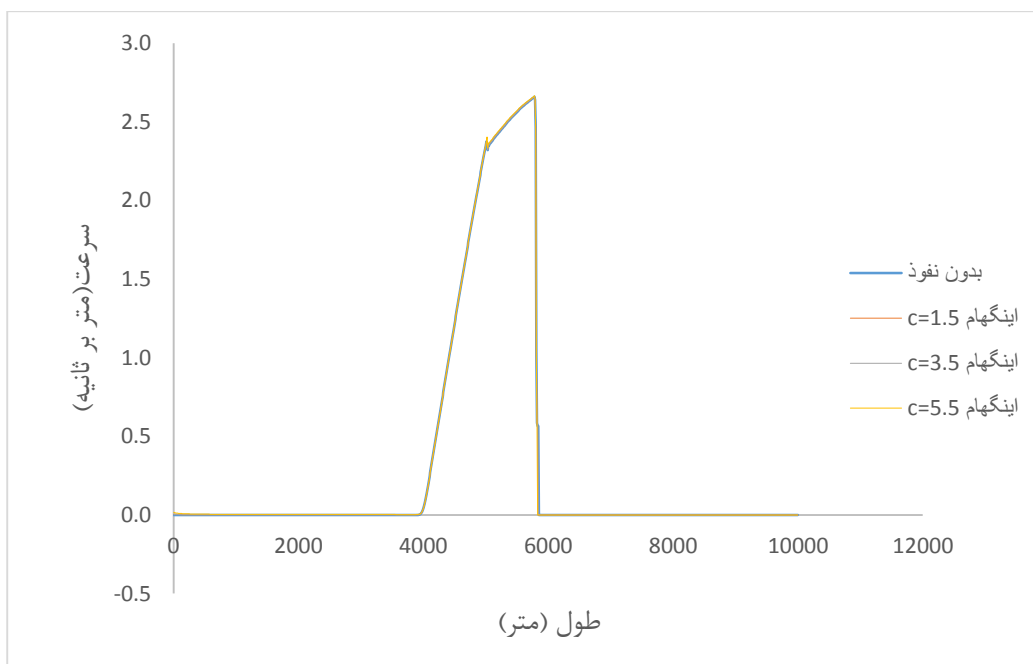
شکل (۴-۲۴)، نمودار نیمرخ تراز سطح آزاد جریان در حالت بدون نفوذ و با نفوذپذیری های متفاوت پس از ۲۰۰ ثانیه



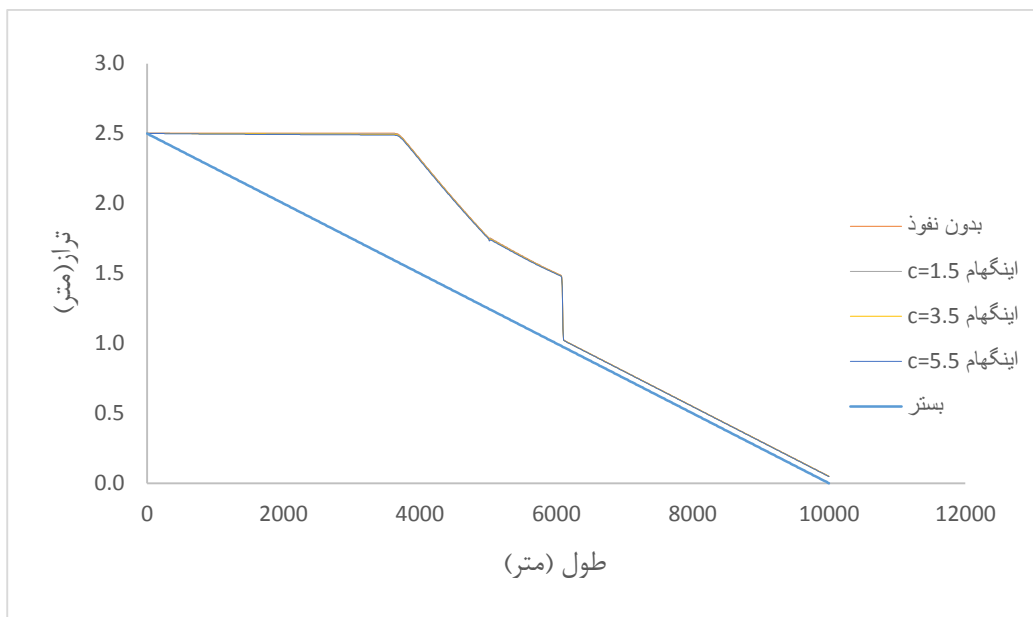
شکل (۴-۲۵)، نمودار سرعت سطح آزاد آب در حالت بدون نفوذ و با نفوذپذیری های متفاوت پس از ۲۰۰ ثانیه



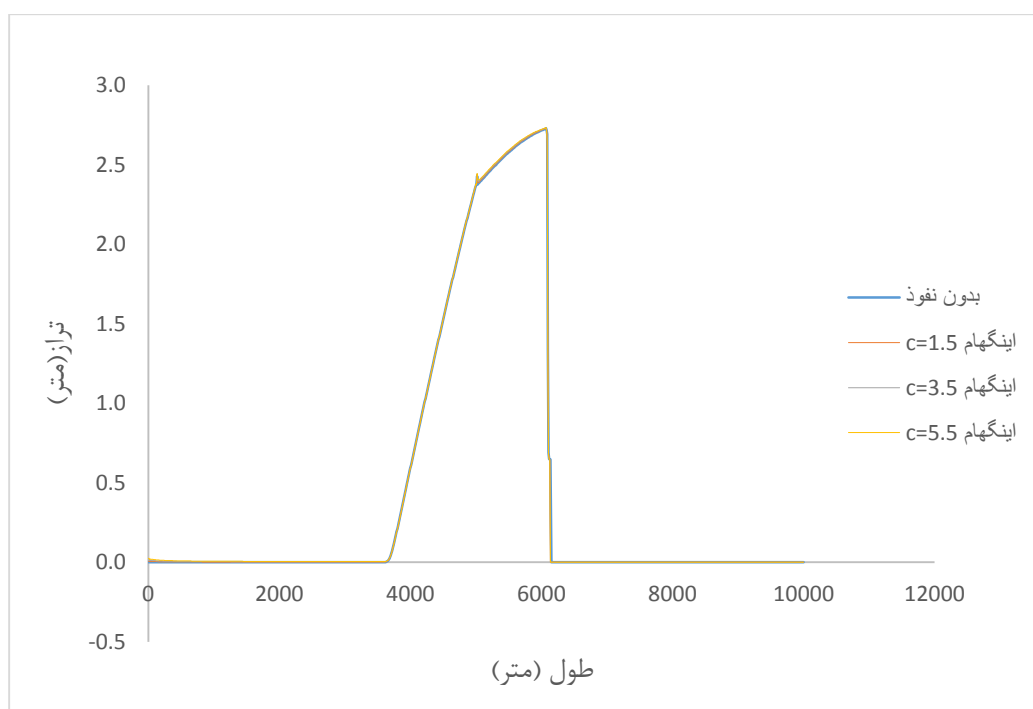
شکل (۴-۲۶)، نمودار نیمرخ تراز سطح آزاد جریان در حالت بدون نفوذ و با نفوذپذیری های متفاوت پس از ۳۰۰ ثانیه



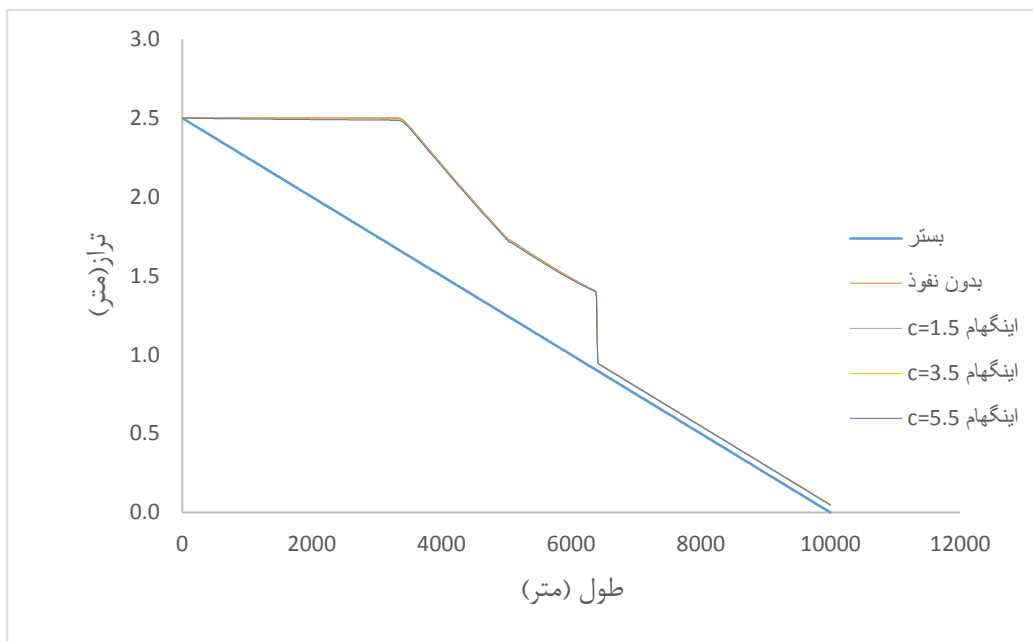
شکل (۴-۲۷)، نمودار سرعت سطح آزاد آب در حالت بدون نفوذ و با نفوذپذیری های متفاوت پس از ۳۰۰ ثانیه



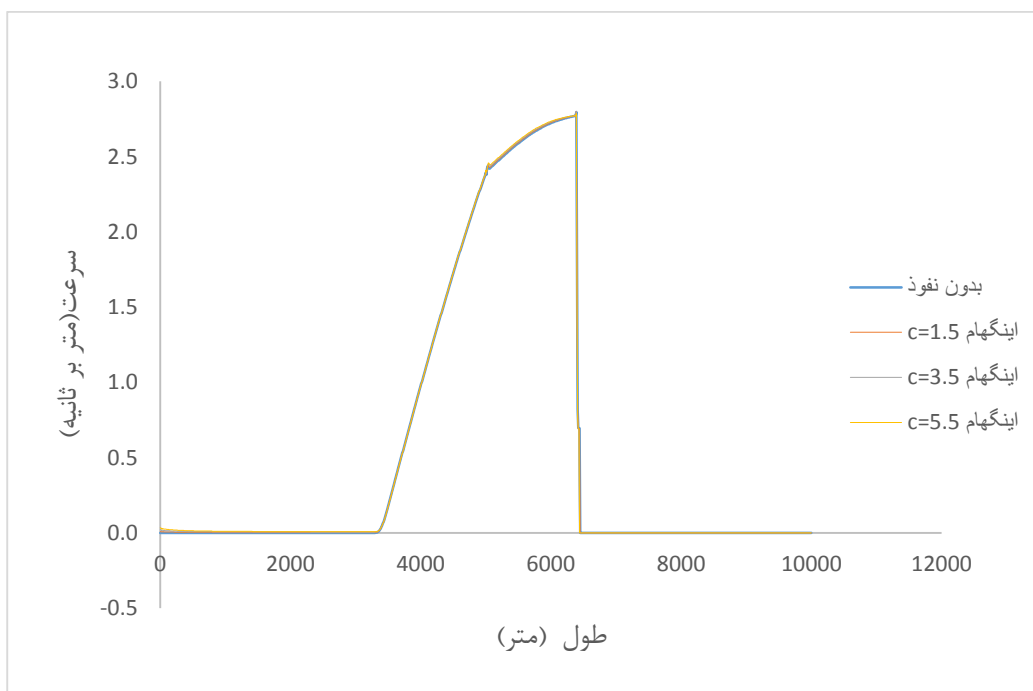
شکل (۴-۲۸)، نمودار نیمرخ تراز سطح آزاد جریان در حالت بدون نفوذ و با نفوذپذیری های متفاوت پس از ۴۰۰ ثانیه



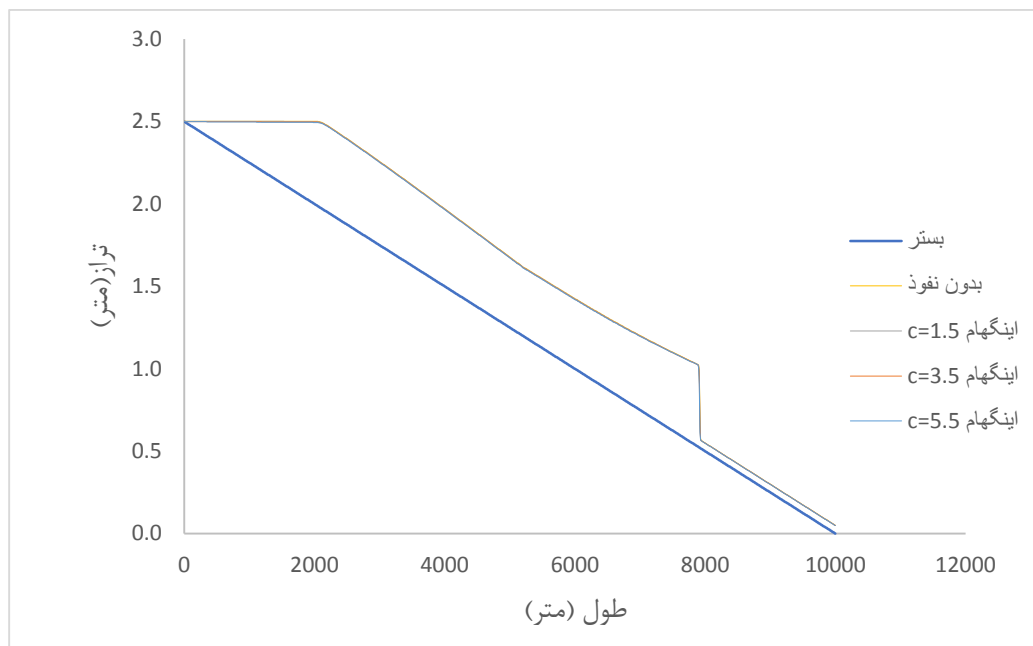
شکل (۴-۲۹)، نمودار سرعت سطح آزاد آب در حالت بدون نفوذ و با نفوذپذیری های متفاوت پس از ۴۰۰ ثانیه



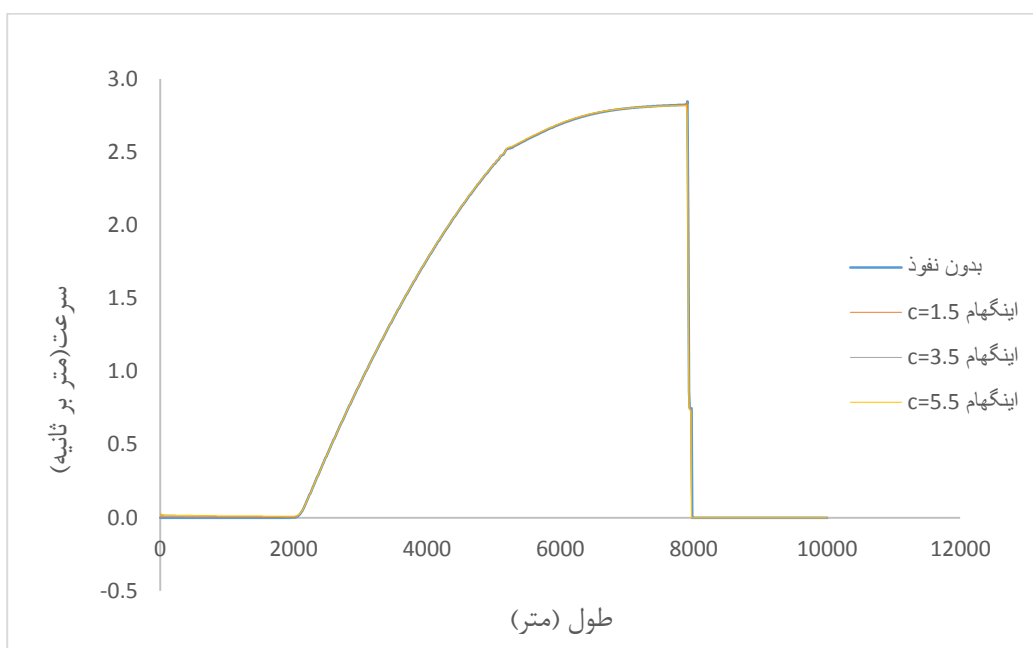
شکل (۴-۳۰)، نمودار نیمرخ تراز سطح آزاد جریان در حالت بدون نفوذ و با نفوذپذیری های متفاوت پس از ۵۰۰ ثانیه



شکل (۴-۳۱)، نمودار سرعت سطح آزاد آب در حالت بدون نفوذ و با نفوذپذیری های متفاوت پس از ۵۰۰ ثانیه



شکل (۴-۳۲)، نمودار نیمرخ تراز سطح آزاد جریان در حالت بدون نفوذ و با نفوذپذیری های متفاوت پس از ۱۰۰۰ ثانیه



شکل (۴-۳۳)، نمودار سرعت سطح آزاد آب در حالت بدون نفوذ و با نفوذپذیری های متفاوت پس از ۱۰۰۰ ثانیه

جدول (۴-۴)، حاصل بررسی تغییرات حجم مخزن بوسیله آنالیز نتایج خروجی حاصل از اجرای مدل

عددی برای زمانها و نفوذپذیری های متفاوت می باشد:

جدول (۴-۴)، بررسی تغییرات حجم مخزن بوسیله آنالیز نتایج خروجی برای زمانها و نفوذپذیری های متفاوت

زمان (ثانیه)	ضریب اینگهام	حجم (متر مکعب)	کاهش حجم (متر مکعب)	درصد تغییر
۲۰۰ ثانیه	بدون نفوذ	۳۳۹۱۲		
	C=۱/۵	۳۳۸۲۱	۹۱	٪۰/۲۶
	C=۳/۵	۳۳۷۰۰	۲۱۲	٪۰/۶۲
	C=۵/۵	۳۳۵۷۹	۳۳۳	٪۰/۹۸
۳۰۰ ثانیه	بدون نفوذ	۳۳۹۱۲		
	C=۱/۵	۳۳۷۵۱	۱۶۱	٪۰/۴۷
	C=۳/۵	۳۳۵۷۰	۳۴۲	٪۱
	C=۵/۵	۳۳۳۹۰	۵۲۲	٪۱/۵۳
۴۰۰ ثانیه	بدون نفوذ	۳۳۹۱۲		
	C=۱/۵	۳۳۶۷۴	۲۳۸	٪۰/۷
	C=۳/۵	۳۳۴۳۴	۴۷۸	٪۱/۴۱
	C=۵/۵	۳۳۱۹۳	۷۱۹	٪۲/۱۲
۵۰۰ ثانیه	بدون نفوذ	۳۳۹۱۲		
	C=۱/۵	۳۳۵۹۴	۳۱۸	٪۰/۹۳
	C=۳/۵	۳۳۲۹۱	۶۲۱	٪۱/۸۳
	C=۵/۵	۳۲۹۹۰	۹۲۲	٪۲/۷۲
۱۰۰۰ ثانیه	بدون نفوذ	۳۳۹۱۲		
	C=۱/۵	۳۳۵۹۳	۳۱۹	٪۰/۹۴
	C=۳/۵	۳۳۱۳۱	۷۸۱	٪۲/۳
	C=۵/۵	۳۲۴۷۰	۱۴۴۲	٪۴/۲۵

جدول (۴-۵) حاصل بررسی پیشروی موج در بالادست و پایین دست مخزن بوسیله آنالیز نتایج خروجی

حاصل از اجرای مدل عددی برای زمانها و نفوذپذیری های متفاوت میباشد:

جدول (۴-۵)، بررسی پیشروی موج در بالا دست و پایین دست در زمانهای متفاوت و با نفوذپذیری های متفاوت

زمان (ثانیه)	ضریب معادله اینگهام	میزان پیشروی موج در بالا دست مخزن از محل قرار گیری سد(متر)	میزان پیشروی موج در پایین دست مخزن از محل قرار گیری(متر)	اختلاف مسافت طی شده در بالا دست با حالت بدون نفوذ	اختلاف مسافت طی شده در پایین دست با حالت بدون نفوذ
۲۰۰ ثانیه	بدون نفوذ	۷۹۰	۵۷۰		
	C=۱/۵	۷۹۰	۵۶۸	۰	۲
	C=۳/۵	۷۸۸	۵۶۸	۲	۲
	C=۵/۵	۷۸۶	۵۶۸	۴	۲
۳۰۰ ثانیه	بدون نفوذ	۱۱۲۰	۸۵۰		
	C=۱/۵	۱۱۱۸	۸۴۸	۲	۲
	C=۳/۵	۱۱۱۸	۸۴۶	۲	۴
	C=۵/۵	۱۱۱۶	۸۴۶	۴	۴
۴۰۰ ثانیه	بدون نفوذ	۱۴۵۰	۱۱۴۰		
	C=۱/۵	۱۴۴۸	۱۱۳۸	۲	۲
	C=۳/۵	۱۴۴۸	۱۱۳۶	۲	۴
	C=۵/۵	۱۴۴۶	۱۱۳۶	۴	۴
۵۰۰ ثانیه	بدون نفوذ	۱۷۵۰	۱۴۴۰		
	C=۱/۵	۱۷۴۸	۱۴۳۸	۲	۲
	C=۳/۵	۱۷۴۶	۱۴۳۸	۴	۲

	$C=5/5$	۱۷۴۶	۱۴۳۶	۴	۴
۱۰۰۰ ثانیه	بدون نفوذ	۳۰۰۰	۲۹۷۰		
	$C=1/5$	۲۹۹۶	۲۹۶۶	۴	۴
	$C=3/5$	۲۹۹۲	۲۹۶۲	۸	۸
	$C=5/5$	۲۹۸۸	۲۹۶۰	۱۲	۱۰

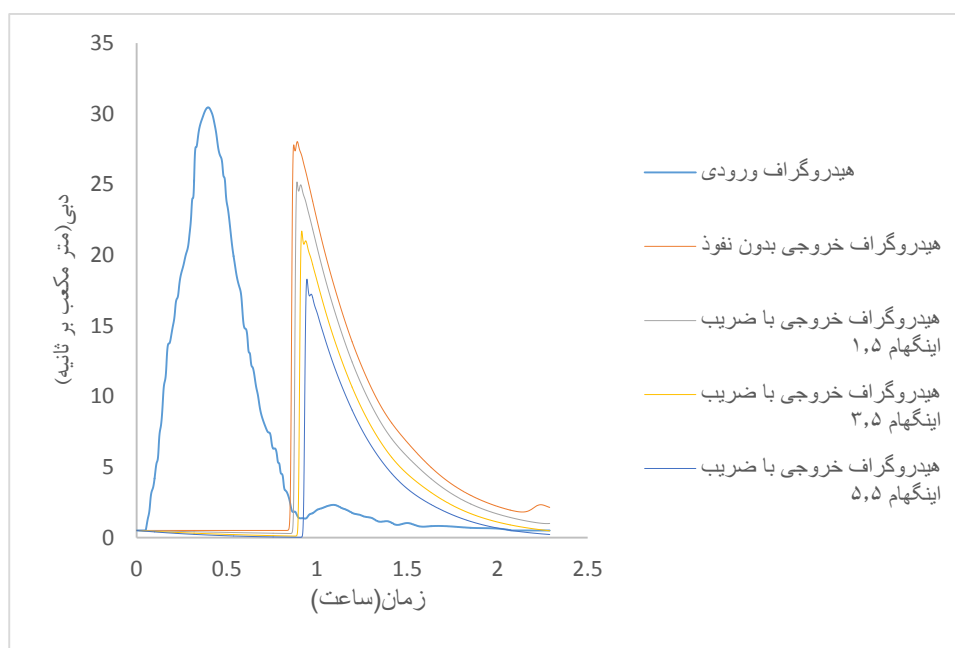
با بررسی جداول ارائه شده ی (۴-۴) و (۵-۴) به نتیجه ای مشابه آزمون شکست سد صاف با در نظر گرفتن نفوذپذیری می رسیم. نتایج این آزمون گویای این واقعیت است که نفوذپذیری بستر تاثیر کمتری بر مسافت طی شده توسط موج سیلاب نسبت به تغییرات حجم و ارتفاع در زمانهای کوتاه می گذارد، البته مجددا باید به این نکته توجه نماییم که با گذشت زمان بر تاثیر نفوذپذیری بستر بر کاهش پیشروی موج سیلاب افزوده میشود .

بیشترین تاثیر نفوذپذیری بستر در زمانهای کوتاه و یا به عبارتی زمانهای اولیه شروع سیل، بر حجم سیلاب می باشد و همانطور که مشاهده نمودیم در آزمون ۱۰۰۰ ثانیه و با ضریب اینگهام $C = 5/5$ (که مربوط به خاکهای دارای بافت سبک است)، ۴/۲۵٪ از حجم سیلاب نسبت به حالت بدون نفوذ کاسته شده.

۴-۳-۱۴ اجرای مدل عددی بر رودخانه واش

با انجام دو آزمون شکست سد در بستر نفوذپذیر، همانطور که مشاهده نمودید به این نتیجه رسیدیم که در زمانهای کوتاه تاثیر نفوذپذیری بر حجم و ارتفاع سیلاب به مراتب بیشتر از تاثیر است که بر کاهش پیشروی موج می گذارد. در این آزمون سعی بر این است تا تاثیر نفوذپذیری بستر بر پیشروی موج سیلاب را در زمانهای طولانی مورد بررسی قرار دهیم. آزمون به دو بخش تقسیم خواهد شد. در بخش اول با تغییر ضرایب معادله اینگهام به بررسی تغییرات بوجود آمده در هیدروگراف خروجی پرداخته و در بخش دوم با تغییر دادن ضرایب معادله اینگهام به بررسی تغییرات بوجود آمده در پروفیل

طولی سطح جریان و تغییرات سرعت جریان در زمانهای ۱۵، ۲۴ (زمان رسیدن سیلاب به مقدار پیک)، ۳۰، ۴۵ و ۶۰ دقیقه پرداخته می شود. بدین منظور از اطلاعات آزمون (۱-۳-۴)، مطالعه موردی رودخانه واش) استفاده خواهد شد. در این آزمون هیدروگراف ورودی lane را برای مدل عددی به عنوان شرط مرزی بالادست و ورودی مسئله تعریف و سایر اطلاعات ورودی این آزمون همانند آزمون مطرح شده در بخش (۱-۳-۴) می باشد.



شکل (۴-۳۴)، هیدروگراف خروجی مدل عددی با ضرایب اینگهام متفاوت

شکل (۴-۳۴)، که در بالا مشاهده می کنید، قیاسی از هیدروگرافهای خروجی در حالت بدون نفوذ و با نفوذپذیری های متفاوت (ضرایب مختلف معادله اینگهام) می باشد. همانطور که مشاهده میکنید با کاهش ضریب معادله اینگهام (سنگین تر شدن بافت خاک)، دبی پیک خروجی برآورد شده توسط مدل عددی افزایش یافته، به عبارت دیگر با کاهش ضریب معادله اینگهام برآورد مقادیر نفوذ توسط مدل عددی کاهش می یابد. همچنین با کاهش ضریب معادله اینگهام، مدل عددی نوشته شده زمان رسیدن به دبی

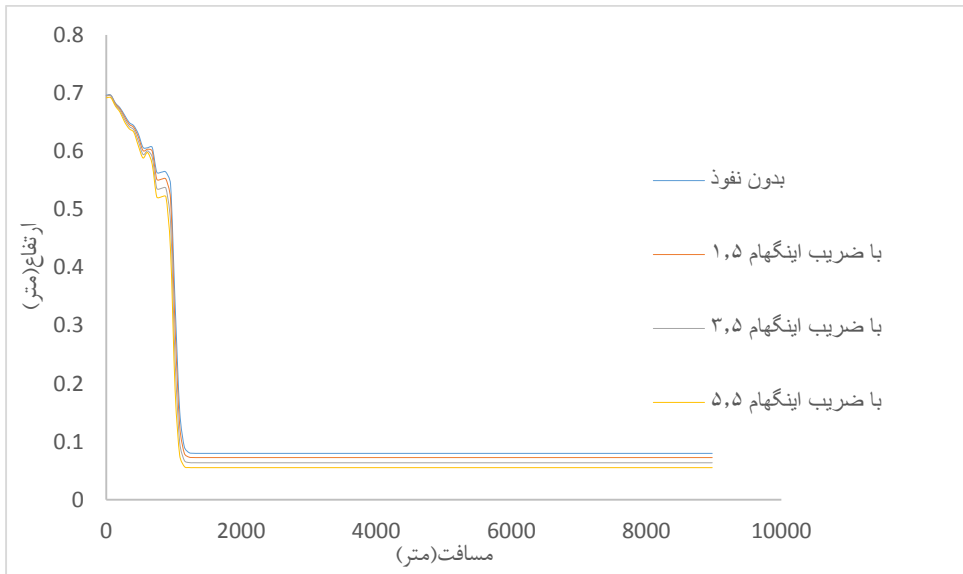
پیک را کوتاهتر تخمین میزند. در جدول (۴-۶)، خلاصه ی نتایج حاصل از بررسی شکل (۴-۳۴) آورده شده است:

جدول (۴-۶)، مقایسه هیدروگرافهای خروجی تحت نفوذپذیری های متفاوت

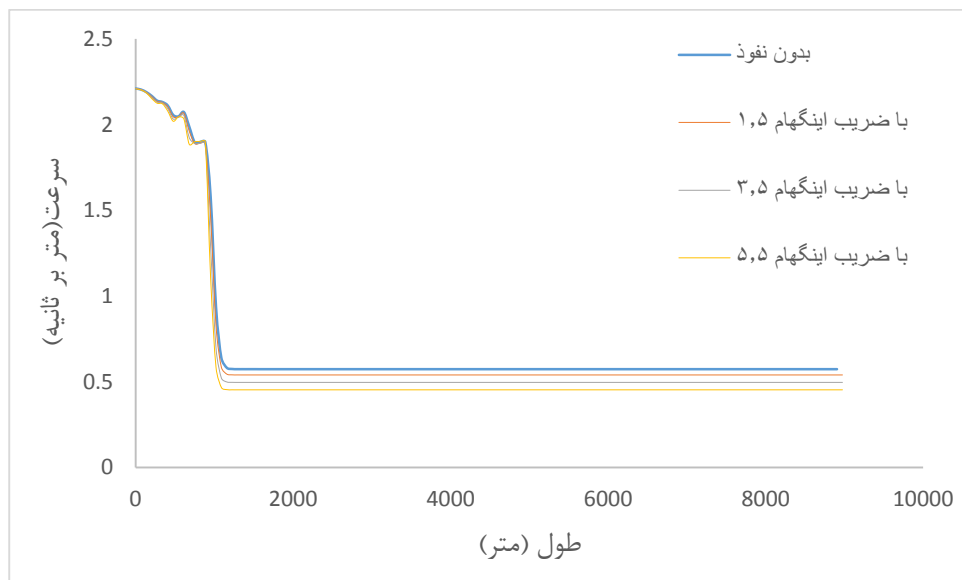
ضریب معادله اینگهام	حجم هیدروگراف خروجی (متر مکعب)	دبی پیک (متر مکعب بر ثانیه)	زمان رسیدن به دبی پیک (ثانیه.دقیقه)
بدون نفوذپذیری	۴۸۳۷۰	۲۸/۰۳۹	۵۳،۲۴
$C = 1/5$	۳۹۶۲۰	۲۵/۱۷۵	۵۳،۲۷
$C = 3/5$	۳۰۸۷۱	۲۱/۷	۵۴،۵۴
$C = 5/5$	۲۳۴۲۶	۱۹/۰۴۴	۵۹،۳۸

با بررسی جدول فوق می توان نتیجه گرفت که با افزایش نفوذ پذیری بستر، حجم هیدروگراف خروجی و دبی پیک جریان خروجی افزایش پیدا کرده ولی زمان رسیدن به دبی پیک کاهش پیدا میکند. در قسمت دوم آزمونها به بررسی تغییرات نیمرخ طولی سطح آزاد آب و تغییرات سرعت سطح آزاد آب در زمانهای طولانی می پردازیم.

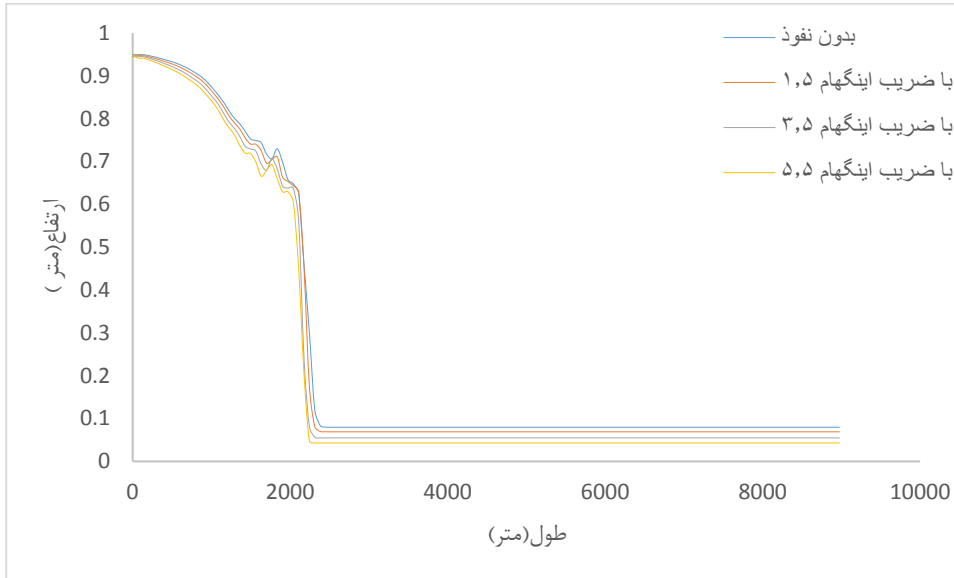
شکل های (۴-۳۵) تا (۴-۴۴)، تغییرات نیمرخ سطح آزاد آب و سرعت آن در لحظات ۱۵، ۲۴، ۳۰، ۴۵ و ۶۰ دقیقه را نشان می دهد:



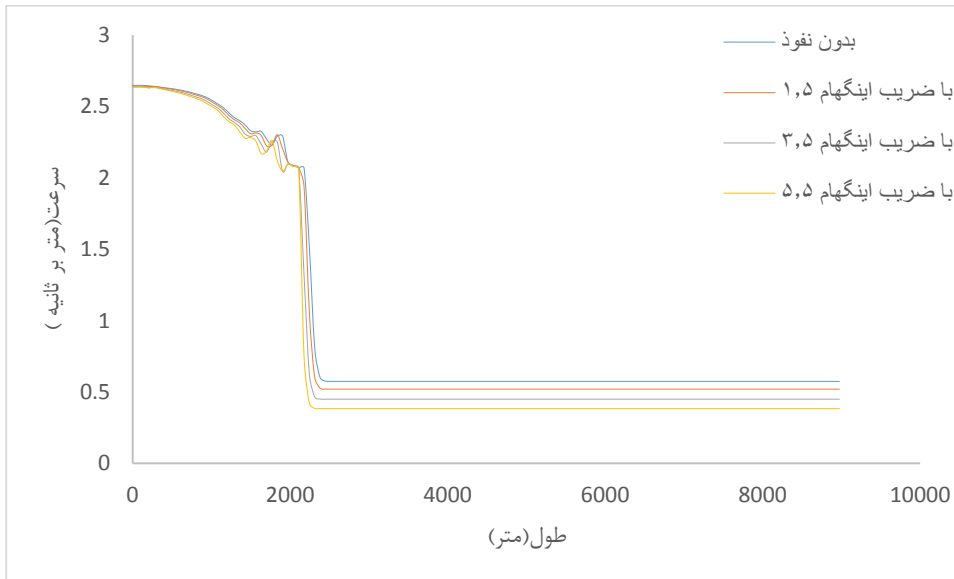
شکل (۴-۳۵)، نیمرخ سطح آزاد آب، ۱۵ دقیقه پس از شروع بارش



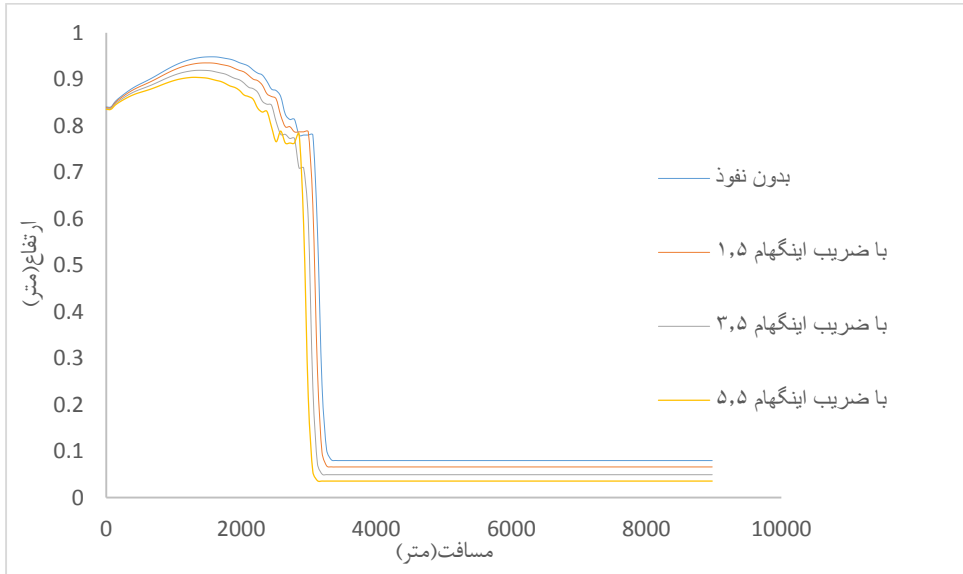
شکل (۴-۳۶)، سرعت سطح آزاد آب، ۱۵ دقیقه پس از شروع بارش



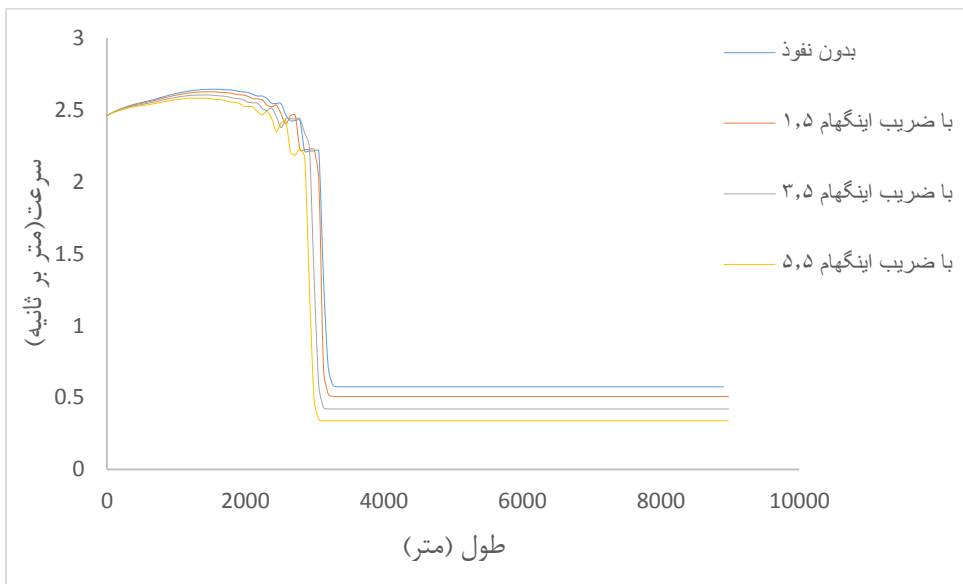
شکل (۴-۳۷)، نیمرخ سطح آزاد آب، ۲۴ دقیقه پس از شروع بارش



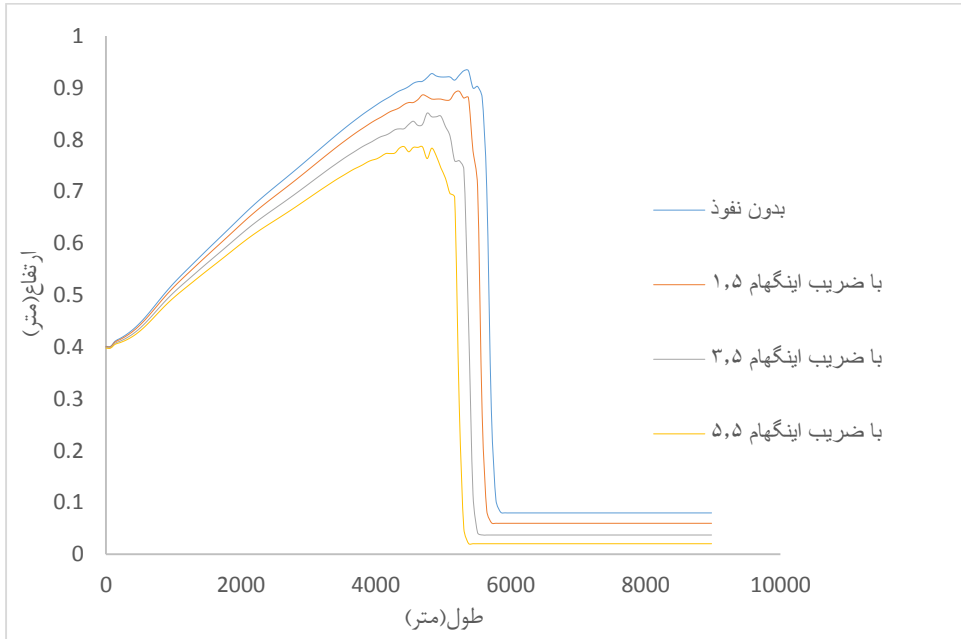
شکل (۴-۳۸)، سرعت سطح آزاد آب، ۲۴ دقیقه پس از شروع بارش



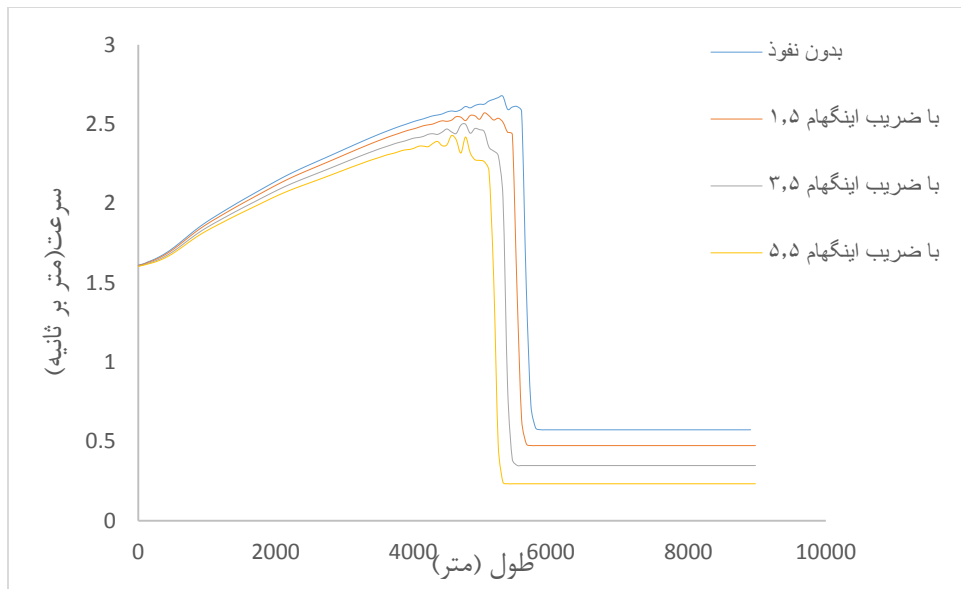
شکل (۴-۳۹)، نیمرخ سطح آزاد آب، ۳۰ دقیقه پس از شروع بارش



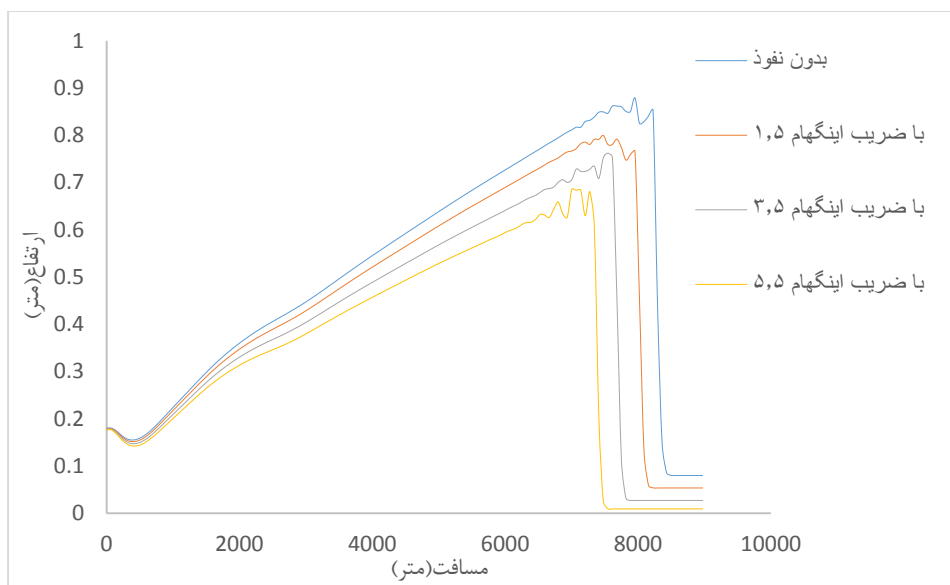
شکل (۴-۴۰)، سرعت سطح آزاد آب، ۳۰ دقیقه پس از شروع بارش



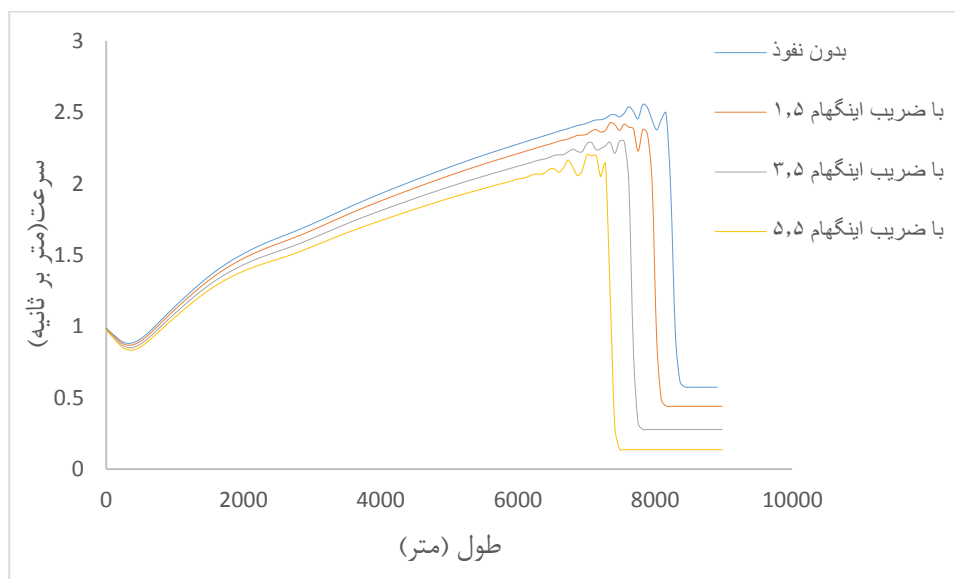
شکل (۴-۴۱)، نیمرخ سطح آزاد آب، ۴۵ دقیقه پس از شروع بارش



شکل (۴-۴۲)، سرعت سطح آزاد آب، ۴۵ دقیقه پس از شروع بارش



شکل (۴-۴۳)، نیمرخ سطح آزاد آب، ۶۰ دقیقه پس از شروع بارش



شکل (۴-۴۴)، سرعت سطح آزاد آب، ۶۰ دقیقه پس از شروع بارش

با بررسی نمودارها مشاهده میکنیم که در زمان ۱۵ دقیقه تفاوت پیشروی موج در حالت های مختلف نفوذپذیری ناچیز می باشد ولی با گذشت زمان، میزان پیشروی موج با افزایش نفوذپذیری کاهش

چشمگیری پیدا می کند بطوریکه در زمان ۶۰ دقیقه تفاوت پیشروی موج بین دو حالت بدون نفوذ و بیشترین نفوذ (ضریب ۵/۵ در معادله اینگهام)، ۱۰۸۸ متر (۱۳ درصد کاهش) میباشد، این کاهش در سرعت پیشروی پیشانی موج هم مشهود است. به عنوان مثال برای زمان ۶۰ دقیقه تفاوت سرعت پیشانی موج بین دو حالت بدون نفوذ و با بیشترین نفوذ پذیری نزدیک به ۰/۴ متر بر ثانیه (تقریباً ۱۶ درصد) می باشد.

در جدول (۴-۷)، میزان پیشروی و سرعت موج در حالت‌های مختلف نفوذ آورده شده است:

جدول (۴-۷)، میزان پیشروی و سرعت پیشانی موج در حالت‌های مختلف نفوذ

زمان (دقیقه)	ضریب معادله اینگهام	میزان پیشروی موج (متر)	سرعت پیشانی موج (متر بر ثانیه)	حجم سیلاب جاری شده (متر مکعب)
۱۵ دقیقه	بدون نفوذ	۱۴۲۸	۱/۸۹	۱۲۷۷/۳۱
	C=۱/۵	۱۳۶۰	۱/۸۹	۱۲۰۹/۹۲
	C=۳/۵	۱۳۶۰	۱/۸۹	۱۱۲۴/۶
	C=۵/۵	۱۲۹۲	۱/۸۹	۱۰۴۴/۱۸
۲۴ دقیقه	بدون نفوذ	۲۵۱۶	۲/۰۶	۲۷۳۶/۵۸
	C=۱/۵	۲۴۴۸	۲/۰۶	۲۲۷۱/۳۳
	C=۳/۵	۲۳۸۰	۲/۰۶	۲۱۳۰/۵
	C=۵/۵	۲۳۱۲	۲/۰۶	۲۰۱۲/۹
۳۰ دقیقه	بدون نفوذ	۳۴۶۸	۲/۲۱	۳۲۸۳/۲۷
	C=۱/۵	۳۴۰۰	۲/۲۱	۳۱۲۷/۵۲
	C=۳/۵	۳۳۲۰	۲/۲۱	۲۹۲۱/۴۶
	C=۵/۵	۳۱۹۶	۲/۲۱	۲۷۵۴/۶۴

۴۵ دقیقه	بدون نفوذ	۵۹۸۴	۲/۵۸	۴۳۵۲/۵۶
	C=۱/۵	۵۸۴۸	۲/۴۳	۴۰۵۶/۲۶
	C=۳/۵	۵۵۷۶	۲/۲۶	۳۶۹۲/۶۴
	C=۵/۵	۵۴۴۶	۲/۲۰	۳۳۶۹/۷۸
۶۰ دقیقه	بدون نفوذ	۸۶۳۶	۲/۵۳	۴۵۶۹/۱۷
	C=۱/۵	۸۲۹۶	۲/۳۸	۴۱۲۱/۶۴
	C=۳/۵	۷۸۸۸	۲/۲۹	۳۶۱۱/۷۵
	C=۵/۵	۷۵۴۸	۲/۱۳	۳۱۴۴/۸۷

همانگونه که در دو آزمون شکست سد و آزمون اخیر ملاحظه نمودید، می توان چنین نتیجه گرفت که برای مدت زمانهای کم، نفوذپذیری تاثیر ناچیزی بر کاهش سرعت سیل دارد و می توان از در نظر گرفتن این تاثیر چشم پوشی کرد ولی بر روی حجم سیل حتی در همان مدت زمان کم، تاثیر گذار می باشد. ولی برای مدت زمانهای طولانی ترم نفوذ هم بر حجم سیل و هم بر مسافت طی شده توسط سیل و سرعت سیل تاثیر زیادی دارد. همانگونه که در جدول (۴-۷) مشاهده می کنید تا انتهای زمان ۳۰ دقیقه، سرعت پیشانی موج تحت نفوذپذیری های متفاوت تغییری نمی کند و این در حالی می باشد که حجم موج سیلاب با افزایش نفوذ پذیری رو به کاهش (تا انتهای زمان ۳۰ دقیقه، ۱۸ درصد کاهش حجم با بیشترین نفوذپذیری) است. در نهایت در یک جمع بندی کلی چنین می توان نتیجه گرفت که تاثیر نفوذ پذیری بر مشخصات موج سیلاب نظیر ارتفاع، سرعت و دبی تابعی از زمان می باشد و در این بین تغییرات کاهشی سرعت موج سیلاب با طولانی شدن زمان، با افزایش ضریب نفوذپذیری دچار کاهش میشود بطوریکه در مدت زمان های کم کاهش سرعت بسیار ناچیز و تقریبا صفر و در مدت زمان های زیاد، کاهش سرعت موج سیلاب محسوس می باشد (تا انتهای زمان ۳۰ دقیقه تغییرات سرعت، صفر و در زمان ۶۰ دقیقه و با ضریب ۵/۵ معادله اینگهام، ۰/۴ متر بر ثانیه معادل ۱۶ درصد، کاهش

دارد). در عین حال ارتفاع آزاد سطح جریان و حجم سیلاب از همان ابتدای جاری شدن سیل با افزایش نفوذپذیری و افزایش زمان تغییرات کاهشی محسوسی دارد.

فصل پنجم

جمع بندی و نتیجه گیری

۱-۵ خلاصه

همانطور که در ابتدا گفته شد، هدف از پایان نامه حاضر بررسی تاثیر نفوذپذیری بستر بر پیشروی موج سیلاب در دشت های خشک و هموار است. یکی از ویژگی های مناطق خشک، علاوه بر کمی نزولات جوی، وقوع رگبار های شدید و کوتاه مدت می باشد که در بیشتر موارد سبب وقوع سیلاب های فراوان می شود. در حوضه های مناطق خشک بستر خاک پیش از سیلاب خشک و خاک زیرین آن غیر اشباع است. بنابراین هنگام وقوع سیلاب حجم جریان با حرکت به سمت پایین حوضه در اثر نفوذ به ناحیه غیر اشباع کاهش می یابد که این کاهش حجم به صورت آب های زیر زمینی ذخیره می شود. در عین حال کاهش حجم سیلاب می تواند بر مشخصات سیلاب که موضوعی بسیار مهم و قابل توجه برای مناطق پایین دست حوضه که در مسیر عبور سیل قرار دارند، تاثیر گذار باشد. از این رو لازم است تخمین مناسبی از میزان نفوذ آب به بستر خاک داشته باشیم تا بتوانیم تاثیر این کاهش را در روند یابی سیلاب وارد نموده و تغییر در مشخصات سیلاب نظیر عمق، دبی و سرعت جریان را مورد بررسی قرار دهیم. بدین منظور پایان نامه مذکور در پنج فصل نوشته شده است.

در ابتدا تاریخچه ای از مطالعات صورت گرفته پیرامون حل معادلات سنت-ونانت، محاسبه مقادیر نفوذ آب در خاک و سپس ترکیب معادلات سنت و نانت و معادلات نفوذ ارائه شد. سپس با توجه به ماهیت معادله سنت و نانت (هذلولوی بودن)، توسط روش عددی تفاضل محدود صریح مک کورمک به گسسته سازی شبکه حل و معادلات پرداخته شد. سپس با استفاده از محیط برنامه نویسی ویژوال بیسیک، برنامه کامپیوتری تهیه گردید که ترم نفوذ در بستر خاک را (توسط معادلات تجربی برآورد نفوذ) در رابطه سنت-ونانت، به عنوان دبی خروجی در نظر می گرفت. سپس با استفاده از چند آزمون و مقایسه نتایج برنامه کامپیوتری با نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی، از صحت عملکرد برنامه کامپیوتری نوشته شده اطمینان حاصل کردیم. آنگاه با بررسی پدیده های شکست سد و مطالعه موردی رودخانه واش، به بررسی اهداف مورد نظر پایان نامه پرداختیم.

۲-۵ نتیجه گیری

موارد زیر به عنوان نتیجه گیری نهایی از تحقیقات انجام شده و نتایج حاصل از مدل سازی می باشد:

- ۱- برنامه کامپیوتری تهیه شده بر اساس روش تفاضل محدود صریح مک کورمک قادر به شبیه سازی جریان یکنواخت، پدیده شکست سد در بستر افقی بدون اصطکاک و پدیده شکست سد در بستر شیبدار و خشک (به علت تطابق قابل قبول با نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی) با دقت قابل قبولی می باشد.
- ۲- از بین روابط تجربی موسکات، دیویس ویلسون، موریتس و اینگهام با پیاده سازی مدل عددی بر روی روخانه واش و مقایسه نتایج حاصل از مدلسازی عددی با نتایج مشاهداتی، رابطه تجربی اینگهام در برآورد مقدار حجم آب نفوذ یافته در بستر خاک دارای دقت بالاتری می باشد.
- ۳- نفوذپذیری بستر در مدت زمان کم تاثیر چشمگیری بر کاهش حجم سیلاب و کاهش ارتفاع پیشانی موج سیلاب داشته ولی تاثیر چندانی بر سرعت پیشروی پیشانی موج ندارد.
- ۴- نفوذپذیری بستر در مدت زمان زیاد علاوه بر کاهش حجم سیلاب و ارتفاع پیشانی موج بر مسافت طی شده توسط موج و کاهش سرعت موج تاثیر زیادی دارد.

۳-۵ پیشنهادات

در این پایان نامه برای برآورد مقادیر نفوذ، از معادلات تجربی که حاصل تحقیق محققین گوناگون در شرایط جغرافیایی مختلف می باشد استفاده شده است. لذا بهتر است جهت برآورد مقادیر دقیق نفوذ با استفاده از روابط تجربی، ضرایب معادلات برای هر منطقه واسنجی گردد. ضمناً می توان برای دقیق تر شدن روندیابی هیدرودینامیکی به محاسبه مقادیر آب تبخیر شده از سطح جریان با استفاده از روابط و روش های گوناگون برآورد تبخیر پردازیم.

جریان سیل روی سطح خاک، جریانی است غیر ماندگار و متغیر مکانی که از خصوصیات فیزیکی و نفوذپذیری خاک تاثیر می پذیرد و میزان نفوذ آب به درون خاک نیز علاوه بر اینکه از خصوصیات فیزیکی و هیدرولیکی خاک نظیر مقدار رطوبت و ضریب آبگذری متاثر می شود، تابعی از ارتفاع، طول

و مدت زمان برقراری جریان روی سطح خاک می باشد. پیچیدگی ناشی از تاثیر متقابل این دو مولفه بر یکدیگر از یک سو و هزینه و مدت زمان زیادی که مشاهده و ارزیابی نتایج در طرح های آبیاری و پخش سیلاب در طبیعت می طلبد از سوی دیگر، لزوم شبیه سازی توام جریان کم عمق روی سطح و نفوذ به درون نیمرخ خاک را روشن می نماید. استفاده از روابط تجربی نفوذ اطلاعاتی از چگونگی توزیع رطوبت درون نیمرخ خاک به ما ارائه نمی دهد. در نتیجه پیشنهاد می شود برای برآورد مقادیر نفوذ آب به درون خاک از روابط فیزیکی نفوذ مانند معادله ریچاردز استفاده شود تا در حین مدلسازی جریان سطحی بتوانیم اطلاعاتی از تغییرات جبهه رطوبتی خاک و همچنین تاثیر تغییرات این جبهه بر میزان نفوذ داشته باشیم.

منابع

- احمدی ع، (۱۳۹۰)، "مقایسه دو الگوی تفاضل محدود و شبکه عصبی مصنوعی در پیش بینی روند حرکت موج سیلاب"، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، ص ۴۹، سمنان.
- اژدری مقدم م، (۱۳۸۹)، "مقایسه نتایج حاصل از حل معادلات سنت و نانت به کمک سه الگوی عددی"، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، ص ۳۸-۲۶، مشهد.
- براتی ر، (۱۳۸۹) " شبیه سازی سیلاب در رودخانه به کمک شما های مختلف عددی (مطالعه موردی رودخانه کارون)" *مجله فنی مهندسی دانشگاه آزاد اسلامی مشهد*، شماره ۱، دوره سوم، ص ۴۲-۵۱.
- پایدار ز، (۱۳۷۰) "مدل ریاضی تلفات نشت از کانالهای آبیاری"، *مجله آب*، شماره ۱۰، ص ۲۲-۱۵.
- حسین نژاددوین ع، (۱۳۸۹)، "حل عددی معادلات حاکم بر جریان غیر دائمی به کمک الگوی ضمنی پرایزمن و الگوی صریح مک کورمک"، *پانزدهمین کنگره ملی مهندسی عمران*، ص ۱۰۸-۹۳، مشهد.
- حیدری زاد م، (۱۳۸۷)، "مقایسه نتایج کاربردی معادله تئوری با تجربی نشت آب از کانال منطقه رودشت اصفهان"، اولین همایش مدیریت جامع حوضه آبخیز زاینده رود، اصفهان.
- سالمی ح، و سپاسخواه ع، (۱۳۸۵) "اصلاح معادلات تجربی نشت آب از کانال در منطقه رودشت اصفهان"، *مجله علوم و فنون کشاورزی و منابع طبیعی*، شماره ۱، سال ۱۰، ص ۲۹.
- عراقی علوی س، (۱۳۷۳)، پایان نامه ارشد: "مدیریت توزیع منابع آب رودخانه زاینده رود بر اساس برآورد راندمان انتقال آب در کانال های زیر دست"، دانشکده کشاورزی، دانشگاه صنعتی اصفهان.

- فتوحی م، و حسینی س.م، (۱۳۸۶) "تحلیل حساسیت پارامترهای روندیابی سیلاب و تلفات نشت در رودخانه های مناطق خشک"، *مجله علوم و مهندسی آبخیز داری ایران*، شماره ۱، ص ۱۲.
- قبادیان ر، (۱۳۹۰) "روندیابی سلاهی و تخمین تلفات نشت در رودخانه های فصلی با حل همزمان معادلات جریان غیر ماندگار و نشت"، *نشریه آب و خاک*، شماره ۲، ص ۲۹۶.
- کریمیان کاکلکی ر، (۱۳۹۲) "مقایسه روشهای هیدرولیکی روندیابی در بازه ای از رودخانه دو آب صمصامی"، *مجله مهندسی منابع آب*، شماره ۶، ص ۲۴-۱۵.
- کشکولی ح، (۱۳۶۶) "بررسی مختصر میزان و علل تلفات انتقال آب در تعدادی از کانال های خاکی خوزستان"، *مجله علوم کشاورزی*، شماره ۱۸، دوره سوم، ص ۱۳-۱۰.
- نشاط ع. و پاره کار م، (۱۳۸۶) "مقایسه روش های تعیین سرعت نفوذ عمودی آب در خاک"، *مجله علوم کشاورزی و منابع طبیعی*، جلد ۴، ص ۱۰-۱.
- نیازی ف، (۱۳۸۷) "مقایسه روشهای روندیابی کلارک و ماسکینگام در روندیابی سیلاب رودخانه کارون" *مجله دانش کشاورزی*، شماره ۲، جلد ۱۸، ص ۲۵-۱۱.
- Akbari G. and Firooz B. (2010) "Implicit and implicit numerical solution of saint- venat equation for simulating flood wave in natural rivers", NCCE , pp 2-8, mashahad, Iran.
- Alazba A. (1999), "Expilic volume balance model solution" J. Irrig. Drain. Eng. 125(5), pp 273-279
- Bleninger T., Fenton J. and Zentgraf R. (2006) "One dimensional modeling and a case study of the river Rhine". Proceeding of international, p13.
- Boroto R. and Gorgens A. (2003) "Estimating transmission losses along the Limpopo River –an alternative methods" Hydrology of the Mediterranean and semi arid region, 278, pp 138-143.
- Capart H., Eldho T., Huang S., Young D., Zech Y. (2003) "Treatment of natural geometry in finite volume river flow computation" J. of. Hydraulic., 5, p 385.
- Chalfen M. and Nieniec A. (1996) "Analytical and numerical solution of saint-venat equation "J. of. Hydrology. , 86, pp 1-13.

- Chaudhry M. H. (2008), "open channel flow" vol 2.
- Chaw K. (1990) "Application of Pressmann scheme on flood propagation in river systems in difficult terrain" J. of Hydrology., 193, p 535.
- Chow V.T. (1988), "Applied Hydrology", New York, McGraw-Hill, 527 p
- Davis J. (1961) "Estimating rate of advance for irrigation furrows" ASAE, 4, p 2-57.
- Devries J. and Simmers I. (2002) "Ground water recharge: an overview of processes and challenges" J of Hydrology, 10, pp 5-17.
- Elliott R. and Walker R. (1982) "Field evaluation of furrow infiltration and advance functions" ASAE, 25, p 396.
- Hall W. (1956) "Estimating irrigation border flow" Agricultural Engineering, 37, 4, p 263.
- Henderson F.M. (1966) "open channel flow", Prentice-Hall, New Jersey, USA.
- Hoffmann K.A. (1993), "Computation fluid dynamics for engineers" vol 1.
- Katapodes N. and Strelkoff T. (1977) "hydrodynamics of border irrigation-complete model" ASCE, J. of Irrig., 103, 3, 309.
- Knighton A.D. and Nanson G.C. (1994) "Flow transmission along an arid zone anastomosing river, copper creek, Australia". Hydrology, 10, pp 5-17.
- Kraatz D.B. (1977) "Irrigation canal lining" FAO land and water development series", 1, p 199.
- Lange J. (2005), "Dynamics of transmission losses in large airied stream Channel" J. of hydrology, vol 306, pp 112-126
- Lee H. and Hsieh H. (2003) "numerical solution of scour and deposition in a channel network" J of Sediment., 18(1), pp32-49.
- Mahessar A., Qureshi A. and Baloch A. (2013) "Numerical study on flood routing Indus river" J. of. Hydraulic., International water technology, 3,1, pp3-12.
p129.
- Schmitz G. and Seus J. (1992) "mathematical zero inertia modeling of surface irrigation advanced in furrows" ASCE, J. of Irrig., 118, p 1
- Sorman A. and Abdulazzak M. (2002) "Transmission losses in natural river and streams-a review" Victoria university of Technology, Melbourne.
- Vivarelli R. and Perera B.J.C. (2002) "Transmission losses in natural river and streams-a review" proceeding of 2002 river symposium, Brisbane, Australia.

-Wallender W. and Rhine M. (1990)" Shooting method for Saint Venant equation of furrow irrigation" ASCE, J. of Irrig., 116 ,1,p 114.

-Walter M. (1990) " Transmission losses in arid region" J .of .Hydraulic eng ASCE 116, p 129.

Abstract

Routing is a process used to predict the temporal and spatial variations of a flood hydrograph as it moves through a catchment. The effect of storage and flow resistance within a catchment are reflected by changes in hydrograph shape and timing as the flood wave from upstream to downstream. Flood routing procedures may be classified as either hydrological or hydraulics. Hydrological methods use the principle of continuity and a relationship between discharge and temporary storage of excess volume of water during the flood period. Hydraulic methods of routing involved the numerical solutions of the one dimensional Saint-Venant equations of gradually varied unsteady flow in open channels. In the context of this thesis was to investigate the effect of substrate Permeability in advancing wave flood in dry and flat plains is studied. The first computer program written in Visual Basic McCormack explicit finite difference method, To assess the accuracy of a computer program written by phenomena dam failure in both flat bed without friction and bed slope and dry and the output results with analytical solutions and laboratory and measurement errors answers numerical comparison with analytical solutions and laboratory index RMSE deals out. The results indicate that the numerical model by a dam failure is acceptable accuracy in the modeling process. In order to estimate the influence of the values of four empirical equations of Ingham, Davis Wilson, Mauritius and Muscat was used. Then evaluated using a computer program written in the field of hydrography Hughes wash lane and river characteristics was studied. The results indicate the superiority of Ingham equation empirical equation to estimate the influence of the four mentioned in the estimation of the influence of river Hughes wash. The dam failure phenomena in smooth, frictionless and steep and dry substrates (for a short time) and river Hughes wash (for long periods) bed permeability under different conditions, the effect of permeability on flood wave characteristics were examined. The output results indicate that the increase in permeability was reduced flood wave but the three-parameter flow velocity and flow depth, velocity parameters are more sensitive to other parameters for permeability changes at different times.

Keywords: flood routing, Saint-Venant equations, empirical equations for diffusion, finite difference, McCormack



Shahrood University

Civil Engineering Faculty

**The Effect of Substrate Permeability in advancing wave flood
in dry and flat plains**

Mostafa Shamimi

Supervisor:

Dr.Amir abbs Abedini

January 2015