

بسم الله الرحمن الرحيم



دانشکده مهندسی عمران

رشته مهندسی عمران گرایش مهندسی و مدیریت منابع آب

پایان نامه کارشناسی ارشد

مکان‌یابی مناسب چک‌دمهای در سطح حوضه آبریز با هدف تسکین سیلاب

نگارنده: محمد روحی

اساتید راهنما:

دکتر جعفر یزدی

دکتر سعید گلیان

آبان ۱۳۹۵

ج

تّعديم به مادر عزيز تراز جانم:

مادرم هستي من ز هستي توست تا هستم و هستي دارم توست.

غمگار جاو داني مادر است

چشم هرباني مادر است

این پایان نامه را به پدر و مادر و برادر عزیزم تقدیم می کنم

خدای بزرگ و منان را سأکرم که به من اراده، توانایی و انگیزه عطا فرمود تا بتوانم این پژوهش را با مهندسی و فنیت به اتمام

برسازم.

با تقدیر و مشکر شایسته از استاد فریخته و فرزانه جناب آقا دکتر حضرتیزدی که با نکته های دلاؤیز و گفته های بلند و با صبر و تحقیق

فرآوان و صحیحه های سخن را علم پرور نموده، همواره راهنمای و راهنمایی خارجی و اتمام و اکمال پایان نامه بوده است.

همچنین از استاد بزرگوار جناب آقا دکتر سعید گلیان که همیشه بنده را راهنمایی کرده و زحمات فراوانی کشیده مشکر و تقدیر

می نمایم.

تعهد نامه

اینجانب محمد روحی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران گرایش مهندسی و مدیریت منابع آب دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه مکان یابی مناسب چک دمها در سطح حوضه آبریز با هدف تسکین سیلاب تحت راهنمایی دکتر جعفر یزدی و دکتر سعید گلیان

متوجه می شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش‌های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطلوب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام «دانشگاه صنعتی شاهرود» و یا «Shahrood University of Technology» به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- 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 اخلاق انسانی رعایت شده است

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده

بدون شک سیلاب به عنوان یک بلای طبیعی شناخته شده است، ولی در عمل، سیلاب هم از نظر تلفات جانی و هم از نظر خسارات مالی مهیب‌ترین بلایای طبیعی در جهان محسوب می‌شود. از سال ۱۹۷۰ تا سال ۲۰۱۴ در منطقه آسیا و پاسیفیک طی ۴۵ سال گذشته ۶۴ درصد از کل بلایای طبیعی مربوط به سیل و طوفان بوده که مرگ و میر ناشی از آن ۱۲۸۰۰۰ تن بوده است. در این رابطه نکته نگران کننده، روند افزایش تلفات و خسارات سیلاب در جهان در دهه‌های اخیر بوده است. روش‌های سازه‌ای مدیریت سیلاب زیر مجموعه‌ای از مدیریت سیل است که شامل نقش سازه‌ای و بهره‌برداری از آن می‌باشد. مهار سیلاب شامل فرایندهای خاصی است که با فراهم آوردن و بهره‌برداری از سازه‌های طراحی شده، اثرات تخریبی سیل را رفع یا کاهش دهد که این امر با ذخیره، محدود سازی و انحراف جریان سیلاب تا حدی که از لحاظ اقتصادی توجیه پذیر باشد، انجام می‌شود.

یکی از اقدامات سازه‌ای برای کنترل یا مهار سیل و رسوب، استفاده از نوعی از سدهای کوچک به نام سدهای اصلاحی (چکدم) است. سدهای اصلاحی سازه‌های بسیار ساده و نسبتاً کم هزینه هستند که در سرشاخه‌های آبراهه‌ها اجرا می‌شوند و بخار اینکه به مصالح و تکنولوژی خاصی نیاز ندارند بسیار کاربردی هستند.

در این تحقیق به بررسی اثرات چکدمها در سطح حوضه آبریز با استفاده از مدل هیدرولوژیکی HEC-HMS و همچنین مکان‌یابی مناسب آن‌ها با هدف تسکین سیلاب پرداخته خواهد شد. و جانمایی بهینه چکدمها با استفاده از الگوریتم بهینه سازی چند هدفه NSGA-II انجام می‌شود. و انتخاب جواب‌های بهینه از لحاظ کاهش هزینه ساخت چکدم و کاهش دبی اوج سیل برای سه دوره بازگشت دو، پنج و ده ساله انجام می‌شود. با عنایت به اینکه سدهای اصلاحی (چکدم) در مناطق کوهستانی کاربرد دارند، لذا زیرحوضه‌های امام زاده داود و کشار از حوضه آبریز کن در ایران در استان تهران که یک منطقه کوهستانی بشمار می‌رود و از لحاظ تفریحی و زیارتی حائز اهمیت می‌باشد به عنوان مطالعه بررسی و نتایج آن تحلیل و ارزیابی می‌شود.

به عنوان نتیجه گیری کلی می‌توان بیان نمود، که اثر احداث چکدمها بر روی زیر حوضه‌های امام‌زاده داود و کشار با استفاده از تلفیق مدل شبیه‌سازی و بهینه‌سازی مفید واقع شد و همچنین در این تحقیق با روش بهینه سازی و انتخاب جواب با استفاده از الگوریتم بهینه سازی چند هدفه (NSGA-II) با منظور کردن هزینه تعمیر و نگهداری برای ساخت چکدم مشکل تخلیه رسوبات و بازسازی چکدم که باعث کاهش اثرگذاری چکدمها در تسکین سیلاب بود تا حدود زیادی برطرف شد که این امر باعث کاهش دبی اوج سیلاب در دوره‌های بازگشت طولانی‌تر می‌شود. همچنین میزان درصد کاهش دبی پیک سیلاب برای دوره‌های بازگشت مختلف برای هریک از جواب‌های مدل بهینه در مقایسه با حالت بدون چکدم، معنی‌دار بوده است. و استفاده از چکدمها با بکارگیری الگوریتم بهینه سازی چند هدفه در دوره‌های بازگشت طولانی‌تر مثبت ارزیابی شد.

واژگان کلیدی: سیلاب، سد اصلاحی، مدل هیدرولوژیکی، شبیه سازی، الگوریتم بهینه سازی

فهرست

مقدمه

۲ ۱-۱- مقدمه
۳ ۱-۲- ضرورت تحقیق
۵ ۱-۳- اهداف تحقیق
۶ ۱-۴- شیوه تحقیق
۷ ۱-۵- نوآوری‌های تحقیق
۷ ۱-۶- فرض‌های تحقیق
۸ ۱-۷- ساختار پایان‌نامه

مروری بر منابع و نوشتارهای موجود

۱۲ ۲-۱- چکدمها
۱۲ ۲-۱-۱- تعریف
۱۲ ۲-۲- فاصله چکدمها
۱۴ ۲-۲-۱- روابط تجربی برای تعیین فاصله چکدمها
۱۵ ۲-۲-۳- تاثیر چکدمها بر مورفولوژی آبراهه‌ها
۱۹ ۲-۴- تاثیر چکدمها بر خصوصیات هیدرولوژیکی آبراهه‌ها

مواد و روش‌ها

۲۸ ۱-۳- سد اصلاحی
۲۸ ۲-۳- انواع سدهای اصلاحی
۲۸ ۱-۲-۳- بر اساس مدت کاربرد
۲۹ ۲-۲-۳- بر اساس نوع کاربرد
۲۹ ۳-۲-۳- بر اساس نوع مصالح مورد استفاده
۳۰ ۴-۲-۳- انتخاب نوع مصالح سدهای اصلاحی
۳۰ ۳-۳-۳- معیارها و شاخص‌های مورد نیاز برای تعیین تعداد و فاصله سدهای اصلاحی
۳۰ ۳-۳- شیب حد
۳۱ ۲-۳-۳- فاصله چکدمها
۳۳ ۳-۳-۳- ارتفاع چکدمها
۳۵ ۴-۳-۳- تعداد چکدمها
۳۵ ۴-۴- منطقه مورد مطالعه
۳۵ ۱-۴-۳- حوضه کن
۳۹ ۲-۴-۳- کاربری اراضی حوضه کن
۴۱ ۵-۳- مدل هیدرولوژیکی
۴۱ ۱-۵-۳- معرفی نرمافزار HEC-HMS
۴۱ ۲-۵-۳- برنامه جانی HEC-GeoHMS
۴۲ ۳-۵-۳- مراحل تهیه مدل در HEC-GeoHMS
۴۳ ۶-۳- حوضه امامزاده داود
۴۴ ۱-۶-۳- شبیه‌سازی حوضه امامزاده داود
۴۶ ۲-۶-۳- ورود اطلاعات پایه در مدل حوضه
۴۷ ۳-۶-۳- روندیابی جریان حوضه امامزاده داود
۴۸ ۴-۶-۳- ورود آمار در مدول مدیریت داده‌های سری زمانی
۵۰ ۵-۶-۳- نحوه ایجاد و مدیریت توابع میان دو متغیر
۵۰ ۶-۶-۳- مشخصات کنترل زمان شبیه‌سازی
۵۰ ۷-۳- شبیه‌سازی حوضه کشار
۵۱ ۱-۷-۳- تنظیم عنصر زیرحوضه در حوضه کشار
۵۴ ۲-۷-۳- روندیابی جریان در آبراهه اصلی حوضه کشار
۵۵ ۳-۷-۳- مدل‌سازی هواشناسی حوضه کشار
۵۶ ۴-۷-۳- ورود داده‌های آماری سری‌های زمانی

۵۷	-۳-۸-۳ بھینه سازی
۵۸	-۳-۸-۱ مدل بھینه سازی
۶۰	-۳-۸-۲ الگوریتم مورد استفاده
۶۳	-۳-۸-۳ عملگرهای الگوریتم ژنتیک
۶۴	-۳-۸-۴ برآورد هزینه چکدم در مدل بھینه

نتایج و بحث

۷۰	-۴-۱-۱ مقدمه
۷۰	-۴-۲-۱ تجزیه و تحلیل حوضه امامزاده داود
۷۳	-۴-۲-۱-۱ تحلیل نتایج حاصل از مدل بھینه سازی حوضه امامزاده داود
۷۹	-۴-۲-۲-۱ هیدروگراف خروجی زیر حوضه
۸۱	-۴-۲-۳-۱ تجزیه و تحلیل حوضه کشار
۸۱	-۴-۳-۱-۱ واسنجی و اعتباریابی مدل
۸۵	-۴-۳-۱-۲ واسنجی مدل
۸۶	-۴-۳-۲-۱ تحلیل نتایج اجرای مدل بھینه سازی حوضه کشار
۸۶	-۴-۳-۲-۱ تحلیل نتایج بھینه سازی
۹۲	-۴-۳-۲-۵ هیدروگراف خروجی حوضه

نتیجه گیری

۱۰۰	-۵-۱ نتیجه گیری
۱۰۱	-۵-۲ جمع‌بندی
۱۰۲	-۵-۳ پیشنهادات
۱۰۳	منابع

فهرست جداول

۱۳	جدول ۲-۲- روابط پیشنهادی ضریب اصلاحی رابطه هید و مافیج
۴۶	جدول ۳-۲-۶- روش‌های موجود برای مولفه‌های شبیه‌سازی حوضه در مدل HEC-HMS
۶۶	جدول ۳-۶-۴- نسبت مساحت هر ۲۵ زیرحوضه در حوضه امام‌زاده داود
۷۳	جدول ۴-۲- نسبت رواناب زیرحوضه‌های امام‌زاده داود
۷۹	جدول ۴-۱-۲- مقادیر پارامتر مدل بهینه‌سازی بعد از تحلیل حساسیت
۸۲	جدول ۴-۱-۲- مقایسه میزان کاهش دبی اوج و افزایش زمان تمرکز بین مجموعه جوابها و عدم ساخت چکدم
۸۷	جدول ۴-۲-۳-۱- پارامترهای کالیبره شده حوضه کشار
۹۵	جدول ۴-۳-۲- نتایج کالیبراسیون و اعتبارسنجی برای رخدادهای سیل
۹۵	جدول ۴-۳-۴- مقایسه میزان کاهش دبی اوج و افزایش زمان تمرکز بین مجموعه جوابها و عدم ساخت چکدم
۹۷	جدول A- پارامترهای کالیبره شده مدل بزرگ مقیاس
۹۶	جدول B- تعداد چکدمها در هر زیرحوضه

فهرست اشکال

۳۲ شکل ۲-۳-۳- فاصله چکدم
۳۴ شکل ۳-۳- شمای چکدم
۳۷ شکل ۱-۴- مشخصات حوضه کن
۳۸ شکل ۱-۱-۴- موقعیت ایستگاه بارانسنجی، ایستگاه هیدرومتری و رودخانه کن
۴۰ شکل ۲-۴- نقشه کاربری اراضی حوضه کن
۴۴ شکل ۶-۳- مشخصات حوضه امام‌زاده داوود
۵۳ شکل ۷-۳- مشخصات حوضه کشار
۶۲ شکل ۲-۸-۳- نحوه جبهه‌بندی نقاط در روش NSGA-II
۶۳ شکل ۱-۲-۸-۳- محاسبه فاصله ازدحام
۶۷ شکل ۴-۶-۳- هیدروگراف سیلان طراحی حوضه آبریز امام‌زاده داوود
۶۸ شکل ۳-۲-۳- چکدم خشکه‌چین و توری سنگی
۶۸ شکل ۳-۱-۶-۳- شماتیک مربوط به احداث چکدمها به صورت سری در آبراهه
۷۱ شکل ۲-۴- هیدروگراف سیل خروجی حوضه امام‌زاده داوود برای سه دوره بازگشت دو، پنج و ده ساله
۷۴ شکل ۱-۲-۴- مجموعه جواب‌های بدست آمده برای حوضه امام‌زاده داوود برای سه دوره بازگشت
۷۹ شکل ۲-۲-۴- تاثیر جواب‌های بهینه بر هیدروگراف حوضه امام‌زاده داوود برای سه دوره بازگشت
۸۰ شکل ۱-۲-۲-۴- نمودار مربوط به هزینه و درصد کاهش دبی اوج سیلان حوضه امام‌زاده داوود
۸۱ شکل ۳-۴- شمای کلی حوضه کشار در نرم‌افزار HEC-HMS
۸۲ شکل ۲-۳-۴- نتایج کالیبراسیون مدل، هیدروگراف مشاهداتی و شبیه‌سازی در ایستگاه هیدرومتری کشار
۸۸ شکل ۴-۳-۴- مجموعه جواب‌های بدست آمده برای حوضه کشار برای سه دوره بازگشت
۹۴ شکل ۵-۳-۴- تاثیر جواب‌های بهینه بر هیدروگراف حوضه کشار برای سه دوره بازگشت
۹۴ شکل ۴-۳-۵-۱- نمودار مربوط به هزینه و درصد کاهش دبی اوج سیلان حوضه کشار

مقدمة

۱-۱- مقدمه

سیل یکی از مهمترین بلایای طبیعی با منشا آب و هوایی می باشد که همه ساله باعث خسارت مالی و جانی فراوانی در سرتاسر جهان می شود. سیل یک سوم کل خسارات و دو سوم کل تعداد افرادی که تحت تاثیر بلایای طبیعی قرار می گیرند را به خود اختصاص داده است و در این میان قاره آسیا و آفریقا با ۳۵ درصد، کل خسارات، بیشتر از سایر قاره ها تحت تاثیر این پدیده قرار دارند (Pilon, 2004). زندگی مردمی که در مناطق کوهستانی زندگی می کنند بر اساس حوادث طبیعی مانند بهمن و سیل و اثرات باقی مانده از آنها در طی قرن ها با مشکلات زیادی روبرو بوده است (Martin et al., 1997).

در نتیجه، طرح های مهار سیلاب بسیاری با هزینه های فراوان در اطراف رودخانه ها اجرا شده و می شود. بطور کلی برای کنترل و مهار سیل از روش های سازه ای و غیر سازه ای می توان بهره گرفت، البته گاه از روش های تلفیقی نیز استفاده می شود که هر کدام مزایا و معایبی دارند. این روش ها توسط مهندسین غالباً برای حفاظت یک منطقه آسیب دیده در سیل بکار می رود تا هدف کلی جلوگیری از ورود سیل به دشت سیلابی و ایجاد خسارات را تامین نماید.

در روش های سازه ای بطور سنتی، تغییر مسیر و ساماندهی بازه هایی از یک رودخانه یا احداث سازه ای در طول رودخانه برای مقابله با موج سیل و یا در صورت وجود اعتبارات مالی کافی ایجاد مخزن و ذخیره سیلاب مطرح می شود. در این ارتباط استفاده تلفیقی از روش های سازه ای و غیر سازه ای به منظور دستیابی به موفقیت بیشتر در عملیات مهار سیل پیشنهاد گردیده است (Kundzewicz, 2002; Xu et al., 2004).

آگاهی از نحوه تاثیر عملیات مکانیکی و بیولوژیکی روی پاسخ حوضه در مقابل بارش، یکی از مسائل مهم و اساسی در مدیریت حوضه های آبریز و مطالعات کنترل سیل می باشد بطوریکه اجرای هر گونه عملیات در سطح حوضه با ایجاد تغییراتی در ضربی زبری، زمان تمرکز، پوشش گیاهی و در نتیجه

تغییر نفوذ پذیری خاک موجب بروز رفتارهای متفاوت حوضه در تولید رواناب و نهایتاً دبی اوج هیدرولوگراف سیل حوضه‌های آبریز می‌گردد (Simonovic, 2002).

۱-۲- ضرورت تحقیق

یکی از روش‌های سازه‌ای برای کنترل و مهار سیلاب که در این پایان‌نامه به بررسی آن پرداخته می‌شود سد اصلاحی^۱ (چکدم) می‌باشد.

سدهای اصلاحی سازه‌های کوچکی هستند که به منظور کاهش حجم سیلاب و شیب آبراهه‌ها، کاهش سرعت جریان و مهار فرسایش در آبراهه‌ها ساخته می‌شوند. مصالحی نظیر چوب، سنگ، سنگ و ملات، بتن و توری سنگ در ساخت سدهای اصلاحی مورد استفاده قرار می‌گیرد. این سازه‌ها در سطح گسترده‌ای در طرح‌های حفاظت خاک و کنترل سیلاب توسط دستگاه‌های اجرایی در سال‌های اخیر مورد استفاده قرار گرفته و بخش عمده‌ای از هزینه‌ها را به خود اختصاص داده است (معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، ۱۳۸۷). سدهای اصلاحی سازه‌های بسیار ساده و نسبتاً کم هزینه هستند که در سرشاخه‌های آبراهه‌ها اجرا می‌شوند و با خاطر اینکه به مصالح و تکنولوژی خاصی نیاز ندارند بسیار کاربردی هستند (Xu et al., 2013). از دیدگاه مهندسی هیدرولیک عمده ترین کاربرد چکدمها کاهش حجم جریان سیلاب و شیب بستر رودخانه و کاستن سرعت جریان است و تعداد مناسب سدهای اصلاحی بر اساس اهداف پژوهه و نیز میزان هزینه‌ها تعیین خواهد شد (معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، ۱۳۸۷).

توسعه و کاربرد انواع چکدمها در بعضی از کشورها برای بازگرداندن اکوسیستم رودخانه و همچنین برای کنترل کردن دبی‌های ناگهانی جریان‌های بالادست رودخانه مدنظر قرار گرفته است.

¹ Check Dam

استفاده از چکدها باعث بهبود تداوم سیستم رودخانه از طریق کاهش عوامل فیزیکی محیط شامل سرعت، اندازه ذرات و شیب بین بالادست و پایین دست آبراهه‌ها می‌شود (Kang et al., 2013). در کشورهای پیشرفته نظیر برخی کشورهای اروپایی و ژاپن استفاده از چکدها بطور جدی در دستور کار می‌باشد. و تعداد مناسب سدهای اصلاحی بر اساس اهداف پژوهش و نیز میزان هزینه‌ها تعیین خواهد شد (معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، ۱۳۸۷). از مزایای عمدۀ چکدها می‌توان به کاهش سرعت جریان (Nyssen et al., 2004)، افزایش کیفیت آب (Hudson-Edwards et al., 2007)، کنترل و تله اندازی رسوبات (Castillo et al., 2003; Heed and Mufich, 1973)، افزایش ظرفیت نفوذ در کanal، افزایش پوشش گیاهی (Bombino et al., 2008; Goel et al., 1996) و کاهش دبی اوج سیلان (Roshani, 2003; Moore, 1996; Honxiong, 1998) حوضه می‌شوند که در نهایت منجر به اصلاح نیمرخ طولی و عرض آبراهه خواهد شد (Hassanli et al., 2009) اشاره کرد. احداث سدهای اصلاحی که با هدف کاهش رسوب در آبراهه‌ها احداث می‌شوند، باعث ایجاد تاخیر در جریان و تقلیل سرعت آن نیز می‌گردند (FAO, 2001). دبی بیشینه سیلان از مهمترین پارامترهای مخرب سیل در حوضه‌های آبریز است. اقدامات مختلف برای کاهش دبی بیشینه سیل در دهه‌های اخیر بکار گرفته شده‌اند. احداث سد اصلاحی یکی از اقدامات اصلی برای کنترل سیل و رسوب در حوضه‌های آبریز ایران بوده است که هزینه‌های سنگینی برای دولت داشته و کاربرد آن‌ها پس از سال ۱۳۶۹ به سرعت گسترش یافته است (Hashemi, 2013). امروزه استفاده از قابلیت مدل‌های هیدرولوژیکی به منظور شبیه سازی اثرات فعالیت‌های مدیریتی در فرایند تصمیم‌گیری نقش تعیین کننده‌ای به خود گرفته است (Roo et al., 2003). (Roshani, 2003) تاثیر سدهای اصلاحی بر دبی‌های اوج در حوضه آبریز کن در استان تهران را با مدل HEC-HMS ارزیابی نمود و دریافت که گزینه‌های متفاوت تغییر شیب در آبراهه‌های حوضه تاثیر متفاوتی بر کاهش سیلان دارند. بر اساس نتایج وی، با ساخت ۵۳۶ سازه اصلاحی، زمان تمرکز به میزان ۱ ساعت افزایش و دبی اوج ۳۱ در صد کاهش خواهد یافت. (Shiieh et al., 2007) از نرم افزارهای

HEC-HMS و HEC-RAS به منظور شبیه‌سازی جریان و بررسی اثر احداث چکم در حوضه تسنگون تایوان استفاده کردند. نتایج بدست آمده بر اساس دامنه تغییرات (rav) و آزمون تی جفتی نشان داد که تاثیر احداث سازه بر خصوصیات جریان در سطح ($0.05 < \alpha$) معنی دار بوده است. (Castilo et al., 2007) به بررسی کارایی و تاثیر ژئومورفولوژیکی چکدمها در کنترل فرسایش خاک در حوضه مدیترانه‌ای موریکا پرداختند. نتایج این بررسی نشان داد که چکدمها رسوب و فرسایش داخل کanal را کنترل می‌کنند و برای لایروبی آبراهه بالادست و فرسایش پایین دست در حد مطلوبی مناسب و کاربردی هستند. نتایج همچنین نشان داد که در طی بارش‌های شدید مقادیر زیادی از رسوبات بالادست چکدمها باعث کاهش شیب طولی و کاهش سرعت جریان می‌شود. بنابراین در بالادست چکدمها، کanal تشییت می‌شود. یک رابطه منطقی برای طراحی سدهای اصلاحی شکافدار جهت کنترل جریانات گل و لای محتوی آشغال توسط (Armanini et al., 2001) ارائه شد. رابطه تئوری پیشنهاد شده با برخی نتایج آزمایشگاهی که جریانات رسوبدار را در مقیاس کوچک مدل کرده اند، مقایسه و تایید شد. در کار انجام شده توابعی برای سدهای اصلاحی شکافدار جهت کنترل جریانات رسوبدار و حاوی آشغال پیشنهاد شد و نویسندهان طرح پیشنهادی موجود برای حالت عادی انتقال رسوب را به عنوان روشی جهت حل مشکل طراحی سدهای اصلاحی باز در زمانی که سرعت عبور رسوبات از حد عادی انتقال رسوب تجاوز می‌کند، تعمیم دادند.

۱-۳- اهداف تحقیق

با توجه به موارد ذکر شده، در تحقیق حاضر به بررسی مکان‌یابی مناسب چکدمها در سطح حوضه آبریز با استفاده از معادلات مرتبط با چکدمها پرداخته خواهد شد. برای این منظور ابتدا اثرات هیدرولوژیکی حوضه با استفاده از مدل HEC-HMS برای دو زیر حوضه امام‌زاده داود و کشار از حوضه کن در استان تهران که منطقه کوهستانی بوده و از اهمیت بالایی از نظر تفریحی و زیارتی برخوردار است، انجام شده و مراحل کالیبره کردن مدل توضیح داده خواهد شد. و در نهایت بهینه-

سازی کردن مدل با استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی چند هدفه NSGA-II برای کاهش هزینه و همچنین کاهش دبی اوج سیلاب در دوره‌های بازگشت دو، پنج و ده ساله انجام می‌شود. میزان دبی اوج سیلاب و هزینه مصرفی برای ساخت و تعمیر چکدها برای هر جواب بهینه مشخص شده است و مقایسه جواب‌های بهینه با حالتی که از چکدم در هر دو زیر حوضه استفاده نشده است، می‌گردد. و میزان درصد کاهش دبی اوج سیلاب هر یک از جواب‌های بهینه برای هر دوره بازگشت مخصوص به زیر حوضه امامزاده داوود و کشار مشخص شده است.

۴-۱- شیوه تحقیق

ابتدا زیرحوضه‌های امامزاده داوود را بصورت جداگانه با استفاده از HEC-GeoHMS در محیط GIS به ۲۵ زیر حوضه کوچکتر تقسیم کرده و مشخصات زیرحوضه را با استفاده از این الحاقیه بدست می‌آید سپس تعداد ۱۰۰ مخزن (سد اصلاحی) برای هر ۲۵ زیرحوضه در نظر گرفته و مدلسازی آن را در نرمافزار HEC-HMS انجام داده و نتایج مربوط به دبی اوج سیلاب در خروجی حوضه بدست می‌آوریم لازم به ذکر است در زیرحوضه امامزاده داوود بدلیل نبود ایستگاه هیدرومتری قادر به کالیبره کردن آن وجود ندارد لذا از مدلی که در قبل با استفاده از مدل بزرگ مقیاس کالیبره شده است استفاده می‌شود. سپس مدل شبیه‌سازی و بهینه‌سازی را در مدل بهینه‌سازی NSGA-II تلفیق کرده و جواب‌های بدست آمده از این مدل بهینه‌سازی را مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرد. و مقدار دبی اوج سیلاب برای ۵ جواب منتخب از مجموع جواب‌ها مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. زیرحوضه کشار را همانند زیرحوضه امامزاده داوود به ۲۵ زیرحوضه کوچکتر تقسیم کرده و نتایج مربوط به مدل شبیه‌سازی هیدرولوژیکی را همانند فوق بدست می‌آویم. در زیرحوضه کشار به علت داشتن ایستگاه هیدرومتری در خروجی زیرحوضه قادر به کالیبراسیون مدل خواهیم بود. بعد از کالیبره کردن مدل، مدل شبیه‌سازی و بهینه‌سازی را در مدل بهینه‌سازی NSGA-II تلفیق کرده و از مجموعه جواب‌های پارتی بدست آمده ۵ جواب منتخب را انتخاب کرده و مقدار دبی اوج سیلاب در

خروجی مربوط به هر یک از این جوابها را مورد تجزیه و تحلیل قرار داده و اثرات آنها و مقدار کاهش دبی اوج سیلان مورد ارزیابی قرار خواهد گرفت.

۱-۵- نوآوری‌های تحقیق

نوآوری اصلی پایان‌نامه به شرح زیر می‌باشد:

- ۱- استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی چند هدفه NSGA-II برای کمینه کردن مقدار هزینه چکدم و دبی اوج سیلان می‌باشد. و بدست آوردن مجموعه جواب‌هایی از تلفیق مدل شبیه‌سازی و بهینه‌سازی و استخراج جواب‌های منتخب برای برآورده کردن توابع هدف می‌باشد.
- ۲- برطرف کردن ضعف سدهای اصلاحی در دوره‌های بازگشت بالاتر که بعضاً بدلیل پرشدن رسوب در پشت آن بعد از وقوع هر رخداد سیل و یا خرابی‌های ناشی از رخداد سیل، کارایی آنها برای کاهش دبی اوج سیل در خروجی کمتر می‌شد، با در نظر گرفتن مقدار هزینه تعمیرات ثابت بعد از احداث چکدم در مدل بهینه‌سازی تا این مشکل برطرف شد و استفاده از چکدمها در دوره‌های بازگشت طولانی‌تر مثبت ارزیابی شده است.

۱-۶- فرض‌های تحقیق

در این پایان‌نامه فرض‌هایی مورد استفاده قرار گرفته است که در این بخش به آنها پرداخته می‌شود.

- ۱- بدلیل بررسی دو زیرحوضه امام‌زاده داود و کشار از حوضه کن در فصول بعدی این پایان‌نامه به جای ذکر کلمه زیرحوضه برای این دو، از کلمه حوضه استفاده شده است.
- ۲- مخزن چکدمها خالی از رسوب فرض شده است و هزینه تعمیر و نگهداری چکدمها ۵۰ درصد هزینه ساخت لحاظ شده است.

۳- برآوردهزینه مربوط به چکدم توری سنگی بر اساس فهرست بهای آبخیزداری مشخص گردیده است. البته فهرست بها چند سالی است که برای برآوردهزینه چکدمها مورد استفاده واحدهای اجرایی قرار نمی‌گیرد ولی در این پایاننامه بر اساس قیمت هر متر گابیون میزان هزینه چکدم توری سنگی برآورد می‌گردد و این قیمت‌ها با توجه به اعمال ضرایب بالاسری برآورد شده است. لازم به ذکر است تمامی این هزینه‌ها بسته به منطقه و موقعیت جغرافیایی و بعضی از شاخص‌های دیگر در منطقه متفاوت می‌باشد.

۴- در این مطالعه نحوه قرار گیری چکدمها به صورتی می‌باشد که پی سد بالادست هم ارتفاع با تاج پایین دست می‌باشد. ساختار چکدم ۷ شکل می‌باشد و مقدار حجم آب ذخیره شده در پشت چکدم که به عنوان مخزن موقت عمل می‌کند توسط معادلات مربوطه بدست می‌آید. همچنین فرض شده است که رسوبات پشت سد سالانه تخلیه می‌شود.

۵- در این مدل برای شبیه‌سازی، مقدار حجم ناشی از ذوب برف لحاظ نشده است و دلیل آن نیز نبودن پارامترهای کافی برای ورود داده‌های آن برای کالیبره کردن مدل بود.

۷-۱- ساختار پایاننامه

مطالب این پایاننامه در پنج فصل ارائه شده است. پس از مطالب ارائه شده در این فصل، در فصل دوم سابقه مطالعات انجام شده در زمینه موضوع تحقیق، شامل تحقیقات انجام شده در مورد فاصله و نحوه قرارگیری چکدمها در آبراهه و روابط تجربی برای محاسبه فاصله چکدمها در آبراهه، تاثیر چکدمها بر مورفولوژی آبراهه‌ها و اثرات سدهای اصلاحی بر کاهش رسوب و فرسایش و سرانجام به تاثیر چکدمها بر خصوصیات هیدرولوژیکی آبراهه و تسکین سیلان پرداخته می‌شود. در فصل سوم، ابتدا به تعریف سدهای اصلاحی و روابط استفاده برای تعیین فاصله و همچنین حجم پشت چکدم آورده شده است و به تحلیل آن‌ها پرداخته می‌شود. در ادامه به نحوه مدل‌سازی کردن حوضه امامزاده داود و کشار و تقسیم بندی آن‌ها به ۲۵ زیرحوضه کوچکتر پرداخته و نحوه

مدلسازی آن با نرم افزار HEC-HMS و قرار دادن مخزن (سد اصلاحی) در آن و بدست آوردن روابط هیدرولوژیکی بطور کامل تشریح می‌گردد. در قسمت آخر به معرفی الگوریتم بهینه‌سازی چند هدفه NSGA-II پرداخته و همچنین به نحوه تشریح مدل در این مدل بهینه‌سازی پرداخته خواهد شد.

در فصل چهارم، به نتایج بدست آمده از تلفیق مدل شبیه‌سازی و بهینه‌سازی برای هر دو حوضه امامزاده داود و کشار پرداخته می‌شود و مجموع جواب‌های منتخب از این مدل مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرد همچنین هیدروگراف مدل شبیه‌سازی و بهینه‌سازی برای هر دو حوضه در سه دوره بازگشت دو، پنج و ده ساله مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در فصل انتهایی به نتیجه‌گیری داده‌های بدست آمده از این مدل پرداخته می‌شود و با یکدیگر مقایسه می‌شود و فهرستی از پیشنهادات برای تحقیقات آتی ارائه می‌شود.

مروری بر منابع و نوشتارهای موجود

۱-۲- چکدمها

۱-۱-۲- تعریف

چکدمها، سدهای کوچکی هستند که معمولاً در عرض آبراهه‌های کوچک و یا آبراهه‌هایی با جریانات فصلی بطور سری احداث و با کند کردن سرعت جریان علاوه بر جلوگیری از فرسایش آبراهه سبب افزایش زمان تمرکز حوضه و در نتیجه کاهش دبی اوج سیلاب خواهند شد. در صورت طراحی صحیح این سازه‌ها دبی اوج سیلاب را تا حدود زیادی کاهش و بدون ایجاد مشکل برای اراضی مجاور رودخانه، می‌توان سیلاب‌های با دوره بازگشت مورد نظر را عبور داد (معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، ۱۳۸۷).

۲-۲- فاصله چکدمها

بهترین مکان برای احداث اینگونه سازه‌ها آبراهه‌های کوچک با شیب زیاد که مساحت زهکشی کمتر از ۱۰ ایکر را دارند، می‌باشد. ارتفاع این سازه‌ها در مرکز مقطع کمتر از کناره‌ها می-باشد و فاصله بین دو سد متوالی به گونه‌ای است که تراز کف سد بالادست برابر تراز سر سد پایین دستی باشد (EPA, 2002).

بنی‌حبیب و پیری اردکانی (۱۳۸۹) به بررسی تعیین فاصله بهینه سدهای اصلاحی پرداختند. نتیجه آن‌ها نشان داد که مقدار دبی برای تعیین شیب پایدار توصیه نشده است در این تحقیق روابط با دبی‌های با دوره بازگشت مختلف مورد آزمون قرار گرفتند و نتایج نشان داد که دبی با دوره بازگشت ۵ ساله جواب بهتری را می‌دهد.

زیرا در حوضه مورد مطالعه سدهای اصلاحی (دامنه شیرکوه که یکی از مناطق استان یزد می‌باشد) دبی‌های با دوره بازگشت بزرگ نظیر ۵۰ ساله از روی سرریز سدها عبور می‌کند. همچنین در این مطالعه روابطی برای تعیین K پیشنهاد شده است که در جدول ۲-۲ آورده شده است که رابطه شماره ۴ از بقیه روابط خطای کمتری دارد.

جدول ۲-۲: روابط پیشنهادی ضریب اصلاحی رابطه هید و مافیج

ضریب همبستگی	معادله ضریب اصلاحی رابطه هید و مافیج (K)	شماره معادله پیشنهادی
R = 0.95	K = 0.048775G + 0.303882	(۱)
R = 0.951	K = 0.049291G + 0.015115 $\frac{D_{50}}{D_{90}}$ + 0.2941	(۲)
R = 0.952	K = 0.04939G + 0.51 $\frac{D_{50}}{D_{90}}$ - 0.00141D ₅₀ + 0.28192	(۳)
R = 0.96	K = 0.054672G + 0.367236 $\frac{D_{50}}{D_{90}}$ - 0.00424D ₅₀ + 0.00129D ₉₀ + 0.1805	(۴)

در این رابطه K ضریب اصلاحی رابطه هید و مافیج، G شیب کف آبراهه، D₉₀ قطر دانه‌هایی که درصد ذرات مساوی یا کمتر از آن باشد و D₅₀ قطر متوسط ذرات رسوب می‌باشد.

Lenzi (2002) مطالعه در رابطه با استفاده از چکدهای تخته سنگی به منظور ثبت آبراهه بر ویژگی‌های مورفولوژیکی در شمال ایتالیا پرداخت. بر اساس نتایج پژوهش او نشان داد که شرط رعایت حداکثر فاصله بین سدهای اصلاحی بر اساس هم ارتفاع بودن پی سد بالادست با تاج سد پایین، ضروری است که منجر به افزایش زمان تمرکز حوضه، کاهش سرعت جریان آب و نهایتاً کاهش دبی بیشینه سیلان شده است.

عباسی (۱۳۹۰) به بررسی صحرایی و ارائه رابطه جدید برای تعیین شیب حد (شیب آبراهه پی از ثبت) که یکی از معیارهای برای تعیین تعداد سدهای اصلاحی می‌باشد، در بالادست سدها اصلاحی (حوضه کارده در استان خراسان شمالی) پرداخت. بررسی نتایج برداشت‌های صحرایی و شیب حد اندازه‌گیری شده نشان می‌دهد که فاصله سدهای اجراشده با فاصله محاسبه شده از شیب حد یکسان نمی‌باشد. در بعضی موارد فاصله سدهای اجراشده بیشتر می‌باشد. نتایج بررسی در این تحقیق نشان داده که فاصله سدهای اجراشده به طور عمده نزدیک به فاصله محاسبه شده بر اساس شیب حد می‌باشد. در مواردی نیز این فاصله به شدت از فاصله محاسبه شده از شیب حد کمتر است. در این موارد بخشی از بدنه سد بالادست در رسوبات پشت مخزن پایین دست مدفون شده است. در

مواردی نیز فاصله چکدمها از فاصله شکل‌گیری شیب حد بیشتر بوده که در این حالت بستر آبراهه در پایین دست سد فرسایش یافته و به عبارت دیگر بستر آبراهه تثبیت نشده است. این موارد در مورد تمامی سدهایی که فاصله آن‌ها از فاصله مورد نیاز براساس شیب حد بیشتر است صدق نمی‌کند و فقط در آبراهه‌هایی که بستر فرسایش‌پذیر داشته‌اند مشاهده شده است.

در مواردی که چکدمها در آبراهه تثبیت شده و به منظور نگهداری رسوبات احداث شده‌اند، فرسایش در بستر آبراهه رخ نداده است. فاصله و ارتفاع چکدمها، شیب آبراهه و شیب حد شکل گرفته پس از رسوب‌گذاری در بالادست سدها به هم مرتبط می‌باشند. بر اساس شیب حد اندازه‌گیری شده در حوضه مورد مطالعه، روابطی برای محاسبه شیب حد بر اساس شیب آبراهه و دانه‌بندی مصالح بستر استخراج گردیده که تمامی آن‌ها در سطح ۹۹ درصد معنی دار بودند.

۲-۱-۲- روابط تجربی برای تعیین فاصله چکدمها

برای تعیین فاصله چکدمها از رابطه شماره ۱ استفاده کرده‌اند. Chatwin et al., (1994)

$$L = H / \tan(\theta - \gamma) \quad (1)$$

در این رابطه، (L) فاصله چکدم، (H) ارتفاع چکدم، (θ) شیب اولیه آبراهه و (γ) شیب آبراهه بعد از عملیات احداث چکدم می‌باشد. همچنین Van Dine (1996) از فرمول زیر برای محاسبه مینیمم فاصله چکدمها استفاده کرده است.

$$\text{minimum spacing} > 2l > (\tan(\theta) - \tan(\gamma)) \quad (2)$$

تمامی مشخصات فرمول بالا مشابه با فرمول شماره ۱ می‌باشد.

Osti and Egashira (2008) برای بدست آوردن حداقل فاصله بین دو چکدم متوالی از رابطه شماره ۳ استفاده کرده‌اند.

$$L > \frac{H_d}{\tan(\theta - \theta_e)} \quad (3)$$

در این رابطه (L) فاصله بین دو چکدم متواالی، (H_d) ارتفاع خالص چکدم، ($\bar{\theta}$) متوسط شیب کف بین دو چکدم و (θ_e) شیب تعادل بستر می باشد.

در کلرادو آمریکا رابطه ای جهت تعیین فاصله بین سدهای اصلاحی به Heed and Mufich (1977) شرح زیر ارائه نمودند.

$$L = \frac{H}{K * G * \cos\varphi} \quad (4)$$

که در فرمول فوق، L ، H و G به ترتیب فاصله بین دو سد، ارتفاع موثر سد و شیب کف آبراهه می باشد و K نیز یک ضریب تجربی بوده.

۳-۲- تاثیر چکدمها بر مورفولوژی آبراهه ها و کاهش رسوب و فرسایش

قضاوی و همکاران (۱۳۹۰) به بررسی تاثیر احداث چکدم بر مورفولوژی آبراهه ها و ترسیب رسوبات (حوضه آبریز آبجوان- فارس) پرداختند. نتایج آن ها در اندازه گیری مربوط به مورفولوژی آبراهه نشان داد از سراب آبراهه به سمت پایین دست، پهنه ای آبراهه افزایش یافته و شیب آن کاهش می یابد. از طرفی میزان رسوبات تله انداخته شده توسط سدهای انتهایی بیشتر از رسوبات ترسیب شده در سراب آبراهه است. برای یک دبی مشخص، نوع رسوبات تنهشین شده در پشت یک چکدم متاثر از سه عامل سرعت جریان، نوع رسوباتی که با جریان آب حل می شود و عملکرد چکدم احداث شده است. چنانچه سد اصلاحی ایجاد شده نفوذپذیر باشد، ذراتی که ریزتر از خلل و فرج سد باشد می توانند از آن عبور نمایند ولی به مرور زمان و با پر شدن سدهای اصلاحی از رسوبات، خلل و فرج موجود در بدنه سد بوسیله رسوبات پرشده و نفوذپذیری سد در مقابل رسوبات کاهش می یابد و عملاً سد نفوذپذیر به یک سد تقریباً صلب تبدیل می شود. بنابراین در مواردی که چکدمهای نفوذپذیر در مناطقی با بافت ریز احداث می شوند توصیه می شود که با خاکریزی در مجاورت سدها در قسمت سراب و با استفاده از ذراتی با قطر و دانه بندی مناسب، میزان نفوذپذیری این سدها را نسبت به رسوبات کاهش داد.

هاشمی (۱۳۹۲) به بررسی تاثیر رسوب‌گذاری در مخازن سدهای اصلاحی خشکه‌چین بر دبی بیشینه سیل در حوضه‌های آبریز کوچک پرداخته است. در این تحقیق نشان داده شده است که دبی بیشینه سیل در حوضه‌های آبریز دارای سدهای اصلاحی خشکه‌چین با مخازن پر شده از رسوب در مقایسه با شرایطی که چکدم خالی از رسوب می‌باشد، به میزان متوسط $27/4$ درصد افزایش یافته است. میزان حجم سیلاب نیز در شرایط مذکور به طور متوسط $37/1$ درصد افزایش نشان می‌دهد. این در حالی است که دبی بیشینه و حجم سیل در حوضه‌های مورد بررسی در شرایط وجود چکدمها با مخازن خالی از رسوب نسبت به شرایط عدم وجود چکدم در حوضه‌ها به ترتیب $25/3$ و $31/3$ درصد کاهش نشان داده است که این موضوع به دلیل ذخیره موقتی سیلاب در مخازن چکدمها رخ داده است.

به تحقیق در رابطه با ثبت بستر آبراهه در حوضه جنوب شرقی اسپانیا پرداختند. آن‌ها در این تحقیق به تجزیه و تحلیل داده‌های هیدرولوژیکی و عوامل مورفولوژیکی حوضه آبریز برای هر دو حالت قبل و بعد از احداث چکدم پرداختند و دریافتند که تفاوت معناداری در داده‌ها بوجود آمده است و پاسخ‌های مثبتی از اصلاح کانال‌های رودخانه در هنگام ساخت چکدمها در حوزه مدیریت رودخانه گرفته‌اند. همچنین با توجه به جریان‌های تحت تاثیر و خروجی زیر حوضه پاسخ‌های متفاوتی از ساخت و ثبت بستر آبراهه دریافت کردند. بطور کلی ساخت چکدمها تاثیر کمی بر روی مورفولوژی حوضه Carcavo در جنوب شرقی اسپانیا داشته است.

Xungui Li et al., (2016) به بررسی تاثیر چکدمها بر ویژگی‌های رسوب و رگبار بر فلات رسی چین پرداختند. در این مطالعه، یک روش جدید برای ارزیابی رسوبات چکدم و شناسایی رابطه بین لایه‌های رسوبی و رخدادهای بارش ارائه شده است. در این تحقیق چهار چکدم از این منطقه به عنوان نمونه انتخاب شده است. پروفیل لایه‌های خاک که رسوب در پشت چکدمها تهشیش شده است و روابط بین لایه‌های رسوبی و ویژگی‌های طوفان‌های مربوط مشخص شده است. همچنین یک

روش مقیاسی جدید برای ارزیابی و مقایسه رخدادهای بارش بر اساس مدل‌های رگرسیون R-
توسعه داده شده است با استفاده از یک الگوی بارندگی نشان داده است که فاصله چکدمها در میزان
تغییرات ژئومورفولوژی آبراهه و لایه‌های رسوبی تاثیرگذار می‌باشد.

Xu et al., (2004) به بررسی توسعه سیستم‌های چکدم در آبریزهای فلات رسی در چین پرداختند. و به این نتیجه رسیدند که موثرترین راه برای حفظ خاک و آب در فلات رسی چین احداث سیستم‌های چکدم در آبراهه می‌باشد. اگر لایه‌های مسطح زمین به شکل تپه در بیاند و آبریزها برای پرکردن دره قطع بشوند، شرایط جغرافیایی منطقه می‌تواند بسیار بهبود بیابد و تلفات آب و خاک به طور کامل تحت کنترل قرار می‌گیرد. سیاست گسترش چکدم منفعت بزرگی برای مردم محلی تلقی می‌شود که موجب توسعه کشاورزی می‌شود. همچنین آن‌ها به این نتیجه رسیدند که برخی از مشکلات مانند تخریب منازل مسکونی بوسیله سیل، با طراحی و استانداردهای سازه‌های مهار سیل از جمله چکدم حل و فصل می‌شود.

Diaz et al., (2012) به برآورد میزان حاصلخیزی خاک بوسیله میزان رسوب به دام افتاده در چکدمها در حوضه رودخانه Quipar در جنوب شرقی اسپانیا پرداختند و تمامی تجزیه و تحلیل نشان داده شده است که مقدار فرسایش در مناطقی که از چکدمها استفاده نشده است بیشتر می‌باشد. در این مطالعه رسوبات باقی مانده در پشت چکدم در هنگام بوجود آمدن رواناب، بررسی شده است. رسوبات ذخیره شده در پشت چکدم باعث می‌شود که مواد درشت دانه که در هنگام سیل از بالادرست حمل می‌شوند و مواد شیمیایی که برای خاک‌های حاصلخیز پایین دست مضر می‌باشد در پشت خود ذخیره کرده و تا حدودی مانع از رسیدن آن‌ها به پایین دست می‌شود.

یک رابطه منطقی برای طراحی چکدمها شکافدار جهت کنترل جریانات گل و لایدار و آشغال‌دار، توسط (Armanini et al., 2001) ارائه شد. رابطه تئوری پیشنهاد شده با برخی نتایج آزمایشگاهی

که جریانات رسوبدار را در مقیاس کوچک مدل کردند، مقایسه و تایید شد. در کار انجام شده توابعی برای سدهای اصلاحی شکافدار برای کنترل جریانات رسوبدار و حاوی آشغال پیشنهاد شد و نویسنده‌گان طرح پیشنهادی موجود برای انتقال رسوب را به عنوان روشی برای حل مشکل طراحی چکدهای باز در زمانی که سرعت عبور رسوبات از حد عادی انتقال رسوب تجاوز می‌کند، تعمیم دادند.

فرسایش خاک در حوضه مدیترانه‌ای Castillo et al., (2007) به بررسی کارایی و تاثیر ژئومورفولوژیکی سدهای اصلاحی در کنترل چکدهای رسوب و فرسایش داخل کanal را کنترل می‌کنند و برای لایروبی آبراهه بالادست و فرسایش پایین دست در حد مطلوبی مناسب و کاربردی هستند. در طی بارش‌های شدید مقادیر زیادی از رسوبات بالادست چکدهای باعث کاهش شیب طولی و کاهش سرعت جریان آب می‌شود. بنابراین، در بالادست چکدم، کanal ثبیت می‌شود.

شکافدار در جریان کوهها پرداختند. آن‌ها در این مقاله نتایج تجزیه و تحلیل عددی تاثیر چکدهای شکافدار در رودخانه‌ها را گزارش دادند. هدف اصلی از تجزیه و تحلیل آن‌ها، بررسی فرایند زمانی ته-نشین شدن رسوبات در بالادست چکدهای شکافدار و بررسی اثرات چکدهای بر میزان ته-نشین شدن رسوبات بوده است که از طریق روش‌های عددی شبیه‌سازی شده است. مدل عددی آن‌ها بر پایه معادلات یک بعدی سنت ونانت بوده که در این مقاله این معادلات بصورت عددی حل شده است. برای شبیه‌سازی ابتدا مدل آزمایشگاهی آن ساخته شد. همچنین نتایج آن با طرح قبلی که توسط Armanini و Larcher صورت گرفته بود مورد مقایسه قرار گرفت. شبیه‌سازی عددی در مقایسه با داده‌های آزمایشگاهی نتایج خوبی را ارائه داده است از شبیه‌سازی عددی برای بررسی چکدهای شکافدار در جریان‌های ناپایدار استفاده شده است. بطور خاص، تاثیر چکدهای شکافدار

برای انتقال رسوب مثبت ارزیابی شد. همچنین نتایج آن‌ها نشان می‌دهد که میزان تهنشین شدن رسوب در مقایسه با مدل چکدهای باز که قبلاً مورد استفاده قرار گرفته بود بطور قابل توجهی کاهش پیدا کرده است.

۴-۴- تاثیر چکدها بر خصوصیات هیدرولوژیکی آبراهه

کاویان و همکاران (۱۳۹۳) به بررسی اثرات احداث سدهای اصلاحی بر خصوصیات هیدرولوژیکی حوضه آبریز محمدآباد ساری پرداختند. نتایج مربوط به تاثیر سازه‌های اصلاحی بر تغییر در دبی اوج سیلاب بیانگر عدم همبستگی لازم بین تغییر در طول آبراهه و تغییر در دبی اوج سیلاب می‌باشد. این نتیجه را اینگونه می‌توان بیان کرد که در حوضه آبریز محمدآباد، طول آبراهه‌ها نسبتاً زیاد و چکدها در درصد کمی از آبراهه احداث شده‌اند، بنابراین این سازه‌ها نقش چندانی در کاهش طول آبراهه و پی‌آمد آن تغییر در زمان تمرکز ایفا نکرده‌اند، ولی به این علت که در ثبت پروفیل طولی آبراهه نقش دارند احداث شده‌اند. همچنین ماتریس همبستگی بین فاکتورهای موثر در تغییر زمان تمرکز و دبی اوج سیلاب نشان می‌دهد که تغییر در دبی اوج سیلاب با عواملی همچون تغییر در شیب آبراهه و تعداد چکدها در سطح ۹۹٪ معنی دار بوده و دارای بهترین رابطه رگرسیونی می‌باشد. بنابراین می‌توان گفت که با افزایش تعداد چکدها، حجم رسوبات نگهداشته شده توسط چکدها افزایش و به همان نسبت نیز موجب کاهش بیشتر در شیب حد و افزایش زمان تمرکز خواهد شد. از سویی دیگر با افزایش ذخیره جریان سیلابی، دبی اوج سیل نیز به میزان بیشتری کاهش پیدا می‌کند. بنابراین می‌توان انتظار داشت که با افزایش تعداد چکدها و رعایت فاصله مناسب بین این سازه‌ها، سدهای اصلاحی احداث شده بتوانند به نحو مطلوب‌تری موجب افزایش زمان تمرکز حوضه و کاهش دبی اوج سیلاب شوند.

مصطفی‌زاده و همکاران (۱۳۸۹) به مطالعه ارزیابی هیدرولوژیک طرح آبخیزداری جعفرآباد استان گلستان با استفاده از مدل HEC-HMS پرداختند. بر اساس نتایج این تحقیق، سازه‌ها در کاهش شیب آبراهه و افزایش زمان تمرکز و به دنبال آن کاهش اوج سیل اثر داشته‌اند، ولی این تاثیر با توجه به حوضه آبریز جعفرآباد را می‌توان به حجم عملیات و تعداد بیشتر سازه‌های احداث شده در واحدهای هیدرولوژیک نزدیک به خروجی نسبت داد که سیلاب بخش شرقی منطقه را تاخیر انداخته و با به هم پیوستن رواناب بخش‌های بالادست و غرب حوضه که فاصله بیشتری از خروجی دارد در مجموع باعث کاهش تاثیر عملیات آبخیزداری مکانیکی انجام شده بر معیارهای هیدروگراف سیلاب می‌گردد. بر اساس نتایج تحقیق درصد تاثیر چکدمها بر حجم سیلاب با افزایش دوره بازگشت، کاهش می‌یابد و در مورد دو معیار زمان رسیدن به دبی اوج و زمان پایه از روند خاصی تعییت نمی‌کند، هر چند در مورد زمان پایه بیشترین تاثیر در دوره بازگشت‌های پایین مشاهده می‌شود. با در نظر گرفتن درصد تاثیر عملیات بر معیارهای ارزیابی می‌توان گفت که با افزایش دوره بازگشت، میزان تاثیر سدها بر کاهش دبی اوج کاهش یافته است و بیشترین تاثیر در دوره بازگشت‌های (۲۵ تا ۲۵ ساله) بوده است.

گلیان و همکاران (۱۳۹۳) به ارزیابی عملکرد هیدرولوژیکی سدهای اصلاحی در کنترل سیل حوضه آبریز رودخانه کن پرداختند. نتایج به دست آمده بدین شرح می‌باشد. در مدل‌سازی هیدرولوژیکی نتیجه شد که علیرغم پیش‌بینی تعداد زیادی سد اصلاحی در مدل‌سازی، اثر ساخت سدهای اصلاحی در کاهش مشخصات سیل ناچیز می‌باشد و استفاده از گزینه ساخت سد اصلاحی به تنها‌یی در این حوضه شلoug و شهری مناسب نمی‌باشد. و دلیل آن پرشدن چکدمها از رسوب می‌باشند. بنابراین، تخلیه رسوبات و نگهداری مناسب از چکدمها بسیار ضروری است تا آن‌ها بتوانند هنگام وقوع سیل به نحو موثرتری عمل کنند. در مدل‌سازی هیدرولوژیکی -هیدرولیکی، ملاحظه شد که اثر ساخت چکدم در کاهش دبی اوج و افزایش زمان رسیدن به دبی اوج، با افزایش دوره

بازگشت بارندگی کاهش می‌یابد. برای مثال برای حالت ۱۰۰ سد اصلاحی، با افزایش دوره بازگشت بارش از دو به ۲۰ سال، درصد کاهش دبی اوج سیل از ۲۲/۸ درصد به ۱/۲ درصد تقلیل می‌یابد.

صادقی و همکاران (۱۳۹۰) در رابطه با ارزیابی تاثیر اقدامات آبخیزداری بر ویژگی‌های سیل با استفاده از تلفیق مدل‌های HEC-RAS و HEC-HMS در محیط GIS (حوضه آبریز جاغرق در استان خراسان رضوی) به مطالعه پرداختند. آن‌ها در این تحقیق به این نتیجه رسیدند که بیشترین و کمترین تاثیر اقدامات مهار سیلاب به ترتیب بر دبی اوج و سطح سیل‌گیری بوده است که دلیل این امر را می‌توان در تاثیرپذیری بیشتر دبی اوج سیلاب از اقدامات و همچنین تلفیق اثر وضعیت توپوگرافی منطقه، ویژگی‌های هیدرولیکی جریان در مهار پهنه سیل جستجو نمود. تاثیر اقدامات مهار سیلاب حوضه آبریز با لحاظ افزایش پوشش گیاهی به میزان ۳۰ درصد سبب کاهش دبی اوج سیلاب به میزان ۱۱.۱۶، ۱۰.۲۵ و ۱۰ درصد برای دوره‌های بازگشت مختلف شده است. این یافته همچنین بر موضوع مرتبط با کارایی برتر شیوه‌های بیولوژیک بر مهار سیلاب‌های با دوره بازگشت کوچک و احتمال وقوع زیاد تاکید داشته است.

روغنی (۱۳۹۰) به بررسی نقش عملیات مکانیکی آبخیزداری در کنترل رواناب حوضه آبریز زاینده رود (مطالعه موردنی در حوضه آبریز حیدری) پرداخت. نتایج تحقیق حاضر نشان می‌دهد که در صورت بکارگیری روش ارائه شده، حجم عملیات سازه‌ای و هزینه‌های سنگین حاصل از آن در حوضه‌های آبریز به میزان قابل توجهی کاهش خواهد یافت. بطورکلی بایستی توجه داشت که هدف از انجام عملیات آبخیزداری خصوصاً در پروژه‌های مرتبط با کنترل سیلاب، کاهش سیلاب تا حد صفر و آن هم در کلیه سطوح حوضه مدنظر نمی‌باشد. بلکه بکارگیری فعالیت‌های مکانیکی و بیولوژیکی در عملیات آبخیزداری بایستی حول محور مسائل اجتماعی و اقتصادی حوضه و در نظر داشتن کلیه روابط موجود در حوضه انجام گیرد.

در ارتباط با تاثیر سدهای اصلاحی بر دبی اوج سیلاب، روشی (۲۰۰۳) با استفاده از مدل HEC-HMS این موضوع را در حوضه آبریز کن مورد بررسی قرار داد. نتایج تحقیق نشان داد با افزایش زمان تمکز، حاصل از بکارگیری ۵۶۳ سازه کوتاه، دبی اوج سیلاب به میزان ۳۱ درصد کاهش می-یابد. روشی برای ارزیابی اثر سدهای اصلاحی در پیک سیل برای بهینه‌سازی اقدامات کنترل سیل در حوضه کن، حداکثر جریان در هریک از زیرحوضه‌ها را یکبار با در نظر گرفتن چکدمها و یکبار بدون آن‌ها مدل‌سازی کرد و تاخیر زمانی هیدروگراف‌ها را بررسی کرد. در این تحقیق برای شبیه‌سازی هیدروگراف جریان ورودی و خروجی از روش تعیین مسیر محدب استفاده شد و معادله مانینگ جهت محاسبه پیک جریان پس از ساخت چکدم بکار رفت. آنالیز حساسیت برای دو گزینه کاهش پیک سیل و هزینه انجام شد. وی نتیجه گرفت که در حوضه کن اگر شیب تمام رودها بوسیله ساخت چکدمها کاهش یابد، پیک سیل خروجی متناظر نیز در هر زیرحوضه کم می‌شود. اما در همان لحظه پیک سیل در خروجی اصلی تغییر نمی‌کند یا حتی در برخی موارد افزایش اندکی نیز دارد.

AL-Weshah (2005) به بررسی اقدامات حفاظتی به عنوان ابزاری جهت کاهش سیل در منطقه Petra در کشور عمان پرداخت. وی برای این منظور از مدل¹ WMS استفاده کرد. نتایج این تحقیق تاثیر گزینه‌های مختلف حفاظتی را بر تغییر نسبی پیک جریان، زمان رسیدن به پیک و حجم سیل با دوره بازگشت ۱۰ تا ۱۰۰ ساله ارزیابی کرد. در این تحقیق مشخص شد که تراس‌بندی و ساخت چکدمها موجب بیش از ۶۰ درصد کاهش در دبی پیک سیل و در حدود ۳۰ درصد کاهش در حجم ورودی می‌شود که نسبت به ساخت سدهای ذخیره‌ای که بسیار پرهزینه‌اند (و به همان اندازه در کاهش پیک سیل تاثیر دارند و ۳۰ تا ۵۰ درصد حجم سیل را در طوفان کاهش می‌دهند)، بسیار مناسب هستند و به نظر می‌رسد که ساخت آن‌ها در این منطقه که سابقه تاریخی و باستانی دارد، ضروری است

در تحقیق دیگری Moges (2007) ، به بررسی کارایی سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل (FFLS) در اتیوپی پرداخت. در این تحقیق ساخت سد اصلاحی به عنوان یکی از راهکارها به منظور تاخیر در رسیدن سیل به پایین دست عنوان شد.

Yoshikawaa et al., (2010) پروژه سد مخزنی Paddy Field را در بخش کامیهاباشی^۲ در ژاپن مورد ارزیابی قرار دادند. آن‌ها به منظور بررسی کاهش حجم دبی و کاهش خسارت سیل از ترکیب آنالیزهای هیدرولوژی و روندیابی سیل استفاده نمودند. نتایج نشان داد که سازه کنترل سیل، دبی را به میزان ۲۶ درصد کاهش داد و بدین ترتیب موثر بودن سازه تایید شد.

سلطانی و همکاران (۱۳۸۹) به بررسی اثر احداث سدهای اصلاحی بر کاهش دبی اوج سیلاب در حوضه آبریز منشاد یزد پرداختند. عکس العمل هیدرولوژیک آبریز منشاد در دو بازه قبل و بعد از اجرای عملیات آبخیزداری با مدل هیدرولوژی شبهه‌سازی شده است. در این تحقیق، مقادیر ضرایب کارایی ذکر شده حاکی از نتایج قابل قبول شبهه‌سازی است. نتایج نشان می‌دهد که در اثر اجرای سدهای اصلاحی، درصد دبی اوج در دوره بازگشت ۲-۱۰۰ سال به میزان ۱۴/۱۴-۶/۹۵ تغییر داشته است و حجم سیل نیز ۱۰/۳۸-۴/۹۳ درصد کاهش یافته است. به طور متوسط ۹/۸۲ درصد از دبی اوج و ۷/۷۵ درصد از حجم سیل در اثر عملیات ساخت چکدها در حوضه تقلیل یافته است. پس از بررسی اثر ساخت چکدها بر زمان تمرکز و زمان تاخیر، دیده شد عملیات مذکور تاثیر چندانی بر بهبود وضعیت زمان تاخیر آبریز نداشته است که دلیل آن ناشی از کافی نبودن حجم سازه یا عدم اجرای آن در بعضی از آبراهه‌ها است. بر اساس تجمعی نتایج این تحقیق، درصد تاثیر چکدها بر حجم سیلاب با افزایش دوره بازگشت، کاهش یافته است. با درنظر گرفتن تاثیر عملیات، می‌توان گفت که با افزایش دوره بازگشت، میزان تاثیر سازه‌ها بر کاهش دبی اوج کاهش یافته است و بیشترین تاثیر در دوره بازگشت‌های پایین منطقه بوده است.

Polaykov et al., (2014) به بررسی تاثیر ساخت چکدمها بر روحی رواناب و رسوب در زیرحوضه-های کوچک پرداختند (مطالعه موردی: Santa Rita). بطورکلی در این تحقیق هیچ آماره معنی‌داری از تاثیر چکدمها بر حجم رواناب در رخدادهای مهم بدست نیامده است. با این حال چکدمها، تعدادی رواناب‌ها را که حاصل از بارندگی‌های موسمی در دوماه از سال که به مقدار اوج خود می‌رسد و با دوره بازگشت کمتر از یکسال می‌باشد را کاهش داده است. در این منطقه مقدار آبی که که چکدمها می‌توانند در پشت خود به عنوان مخزن‌های سری ذخیره کنند، در مقایسه با حجم رواناب مقدار کمتری می‌باشد. با این حال عاملی برای سرعت بخشیدن ورود رسوب جریان می‌باشد. نرخ میزان ذخیره رسوب بوسیله چکدمها ۵۰٪ بیشتر از مقدار قبل آن یعنی قبل از احداث چکدم می‌باشد (در طول ۳ سال ساخت چکدم در آن منطقه). همچنین در این تحقیق مکان قرار گیری چکدمها برای بهره برداری از مقدار رسوب مهم تلقی می‌شود در عین حال میزان کاهش هزینه‌ها و رفتار حوضه و اکوسیستم منطقه حائز اهمیت می‌باشد. به همین دلیل در این تحقیق توصیه می‌شود برای ثبت چکدمها از ساختار چکدم با سنگ و مش سیم استفاده شود. این ویژگی برای به حداقل رساندن خطر ریزش در هنگام سیل مناسب می‌باشد.

در تحقیق دیگر Osti et al., (2008) به اثرات چکدمها بر بهبود و تسکین دبی جریان پرداختند (حوضه مورد مطالعه: رودخانه San Julian در ونزوئلا). آن‌ها در این مطالعه نشان دادند که جریانات سیل بطور کامل قابل پیشگیری نیست اما احداث چکدمها باعث کاهش مقدار دبی اوج آن‌ها می‌شود. انتخاب تعدادی از چکدمها و مکان قرار گیری آن‌ها برای حوضه بستگی به نوع منطقه و فاکتورهای اقتصادی و محیط زیستی دارد. در این مطالعه یک متدولوژی برای کاهش دبی سیلان بوسیله چکدمها ارائه شده است. همچنین توصیه‌هایی مبتنی بر هر دو عامل نظری و عملی ارائه شده است. بطور مثال چند نمونه از چکدم در رودخانه San Julian احداث شده است و ویژگی‌های تغییرات دبی جریان آبراهه، همانند دبی هیدروگراف جریان، پیک خروجی جریان، حجم رسوبات، بحث شده است

و نتایج آن مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته است. یک روش برای ارزیابی عملکرد چکدمها بر اساس حجم ذخیره‌سازی برای هر یک از چکدمها معرفی شده است. نتایج نشان داد که از سال ۱۹۹۹ جریان‌های واریزهای به رودخانه San Julian در صورت استفاده از تعداد کمی از چکدمها از شدت جریان ورودی به رودخانه به مقدار قابل ملاحظه‌ای کاسته شده. در این تحقیق مشخص شد که با انتخاب تعداد چکدمها و محل مناسب قرارگیری می‌توان مقدار جریان ورودی به رودخانه را کنترل نمود. همچنین معیارهای انتخاب اندازه و محل قرارگیری چکدمها در این مطالعه آورده شده است.

Lammarsen et al. (2002) رودخانه راین در هلند را بر دبی اوج در دوره بازگشت‌های ۲۰۰، ۵۰۰، ۱۲۵۰ ساله، شبیه‌سازی کردند و نتایج آنان نشان داد که سازه‌های تاخیری باعث کاهش دبی اوج به میزان ۴۵ متر مکعب در ثانیه شده است. و سازه‌های اصلاحی دبی اوج را به میزان میانگین ۲۴۳ متر مکعب در ثانیه افزایش داده است.

مواد و روش‌ها

(Check Dam) - ۱-۳ سد اصلاحی

سدهای اصلاحی سازه‌های احداثی در طول آبراهه و خندق‌ها می‌باشند، که به منظور اصلاح آبراهه و مسیل و همچنین تسکین سیلاب و کاهش فرسایش و رسوب ساخته می‌شوند. انتخاب نوع مصالح، ابعاد، فاصله و ارتفاع این سدها به عوامل مختلفی نظیر منابع قرضه، شیب و ابعاد آبراهه، مصالح بستر، مقدار بارندگی و سطح حوضه بالادست بستگی دارد. انتخاب مناسب مصالح، ابعاد، فاصله و ارتفاع سدها نقش مهمی در کاهش هزینه‌ها دارد.

۲-۳ انواع سدهای اصلاحی

۱-۲-۳ بر اساس مدت کاربرد

در این تقسیم بندی سدهای اصلاحی موقت یا دائمی می‌باشند: بندهای اصلاحی موقت زمانی استفاده می‌شوند که شرایط استقرار و رشد پوشش گیاهی در بستر آبراهه وجود نداشته باشد. پس از احداث این سد، رسوب و مصالح حمل شده توسط جریان در پشت این سدها ته نشین شده و محیط مناسب برای حفظ رطوبت، استقرار و رشد پوشش گیاهی فراهم می‌شود. سدهای چپری، چوبی، فلزی، سبک و خشکه چین از جمله این سدها هستند. زمانیکه سدهای موقتی برای کنترل فرسایش بستر آبراهه و کاهش دبی اوج سیلاب کافی نباشد، از سدهای دائمی استفاده می‌شود. این سدها برای مهار فرسایش در آبراهه‌های بزرگ و یا تثبیت شیب آبراهه استفاده می‌شوند. سدهای سنگ و ملاتی، بتنی و توری سنگی از جمله این سدها می‌باشند. هزینه احداث این سدها از سدهای موقتی بیشتر و هزینه نگهداری آن‌ها کمتر است.

۳-۲-۲- بر اساس نوع کاربرد

سدهای اصلاحی برای مهار فرسایش یا مهار سیل مورد استفاده قرار می‌گیرند. در هر دو مورد شبیه آبراهه کاهش یافته و سبب کاهش سرعت جریان می‌شود، کاهش سرعت جریان سبب کاهش فرسایش بستر و یا نشست رسوبات حمل شده توسط جریان در پشت سدها می‌شود. از طرفی کاهش شبیه و سرعت جریان سبب افزایش زمان تمرکز حوضه و کاهش دبی پیک سیلان می‌شود.

۳-۲-۳- بر اساس نوع مصالح مورد استفاده

مهمترین تقسیم بندی سدهای اصلاحی بر اساس نوع مصالح مورد استفاده در ساخت آن‌ها می‌باشد. سدهای اصلاحی چپری، فلزی سبک، چوبی، خشکه چین، سنگ و ملاتی و توری‌سنگی در این تقسیم بندی قرار می‌گیرند که در این قسمت بعضی از مهمترین انواع آن توضیح داده می‌شود و در شکل ۳-۲-۳ دو نوع از آن‌ها نشان داده شده است.

سدهای خشکه چین: سدهای اصلاحی خشکه چین از چیدن تخته سنگها روی هم و در عرض آبراهه ساخته می‌شوند. این سدها یکی از ساده‌ترین و پرکاربردترین سدهای اصلاحی می‌باشند که معمولاً در سرشاخه‌ها و آبراهه‌های با مساحت کم ساخته می‌شوند.

سدهای توری‌سنگی: سدهای اصلاحی توری‌سنگی از سنگ و تورسیمی در عرض آبراهه ساخته می‌شوند و معمولاً به منظور اصلاح شبیه آبراهه، مهار سیلان، یا ایجاد یک نقطه ثابت برای تثبیت شبیه آبراهه ساخته می‌شوند. هزینه اجرای این سدها از سدهای چوبی و خشکه چین بیشتر و هزینه نگهداری آن‌ها کمتر خواهد بود. در این تحقیق از این نوع چکدمها با استفاده از سنگ (گابیونی) با تور سیمی گالوانیزه استفاده شده است. هزینه ساخت و نصب قلوه سنگ (گابیون) با تور سیمی گالوانیزه ۱۳

کیلوگرم در متر مکعب) و قلوه سنگ برای ۱ متر مکعب ، ۶۷۰۰۰ ریال برآورده شده است. که این قیمت مبنای محاسبه هزینه چکدم در این تحقیق می‌باشد. این آنالیز قیمت بر اساس جدول فهرست بهای آبخیزداری سال ۱۳۹۴ برآورده شده است.

۴-۲-۳- انتخاب نوع مصالح سدهای اصلاحی

نوع مصالح مورد استفاده در ساخت سدهای اصلاحی نقش عمده‌ای در کاهش هزینه‌ها دارد. از طرفی کاربرد مصالح مختلف از محدودیتهایی برخوردار می‌باشد. بطور مثال چکدمهای چپری و چوبی در بسترهای سنگی کاربردی ندارد. وجود منابع قرضه و دسترسی به مصالح از مهمترین عوامل در انتخاب نوع مصالح است. اثرات زیست محیطی نیز از جمله عواملی است که در انتخاب مصالح باید مدنظر قرار بگیرد.

۳-۳- معیارها و شاخص‌های مورد نیاز برای تعیین تعداد و فاصله سدهای اصلاحی

۳-۳-۱- شیب حد

تعداد سدهای اصلاحی در یک آبراهه به شیب آبراهه، ارتفاع و فاصله چکدمها و شیب آبراهه پس از رسوبگذاری پشت سدها بستگی دارد. در اغلب موارد چکدمها برای کاهش شیب آبراهه، به منظور تسکین سیلاب، کاهش سرعت جریان و کنترل فرسایش بستر آبراهه ساخته می‌شوند. شیب مناسب با استفاده از رابطه زیر بدست می‌آید (جوان و همکاران، ۱۳۷۹).

$$i_e = \frac{(K.V)^{10/3} B^{4/3} n^2}{Q^{4/3}} \quad (1)$$

که در آن:

i_e = شیب آبراهه پس از تثبیت

V = سرعت مجاز جریان بر حسب متر بر ثانیه

K = نسبت سرعت متوسط جریان در آبراهه به سرعت جریان در نزدیک بستر که معمولاً بین

۱/۳ تا ۱/۵ متغیر است.

B = طول محیط تر شده بر حسب متر

n = ضریب زبری مانینگ

Q = دبی سیلان بر حسب متر مکعب بر ثانیه، فرکانس این دبی با توجه به اهداف طرح و درجه اهمیت

و طول عمر طرح از ۱۰ تا ۵۰ سال می‌تواند متغیر باشد.

تعیین فاصله، ارتفاع و تعداد چکدمها به هم وابسته بوده و با در نظر گرفتن ملاحظات اقتصادی و اهداف

طرح مقادیر بهینه تعیین می‌شود. سدهای با ارتفاع زیاد، فاصله بیشتر و تعداد کمتری خواهند داشت

ولی هزینه واحد حجم آن‌ها بیشتر بوده و نیاز به کنترل پایداری خواهند داشت. در صورتیکه سدهای

کوتاه، با فاصله کمتر و در تعداد بیشتری ساخته می‌شوند، ولی هزینه واحد حجم احداث آن‌ها نیاز به

کنترل ندارد. در نهایت با انجام محاسبات اقتصادی و برآورد هزینه گزینه‌های مختلف، فاصله، ارتفاع و

تعداد بهینه چکدمها مشخص می‌شود.

۲-۳-۳- فاصله چکدمها

بطور کلی بهترین و اقتصادی ترین فاصله در سیستم سدهای اصلاحی، فاصله‌ای است که به

موجب آن، که پی سد بالادست هم ارتفاع با تاج پایین دست قرار بگیرد (Lenzi, 2002; Lenzi and

Comiti, 2003). رعایت این فاصله برای اصلاح پروفیل طولی آبراهه، افزایش زمان تمرکز و کاهش دبی

بیشینه سیل در حوضه‌های آبریز اهمیت زیادی دارد (شکل ۲-۳-۳). در حال حاضر تنها سه رابطه هید و

مافیج، رابطه تجربی نخجوانی و روش سراب و پایاب در این زمینه موجود است (پیری اردکانی ۱۳۷۹).

رابطه هید و مافیج برای تعیین فاصله چکدمها از رابطه شماره ۲ بدست می‌آید (Mufich and Heed, 1997).

$$S = \frac{H_e}{KG \cos\Psi} \quad (2)$$

که در آن :

S = فاصله چکدمها بر حسب متر

H_e = ارتفاع موثر سدها (اختلاف بستر آبراهه و تاج سرریز)

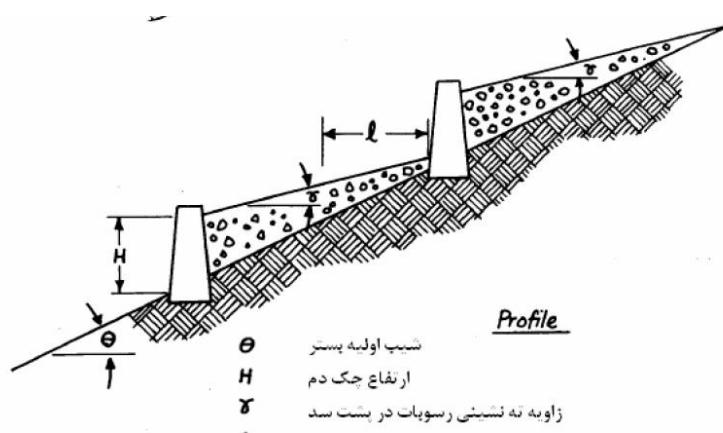
Ψ = زاویه شیب بستر آبراهه بر حسب درجه

G = شیب بستر آبراهه ($\tan\Psi$)

K = یک ضریب تجربی است که با توجه به شیب دار بودن سطح رسوبات پشت سدها در رابطه منظور شده است.

مقادیر زیر برای K پیشنهاد شده است.

$$K=0.3 \leftarrow G > 0.2 \quad \text{برای} \quad \text{و} \quad K=0.3 \leftarrow G \leq 0.2 \quad \text{برای}$$



شکل ۳-۳-۲: فاصله چکدم

۳-۳-۳- ارتفاع چکدمها

ارتفاع سدهایی که برای اصلاح شیب آبراهه‌ها ساخته می‌شوند معمولاً کم بوده و از ۵ متر تجاوز نمی‌کند. ارتفاع موثر بند (فاصله بستر آبراهه تا تاج سرریز سد) در حجم رسوب پشت چکدم، فاصله و تعداد سدها موثر خواهد بود. ارتفاع موثر یک چکدم، بنا به تعریف فاصله قائم تاج سرریز تا بستر آبراه است. با توجه به ارتفاع موثر و فاصله چکدمها، تعداد سدها و حجم رسوبات پشت آن‌ها نیز قابل محاسبه است. رابطه زیر با تقریب خوبی حجم رسوبات پشت بند را برآورد می‌کند (معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، ۱۳۸۷).

$$V_s = 0.5$$

(۳)

$$H_e \cdot L_{He} \cdot S \cdot \cos \Psi$$

که در آن :

$$V_s = \text{حجم رسوب پشت سد بر حسب متر مکعب}$$

$$H_e = \text{ارتفاع موثر سد بر حسب متر}$$

$$L_{He} = \text{طول متوسط سد بر حسب متر}$$

$$S = \text{فاصله بین سدها بر حسب متر}$$

$$\Psi = \text{زاویه متناظر با شیب آبراهه بر حسب درجه}$$

طول متوسط چکدم از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$L_{He} = L_B + \frac{L_u - L_B}{2D_B} \cdot H_e \quad (4)$$

که در آن:

$$L_B = \text{پهنهای کف آبراهه بر حسب متر}$$

$$L_u = \text{پهنهای آبراهه در تراز تاج سرریز بر حسب متر}$$

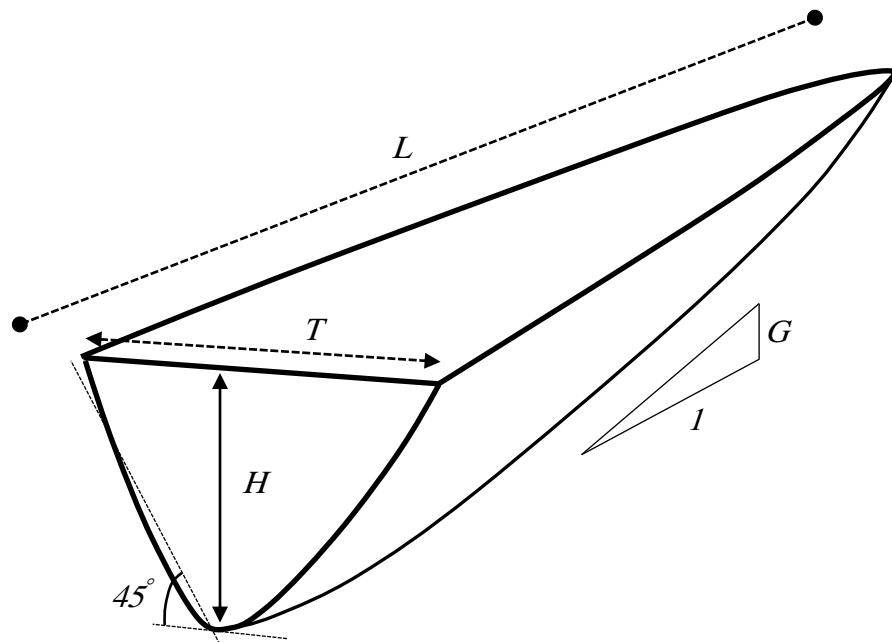
$$D_B = \text{بلندی تاج بند تا کف آبراهه بر حسب متر}$$

$$H_e = \text{فاصله تاج سرریز سد تا کف آبراهه بر حسب متر}$$

در این مطالعه ابتدا فاصله چکدمها به نحوی قرار گرفته است که پی سد بالادست هم ارتفاع با تاج پایین دست می‌باشد. با توجه به بررسی‌های منطقه، شکل چکدمها از نوع V شکل با شیب جانبی 45° در نظر گرفته می‌شود و در جهت کanal قرار می‌گیرد. چکدمها رسوبات به جا مانده را در پشت خود که به عنوان مخزن موقع عمل می‌کند جمع‌آوری می‌کنند. بنابراین، حجم ذخیره‌سازی در پشت چکدم از فرمول شماره ۵ بدست می‌آید (شکل شماره ۳-۳-۳).

$$V = \frac{1}{3}AL = \frac{1}{3}\left(\frac{1}{2}TH\right)L = \frac{1}{3}\left(\frac{1}{2}2H.H\right)\frac{H}{G} = \frac{H^3}{3G} \quad (5)$$

در این معادله، V = حجم ذخیره‌سازی چکدم، A = سطح مقطع چکدم، و L = طول مخزن.



شکل ۳-۳: شماتی چکدم V شکل

۳-۴-۳- تعداد چکدمها

تعداد سدها بر اساس فاصله سدها، طول آبراهه، ارتفاع موثر بند، شیب اولیه آبراهه و شیب آبراهه

پس از تثبیت به شرح زیر تعیین می‌شود (معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، ۱۳۸۷).

$$N = \frac{P-I}{L^{He}} \quad (6)$$

که در آن: N = تعداد چکدمها

L = طول آبراهه بر حسب متر

P = شیب اولیه آبراهه

I = شیب حد آبراهه

H_e = ارتفاع موثر سد بر حسب متر

شیب حد را می‌توان با استفاده از اطلاعات چکدمهای ساخته شده قبلی که رسوب گذاری در پشت آن‌ها

صورت گرفته است تعیین کرد ولی معمولاً این شیب را حدود ۳ درصد در نظر می‌گیرند. اگرچه در بعضی

موقع این شیب را حدود یک سوم شیب طبیعی آبراهه نیز توصیه کرده‌اند (اردکانی، ۱۳۷۹).

در این تحقیق تعداد مناسب چکدمها بر بروی آبراهه‌ها با استفاده از مدل بهینه‌سازی و با در نظرگیری

محدودیت‌های هزینه‌ای تعیین می‌شود.

۴-۴- منطقه مورد مطالعه

۱-۴-۳- حوضه کن

حوضه آبریز کن به مساحت ۲۰۵۷۱ هکتار در شمال تهران و بین عرض‌های جغرافیایی ۴۶°۳۵' و ۵۸°۵۵'

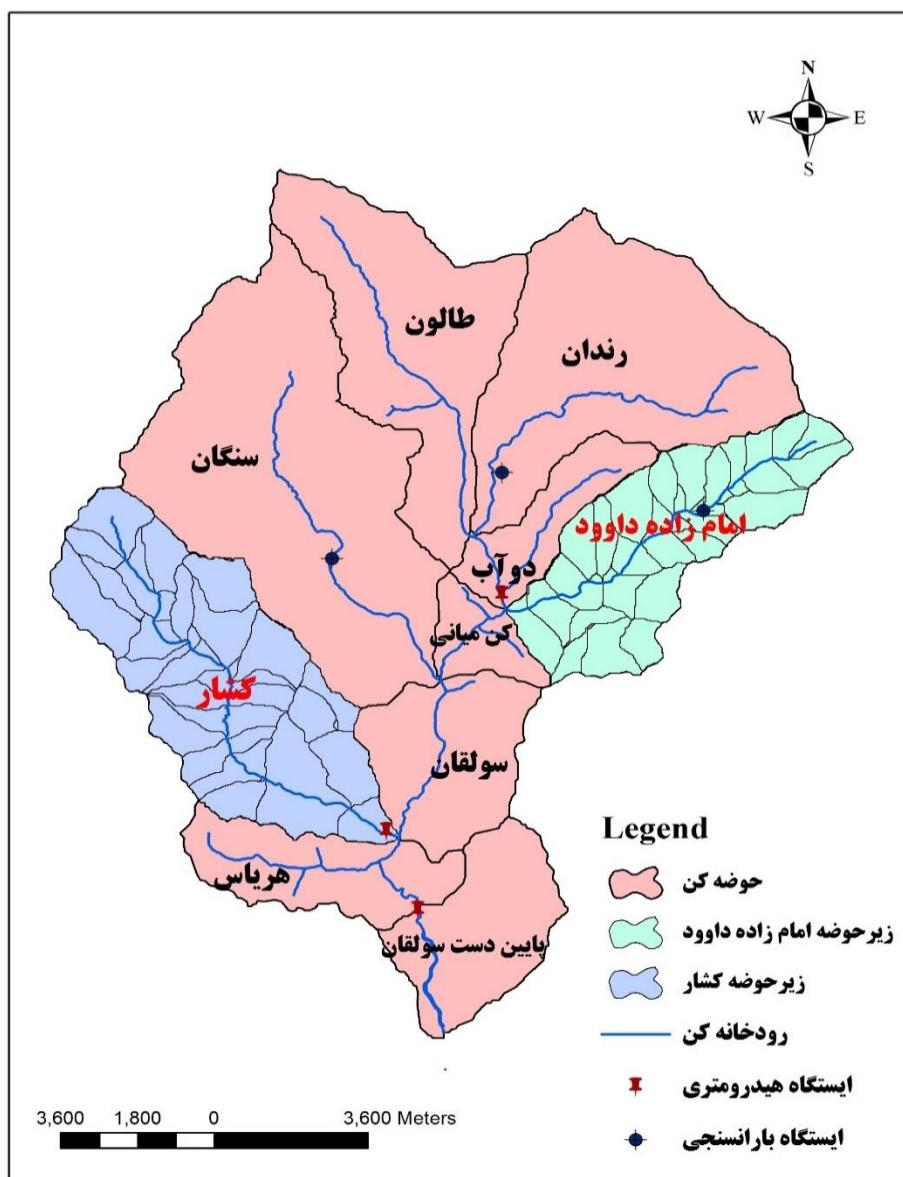
۳۵° شمالی و طول‌های جغرافیایی ۵۱°۱۰' و ۵۱°۲۳' شرقی واقع است. این حوضه با حوضه های

حصارک در غرب، جاجrud در شمال و شمال شرقی، سد کرج در شمال و شمال غرب، حوضه وردیج در

شرق و شهر تهران در جنوب هم مرز می‌باشد. منطقه کن به لحاظ نزدیکی به پایتخت و در برداشتن

اماکن تفریحی و زیارتی مورد توجه است. حوضه آبریز کن در یک منطقه کوهستانی با شیب‌های تند قرار دارد که ۷۵ درصد از کل آن شامل شیب‌های بسیار تند بوده و اختلاف تراز بین بالاترین و پایین‌ترین نقطه حدوداً ۲۵۰۰ متر است که رقوم بالاترین نقطه ۳۸۲۳ متر بوده و پایین‌ترین نقطه در محل خروجی اصلی در تراز ۱۳۲۷ متری است. متوسط بارندگی سالانه حوضه کن ۶۲۵ میلیمتر و دبی متوسط رودخانه کن که مهمترین رودخانه این منطقه کوهستانی می‌باشد، بالغ بر ۲۲۰۰ لیتر در ثانیه (۲/۲ متر مکعب در ثانیه) و حجم آب سالانه آن نیز حدود ۷۰ میلیون متر مکعب است. همچنین میانگین دمای سالانه آن $\frac{13}{2}$ درجه سیلیسیوس می‌باشد و شیب متوسط حوضه $\frac{43}{4}$ درصد می‌باشد.

با توجه به نقشه DEM، منطقه مورد مطالعه به ۱۰ زیر حوضه اصلی به نام‌های طالون، رندان، سنگان، کشار، امامزاده داود، دوآب، هریاس، کن میانی و سولقان و پایین دست سولقان تقسیم شده (شکل ۳-۱-۴) است. همچنین حوضه کن دارای سه ایستگاه هیدرومتری و سه ایستگاه باران سنجی می‌باشد. با توجه به شکل ۳-۱-۴ مناطق مورد مطالعه در این تحقیق زیرحوضه‌های امامزاده داود و کشار می‌باشد.



شکل ۳-۴-۱: مشخصات حوضه کن

زیرحوضه امامزاده داود: مساحت زیرحوضه امامزاده داود 23.77 km^2 و محیط آن 25 km میباشد و

طول رودخانه کن در این زیرحوضه 9.42 km است. یکی از ایستگاههای بارانسنگی حوضه کن (مطابق

شکل ۳-۱-۴) در این زیرحوضه قرار دارد و در موقعیت جغرافیایی $x = 530330$ و $y = 3970247$ قرار

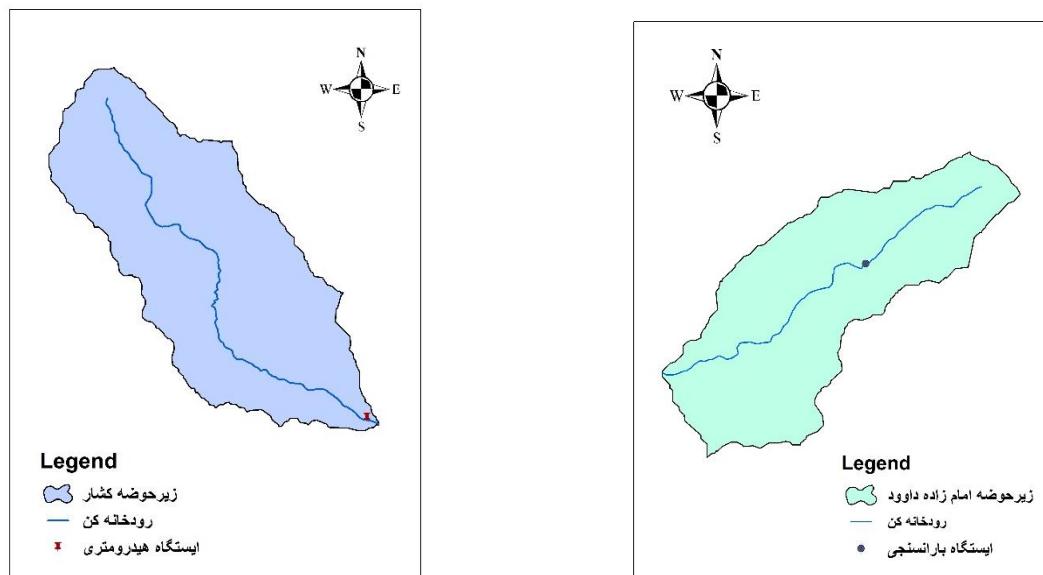
دارد. شیب زیر حوضه امامزاده داود 0.57% میباشد که تندترین شیب را در بین زیرحوضههای دیگر دارد.

زیرحوضه کشار: زیر حوضه کشار دارای مساحت و محیطی به ترتیب 34.77 km^2 و 29.24 km میباشد.

مقدار شیب این زیر حوضه که ملایمترین شیب را دارد 0.83% میباشد. مقدار طول رودخانه کن در این

زیرحوضه 12.731 km میباشد. موقعیت جغرافیایی ایستگاه هیدرومتری کشار، $x = 522899.322$ و y

میباشد (شکل ۳-۱-۴).).



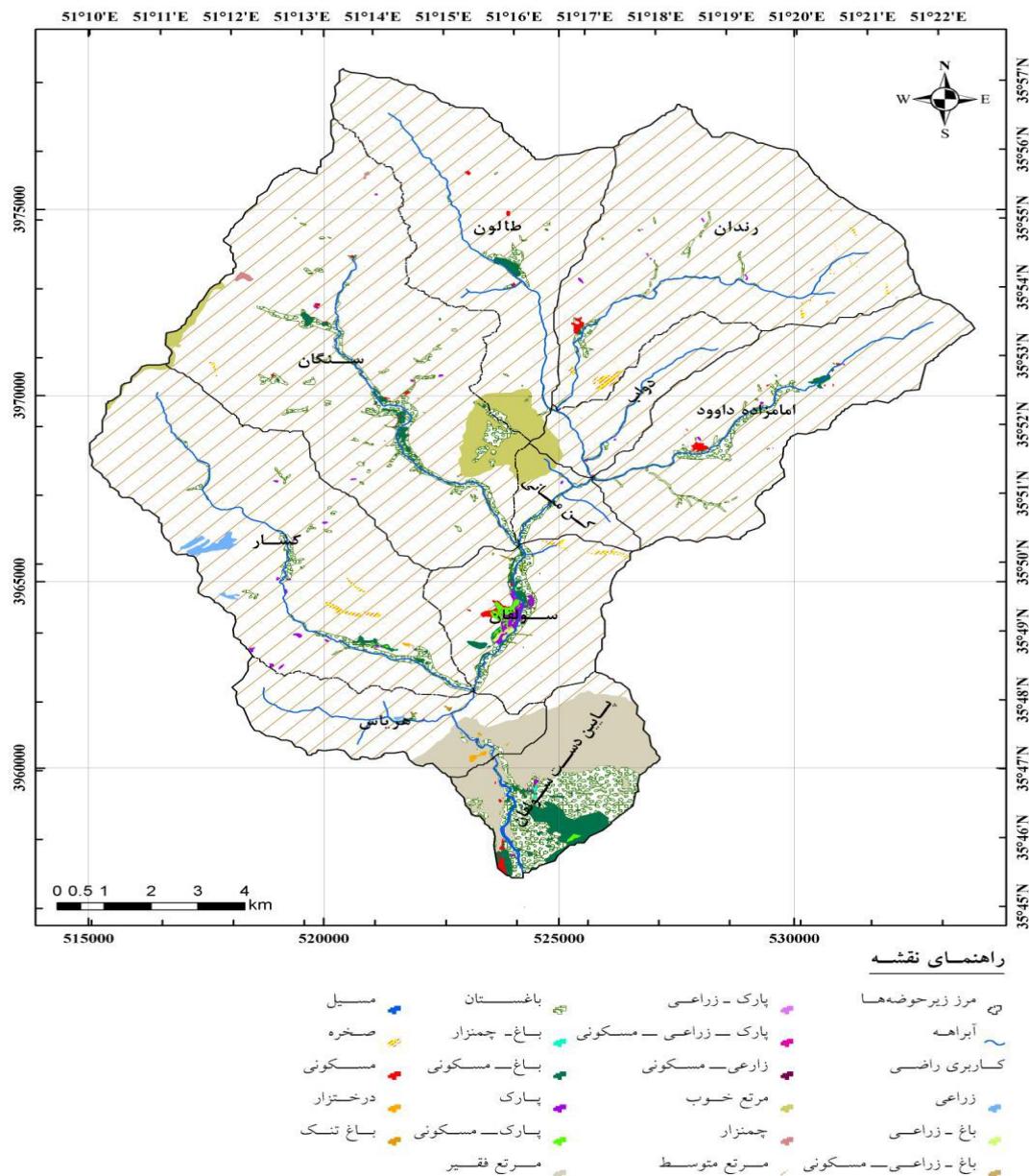
شکل شماره ۳-۱-۱: موقعیت ایستگاه بارانسنگی، ایستگاه هیدرومتری و رودخانه کن.

شکل سمت چپ زیرحوضه کشار ، شکل سمت راست زیرحوضه امامزاده داود

۳-۴-۲- کاربری اراضی حوضه کن

همانطور که در مبحث شبیه‌سازی زیرحوضه‌ها اشاره شد در مدول حوضه، اطلاعات فیزیکی حوضه آبریز، روش تعیین تلفات اولیه، تبدیل بارش مازاد به رواناب سطحی و روندیابی سیل در رودخانه انتخاب شده و پارامترهای مورد نیاز هریک از روش‌ها وارد می‌گردد.

نقشه شماره منحنی CN با تلفیق نقشه‌های کاربری اراضی و گروه هیدرولوژیکی خاک بدست می‌آید. برای تهیه نقشه پوشش گیاهی با توجه به اهمیت حاشیه رودخانه کن تا سولقان از نقشه‌های پوششی 1:25000 سازمان نقشه برداری و برای سایر مناطق حوضه از نقشه‌های پوششی 1:25000 سازمان جغرافیایی ارتش و نیروهای مسلح استفاده شده است. با توجه به شکل ۲-۴-۳ خاک منطقه شامل گروه‌های هیدرولوژیکی B، C و D می‌باشد که مقدار بدست آمده CN برای هر زیرحوضه کشار در مرحله کالیبراسیون تحت واسنجی قرار می‌گیرد.



شکل ۲-۴-۳: نقشه کاربری اراضی حوضه کن (موسسه تحقیقات آب - الف، ۱۳۸۹)

۵-۳- مدل هیدرولوژیکی

۳-۱-۵- معرفی نرم افزار HEC-HMS

HEC-HMS^۱ یک نرم افزار مدل سازی هیدرولوژیکی (با قابلیت بهینه سازی پارامترها) است که توسط مرکز مهندسی هیدرولوژیکی ارتش آمریکا تولید شده است. از سال ۱۹۸۹ تاکنون، این مرکز مهندسی، نرم افزارهای مدل سازی هیدرولوژیکی متنوعی ارائه کرده و در هر نسخه سعی در به روزرسانی و تکمیل فرایندهای مدل سازی نموده است. در این تحقیق از نسخه ۳.۵ که در سال ۲۰۱۰ وارد بازار شده (ارتش ایالات متحده آمریکا، ۲۰۱۰)، استفاده شده است.

مدل سازی در نرم افزار HEC-HMS از نوع مفهومی می باشد. با استفاده از این نوع مدل سازی، کاربر قادر خواهد بود که پیش بینی های خارج از محدوده داده های مشاهداتی یعنی پیش بینی برای آینده به لحاظ زمانی و پیش بینی برای حوضه های مختلف به لحاظ مکانی، را انجام دهد. برای مدل سازی فرایند بارش روئاب با استفاده از HEC-HMS لازم است که سه مدل شامل مدل حوضه، مدل هواشناسی و مدل مشخصات کنترل تعریف شوند.

۳-۵-۲- برنامه جانبی HEC-GeoHMS

HEC-GeoHMS^۲ یک برنامه جانبی در محیط Arc GIS است که توسط موسسه تحقیقات سیستم های زیست محیطی (ESRI) به منظور تجزیه و تحلیل داده های مکانی مورد استفاده در نرم افزار HEC-HMS ارائه شده است. نسخه ۱/۱ این برنامه با همکاری مشترک ESRI و HEC-HMS ارائه شده است (مرکز مهندسی هیدرولوژی ارتش ایالات متحده آمریکا ۲۰۰۲).

¹ Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modeling System

² Geospatial Hydrologic Modeling Extension

هدف از استفاده از این الحاقیه در این تحقیق، تعیین پارامترهای مورد نیاز نرم افزار HEC-HMS نظری مساحت زیرحوضه‌ها و شبیه آبراهه‌ها می‌باشد. نرم افزار HEC-HMS برای مدل‌سازی حوضه به خصوصیاتی نظری مساحت، شبیه حوضه، طول بلندترین رودخانه و طول رودخانه از مرکز ثقل حوضه تا خروجی آن (برای محاسبه زمان تاخیر و تمرکز در روش‌های تبدیل بارش به رواناب)، نوع کاربری اراضی در هر زیر حوضه (برای روش تلفات شماره منحنی) و نیز برای مدل‌سازی هواشناسی حوضه به مختصات مرکز ثقل زیر حوضه‌ها (برای روش بارش عکس فاصله) نیازمند است. بطورکلی می‌توان گفت که در این تحقیق فرایند مدل‌سازی هیدرولوژیکی در نرم‌افزار HEC-HMS صورت می‌گیرد و الحاقیه HEC-GeoHMS به عنوان ابزاری برای آماده‌سازی داده‌های مورد نیاز برای HEC-HMS به کار می‌رود.

۳-۵-۳- مراحل تهییه مدل در نرم‌افزار HEC-GeoHMS

با داشتن نقشه DEM مربوط به حوضه کن می‌توان به خیلی از مشخصات فیزیکی حوضه دست یافت. با توجه به نقشه DEM حوضه کن از ۱۰ زیر حوضه تشکیل شده است. همانطور که در شکل ۱-۴-۳ نشان داده شده است در این تحقیق دو زیر حوضه امامزاده داوود و کشار برای بررسی اثرات چکدهای بر رواناب دو زیر حوضه مورد بررسی قرار می‌گیرد.

دلیل انتخاب زیر حوضه امامزاده داوود، اهمیت گردشگری، شبیه تند آبراهه‌ها و سیلخیزی بیشتر آن نسبت به دیگر زیرحوضه‌ها است. انتخاب زیرحوضه کشار نیز بدلیل وجود ایستگاه هیدرومتری در خروجی این زیرحوضه است که امکان کالیبراسیون یا واسنجی مدل را فراهم می‌آورد.

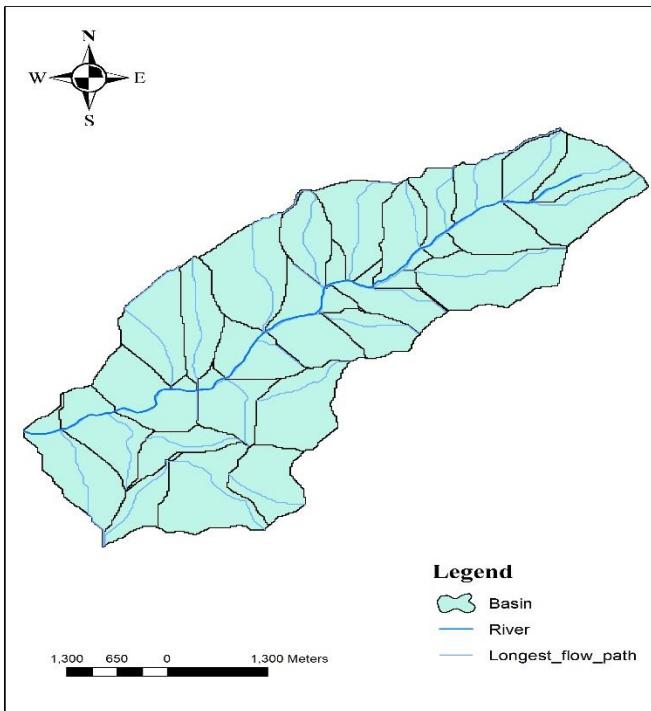
ابتدا برای بررسی هر زیر حوضه با استفاده از دستور Clip Arc GIS10.2 در Zیر حوضه مورد نظر از بقیه زیر حوضه‌ها جدا شده و سپس با استفاده از الحاقیه HEC-GeoHMS خصوصیات فیزیکی زیرحوضه‌ها استخراج شده است. با توجه به اینکه هر کدام از این دو زیر حوضه، به بخش‌های کوچکتری تقسیم می‌شود،

لذا در ادامه این پایاننامه بجای عبارت زیرحوضه، از عبارت حوضه برای دو ناحیه امامزاده داود و کشار استفاده خواهد شد.

۳-۶- حوضه امامزاده داود

ابتدا حوضه امامزاده داود مورد بررسی قرار می‌گیرد. با استفاده از ابزارهای پیش پردازش (Preprocessing) مدل HEC-GeoHMS در محیط GIS حوضه امامزاده داود به ۲۵ زیر حوضه کوچکتر تقسیم بندی شده است (شکل ۳-۶). تعداد این تقسیم بندی اختیاری بوده و در اینجا بر اساس نظر کارشناسی انتخاب شده است.

مشخصات فیزیکی عناصر حوضه آبریز نظیر همانطور که ذکر شد، مشخصه‌های رودخانه‌ها و حوضه‌های آبریز از قبیل طول، شیب، مرکز ثقل حوضه و غیره از طریق دستورات منوهای مدل HEC-GeoHMS استخراج می‌شود. همه این محاسبات در اطلاعات توصیفی لایه خطی رودخانه یا لایه پلیگونی حوضه آبریز ذخیره می‌گردد.



شکل ۳-۶: مشخصات حوضه امامزاده داود، ۲۵ زیرحوضه آن، رودخانه و طول بلندترین آبراهه هر زیرحوضه

۳-۶-۱- شبیه‌سازی حوضه امام زاده داود

مدل HEC-HMS برای شبیه‌سازی و محاسبه هیدروگراف سیل در نقاط مختلف حوضه به سه نوع داده نیاز دارد. این داده‌ها شامل مشخصات فیزیکی زیرحوضه‌ها (مانند زمان تمرکز، مشخصات تلفات، جریان سطحی، دبی پایه رودخانه)، داده‌های سری زمانی (داده‌های بارش و رواناب هر واقعه) و داده‌های کنترل شبیه‌سازی است. در ادامه هر یک از اجزای فوق تشریح می‌گردد.

با توجه به اینکه در خروجی حوضه امامزاده داود ایستگاه هیدرومتری وجود ندارد امکان کالیبراسیون برای مدل بارش- رواناب حوضه امامزاده داود با ۲۵ زیرحوضه بطور مستقیم میسر نمی‌باشد. لذا برای تخمین رواناب ۲۵ زیرحوضه مذکور از مدل بارش- رواناب کالیبره شده مدل بزرگ مقیاس با ۱۰ زیرحوضه اصلی استفاده شده است بدین صورت که هیدروگراف کل حوضه امامزاده داود از مدل بزرگ مقیاس ابتدا تخمین

زده می‌شود و سپس هیدروگراف این رواناب بین ۲۵ زیرحوضه بر حسب مساحت آن‌ها تقسیم می‌شود. هیدروگراف رواناب هر یک از ۲۵ زیرحوضه بصورت یک منبع (Source) در مدل هیدرولوژیکی تعریف می‌شود.

شایان ذکر است که مدل بزرگ مقیاس (با ۱۰ زیرحوضه) قبلاً توسط (Yazdi et al. 2015) کالیبره و اعتبار سنجی شده است. لذا برای هر ۲۵ زیر حوضه امامزاده داود یک منبع آب (Source) به مدل حوضه اضافه می‌شود. در این تحقیق، برای هر کدام از زیرحوضه‌ها تعداد ماکزیمم ۱۰۰ مخزن یا سد اصلاحی بطور بالقوه در نظر گرفته می‌شود. تعداد دقیق سد اصلاحی که در هر زیرحوضه باید قرار داده شود بعد از مرتبط کردن مدل شبیه‌سازی هیدرولوژیکی با مدل بهینه‌سازی و اجرای آن، تعیین خواهد شد. بنابراین ابتدا لازم است که سد مخزن یا سد اصلاحی بطور سری در مدل شبیه‌ساز هیدرولوژیکی برای هر یک از زیرحوضه‌ها تعریف شود.

همانطور که قبلاً گفته شد تعریف مخزن در مدل به این دلیل است که چکدتها همانند مخزن موقت در هنگام سیلاب آب را در پشت خود ذخیره می‌کنند. هر منبع آب (رواناب زیرحوضه) به اولین مخزن که در پایین دست آن می‌باشد مرتبط می‌شود. بخشی از رواناب زیرحوضه در مخزن اول ذخیره شده و مازاد آن از سد اصلاحی سرریز می‌شود. مخازن یا سدهای اصلاحی بصورت سری (شکل ۳-۱) به هم متصل هستند. بنابراین در حین عبور رواناب سیلاب از مجموعه مخازن سری بخش قابل ملاحظه‌ای از رواناب زیرحوضه در مخازن ذخیره می‌شود. جریان خروجی از مخزن انتهایی زیرحوضه به آبراهه اصلی حوضه تخلیه می‌شود. بدین ترتیب مخازن سری در هر یک از زیرحوضه‌ها بخشی از سیلاب را ذخیره نموده و مازاد آن را به آبراهه اصلی تخلیه می‌کنند. آبراهه اصلی از چندین بازه یا Reach تشکیل می‌شود که خروجی هر زیرحوضه به هر کدام از Reach‌ها تخلیه می‌شود. در زیر حوضه امام زاده داود ۲۰ انشعاب (Junction) و ۱۹ بازه (Reach)

که آبراهه اصلی را تشکیل می‌دهند، و تعداد ۲۵۰۰ مخزن ایجاد شده است و خروجی زیرحوضه در انشعباب ۲۰ می‌باشد.

۳-۶-۲- ورود اطلاعات پایه در مدل حوضه

اجزای مختلف مدل شامل زیرحوضه‌ها و رودخانه‌ها و نحوه ارتباط آن‌ها با یکدیگر در این مدول تعریف می‌شود. خصوصیات زیرحوضه‌ها توسط مساحت، پارامترهای روش نفوذ^۱، نوع تابع تبدیل رواناب به خروجی و پارامترهای مربوط به روش در نظر گرفته شده برای شبیه‌سازی دبی پایه رودخانه مشخص خواهد

جدول ۳-۶-۲- روش‌های موجود برای مولفه‌های شبیه‌سازی حوضه در مدل HEC-HMS

ردیف	تابع نفوذ	تبدیل بارش - رواناب در زیرحوضه‌ها	جریان پایه	رونديابي در رودخانه
۱	شماره منحنی	هیدروگراف واحد SCS	مقدار ثابت ماهانه	موج سینماتیک
۲	شماره منحنی توزیعی	هیدروگراف واحد اشنایدر	کاهش نمایی	تاخیر
۳	گرین و امپت	هیدروگراف واحد کلارک	مخزن خطی	پالس اصلاح شده
۴	گرین و امپت توزیعی	ماد کلارک		ماسکینگام
۵	الگوریتم پیوسته SMA	موج سینماتیک		ماسکینگام-کانج استاندارد
۶	مقدار اولیه و نرخ ثابت			ماسکینگام-کانج نقطه‌ای ۸
۷	كمبود رطوبت و نرخ ثابت			

شد. در بازه‌های رودخانه نیز باید نوع روش روندیابی تعیین گردد. برای محاسبه هریک از مولفه‌های فوق امکان استفاده از روش‌های مختلفی در مدل بارش-رواناب HEC-HMS وجود دارد که در جدول ۳-۶-۲ آورده شده است. انتخاب هریک از روش‌ها بر اساس اطلاعات موجود و دقیق مورد نظر انجام می‌گیرد.

^۱ Loss Method

همانطور که ذکر شد برای حوضه امامزاده داود برای هر ۲۵ زیرحوضه، یک منبع آب در نظرگرفته شده است و مقدار جریان وارد شده به هر یک از این منابع بسته به مساحت هر زیرحوضه به مساحت کل حوضه امامزاده داود بستگی دارد. با توجه به اینکه در خروجی حوضه امامزاده داود ایستگاه هیدرومتری وجود ندارد، هیدروگراف سیلان طراحی زیرحوضه‌ها از خارج به مدل معرفی می‌شود و در مدل هیدرولوژیکی فقط فرایند روندیابی سیلان شبیه‌سازی می‌شود همچنین در مدلسازی جریان سیلان، از جریان پایه صرفنظر شده است (فرایند مدلسازی بارش بطور مستقیم انجام نمی‌شود). برای روندیابی رودخانه از روش Lag استفاده شده است و در مدل جریان پایه در نظر گرفته نمی‌شود. در ادامه شرحی از روش روندیابی فوق ارایه می‌شود.

۳-۶-۳- روندیابی جریان حوضه امامزاده داود

علت انجام فرایند روندیابی جریان در یک آبراهه، محاسبه تاخیر زمانی و نیز میزان تضعیف جریان از محل ورودی جریان به آبراهه تا محل خروج جریان از آبراهه است. علت این تاخیر زمانی و تضعیف، طول و شیب، ذخیره موقت و نیز خصوصیات دیگر آبراهه است. برای روندیابی جریان در ۱۹ بازه (Reach) آبراهه اصلی حوضه از روش Lag استفاده شده است.

• روش Lag

روش روندیابی تاخیری فقط نشان دهنده انتقال موج سیلان است. در این روش فرایند تضعیف جریان یا پخشودگی در نظر گرفته نمی‌شود. بنابراین، این روش برای آبراهه‌های کوتاه با زمان سفر قابل پیش‌بینی که در آن‌ها زمان سفر با عمق جریان تغییر نمی‌نماید بکار می‌رود. با انتخاب این روش تنها پارامتری که باید به مدل معرفی شود، زمان تاخیر بر حسب دقیقه

است. علت استفاده از روش Lag برای روندیابی زیرحوضه امامزاده به دلیل استخراج اطلاعات لازم حوضه بوسیله GIS برای محاسبه زمان تاخیر می‌باشد. همچنین بدلیل اینکه پارامترها بصورت کالیبره به مدل معرفی شده‌اند و سیلاب‌ها بصورت یکپارچه می‌باشند.

برای محاسبه زمان تاخیر آبراهه با معلوم بودن زمان تمرکز برای حوضه امامزاده داود با از معادله ۷ (علیزاده، ۱۳۹۰)، استفاده شد که از این معادله، زمان تاخیر برای حوضه امامزاده داود ۴۸ دقیقه بدست آمده است و از تقسیم آن بر تعداد بازه‌ها مقدار زمان تاخیر برای هر بازه ۲/۵ دقیقه محاسبه شد.

$$c_t = \frac{0.6}{\sqrt{S}} \quad 0 , \quad t_c = 1.67[C_t(L \cdot L_{ca})^{0.3}] \quad (7)$$

که در آن :

t_c = زمان تمرکز بر حسب ساعت

L = طول بلندترین رودخانه حوضه بر حسب کیلومتر

L_{ca} = طول رودخانه حوضه از نزدیکترین نقطه به مرکز ثقل حوضه تا خروجی حوضه بر حسب کیلومتر

S = شب حوضه بر حسب صدم است

تمامی این داده‌ها بوسیله نرم‌افزار HEC-GeoHMS برای زیرحوضه بدست آمده است.

۴-۶-۳- ورود آمار در مدول مدیریت داده‌های سری زمانی حوضه امامزاده داود

مدل‌های هیدرولوژیکی اغلب به سری‌های زمانی بارش (برای تخمین بارش حوضه)، دبی مشاهداتی (برای واسنجی مدل و بهینه سازی نتایج) و نیز سایر سری‌های زمانی نیاز دارند. در HEC-HMS، سری‌های

زمانی به صورت یک ایستگاه شناسایی و ذخیره می‌شوند. این برنامه انواع مختلف داده‌ها را با انواع مختلفی از ایستگاه‌ها شناسایی و متمایز می‌کند. این ایستگاه‌ها بخشی از یک پروژه هستند و در چندین مدل حوضه و یا هواشناسی قابل استفاده می‌باشند.

در این بخش طیف وسیعی از ایستگاه‌ها برای معرفی سری‌های زمانی در دسترس می‌باشد.

برای حوضه امامزاده داوود از گزینه دبی (Disharge) برای معرفی سری زمانی رواناب طراحی زیرحوضه‌ها استفاده می‌شود. در قسمت سربرگ سری زمانی داده‌ها بصورت دستی به برنامه وارد می‌شود. در این تحقیق واحد دبی متر مکعب در ثانیه در نظر گرفته شده است و Time Interval یا فاصله زمانی برابر ۶ دقیقه انتخاب شده است. همچنین زمان کل شبیه‌سازی ۱۵ ساعت در نظر گرفته شده است. نحوه محاسبه دبی برای هر زیر حوضه از تقسیم مساحت زیرحوضه به مساحت کل در واحد طول در فاصله زمانی ۶ دقیقه بر اساس دوره‌های بازگشت می‌باشد. برای طراحی و تعیین جانمایی سدهای اصلاحی، سه سیلان طراحی با دوره بازگشتهای ۲، ۵ و ۱۰ ساله در نظر گرفته شده است. برای تخمین هیدروگراف سیلان طراحی زیرحوضه‌ها بشرح زیر عمل شده است.

ابتدا بارش‌های با دوره بازگشت ۲، ۵ و ۱۰ ساله و برابر با زمان تمرکز کل حوضه آبریز کن از گزارشات و تحقیقات موجود استخراج شد. سپس این بارش‌ها به مدل هیدرولوژیکی کالیبره شده بزرگ مقیاس حوضه آبریز کن معرفی شد و هیدروگراف رواناب حاصل برای زیرحوضه آبریز امامزاده داوود برای سه دوره بازگشت بدست آمد. این هیدروگراف‌ها در نسبت مساحت هر زیرحوضه به مساحت کل حوضه امامزاده داوود ضرب شد تا هیدروگراف رواناب زیرحوضه‌ها بدست آید. شکل ۴-۳ هیدروگراف سیلان طراحی حوضه آبریز امامزاده داوود را برای سه دوره بازگشت ۲، ۵ و ۱۰ ساله نشان می‌دهد. همچنین جدول ۴-۳ نسبت مساحت هر یک از ۲۵ زیرحوضه را نشان می‌دهد.

۳-۵-۶- نحوه ایجاد و مدیریت توابع میان دو متغیر در حوضه امامزاده داود

مدل‌های هیدرو وژیکی علاوه بر سری‌های زمانی اغلب نیازمند به استفاده از توابع میان جفت داده‌ها نظیر رابطه دبی- اشل و یا دبی- زمان (هیدروگراف واحد) به عنوان داده‌های ورودی برای مدل‌سازی هستند. این توابع رابطه میان یک متغیر مستقل و وابسته را نشان می‌دهند. در اکثر موارد این توابع باید به صورت صعودی یکنواخت باشند و هیچ نزولی نباید در آن‌ها رخ دهد. در این تحقیق از تابع ارتفاع - ذخیره برای مخازن (سدهای اصلاحی) استفاده شده است. برای هر زیرحوضه، به ازای افزایش ارتفاع‌های ۰/۱ متری، حجم ذخیره در پشت مخزن از معادله شماره ۵، با احتساب شیب طول بلندترین آبراهه و مقدار ذخیره اولیه صفر تابع ذخیره- ارتفاع بصورت جدولی بدست آمده و برای هر مخزن در قسمت El-Stor Function برنامه در نظر گرفته می‌شود.

۳-۶-۶- مشخصات کنترل زمان شبیه‌سازی

در این قسمت زمان شروع و پایان شبیه‌سازی شامل تاریخ و ساعت به برنامه معرفی می‌شود. تعیین گام زمانی با توجه به دقت مورد نیاز و یا پایداری روش‌های روندیابی هیدرولیکی انجام می‌گیرد.

۳-۷- شبیه‌سازی حوضه کشار

حوضه کشار همانند حوضه امامزاده داود با استفاده از الحقیقی HEC-GeoHMS، همانطور که در شکل ۳-۷ نشان داده شده است به ۲۵ زیرحوضه کوچکتر تقسیم شده است. با توجه به دارا بودن ایستگاه هیدرومتری در خروجی حوضه، لذا امکان شبیه‌سازی کامل فرایند بارش- رواناب و کالیبره کردن مدل با توجه به آمار و داده‌های ایستگاه هیدرومتری بر اساس بارش‌های در دسترس، امکان پذیر است. در ادامه به بررسی شبیه‌سازی زیرحوضه کشار پرداخته می‌شود. لازم به ذکر

است که نتایج بدست آمده از کالیبره کردن مدل در فصل بعدی آورده شده است همچنین با استی اضافه نمود که بعد از ساختن مدل بارش- رواناب شرایط فعلی حوضه در محیط HEC-HMS و کالیبره نمودن آن، مخازن سری (سدهای اصلاحی) در خروجی هر یک از زیرحوضه‌ها مشابه قبل به مدل افزوده می‌شود تا اثرات چکدها بر روی رواناب شبیه‌سازی شود. در حوضه کشار تعداد ۲۵ زیر حوضه، ۱۶ بازه، ۱۶ انشعب و ۱ خروجی جهت مدلسازی در نظر گرفته شده است که در ادامه به تشریح این المانها پرداخته می‌شود.

۱-۷-۳- تنظیم عنصر زیر حوضه در حوضه کشار

عنصر زیر حوضه مولفه‌ای است که معمولاً فقط دارای یک خروجی است و هیچ ورودی ندارد و در آن بر اساس بارش روی زیر حوضه، جریان یا رواناب شکل می‌گیرد. در این عنصر، برای ایجاد جریان ابتدا از کل بارش رخ داده در سطح حوضه مقدار تلفات حوضه (برگاب، چالاب و نفوذ) کاسته می‌شود. سپس بارش مازاد توسط روش‌های تبدیل بارش به رواناب، تبدیل به رواناب شده و با اضافه شدن جریان پایه به آن، جریان خروجی از آن شکل می‌گیرد. با انتخاب عنصر زیر حوضه ۵ سربرگ ایجاد می‌شود که در ادامه به تشریح آن‌ها پرداخته می‌شود.

• تعیین مساحت هر زیر حوضه

مقدار مساحت هر ۲۵ زیر حوضه با استفاده از الحاقیه HEC-GeoHMS بدست آمده و مقدار آن بر حسب کیلومتر مربع وارد مدل HEC-HMS می‌شود.

- تنظیم روش برگاب

برگاب بخشی از باران است که توسط پوشش گیاهی نگاه داشته می‌شود و به زمین نمی‌رسد و در فاصله دو بارش تبخیر می‌شود. این روش برای شبیه‌سازی‌های پیوسته مورد استفاده قرار می‌گیرد و لذا در این مدل‌سازی برگاب در نظر گرفته نمی‌شود.

- تنظیم روش چالاب

چالاب آبی است که توسط ناهمواری‌های زمین نگاه داشته می‌شود و بخشی از آن در زمین نفوذ می‌کند و بخشی دیگر از آن در فاصله دو بارش تبخیر می‌شود. بسته به میزان ناهمواری‌های موجود در زمین و نفوذپذیری خاک، مقدار چالاب متفاوت است. در این مدل‌سازی، چالاب وارد نمی‌شود و فرض مدل‌سازی بر این امر قرار می‌گیرد که تمامی زمین صاف است و آبی توسط ناهمواری‌ها روی زمین نگاه داشته نمی‌شود.

- تنظیم روش تلفات

روش تلفات برای محاسبه میزان نفوذ واقعی در زیر حوضه بکار می‌رود و در برگیرنده ۱۲ روش مختلف در مدل HEC-HMS است که تعدادی از آن‌ها برای شبیه‌سازی رخدادی و تعداد دیگر برای شبیه‌سازی پیوسته بکار برده می‌شوند.

در این مدل‌سازی از گزینه SCS Curve Number برای تلفات استفاده شده است. روش شماره منحنی سرویس حفاظت خاک در اصل بر کل نفوذ در طول یک رخداد بارش دلالت می‌کند؛ ولی این برنامه بارش مازاد را در طول یک طوفان از طریق محاسبه حجم نفوذ در انتهای هر بازه زمانی محاسبه می‌کند. به گونه‌ای که نفوذ در طول هر بازه زمانی برابر با اختلاف حجم در دو بازه زمانی هم‌جوار است. بنابراین در روش SCS-CN نیاز به دو پارامتر شماره منحنی CN و سهم تلفات اولیه a می‌باشد. مقدار شماره منحنی بستگی به گروه هیدرولوژیکی خاک، کاربری اراضی و رطوبت اولیه خاک در هنگام شروع بارندگی دارد و با استفاده از جداول موجود در کتب

هیدرولوژی و سپس کالیبراسیون بدست می‌آید. با انتخاب این روش سه پارامتر به مدل معرفی می‌شود.

Initial Abstraction - ۱: این پارامتر نشان دهنده مقدار بارشی است که باید در زمین نفوذ کند پیش از آنکه رواناب سطحی ایجاد شود. اگر برای این پارامتر مقداری به مدل معرفی نشود، مدل به صورت پیش-فرض مقدار این پارامتر را برای مدل برابر با $0/2$ نگهداشت پتانسیل در نظر گرفته است. (نگهداشت پتانسیل از روی شماره منحنی محاسبه می‌شود).

Curve Number - ۲: از آنجایی که شماره منحنی در بخش‌های مختلف یک حوضه با توجه به نوع خاک و کاربری اراضی می‌تواند متفاوت باشد و در این بخش فقط یک شماره منحنی باید به مدل معرفی شود، بنابراین در این بخش باید یک شماره منحنی که نشان دهنده برایند نوع خاک و کاربری اراضی کل زیر حوضه مورد نظر باشد، به مدل معرفی شده است. در ابتدا برای این مدل تمامی CN‌ها برابر با ۷۹ در نظر گرفته شده است که در طی فرایند کالیبراسیون مقادیر آن اصلاح می‌شود.

Impervious (%) - ۳: این پارامتر نشان دهنده درصدی از زیرحوضه است که غیر قابل نفوذ می‌باشد و در این بخش از حوضه تمامی بارش به صورت مستقیم به رواناب تبدیل می‌شود و هیچ نفوذی صورت نمی-گیرد.

- تنظیم روش تبدیل بارش به رواناب

در این بخش انتخاب روش تبدیل بارش به رواناب سطحی صورت می‌گیرد. در این مدلسازی از روش هیدروگراف واحد اشنایدر استفاده شده است. هیدروگراف واحد اشنایدر نیز یک روش ساخت هیدروگراف واحد مصنوعی است و برای حوضه‌های بدون آمار کاربرد دارد. با بکارگیری این روش، هفت

نقطه اصلی هیدروگراف شامل محل پیک، زمان پایه و محل‌های رخ دادن ۵۰ % و ۷۵ % دبی پیک در دو بازوی هیدروگراف قابل محاسبه است. با انتخاب این روش دو پارامتر بایستی به مدل معرفی شود.

۱- Standard Lag (Hr) : این پارامتر نشان دهنده زمان تاخیر در حوضه مورد مدلسازی است و عبارت از فاصله زمانی میان مرکز ثقل هیتوگراف بارش و زمان پیک هیدروگراف متناظر با بارش است. برای محاسبه این پارامتر می‌توان از معادله شماره ۸ (علیزاده، ۱۳۹۰) زمان تاخیر را بدست آورد.

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 , \quad t_L = \frac{L^{0.8}(S+1)^{0.7}}{1900y^{0.5}} \quad (8)$$

در این رابطه، t_L زمان تاخیر بر حسب ساعت، L طول رودخانه اصلی بر حسب فوت و y شیب متوسط حوضه بر حسب درصد است.

۲- Peaking Coefficient : ضریب پیک نشان دهنده میزان شیب هیدروگراف ناشی از یک واحد بارش است. دامنه تغییرات این ضریب در بازه ۰/۰ تا ۰/۴ قرار دارد به نحوی که مقادیر کمتر نشان دهنده شیب تندتر در بازوی بالارونده هیدروگراف است. و مقادیر کمتر آن به معنای نگهداشت آب کمتر در ناهمواری‌های زمین است که در نتیجه آن، رواناب سریع‌تر شکل می‌گیرد و با سرعت بیشتری دبی پیک در خروجی حوضه ایجاد می‌شود.

۳-۷-۲- روندیابی جریان در آبراهه اصلی حوضه کشار

در این مدل‌سازی برای روندیابی جریان در آبراهه‌ها، از روش Muskingum استفاده شده است. روش روندیابی ماسکینگام نیز از قانون بقای جرم برای روندیابی جریان در آبراهه استفاده می‌کند. با این وجود، فرض مسطح بودن سطح آب در این روش وجود ندارد؛ بلکه در این روش فرض بر آن است که سطح آب یک خط غیر مسطح است. در نتیجه، در این روش امکان محاسبه ذخیره افزایش یافته در

طول دوره اوج‌گیری سیل و نیز ذخیره کاهش یافته در دوره فروکش سیلاب وجود دارد. با انتخاب این

روش سه پارامتر باید به مدل معرفی شود که شرح آن‌ها به صورت زیر است:

-۱ Muskingum K (hr): این پارامتر نشان دهنده زمان سفر در آبراهه است.

-۲ Muskingum X: این پارامتر وزن اثر گذاری جریان ورودی بر میزان ذخیره در آبراهه است. دامنه

تغییرات این پارامتر از صفر تا $0/5$ است. در کاربرد عملی، مقدار صفر برای این پارامتر منجر به حداقل‌

تضعیف جریان می‌شود؛ در حالی که مقدار $0/5$ برای این پارامتر سبب می‌شود که هیچ تضعیفی در

جریان رخ ندهد. در این مدل‌سازی حد وسطه آن $0/2$ برای همه آبراهه‌ها در نظر گرفته شده است و

مقدار پارامتر K از کالیبراسیون بدست آورده می‌شود.

-۳ Subreches: در این بخش باید تعداد زیربخش‌های بازه به مدل معرفی شود. این تعداد بر میزان

تضعیف جریان

اثرگذار است به‌طوری که آبراهه یا بازه با یک بخش دارای بیشترین تضعیف جریان است و هرچه تعداد

بخش‌های آبراهه بیشتر شود میزان تضعیف جریان کمتر خواهد شد. که مقدار ۱ برای تمامی آبراهه‌ها یا

بازه‌ها در نظر گرفته شده است.

۳-۷-۳- مدل‌سازی هواشناسی حوضه آبریز کشار

همانطور که پیش‌تر بیان شد، در هر مدل هواشناسی که در برگیرنده حداقل یک زیر حوضه

باید لازم است که یک روش برای تعیین میزان بارش اثرگذار بر حوضه انتخاب و پارامترهای آن به مدل

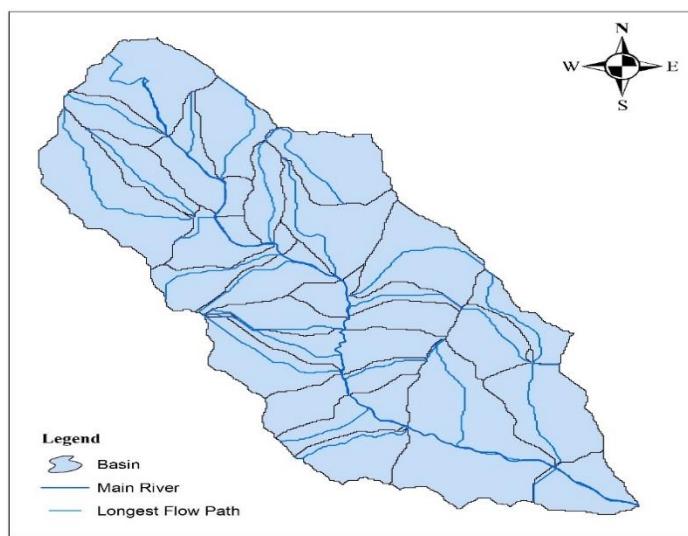
معرفی شود. در این مدل‌سازی از روش هیتوگراف^۱ برای تنظیم میزان بارش اثرگذار استفاده شده است.

¹ Hyetograph

Specified Hyetograph: روش هیتوگراف تعریف شده به کاربر این اجازه را می‌دهد که یک سری زمانی مشخص را به عنوان هیتوگراف برای هر زیرحوضه به مدل معرفی کند در این حالت یک هیتوگراف می‌تواند متعلق به یک یا چند زیرحوضه باشد. بنابراین، این روش برای مدل‌سازی هواشناسی حوضه در شرایطی که برای هر زیر حوضه یک هیتوگراف بارش مشاهداتی جداگانه و یا زمانی که برای تمامی زیرحوضه‌ها یک ایستگاه بارش مشاهداتی مشترک وجود دارد، مفید و قابل استفاده است. در ستون ایستگاه‌ها (Gage) برای هر زیرحوضه از میان ایستگاه‌های بارش دارای سری زمانی که در بخش سری‌های زمانی تعریف شده‌اند، نام یک ایستگاه را انتخاب نماید. در این حالت، سری زمانی موجود در ایستگاه بارش انتخاب شده، به عنوان هیتوگراف بارش زیرحوضه مورد نظر اعمال می‌شود. در این تحقیق از بارش‌های ثبت شده در نزدیک‌ترین ایستگاه بارانسنجی به حوضه کشار جهت معرفی بارش‌ها به مدل بارش- رواناب استفاده شده است. **۳-۷-۴- ورود داده‌های آماری سری‌های زمانی در حوضه کشار با انتخاب گزینه بارش می‌توان داده‌های آماری مرتبط با بارندگی در هر زمان را برای ایستگاه مورد نظر مدیریت نمود. با مشخص شدن تاریخ وقوع سیل، سپس بر اساس توزیع مکانی بارش در کل منطقه و توزیع زمانی متناظر با آن هیتوگراف بارش مولد هر سیل در هر زیرحوضه که بیانگر توزیع زمانی متوسط بارش^۱ آن زیرحوضه می‌باشد، محاسبه و وارد مدل می‌شود. علاوه بر هیتوگراف بارش، هیدروگراف خروجی مشاهده‌ای ایستگاه هیدرومتری نیز در این قسمت وارد می‌گردد تا در مرحله کالیبراسیون امکان مقایسه آن با هیدروگراف شبیه- سازی فراهم باشد.**

¹ Precipitation

همچنین نحوه ایجاد و مدیریت توابع میان متغیرها و کنترل زمان شبیه‌سازی همانند حوضه امام زاده داود می‌باشد. پس از آماده‌سازی مدل با تغییر در پارامترهای مهم مدل (که با تحلیل حساسیت و تجربه کاربر مشخص می‌شوند) سعی می‌گردد تا هیدروگراف شبیه‌سازی مدل تطابق کافی با هیدروگراف مشاهده‌ای داشته باشد. انتخاب این پارامترها جهت واسنجی با نظر کارشناسی تعیین می‌گردد. پس از



شکل ۷-۳: مشخصات حوضه کشار، ۲۵ زحوضه آن، رودخانه و طول بلندترین آبراهه هر زیرحوضه

این مرحله نیز اعتباریابی مدل بر اساس تعداد دیگری از سیل‌های تاریخی صورت می‌گیرد.

۸-۳- بهینه سازی

بهینه‌سازی از سال‌ها قبل از مسائل پیش روی مهندسان بوده و روش‌های نوینی در این زمینه به ثبت رسیده است. امروزه روش‌های بهینه‌سازی بر اساس الهام از طبیعت از جمله روش‌های فرالبتکاری به سرعت در حال گسترش و کاربرد در شاخه‌های مختلف فنی مهندسی می‌باشند. در این پایان‌نامه، هدف استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی فرالبتکاری در کاهش هزینه چکدمها و کاهش دبی اوج سیلان که از نیازهای مبرم در طراحی روش‌های سازه‌ای در کنترل سیلان می‌باشد. منظور از بهینه‌سازی پیدا

کردن مقادیری برای پارامترها است که یک تابع هدف را بیشینه یا کمینه نماید. در صورتیکه مقادیری که برای پارامترها انتخاب می‌شوند، تمام شرایط را برآورده کنند، یک راه حل ممکن نامیده می‌شوند. راه حل‌هایی که مقادیر تابع هدف، برای آن‌ها بهتر از بقیه باشد را راه حل بهینه می‌نامیم.

۱-۸-۳- مدل بهینه‌سازی

از آنجا که تعیین جانمایی مناسب چکدمها در زیرحوضه‌ها و نیز تعداد مناسب آن‌ها با توجه به محدودیت‌های هزینه‌ای، از طریق قضاوت مهندسی ممکن نیست و از طریق استفاده از مدل شبیه‌سازی به تنها‌ی برای این منظور بسیار زمان بر می‌باشد، در این پایان‌نامه یک مدل بهینه‌سازی چند هدفه که با مدل شبیه‌سازی در محیط برنامه نویسی مطلب مرتبط شده است، برای این منظور توسعه داده شده است. مدل بهینه‌سازی توسعه داده شده همزمان دو معیار هزینه ساخت و دبی اوج سیالاب را در خروجی حوضه حداقل می‌کند. بنابراین فرمول‌بندی کلی مساله بهینه‌سازی چند هدفه در این مطالعه بصورت زیر می‌باشد:

$$F_1 = \min \sum \text{Cost} \quad (9)$$

$$F_2 = \min Q_{pd} \quad (10)$$

$$\text{s.t. } 0 \leq X_i \leq 10 \quad (11)$$

تابع هدف اول مینیمم کردن مقدار هزینه کل چکدمها (Cost) و دیگری مینیمم کردن دبی بیشینه سیالاب (Q_{pd}) می‌باشد. هدف از این دو تابع هدف در این مساله بهینه‌سازی کاهش هزینه ساخت چکدمها همراه با کاهش دبی اوج سیالاب می‌باشد که در درجه اول از لحاظ اقتصادی مقرن به صرفه باشد و در درجه دوم باعث تسکین سیالاب شود. و معادله شماره ۱۱ متغیرهای تصمیم می‌باشد که تعداد چکدمها در هر زیر حوضه را نشان می‌دهد.

مساله بهینه‌سازی فوق از نوع مسائل گستته می‌باشد و توابع هدف توابع غیر خطی و غیر صریح از متغیرهای تصمیم است. در این مطالعه متغیرهای تصمیم بیانگر تعداد چکدم می‌باشد.

تعداد متغیرهای تصمیم در این مطالعه موردنظر برابر با تعداد زیرحوضه‌ها ($x_i=25$) در نظر گرفته شده است.

هر متغیر تصمیم ۱۱ مقدار گستته دارد که اعداد ۰ تا ۱۰ را می‌تواند اختیار کند. مقدار $x_i=0$ به معنای عدم

ایجاد چکدم در زیر حوضه ۱ ام می‌باشد، همچنین مقدار $x_i=1$ بیانگر تعداد ۱۰ چکدم در زیر حوضه ۱ ام می-

باشد و $x_i=2$ به معنای ۲۰ چکدم در زیر حوضه ۱ ام می‌باشد و به همین ترتیب تا $x_i=10$ که بیانگر تعداد

۱۰۰ چکدم در زیر حوضه ۱ ام می‌باشد.

بایستی توجه داشت که روش‌های بهینه‌سازی کلاسیک نظیر روش‌های برنامه‌ریزی خطی و غیر خطی برای

حل این نوع مسائل مناسب نمی‌باشند لذا معمولاً از روش‌های بهینه‌سازی فراکاوشی که عملکرد بهتری دارند

برای این دسته از مسائل استفاده می‌شود. به همین دلیل در این تحقیق از یکی از روش‌های معروف بهینه-

سازی فراکاوشی چند هدفه به نام NSGA-II که در ذیل معرفی می‌شود، استفاده شده است.

۳-۸-۲- الگوریتم مورد استفاده

در هر مسئله بهینه‌سازی، هدف پیدا کردن مقادیر بهینه مناسب برای متغیرهای مسئله است به طوریکه با

برقراری قیود موجود تابع هدف را کمینه و یا بیشینه نماید. در برخی از مسائل بهینه‌سازی به جای تنها یک

تابع هدف، بهینه نمودن چندین تابع هدف مورد نظر می‌باشد. در بهینه‌سازی با چند تابع هدف، توابع هدف

مختلف و گاه متضادبایستی بطور همزمان بهینه شوند. در این حالت، مساله بهینه‌سازی، بجای یک جواب

بهینه منفرد، یک مجموعه جواب بهینه دارد که این مجموعه جواب بهینه در حقیقت مصالحه یا تکامل بین

اهداف مختلف را نشان می‌دهد. به این مجموعه جواب بهینه اصطلاحاً جبهه پارتو (Pareto front) گفته می-

شود و هدف از حل یک مساله بهینه‌سازی، یافتن جبهه پارتو می‌باشد. همانطور که ذکر شد در این پایان‌نامه

از یک روش بهینه‌سازی چند هدفه معروف بنام NSGA-II^۱ استفاده می‌شود. روش NSGA-II در سال ۲۰۰۲ توسط دب و همکارانش پایه گذاری شد (Deb et al. 2002). مزیت روش NSGA-II بار محاسباتی کمتر و همچنین استفاده از مفهوم غالبگی و فاصله ازدحام برای حفظ تنوع پاسخ‌های واقع بر جبهه پارتولو است؛ به همین دلیل این الگوریتم انتخاب شد. در این روش، بر اساس اصول الگوریتم ژنتیک، یک جمعیت اولیه از پاسخ‌های مساله بطور تصادفی ایجاد می‌شود و مقادیر تابع هدف آن‌ها محاسبه می‌شود. در ادبیات الگوریتم ژنتیک به هر جواب مساله، یک کروموزوم گفته می‌شود. پس از محاسبه مقادیر توابع هدف، این جواب‌ها بر اساس دو معیار غالبگی و فاصله ازدحام، از بهترین جواب تا بدترین جواب مرتب می‌شوند. مفاهیم غالبگی و فاصله ازدحام در زیر بخش‌های بعدی توضیح داده می‌شود.

بعد از مرتب‌سازی جمعیت اولیه، بایستی جمعیت نسل بعدی تولید شود. برای تولید نسل بعدی از عملگرهای الگوریتم ژنتیک که عبارتند از عملگر انتخاب (برای انتخاب کروموزوم‌های والد) عملگر تقاطع (برای تولید دو فرزند، از دو والد انتخاب شده) و عملگر جهش (برای اصلاح جواب‌های تولید شده) استفاده می‌شود. این عملگرها در زیر بخش‌های بعدی توضیح داده می‌شوند. جواب‌های تولید شده با این سه عملگر با جمعیت اولیه ترکیب می‌شوند و سپس جواب‌ها یا همان کروموزوم‌های جمعیت ترکیبی مجدداً بر اساس معیارهای غالبگی و فاصله ازدحام مرتب می‌شوند. بعد از مرتب‌سازی این جمعیت ترکیبی، بهترین جواب‌ها (به تعداد اندازه جمعیت اولیه) حفظ شده و بقیه جواب‌ها دور ریخته می‌شود. بدین ترتیب جمعیت باقیمانده، نسل جدید یا جاری از جواب‌های مساله خواهد بود. نسل بعدی مجدداً با بکارگیری عملگرهای الگوریتم ژنتیک، از جواب‌های نسل جاری (مشابه فوق) تولید می‌شوند. این فرایند محاسبات برای نسل‌های مختلف تکرار می‌شود تا الگوریتم به جواب‌های بهینه مساله یعنی جبهه پارتولو همگرا شود. معیار همگرایی معمولاً طی شدن تعداد مشخصی از نسل‌ها و عدم بهبود جواب‌های نسل پایانی در نظر گرفته می‌شود. در روش NSGA-

^۱ Non-Dominated Sorting Genetic Algorithm

II از دو مفهوم رتبه بندی غیرغالب و فاصله ازدحام برای مرتبسازی جوابها (کروموزومها) استفاده شده

است که در ادامه به بیان این دو مفهوم می‌پردازیم:

رتبه بندی نامغلوب: در روش NSGA-II اعضای جمعیت براساس مفهوم غلبه نداشتن مرتب می‌شوند. در

روش مرتب سازی نامغلوب، به اعضای از جمعیت که مغلوب سایر اعضای آن نسل نشده‌اند (بر اساس حداقل

یکی از توابع هدف)، رتبه یک نسبت داده شده و در دسته جبهه اول قرار می‌گیرند و از جمعیت نیز کنار

گذاشته می‌شوند. سپس در بین اعضای باقیمانده مجدداً اعضای که مغلوب نشده باشند، انتخاب شده و رتبه

دو به آنها تعلق می‌گیرد. این اعضا در جبهه دوم قرار گرفته و به طور موقت از جمعیت کنار گذاشته می‌

شوند. این روند تا قرار گرفتن تمامی اعضای جمعیت مطابق شکل ۲-۸-۳ در جبهه‌های مختلف ادامه می‌

یابد. مفهوم ریاضی غلبه جوابی بر جواب دیگر برای یک مساله بیشینه‌سازی اهداف، مطابق رابطه ۱۲ است.

هرگاه چنین رابطه‌ای برقرار باشد بدین معنی است که جواب a بر جواب b غلبه دارد. f_i و f_j توابع هدف

آم و \bar{z} هستند و n تعداد اهداف در مساله بهینه‌سازی است.

$$\square i \in \{1, 2, \dots, n\} : f_i(a) \geq f_i(b) \quad (12)$$

$$\exists j \in \{1, 2, \dots, n\} : f_j(a) > f_j(b)$$

فاصله ازدحام: با جبهه‌بندی جوابها، مشخص است که جواب‌های جبهه ۱ بهتر از جبهه ۲ و جواب‌های

جبهه ۲ بهتر از جبهه ۳ و به همین ترتیب برای جبهه‌های دیگر است. برای رتبه‌بندی جوابها در هر جبهه،

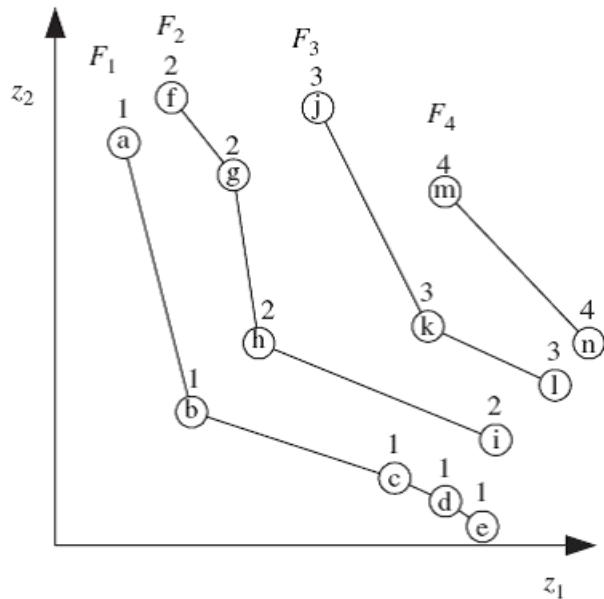
نیاز به معیار دیگری داریم که این معیار در الگوریتم NSGA-II، فاصله ازدحام است. این فاصله ازدحام

جایگزینی برای Shared در روش NSGA نسخه قبلی الگوریتم است و به همین دلیل این روش که در سال

۲۰۰۲ ابداع شده، NSGA-II نام گرفته است. ابتدا برای هر تابع هدف K ، نتایج مرتب می‌شود. به نقاطی که

ماکزیمم و مینیمم مقدار این تابع هدف را دارند،

مقدار فاصله بینهایت اختصاص می یابد. فاصله ازدحام برای اعضای جمعیت هر جبهه بطور جداگانه طبق روابط ۱۴، ۱۳ و ۱۵ و مطابق شکل ۳-۸-۲-۱ محاسبه می شود. فاصله ها نیز تنها بین اعضای هر جبهه انجام می شود.



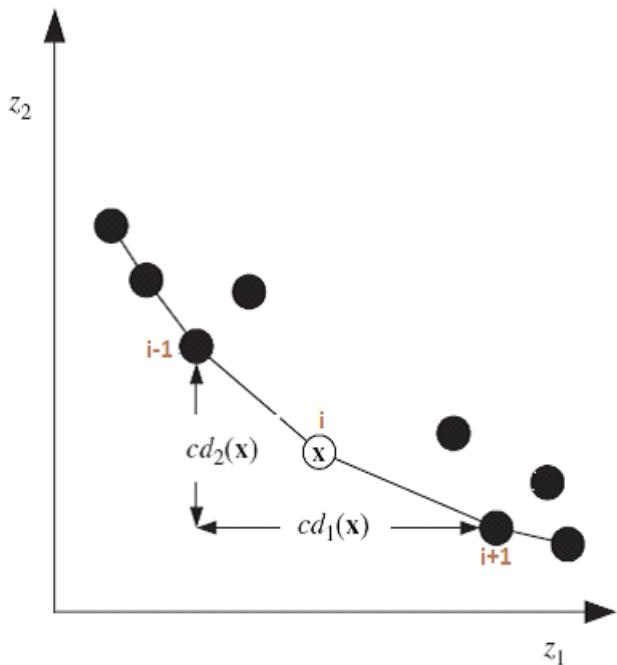
شکل ۳-۸-۲: نحوه جبهه بندی نقاط در روش NSGA-II

$$cd_1(X) = \frac{|Z_1^{i+1} - Z_1^{i-1}|}{Z_1^{\max} - Z_1^{\min}} \quad (13)$$

$$cd_2(X) = \frac{|Z_2^{i+1} - Z_2^{i-1}|}{Z_2^{\max} - Z_2^{\min}} \quad (14)$$

$$cd(X) = cd_1(X) + cd_2(X) \quad (15)$$

بطور خلاصه، در یک جبهه هرچه فاصله ازدحام برای یک جواب بزرگتر باشد؛ آن جواب رتبه بهتری در آن جبهه خواهد داشت.



شکل ۳-۸-۲-۱: محاسبه فاصله ازدحام

۳-۸-۳- عملگرهای الگوریتم ژنتیک

در الگوریتم‌های ژنتیکی، در طی مرحله تولید مثل از عملگرهای ژنتیکی استفاده می‌شود. با تاثیر این عملگرها بر روی یک جمعیت، نسل بعدی آن جمعیت تولید می‌شود. عملگرهای انتخابی، تقاطع و جهش معمولاً بیشترین کاربرد را در الگوریتم‌های ژنتیکی دارند. حال هر یک از عملگرهای فوق به صورت جداگانه معرفی می‌شوند.

۱- عملگر انتخاب: این عملگر از بین کروموزومهای موجود در یک جمعیت، تعدادی کروموزوم را برای تولید مثل انتخاب می‌کند. کروموزومهای برازنده‌تر شанс بیشتری دارند تا برای تولید مثل انتخاب شوند.

۲- عملگر تقاطع: عملگر تقاطع بر روی یک زوج کروموزوم از نسل مولد عمل کرده و یک زوج کروموزوم جدید تولید می‌کند. عملگرهای تقاطع متعددی از قبیل، تقاطع تک نقطه‌ای (One-point Crossover) و تقاطع دو نقطه‌ای (Two-point Crossover) وجود دارد.

لازم به ذکر است که تقاطع معمولاً بر روی همه زوج کروموزومهای انتخاب شده برای جفتگیری به کار برده نمی‌شود. معمولاً احتمال تقاطع برای هر زوج کروموزوم بین ۰/۶۵ تا ۰/۹۵ در نظر گرفته می‌شود که به این عدد نرخ تقاطع (Crossover Rate) یا احتمال تقاطع (Crossover Probability) گفته می‌شود و با P_C نمایش داده می‌شود. در صورتیکه بر روی یک زوج کروموزوم عمل تقاطع صورت نگیرد، فرزندان با تکرار نمودن والدین تولید می‌شوند.

۳- عملگر جهش: پس از اتمام عمل تقاطع، عملگر جهش بر روی کروموزومها اثر داده می‌شود. این عملگر یک ژن از یک کروموزوم را به طور تصادفی انتخاب نموده و سپس محتوای آن ژن را تغییر می‌دهد. اگر ژن از جنس اعداد دودویی باشد، آن را به وارونش تبدیل می‌کند و چنانچه متعلق به یک مجموعه باشد، مقدار یا عنصر دیگری از آن مجموعه را به جای آن ژن قرار می‌دهد.

۴-۸-۳- برآورد هزینه چکدم در مدل بهینه

با یک سطح سرمایه‌گذاری ثابت و همچنین در نظر گرفتن هزینه تعمیرات بعد از هر رخداد سیل که شامل خالی کردن رسوبات از پشت چکدم و همچنین خرابی‌های ناشی از سیل، می‌توان مقدار خسارات سیل و همچنین مقدار دبی اوج سیلاب را (با یک طربهینه) کاهش داد. در این مطالعه، هزینه ساخت و تعمیرات و مقدار دبی اوج سیلاب به عنوان دو هدف جداگانه و در رقابت با یکدیگر در مدل بهینه‌سازی چند هدفه در نظر گرفته شده است.

برای ارزیابی اقتصادی چکدهای توری سنگی با توجه به اطلاعات اخذ شده از فهرست بهای آبخیزداری، کلیه چکدها (برای هر دو حوضه امامزاده داود و کشار) در قالب طرح ارزیابی و عملکرد فنی عملیات آبخیزداری در حوضه آبریز مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین متوسط حجم رسوب‌گیری برای هزینه حدود ۲ متر مکعب در نظر گرفته شده است. لذا برای برآورد هزینه چکدم از فرمول شماره ۱۶ (Yazdi et al., 2014) استفاده شده است.

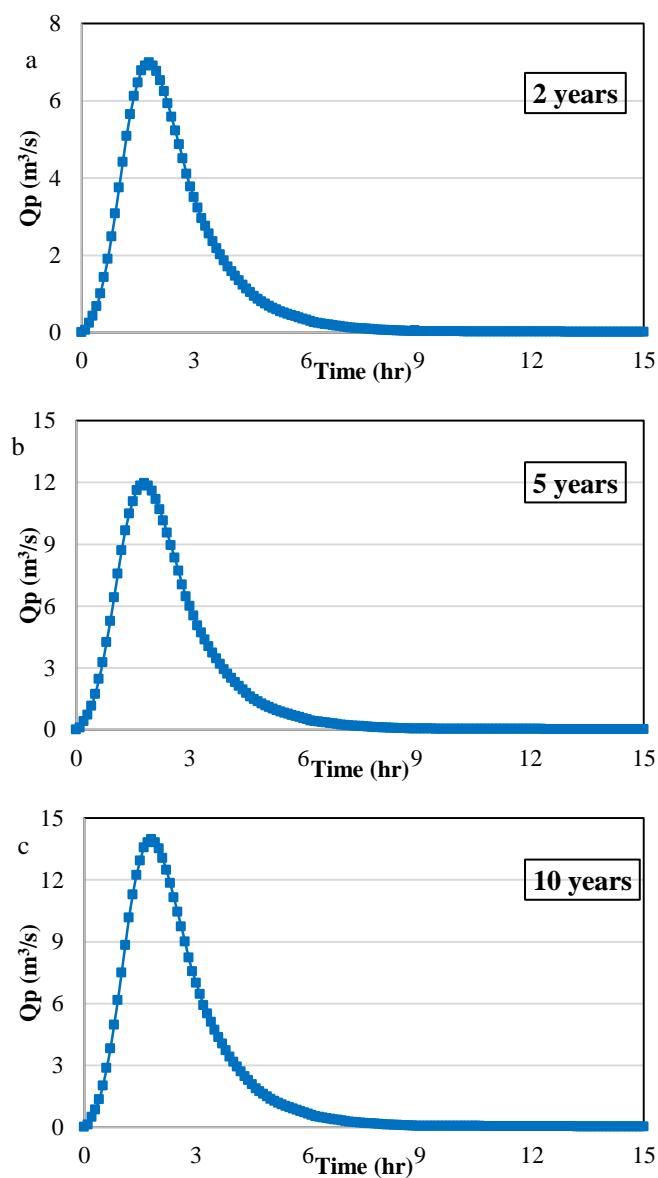
$$(16) \quad F = AC(\underline{x}) = \left(\frac{q(1+q)^t}{(1+q)^t - 1} \right) \sum_{i=1}^n Cost(x_i) = q \cdot \sum_{i=1}^n Cost(x_i)$$

که در آن AC هزینه سالیانه چکدم، \underline{x} متغیر تصمیم که تعداد چکدها می‌باشد، t و q به ترتیب طول عمر مفید پروژه و نرخ تورم می‌باشد. همانطور که در معادله شماره ۵ نشان داده شده است، در پروژه‌های نامحدود ضریب بازگشت سرمایه برابر با نرخ تورم در همان سال آغاز پروژه می‌باشد (Oscounejad, 1996).

بر طبق این معادله و صرفه‌نظر از ضرایب بالاسری در ساخت چکدم، مقدار هزینه خالص ساخت چکدم برای حجم ۱ متر مکعب برابر با ۱۳۴۰۰۰ ریال می‌باشد همچنین هزینه نگهداری سالیانه یک چکدم ۲۶۸۰۰۰ ریال می‌شود. هزینه نگهداری یک چکدم در سال صفر (مبداً) با توجه به میزان نرخ تورم که ۱۵ درصد در نظر گرفته شده است برابر با ۱۷۸۶۷۰ ریال می‌باشد. هزینه کل چکدم در سال صفر که شامل هزینه ساخت و نگهداری چکدم می‌باشد برابر با ۳۱۲۶۷۰ ریال می‌باشد. هزینه سالیانه چکدم با در نظر گرفتن مقدار تورم (۱۵ درصد) برابر با ۴۶۹۰۰۰ ریال خواهد بود که با در نظر گرفتن مقدار حجم ذخیره سازی در پشت چکدم که ۲ متر مکعب می‌باشد، مقدار آن ۹۳۸۰۰۰ ریال خواهد شد.

جدول ۴-۶-۳: نسبت مساحت هر ۲۵ زیرحوضه در حوضه امامزاده داود

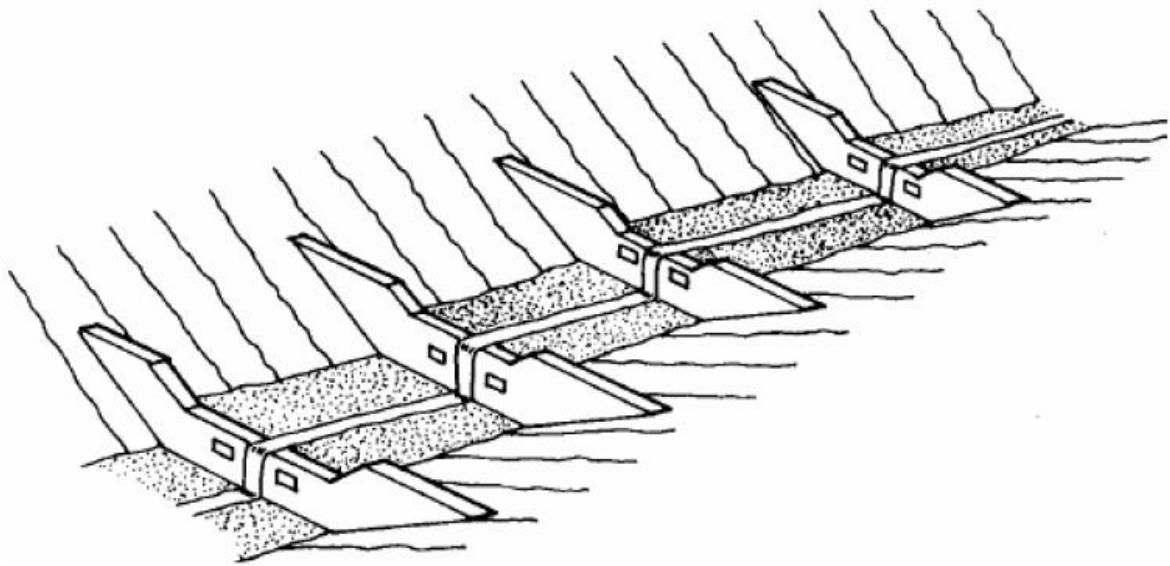
نسبت مساحت زیرحوضه به مساحت حوضه	مساحت زیرحوضه (Km^2)	شماره زیرحوضه
0.028944	۰/۶۸۸۸	۱
0.040592	۰/۹۶۶	۲
0.026708	۰/۶۳۵۶	۳
0.054122	۱/۲۸۸	۴
0.025027	۰/۵۹۵۶	۵
0.060946	۱/۴۵۰۴	۶
0.037583	۰/۱۸۹۴۴	۷
0.043163	۱/۰۳۷۲	۸
0.034625	۰/۱۸۲۴	۹
0.030053	۰/۷۱۵۲	۱۰
0.023935	۰/۵۶۹۶	۱۱
0.051685	۱/۲۳	۱۲
0.06098	۱/۴۵۱۲	۱۳
0.032877	۰/۷۸۲۴	۱۴
0.050727	۱/۲۰۷۲	۱۵
0.034163	۰/۱۸۳	۱۶
0.03291	۰/۷۸۳۲	۱۷
0.045869	۱/۰۹۱۶	۱۸
0.0495	۱/۱۷۸	۱۹
0.042054	۱/۰۰۰۸	۲۰
0.049853	۱/۱۸۶۴	۲۱
0.022489	۰/۵۴۵۲	۲۲
0.0574	۱/۳۶۶	۲۳
0.036205	۰/۱۸۱۶	۲۴
0.022943	۰/۵۴۶	۲۵



شکل ۳-۶-۴: هیدروگراف سیلان طراحی حوضه آبریز امامزاده داود، به ترتیب a، b و c برای سه دوره بازگشت ۲، ۵ و ۱۰



شکل ۳-۲-۳: شکل سمت راست، چکدم توری سنگی و سمت چپ، چکدم خشکه‌چین



شکل ۳-۶-۱: شماتیک مربوط به احداث چکدها به صورت سری در آبراهه

نتائج و بحث

ابتدا در این بخش به نتایج حوضه امامزاده داود پرداخته می‌شود. و نتایج هیدرولوژیکی و هیدروگراف آن برای هر سه دوره بازگشت مربوط به این حوضه در صورت عدم وجود چکدم آورده شده است. سپس نتایج مربوط به مدل بهینه‌سازی و مجموعه جواب‌های بدست آمده مورد بررسی قرار می‌گیرد و به تجزیه و تحلیل جواب‌های منتخب برای این حوضه پرداخته می‌شود و هیدروگراف سیل برای جواب‌های منتخب برای هر سه دوره بازگشت آورده شده است. سپس نتایج مربوط به حوضه کشار مورد بررسی قرار می‌گیرد و نتایج مربوط به کالیبره کردن مدل بطور کامل مورد تحلیل قرار می‌گیرد و نتایج و هیدروگراف‌های حاصل از آن در این فصل آورده شده است. همچنین نتایج بدست آمده از مجموعه جواب‌های مدل بهینه و تحلیل و انتخاب جواب‌ها از جبهه پرتو برای سه دوره بازگشت ۲، ۵ و ۱۰ توضیح داده خواهد شد. همچنین به تجزیه و تحلیل ۵ جواب منتخب و مقدار هزینه‌های آن و مقدار دبی اوج سیلاب و هیدروگراف آن‌ها برای هر سه دوره بازگشت پرداخته خواهد شد.

۴-۲- تجزیه و تحلیل نتایج حوضه امامزاده داود

پس از آنکه سه زیر مدل حوضه، هواشناسی و مشخصات کنترل در برنامه HEC-HMS ایجاد شدند، می‌توان برنامه را اجرا نمود. همانطور که در فصل قبل اشاره شد با توجه به مشخصات و نحوه اجرای مدل در حوضه، ابتدا اجرای برنامه را برای حالتی که از چکدم استفاده نکرده‌ایم اجرا نموده و هیدروگراف سیلاب خروجی حوضه برای سه دوره بازگشت در شکل ۴-۲ نشان داده شده است همچنین نسبت رواناب زیرحوضه‌ها در جدول شماره ۴-۲ ذکر شده است نسبت رواناب برای هر زیرحوضه از فرمول شماره ۱ بدست می‌آید. با توجه به شکل، در دوره بازگشت دو ساله مقدار دبی اوج سیلاب در خروجی زیرحوضه ۶/۷۵ متر مکعب در ثانیه می‌باشد که در ساعت ۰:۰۰ می‌باشد. برای دوره بازگشت ۵

ساله مقدار دبی پیک سیلاب در خروجی زیرحوضه ۱۱/۵۷ متر مکعب در ثانیه که در ساعت ۲:۰۰ رخ می‌دهد. و در دوره بازگشت ۱۰ ساله مقدار دبی اوج سیلاب به $13/50 \text{ m}^3/\text{s}$ می‌رسد که در ساعت ۲:۰۰ روی می‌دهد

در این معادله $Q_{p,i}$ دبی اوج سیلاب برای هر زیرحوضه، A_i مساحت هر زیرحوضه، A_{SB1} مساحت حوضه

$$Q_{p,i} = \frac{A_i}{A_{SB1}} \times Q_{p,SB1} \quad (1)$$

امامزاده داوود و $Q_{p,SB1}$ دبی اوج سیلاب حوضه امامزاده داوود می‌باشد.

تعداد چکدمها بستگی به بعضی از فاکتورها دارد، که شامل حجم رواناب و ویژگی‌های فیزیکی حوضه دارد. به عنوان مثال طول بلندترین آبراهه و مساحت هر زیرحوضه دارد. لذا استفاده بهینه از آن‌ها و

تعیین تعداد مناسب آن‌ها برای هر زیرحوضه، با توجه به الگوریتم بهینه‌سازی مورد بررسی قرار می‌گیرد.

همانطور که در فصل قبل ذکر شد، در حوضه امامزاده داوود به علت اینکه در نقطه خروجی، ایستگاه

هیدرومتری وجود ندارد، امکان مدلسازی کامل فرایند بارش-رواناب و کالیبره کردن مدل وجود ندارد. لذا

در این تحقیق برای حوضه امامزاده داوود از مدلی که قبلاً در مقیاس بزرگتر کالیبره شده بود، استفاده

شده است. حوضه امامزاده داوود به دلیل اینکه تندرین شیب را در بین زیرحوضه‌های منطقه کن دارا

می‌باشد لذا پیش‌بینی می‌شود که جریان سیل اثرات مخربتری در این بخش داشته باشد. بنابراین به نظر

می‌رسد استفاده صحیح از چکدمها در این حوضه علاوه بر تسکین سیلاب، باعث کاهش خسارات ناشی از

سیلاب شود. همانطور که در شکل ملاحظه می‌شود (قبل از استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی) با افزایش

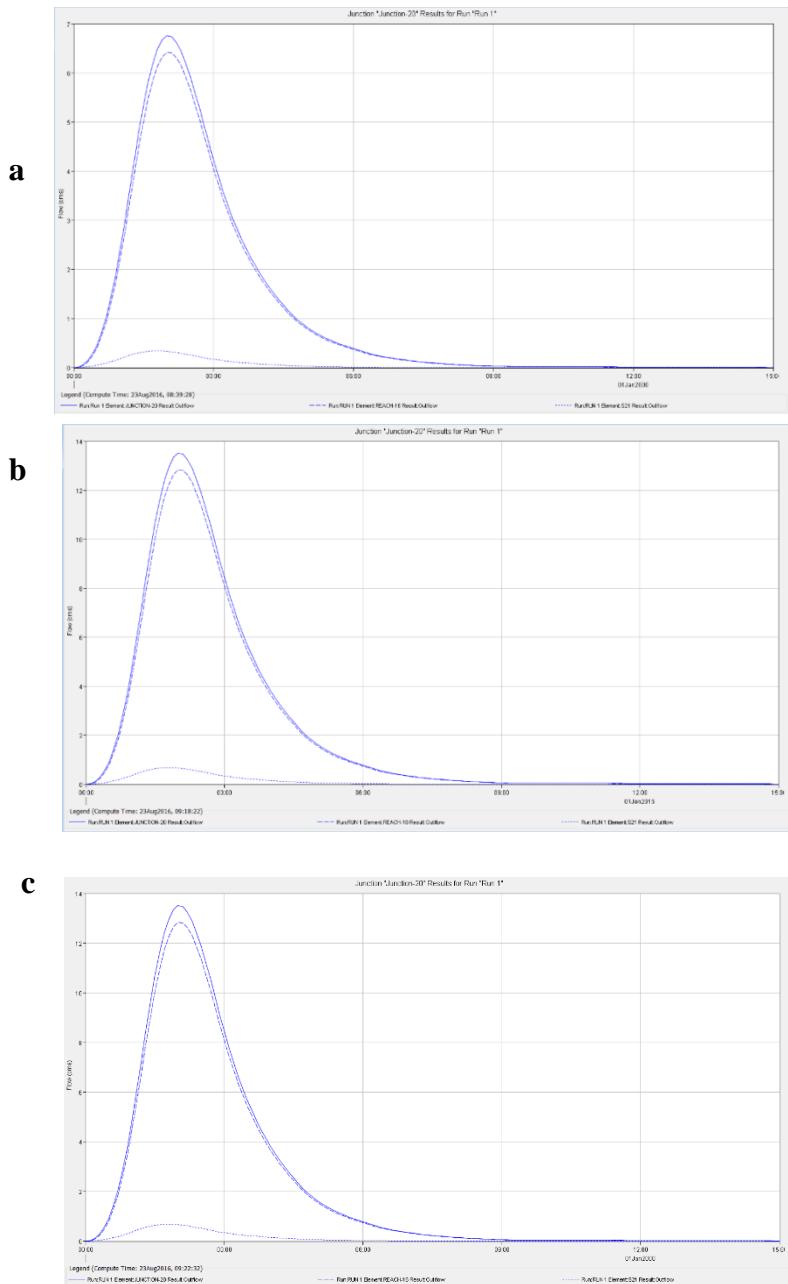
دوره بازگشت مقدار دبی اوج سیلاب در خروجی حوضه افزایش پیدا می‌کند و اثرات مثبت چکدمها با

افزایش دوره بازگشت کاهش پیدا می‌کند. دلیل این کاهش را می‌توان محدود بودن حجم چکدمها و پر

شدن آن‌ها از جریان سیلاب در ابتدای شروع واقعه دانست. در واقعیت، علاوه بر این عامل، پرشدن چک-

دمها با رسوبات و یا خرابی آن‌ها بعد از سیلاب‌ها (با دوره بازگشت بزرگتر) نیز باعث کاهش کارایی چک-

دمهای می‌شود. به همین دلیل در تحقیقات گذشته اثر مثبت چکدم در دوره‌های بازگشت بالاتر از ۵ سال ناچیز در نظر گرفته می‌شد. لذا استفاده از آن‌ها در طرح‌های مهار سیل با هدف تسکین سیلاب‌های با دوره بازگشت بالاتر مدنظر قرار نگرفته است.



شکل ۲-۴: a,b,c به ترتیب هیدروگراف سیل خروجی با دوره بازگشت ۵، ۱۰، ۲۰ ساله بدون احداث چکدم برای حوضه امامزاده داود

برای افزایش کارایی چکدها در زیرحوضه‌های مختلف و در دوره بازگشت‌های بالاتر و همچنین حداقل کردن هزینه طراحی چکدها و کاهش موثر دبی اوج سیلاب، مدل شبیه‌سازی را به یک مدل بهینه‌سازی مرتبط ساخته و نتایج حاصل از اجرای مدل تلفیقی مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۱-۲-۴- تحلیل نتایج حاصل از اجرای مدل بهینه‌سازی در حوضه امامزاده داود

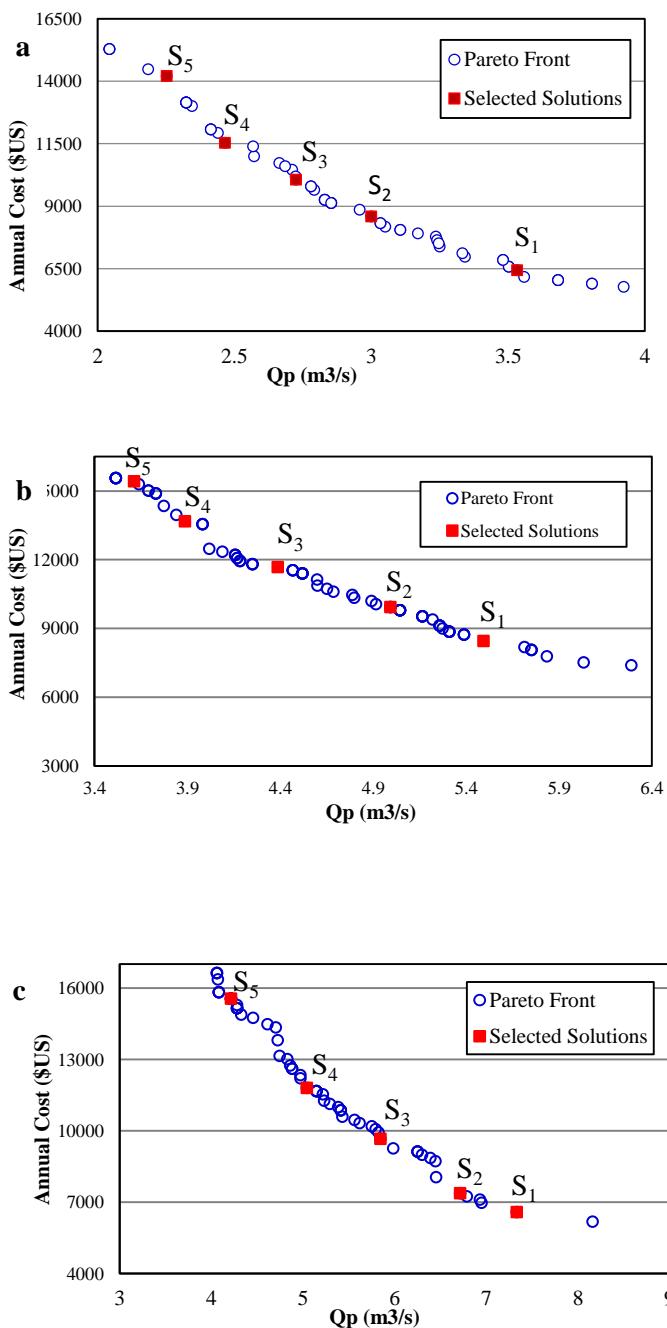
مدل شبیه‌سازی با مدل بهینه‌سازی NSGA-II در محیط Matlab R2014b مرتب شد و جهت بدست آوردن جبهه پارتی مساله، برروی یک سیستم با مشخصات CPU: 4.00GHZ، Ram: Cori7 و 32G اجرا شد. در استفاده از مدل بهینه‌سازی، مقادیر پارامترهای مدل مطابق آنچه که بطور گسترده توسط سایر محققین پیشنهاد شده، بکار گرفته شد. این مقادیر در جدول ۱-۲-۴ آمده است. جهت بدست آوردن جبهه پارتی، اجرای مدل تلفیقی بر روی سیستم مذکور حدود ۶ روز بود.

جدول ۱-۲-۴: مقادیر پارامتر مدل بهینه‌سازی بعد از تحلیل حساسیت

تعداد تکرار	اندازه مسابقه	Crossover	طول گام	نرخ جهش	احتمال جهش	اندازه جمعیت
۱۰۰	۰/۸	۰/۱	۰/۱	۰/۲	۲	۵۰

بعد از اتمام اجرای برنامه در مدل بهینه‌سازی NSGA-II، مجموعه جواب‌هایی (Pareto) که مصالحه میان دو تابع هدف بهینه‌سازی را نشان می‌دهند، تولید می‌شود. این جواب‌ها بر پایه دو هدف مینیمم کردن دبی اوج سیلاب و کاهش هزینه‌ها استخراج شده است. همانور که در شکل ۱-۲-۴ نشان داده شده است مجموعه‌ای از جواب‌ها برای هر سه دوره بازگشت ۲، ۵ و ۱۰ ساله تشکیل شده است. از مجموع این جواب‌ها، ۵ جواب نماینده براساس خوشبندی (با معیار فاصله اقلیدی) انتخاب می‌شود.

انتخاب این جواب‌ها هم از لحاظ هزینه ساخت چکدمنها هم کاهش میزان دبی اوج سیلاب بهینه می‌باشد. در ادامه هریک از این جواب‌ها با جزئیات بیشتر مورد بررسی قرار می‌گیرد.



شکل ۴-۲-۴: مجموعه جواب‌های بدست آمده برای حوضه امامزاده داود، جریان‌های با (a) دوره بازگشت ۲ ساله، (b) دوره بازگشت ۵ ساله و (c) دوره بازگشت ۱۰ سال

نقاط دایره‌ای شکل، مجموعه جواب‌های بدست آمده در محیط NSGA-II می‌باشد و مربع‌های انتخاب شده جواب‌های انتخابی می‌باشد. هریک از این جواب‌های انتخابی یک طرح بهینه است که تعداد بهینه چکدمها در هر ۲۵ زیر حوضه را نشان می‌دهد (شکل ۱-۴). با بررسی جواب‌های انتخابی در دوره بازگشت ۵ ساله، برای زیرحوضه‌های ۱۵ و ۱۷ هیچ چکدمی پیشنهاد نشده است، همچنین برای دوره بازگشت ۵ ساله برای زیرحوضه‌های شماره ۸، ۱۵، ۱۷ و ۲۳ ساخت چکدم پیشنهاد نشده است. در ادامه هریک از جواب‌های انتخابی برای هر دوره بازگشت مورد بررسی قرار می‌گیرد و اثرات آن‌ها بر هیدروگراف سیلانه‌های طراحی مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۱- دوره بازگشت دو ساله

در مدل‌سازی انجام شده برای زیرحوضه امامزاده داود برای دوره بازگشت دو ساله از مجموع ۵ جواب انتخابی، جواب اول ۴۸۰ چکدم برای ۲۵ زیر حوضه در نظر گرفته شده است که در زیرحوضه‌های ۳، ۸، ۱۱، ۱۳، ۱۴، ۱۵، ۱۶، ۱۷، ۱۹، ۲۰، ۲۱ و ۲۲ هیچ چکدمی پیشنهاد نشده است. در این مدل بهینه‌سازی هزینه تعمیرات چکدمها که شامل خالی کردن رسوبات جمع شده پشت مخازن و خرابی‌های بعد از رخداد سیل می‌باشد، در نظر گرفته شده است، لذا از اثرات مثبت چکدمها می‌توان در دوره‌های طولانی مدت بهره جست. هزینه ۶۴۳۲ دلار (۲۲/۵ میلیون تومان) می‌باشد و مقدار دبی اوج سیلان ۳/۵۳ متر مکعب بر ثانیه می‌باشد (۴۸ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه). برای دومین جواب مدل بهینه تعداد ۶۴۰ چکدم در نظر گرفته است و هزینه این تعداد چکدم همراه با هزینه تعمیرات ۸۵۷۶ دلار (۲۲ میلیون تومان) می‌باشد. در این جواب در زیرحوضه‌های تقسیم بندی شده، برای زیرحوضه‌های ۷، ۱۱، ۱۴، ۱۵، ۱۶، ۱۷، ۱۹ و ۲۲ فاقد چکدم پیشنهاد شده است و مقدار دبی اوج سیلان ۳ متر مکعب بر ثانیه می‌باشد (۵۵ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه). برای جواب سوم تعداد ۷۵۰ چکدم که هزینه ساخت و تعمیر آن ۱۰۰۵۰ دلار (۳۰ میلیون تومان) می‌باشد و

زیرحوضه‌های ۳، ۱۱، ۱۳، ۱۵، ۱۶، ۱۷ و ۱۹ هیچ چکدمی پیشنهاد نشده است و مقدار دبی اوج سیلاب آن ۲/۷۲ متر مکعب بر ثانیه است (۶۰ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه). برای جواب چهارم مدل بهینه‌سازی تعداد ۸۶۰ چکدم که هزینه معادل آن ۱۱۵۲۴ دلار (۴۰ میلیون تومان) می‌باشد. در این جواب در زیرحوضه‌های تقسیم بندی شده، برای زیرحوضه‌های ۳، ۱۳، ۱۵، ۱۶، ۱۷ و ۲۱ هیچ چکدمی پیشنهاد نشده است و مقدار دبی پیک سیلاب آن برای خروجی زیرحوضه امامزاده داود ۲/۴۶ متر مکعب بر ثانیه می‌باشد (۶۳ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه) که نسبت به جواب قبلی مقدار آن به ازای افزایش تعداد چکدمها کاهش پیدا کرده است. و آخرین جواب تعداد ۱۰۶۰ چکدم که هزینه آن ۱۴۲۰۴ دلار (۵۰ میلیون تومان) و مدل بهینه‌سازی برای زیرحوضه‌های ۱، ۵، ۹، ۸، ۱۷، ۱۵، ۹، ۸ هیچ چکدمی در نظر گرفته نشده است و برای زیرحوضه‌های ۶ و ۲۴ تعداد ۱۰۰ چکدم که بیشترین تعداد چکدم می‌باشد پیشنهاد شده است. مقدار پیک سیلاب آن ۲/۲۵ متر مکعب بر ثانیه می‌باشد (۶۶ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه).

-۲- دوره بازگشت ۵ ساله

از مجموع جواب‌های بدست آمده از اجرای مدل تلفیقی شبیه‌سازی و بهینه‌سازی، ۵ جواب به مانند حالت قبل انتخاب شده است. جواب اول برای ۲۵ زیر حوضه‌ی امامزاده داود، تعداد ۶۳۰ چکدم که هزینه ساخت و تعمیر آن ۸۴۴۲ دلار (۲۹/۵ میلیون تومان) پیشنهاد داده است، در این جواب برای زیرحوضه‌های ۸، ۹، ۱۳، ۱۵، ۱۷، ۱۹، ۲۱ و ۲۳ چکدمی در نظر گرفته نشده است. همچنین دبی اوج سیلاب ۵/۴۹ متر مکعب بر ثانیه شده است (۵۲ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه). برای جواب دوم ۷۴۰ چکدم که هزینه کل آن ۹۹۱۶ دلار (۳۴/۷ میلیون تومان) شده است که برای زیر حوضه‌های شماره ۱، ۳، ۸، ۱۳، ۱۵، ۱۷، ۱۹ و

۲۳ چکدمی پیشنهاد نشده است. و مقدار دبی پیک سیلاب ۴/۹۹ متر مکعب بر ثانیه میباشد (۵۷ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه). جواب سوم ۸۷۰ چکدم که هزینه کل آن ۱۱۶۵۸ دلار (۴۰/۸ میلیون تومان) و مقدار دبی اوج سیلاب آن ۴/۳۸ متر مکعب بر ثانیه شده است (۶۲ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه). و برای زیرحوضه‌های ۸، ۱۲، ۱۵، ۱۶، ۲۲ و ۲۳ چکدمی پیشنهاد نشده است. مدل بهینه برای جواب چهارم تعداد ۱۰۲۰ چکدم را در نظر گرفته است که هزینه آن ۱۳۶۶۸ دلار (۴۷/۸ میلیون تومان) شده است و زیر حوضه‌های شماره ۵، ۸، ۱۵، ۱۷ و ۲۳ فاقد چکدم و زیرحوضه‌ی شماره ۶ تعداد ۱۰۰ چکدم در نظر گرفته شده است و دبی پیک آن ۳/۸۸ متر مکعب بر ثانیه میباشد (۶۶ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه). سرانجام برای جواب پنجم، تعداد ۱۱۵۰ چکدم که هزینه آن ۱۵۴۱۰ دلار (۵۳/۹ میلیون تومان) شده است و مقدار دبی اوج سیلاب آن ۳/۶۱ متر مکعب بر ثانیه میباشد (۶۸ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه). همچنین در زیر حوضه‌های شماره ۳، ۵، ۸، ۱۷، ۱۸ و ۲۳ هیچ چکدمی پیشنهاد نشده است و در زیرحوضه‌های ۶ و ۲۴ ماکزیمم چکدم پیشنهاد شده است.

۳ - دوره بازگشت ۱۰ ساله

از مجموع جواب‌های بهینه‌سازی شده برای دوره بازگشت ۱۰ ساله نتایج ۵ جواب منتخب بدین شرح میباشد. مدل بهینه‌سازی برای جواب اول تعداد ۴۹۰ چکدم که مقدار هزینه ساخت و تعمیر آن ۶۵۶۶ دلار (۲۲/۹ میلیون تومان) میباشد، در نظر گرفته است و از ۲۵ زیر حوضه مورد نظر شماره‌های ۴، ۶، ۸، ۱۱، ۱۲، ۱۶، ۲۰، ۲۲، ۲۳ و ۲۴ فاقد چکدم پیشنهاد شده است و دبی اوج سیلاب آن $7.33 \text{ m}^3/\text{s}$ میباشد (۴۶ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت

پایه). برای جواب دوم تعداد ۵۵۰ چکدم در نظر گرفته شده است و هزینه آن ۷۳۷۰ دلار (۲۵/۷ میلیون تومان) است و مقدار دبی پیک سیلان آن ۶/۷۱ متر مکعب بر ثانیه می‌باشد (۵۰ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه). برای زیر حوضه‌های شماره ۴، ۶، ۸، ۱۱، ۱۲، ۱۶، ۱۷، ۲۰، ۲۲، ۲۳ و ۲۴ هیچ چکدمی پیشنهاد نشده است. همچنین برای جواب سوم تعداد ۷۲۰ چکدم که هزینه آن ۹۶۴۸ دلار (۳۳/۷ میلیون تومان) و مقدار دبی آن $5.48 \text{ m}^3/\text{s}$ می‌باشد (۵۷ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه) در نظر گرفته شده است. همچنین در این طرح زیر حوضه‌های ۱۱، ۱۳، ۱۵، ۲۰، ۲۳، ۲۴ و ۲۵ فاقد چکدم می‌باشند. برای جواب چهارم برای ۲۵ زیر حوضه ۸۸۰ چکدم، که هزینه کل آن ۱۱۷۹۲ دلار (۴۱/۲ میلیون تومان) و مقدار دبی پیک سیلان $4/0\text{۰}۴$ متر مکعب بر ثانیه شده است (۶۳ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه) پیشنهاد شده است و برای زیر حوضه‌های ۱۵، ۱۶، ۲۰، ۲۲، ۲۳، ۲۴ و ۲۵ چکدمی پیشنهاد نشده است. در نهایت برای جواب پنجم تعداد ۱۱۶۰ چکدم برای زیر حوضه‌ها قرارداده شده است و مقدار هزینه و دبی اوج سیلان به ترتیب ۱۵۵۴۴ دلار (۵۴/۴ میلیون تومان) و $4.21 \text{ m}^3/\text{s}$ می‌باشد (۶۹ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه). همچنین برای زیر حوضه‌های ۱۷، ۱۸، ۱۹ و ۲۵ تعداد صفر چکدم و برای زیر حوضه شماره ۵ تعداد ۱۰۰ چکدم پیشنهاد شده است.

دلیل اینکه در بعضی از زیر حوضه‌ها چکدم پیشنهاد نشده است و در بعضی دیگر چکدم لحاظ شده است این است که ممکن می‌باشد چکدم در بعضی از زیر حوضه‌ها بر روی دبی پیک آن اثراتی داشته باشد اما تاثیری در کاهش دبی اوج سیلان در خروجی حوضه ندارد، در این موقعیت، مدل شبیه‌سازی – بهینه‌سازی با انتخاب تعداد چکدم در هر زیر حوضه که بیشترین تاثیر را در دبی اوج سیلان در خروجی حوضه را دارد، انتخاب می‌کند.

جدول شماره ۴-۲-۱: مقایسه میزان کاهش دبی اوج و افزایش زمان تمرکز بین مجموعه جوابها و عدم ساخت چکدم حوضه امامزاده داود

امامزاده داودyr.5				امامزاده داودyr.10				امامزاده داودyr.15			
Selected-Sol	Cost (\$)	Q_{pq} (m^3/s)	کاهش دبی اوج(درصد)	Selected-Sol	Cost (\$)	Q_{pq} (m^3/s)	کاهش دبی اوج(درصد)	Selected-Sol	Cost (\$)	Q_{pq} (m^3/s)	کاهش دبی اوج(درصد)
S1	۶۴۳۲	۳/۵۳	۴۸	S1	۸۴۴۲	۵/۴۹	۵۲	S1	۶۵۶۶	۷/۳۴	۴۶
S2	۸۵۷۶	۳	۵۵	S2	۹۹۱۶	۴/۹۹	۵۷	S2	۷۳۷۰	۶/۷۲	۵۰
S3	۱۰۰۵۰	۲/۷۳	۶۰	S3	۱۱۶۵۸	۴/۳۹	۶۲	S3	۹۶۴۸	۵/۸۵	۵۷
S4	۱۱۵۲۴	۲/۴۷	۶۳	S4	۱۳۶۶۸	۳/۸۸	۶۶	S4	۱۱۷۹۲	۵/۰۴	۶۳
S5	۱۴۲۰۴	۲/۲۵	۶۶	S5	۱۵۴۱۰	۳/۶۱	۶۸	S5	۱۵۵۴۴	۴/۲۲	۶۹

۴-۲-۲-۴ - هیدروگراف خروجی زیرحوضه

همانطور که در شکل ۴-۲-۴ مشاهده می‌شود هیدروگراف سیل خروجی برای دوره‌های بازگشت

دو، پنج و ده ساله برای حوضه امامزاده داود برای ۵ جواب انتخابی و نیز دو حالت احداث تمامی ۱۰۰

چکدم در تمام زیرحوضه‌ها و بدون احداث چکدم برای آن‌ها نشان داده شده است. برای احداث ۱۰۰

چکدم برای هر ۲۵ زیر حوضه که مجموع آن ۲۵۰۰ چکدم می‌باشد هزینه ساخت و تعمیر آن برای هر

سه دوره بازگشت ۳۳۵۰۰ دلار (۱۱۷/۲۵ میلیون تومان) می‌باشد. همچنین میزان میزان دبی اوج خروجی

سیل برای دوره‌های بازگشت دو، پنج و ده ساله در حالت چکدم متراکم به ترتیب ۷/۵۸، ۴/۶۶ و ۸/۸۰ و

متر مکعب بر ثانیه می‌باشد. با توجه به این شکل، میزان دبی خروجی سیلاب در هر دوره بازگشت برای

جواب‌های مدل بهینه و برای حالت و بدون احداث چکدم قابل مقایسه می‌باشد. همانطور که در شکل

ملاحظه می‌شود اثر ساخت چکدمها بر هیدروگراف سیل خروجی بسیار مثبت می‌باشد و تا مقدار زیادی

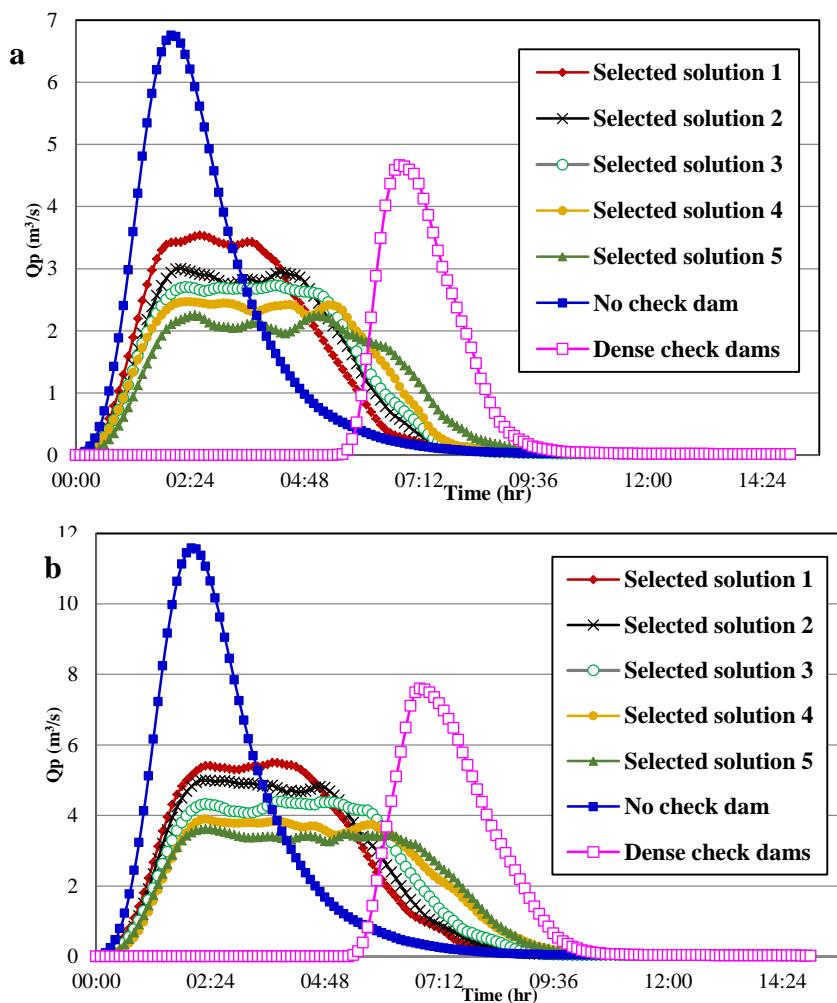
دبی اوج سیلاب را کاهش می‌دهد. مقدار دبی اوج سیلاب برای زمانیکه از چکدمها برای زیرحوضه

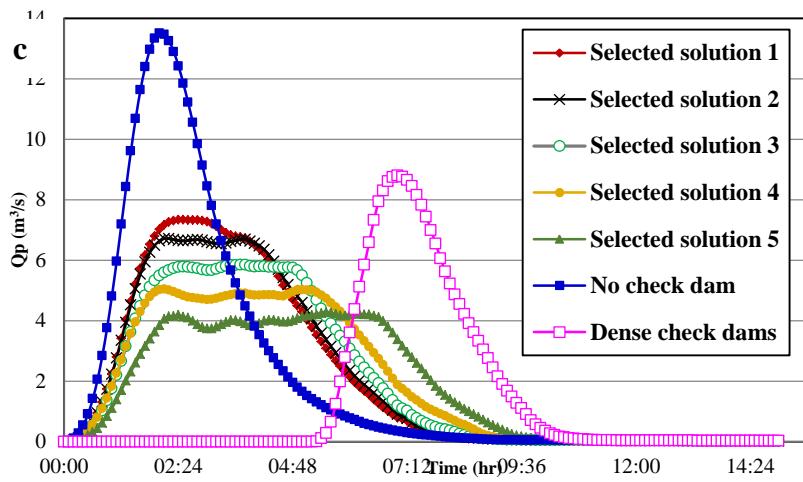
استفاده نشده است برای دوره‌های بازگشت دو، پنج و ده ساله به ترتیب ۱۱/۵۷، ۶/۷۵ و ۱۳/۵۰ متر

مکعب بر ثانیه و همگی در ساعت ۲:۰۰ بعد از ظهر رخ می‌دهد. با مقایسه این تصویر با نتایج مدل بهینه-

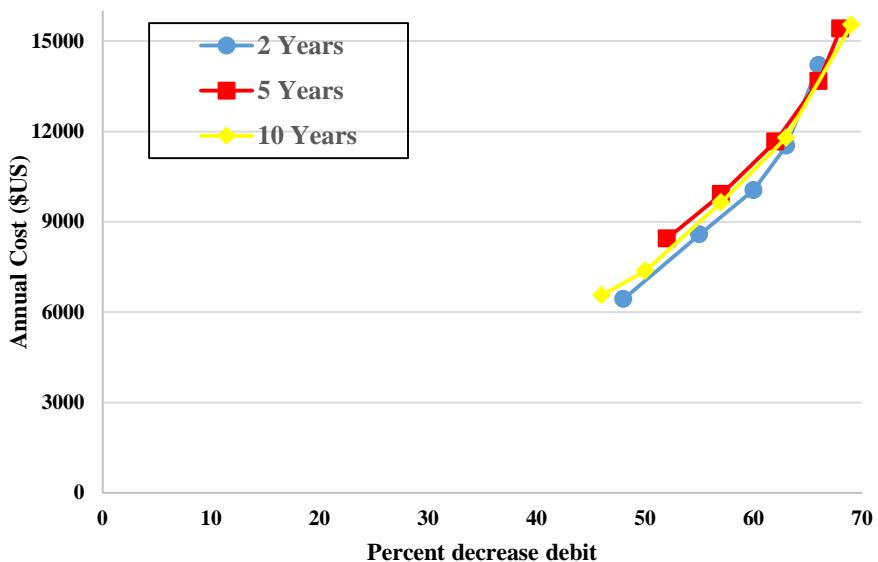
سازی، اثرات مثبت چکدمها در کاهش دبی اوج سیلاب حوضه کاملاً مشهود است. برای سیل با دوره

بازگشتهای مختلف (۲، ۵ و ۱۰ ساله) به ازای درصد کاهش در دبی پیک تقریباً مشابه هزینه تقریباً یکسانی بدست آمده است. برای مثال به ازای ۶۰ درصد کاهش دبی اوج نسبت به حالت بدون چکدم هزینه اجرای چکدم در حالت سیل با دوره بازگشتهای ۲، ۵ و ۱۰ ساله به ترتیب برابر با ۱۰۰۵۰، ۱۱۰۰ و ۱۱۲۰۰ دلار بدست آمده است (شکل ۴-۲-۲-۱).





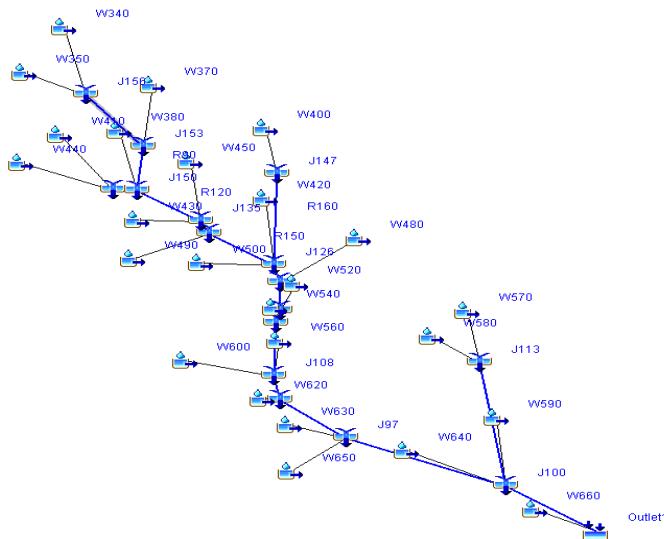
شکل ۴-۲-۴: تاثیر جواب‌های بهینه بر هیدرولوگی خروجی حوضه امامزاده داود، a) دوره بازگشت دو ساله، b) دوره بازگشت پنج ساله، c) دوره بازگشت ده ساله



شکل ۴-۲-۴-۱: نمودار مربوط به هزینه و درصد کاهش دبی اوج سیلاب ۵ جواب منتخب برای سه دوره بازگشت حوضه امامزاده داود

۳-۴- تجزیه و تحلیل حوضه کشار

در حوضه کشار با توجه به وجود ایستگاه هیدرومتری در خروجی زیر حوضه، براساس داده‌های بارش و هیدروگراف سیلاب‌های ثبت شده، مدل HEC_HMS کالیبره شده است. شمای کلی حوضه کشار در نرم‌افزار HEC-HMS آورده شده است.



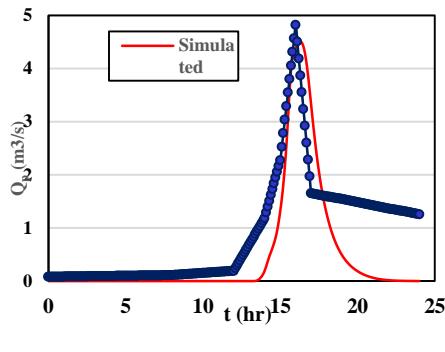
شکل ۴-۳: شمای کلی حوضه کشار در نرم‌افزار HEC-HMS

۱-۳-۴- واسنجی و اعتباریابی مدل

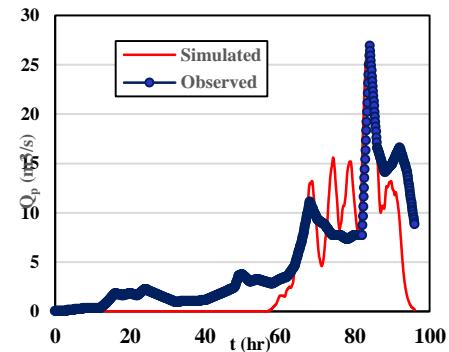
واسنجی فرایندی است که در آن پارامترهای هیدرولوژیکی مدل به گونه‌ای تنظیم می‌شود که مدل تا حد ممکن رفتار حوضه را شبیه‌سازی کند. برای انجام واسنجی به اطلاعات دینامیک سیل‌ها مانند سری‌های زمانی بارندگی نیاز می‌باشد. کمیت و کیفیت اطلاعات واسنجی در ادامه تشریح می‌شود. همانگونه که در فصل سوم ذکر شد، اطلاعات ورودی پایه مدل بر اساس روش‌های انتخابی عبارتند از شماره منحنی (CN)، تلفات اولیه (S)، ضریب ذخیره (R)، زمان مرکز (T_c)، K و X در روش

ماسکینگام. با توجه به سیلاب‌های منتخب و متوسط بارش روز قبل، کلیه رویدادها در شرایط خشک قرار گرفته‌اند. تلفات اولیه به عنوان ضریبی از S (حداکثر ظرفیت نگهداشت) است که این ضریب از جمله پارامترهای واسنجی می‌باشد.

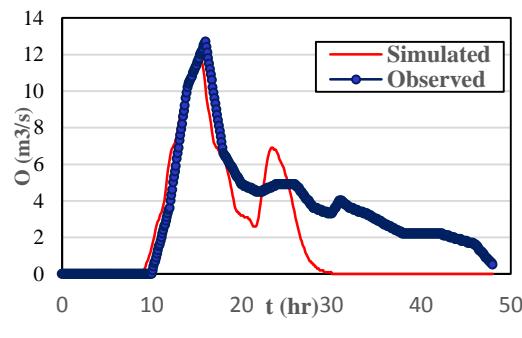
ساخت مدل حوضه، مدل هواشناسی و مشخصات کنترلی برای هریک از سیل‌های واسنجی، ابتدا شبیه‌سازی فرایند بارش-رواناب با مقادیر اولیه پارامترها انجام پذیرفت. عملکرد مدل با مقایسه هیدروگراف سیل شبیه‌سازی شده و اندازه‌گیری شده در ایستگاه هیدرومتری کشار بررسی شد. با تلفیق هر دو روش دستی سعی و خطأ و روش کالیبراسیون خودکار فرایند تنظیم پارامترها انجام پذیرفت. برای این منظور ابتدا برای هر یک از واقعه‌های سیلاب با استفاده از ابزار کالیبراسیون خودکار مدل کالیبره شد و سپس مقادیر پارامترهای بهینه شده میانگین شد و بعد از اصلاحات دستی جزئی عنوان مقادیر نهایی پارامترهای کالیبراسیون در نظر گرفته شد. در شکل ۲-۳-۴ نتایج کالیبراسیون نشان داده شده است. برای کالیبره کردن خودکار مدل، از روش گرادیان تک متغیره (Univariate Gradient) استفاده شده است. همچنین در جدول ۲-۳-۴ نتایج دیگری از کالیبراسیون ارائه شده است، دو نمونه از پارامترهای اول به مقدار ایده‌آل صفر رسیده‌اند و پارامتر دیگر یک سوم از مقدار ایده‌آل می‌باشد. بطورکلی، نقطه اوج هیدروگراف شبیه‌سازی در مقایسه با هیدروگراف مشاهده‌ای قابل قبول با HEC-HMS پارامترهای مدل می‌باشد. اما در جریان‌های کم مدل HEC-HMS به خوبی این مقادیر را نشان نمی‌دهد که این مربوط به نادیده گرفتن مدل ذوب برف در مدل هیدرولوژیکی می‌باشد. به عنوان یک نتیجه از فرایند کالیبراسیون، ضریب انتزاع اولیه، α در $S = Ia^{\frac{R}{R+T_c}}$ در روش SCS و نسبت



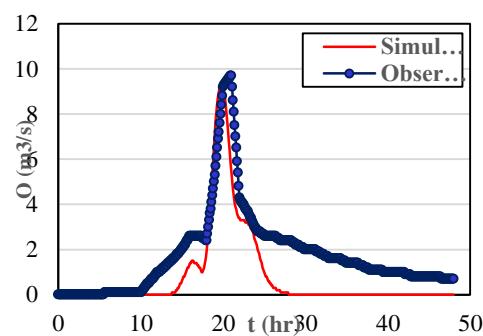
SB8, 2010/04/02



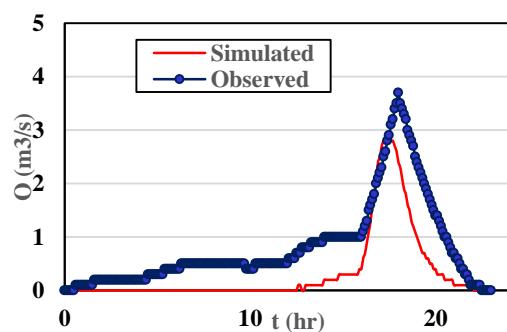
SB8, 2005/10/03 to 2005/13/03



SB8, 2004/05/04 to 2004/07/04



SB8, 2003/16/04 to 2003/18/04



SB8, 2003/03/26

شکل ۲-۳-۴: نتایج کالیبراسیون مدل، هیدرولوگراف مشاهداتی و شبیه‌سازی در ایستگاه هیدرومتری کشار

داود و کشار به ترتیب $2/0$ و $5/0$ بدست آمده است. R ضریب ذخیره‌سازی و T_c زمان تمرکز هر حوضه می‌باشد که در جدول A نتایج آن نشان داده شده است

۴-۳-۲- واسنجمی مدل

با توجه به انتخاب روش تلفات SCS Curve Number برای زیر حوضه‌ها، در قسمت پارامتر مقدار CN ها را برای هر 25 زیر حوضه کالیبره شده است و برای روندیابی جریان در آبراهه‌ها، از روش Muskingum استفاده شده و پارامترهای X و K در این نیز کالیبره شده است. نتایج کالیبراسیون در جدول شماره ۱-۲-۳-۴ نشان داده شده است.

همانطور که در شکل مشاهده می‌شود رخدادهای سیل در تاریخ‌های ۱۳۸۸/۱۱/۱۵، ۱۳۸۳/۱۲/۲۰ تا ۱۳۸۳/۰۱/۱۷، ۱۳۸۲/۰۱/۲۷ تا ۱۳۸۲/۰۱/۲۹، ۱۳۸۳/۰۱/۱۹ تا ۱۳۸۳/۰۱/۱۷ و ۱۳۸۲/۰۱/۰۶ اتفاق افتاده است، که مقدار بارندگی‌ها از ایستگاه‌های امام‌زاده داود، سنگان و رندان استخراج شده است. با توجه به پوشش برف در منطقه در تاریخ‌های ذکر شده رطوبت اولیه خاک برای کل زیرحوضه در سیل‌های مذکور بطور متوسط در نظر گرفته شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود به طور کلی مدل قادر به برآورد نسبتاً خوب دبی اوج می‌باشد ولی حجم سیل به خوبی شبیه‌سازی نمی‌شود. علت این امر می‌تواند در عدم در نظر گرفته شدن مدل ذوب برف به علت کمبود داده‌های لازم برای کالیبراسیون آن باشد و از دلایل دیگر عدم تطبیق در جریان‌های کم عدم ثبت کامل داده‌های بارش تا زمان خاتمه واقعه می‌باشد.

۴-۳-۳- تحلیل نتایج اجرای مدل بهینه‌سازی برای حوضه کشار

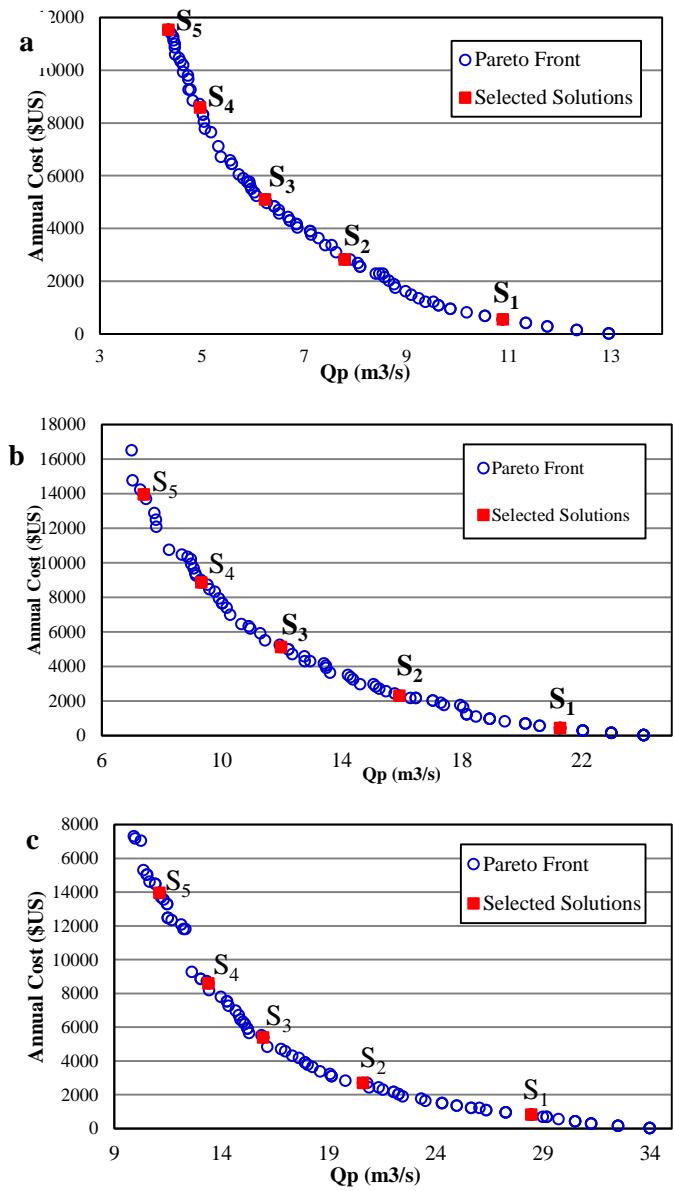
بعد از اتمام کالیبره کردن، مدل برای شبیه سازی و بهینه‌سازی را در محیط نرم‌افزار MATLAB مرتبط ساخته و مدل بهینه‌سازی NSGA-II با همان مشخصات سیستم و با همان پارامترهای تنظیمی ذکر شده در جدول ۴-۲-۱ به مدت ۶ روز برای سه دوره بازگشت سیلاب طرح اجرا شده است.

۴-۳-۴- تحلیل نتایج بهینه‌سازی

بعد از اتمام اجرای مدل بهینه‌سازی NSGA-II، مجموعه جواب‌های پارتو برای سه دوره بازگشت (شکل ۴-۳-۴) تشکیل می‌شود. این جواب‌ها همانند مدل بهینه زیرحوضه امامزاده داود بر پایه دو هدف مینیمم کردن دبی اوج سیلاب و کاهش هزینه‌ها صورت گرفته است. همانند قبل از مجموع ۹۶ و ۱۰۰ جواب بهینه استخراج شده برای دوره‌های بازگشت دو، پنج و ده ساله، ۵ جواب نماینده براساس خوشبندی انتخاب می‌شود و نتایج مربوط به هریک از این جواب‌ها برای دوره بازگشت مربوطه مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرد. بررسی‌های بدست آمده از مجموع جواب‌ها برای دوره بازگشت‌های مختلف نشان می‌دهد که در دوره بازگشت دو ساله از مجموع جواب‌ها برای زیرحوضه شماره ۲۴ (مجموع ۲۵ زیرحوضه) هیچ چکدمی در نظر گرفته نشده است و برای زیرحوضه شماره ۲۰ تنها ۱۰ چکدم لحاظ شده است. در دوره بازگشت ۵ ساله مدل بهینه برای زیرحوضه‌های شماره ۲۴ و ۲۵ از مجموع جواب‌ها هیچ چکدمی در نظر نگرفته است.

جدول شماره ۴-۳: مقایسه میزان کاهش دبی اوج و افزایش زمان تمرکز بین مجموعه جوابها و عدم ساخت چکدم

کشار. ۱yr.				کشار. ۵yr.				کشار. 10yr.			
Selected-Sol	Cost (\$)	Q _{pd} (m ³ /s)	کاهش دبی اوج(درصد)	Selected-Sol	Cost (\$)	Q _{pd} (m ³ /s)	کاهش دبی اوج(درصد)	Selected-Sol	Cost (\$)	Q _{pd} (m ³ /s)	کاهش دبی اوج(درصد)
S ₁	۵۳۶	۱۰/۸۹	۱۶	S ₁	۴۰۲	۲۱/۲۹	۱۱	S ₁	۸۰۴	۲۸/۴۷	۱۶
S ₂	۲۸۱۴	۷/۸	۴۰	S ₂	۲۲۷۸	۱۵/۹۳	۳۴	S ₂	۲۶۸۰	۲۰/۶۲	۳۹
S ₃	۵۰۹۲	۶/۲۴	۵۰	S ₃	۵۰۹۲	۱۱/۹۹	۵۰	S ₃	۵۳۶۰	۱۵/۹۶	۵۳
S ₄	۸۵۷۶	۴/۹۶	۶۲	S ₄	۸۸۴۴	۹/۳۳	۶۱	S ₄	۸۵۷۶	۱۳/۴	۶۰
S ₅	۱۱۵۲۴	۴/۳۵	۶۶	S ₅	۱۳۹۳۶	۷/۴۱	۶۹	S ₅	۱۳۹۳۶	۱۱/۲	۶۷



شکل ۴-۳-۴: مجموعه جواب‌های بدست آمده برای حوضه امام‌زاده داود، جریان‌های با (a) دوره بازگشت ۲ ساله، (b) دوره بازگشت ۵ ساله و (c) دوره بازگشت ۱۰ ساله

۱ - دوره بازگشت دوساله

جواب اول انتخابی مدل بهینه‌سازی از مجموع ۲۵ زیرحوضه، فقط زیرحوضه‌های شماره ۱، ۶ و ۱۳، مجموعاً ۴۰ چکدم دارند که هزینه ساخت و تعمیر آن‌ها ۵۳۶ ۱/۸۷ دلار (۱۱ میلیون تومان)

می باشد و دبی اوج سیلاب در خروجی زیرحوضه ۱۰/۸۹ متر مکعب بر ثانیه می باشد (۱۶ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه). برای جواب دوم ۲۱۰ چکدم که هزینه آن ۲۸۱۴ دلار (۹/۸۴ میلیون تومان) برای کل زیرحوضه لحظه شده است و دبی پیک سیلاب در خروجی ۷.۷۹ m³/s شده است (۴۰ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه). در این جواب برای زیرحوضه های شماره ۲، ۷، ۸، ۹، ۱۲، ۱۳، ۱۵، ۱۶، ۱۸، ۱۹، ۲۰، ۲۱، ۲۲، ۲۴ و ۲۵ چکدمی پیشنهاد نشده است. جواب سوم مدل بهینه شامل ۳۸۰ چکدم می باشد که در آن زیرحوضه های شماره ۲، ۸، ۱۲، ۱۳، ۱۵، ۱۶، ۲۰، ۲۱، ۲۲، ۲۴ و ۲۵ فاقد چکدم می باشد و هزینه این مقدار چکدم، ۵۰۹۲ دلار (۱۷/۸۲ میلیون تومان) شده است و مقدار دبی اوج آن ۶/۲۳ متر مکعب بر ثانیه می باشد (۵۰ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه). ۶۴۰ چکدم که هزینه کل آن ۶۲۶ دلار (۳۰ میلیون تومان) و دبی اوج سیلاب ۴/۹۶ متر مکعب بر ثانیه شده است (درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه)، جواب چهارم مدل بهینه سازی می باشد که در آن زیرحوضه های شماره ۱۵، ۱۶، ۲۰، ۲۱، ۲۴ و ۲۵ چکدمی پیشنهاد نشده است. در نهایت جواب پنجم دارای ۸۶۰ چکدم که هزینه آن ۱۱۵۲۴ دلار (۴۰/۳۳ میلیون تومان) و دبی اوج سیلاب آن ۴.۳۴ m³/s می باشد (۶۶ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه) و برای زیرحوضه های شماره ۲، ۱۶، ۲۰ و ۲۴ چکدمی پیشنهاد نشده است.

۲ - دوره بازگشت پنج ساله

از مجموع جواب های بدست آمده از مدل بهینه برای دوره بازگشت پنج ساله زیرحوضه کشار، نتایج پنج جواب انتخابی بدین شرح می باشد. مدل بهینه سازی برای جواب اول ۳۰ چکدم را در

نظر گرفته است که هزینه کل آن ۴۰۲ دلار (۱/۴ میلیون تومان) و دبی اوج سیلاب آن ۲۱/۲۸ متر مکعب بر ثانیه شده است (۱۱ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه). برای هریک از زیرحوضه‌های شماره ۱، ۶ و ۱۳ تعداد ۱۰ چکدم پیشنهاد شده است. برای جواب دوم تعداد ۱۷۰ چکدم پیشنهاد شده است که هزینه ساخت و تعمیر آن ۲۲۷۸ دلار (۷/۹۷ میلیون تومان) و در زیرحوضه‌های شماره ۲، ۵، ۹، ۱۴، ۱۳، ۱۲، ۱۶ تا ۲۲ و ۲۴ و ۲۵ چکدمی پیشنهاد نشده است. همچنین میزان دبی اوج سیلاب m^3/s ۱۵.۹۳ می‌باشد (۳۴ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه). تعداد ۳۸۰ چکدم برای جواب سوم پیشنهاد شده است، که هزینه ساخت و مقدار دبی پیک سیلاب آن به ترتیب ۵۰.۹۲ دلار (۱۷/۸۲ میلیو تومان) و ۱۱/۹۹ متر مکعب بر ثانیه می‌باشد (۵۰ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه). از ۲۵ زیر حوضه، زیرحوضه‌های شماره ۲، ۷، ۹، ۱۵، ۱۶، ۱۹، ۲۱، ۲۰، ۲۲، ۲۴ و ۲۵ فاقد چکدم می‌باشند. برای جواب چهارم مدل بهینه ۶۶۰ چکدم را تعیین کرده است که هزینه آن ۸۸۴۴ دلار (۳۰/۹۵ میلیون تومان) شده است و برای زیرحوضه‌های شماره ۲، ۱۵، ۲۰، ۲۲، ۲۴ و ۲۵ چکدمی پیشنهاد نشده است. مقدار دبی اوج سیلاب برای این جواب $9/۳۳$ متر مکعب بر ثانیه شده است (۶۱ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه). برای جواب آخر تعداد ۱۰۴۰ چکدم را که هزینه ساخت و تعمیر آن ۱۳۹۳۶ دلار (۴۸/۷۷ میلیون تومان) بوده است، بدست آمده است که مقدار دبی اوج سیلاب آن $7.41 m^3/s$ می‌باشد (۶۹ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه) و برای زیرحوضه‌های ۲۰، ۲۱، ۲۲ و ۲۴ هیچ چکدمی پیشنهاد نشده است.

-۳ دوره بازگشت ده ساله

نتایج ۵ جواب انتخابی از مجموع ۱۰۰ جواب مدل بهینه‌سازی بدین شرح می‌باشد.

در جواب اول از مجموع ۲۵ زیرحوضه، زیرحوضه‌های شماره ۱، ۳، ۶ و ۲۵ در مجموع ۶۰ چکدم دارند که هزینه ساخت و تعمیر آن‌ها ۸۰۴ دلار (۲/۸ میلیون تومان) و بكارگيري آن‌ها دبی اوج سیلاب را به $28.47 \text{ m}^3/\text{s}$ می‌رساند (۱۶ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه).

جواب دوم شامل ۲۰۰ چکدم که هزینه ساخت و دبی اوج سیلاب آن به ترتیب برابر با ۲۶۸۰ دلار (۹/۳۸ میلیو تومان) و ۲۰/۶۲ متر مکعب بر ثانیه می‌باشد (۳۹ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه) که در آن زیرحوضه‌های ۲، ۷، ۸، ۹، ۱۳، ۱۵، ۱۵ تا ۲۳ و ۲۵ فاقد چکدم می-

باشند. مدل بهینه‌سازی مجموع ۴۰۰ چکدم را که هزینه کل آن ۵۳۶۰ دلار (۱۸/۷۶ میلیون تومان) می‌باشد برای جواب سوم انتخاب کرده است که برای زیرحوضه‌های شماره ۱۳، ۱۶، ۱۷،

۱۹، ۲۰، ۲۱، ۲۳ و ۲۵ چکدمی پیشنهاد نشده است. همچنین دبی پیک سیلاب آن $15.96 \text{ m}^3/\text{s}$ شده است (۵۳ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه). جواب چهارم انتخابی از

مدل بهینه‌سازی که شامل دبی اوج سیلاب $13/40$ متر مکعب بر ثانیه می‌باشد (۶۰ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه)، مجموع ۶۴۰ چکدم که هزینه کل آن ۸۵۷۶ دلار (۳۰

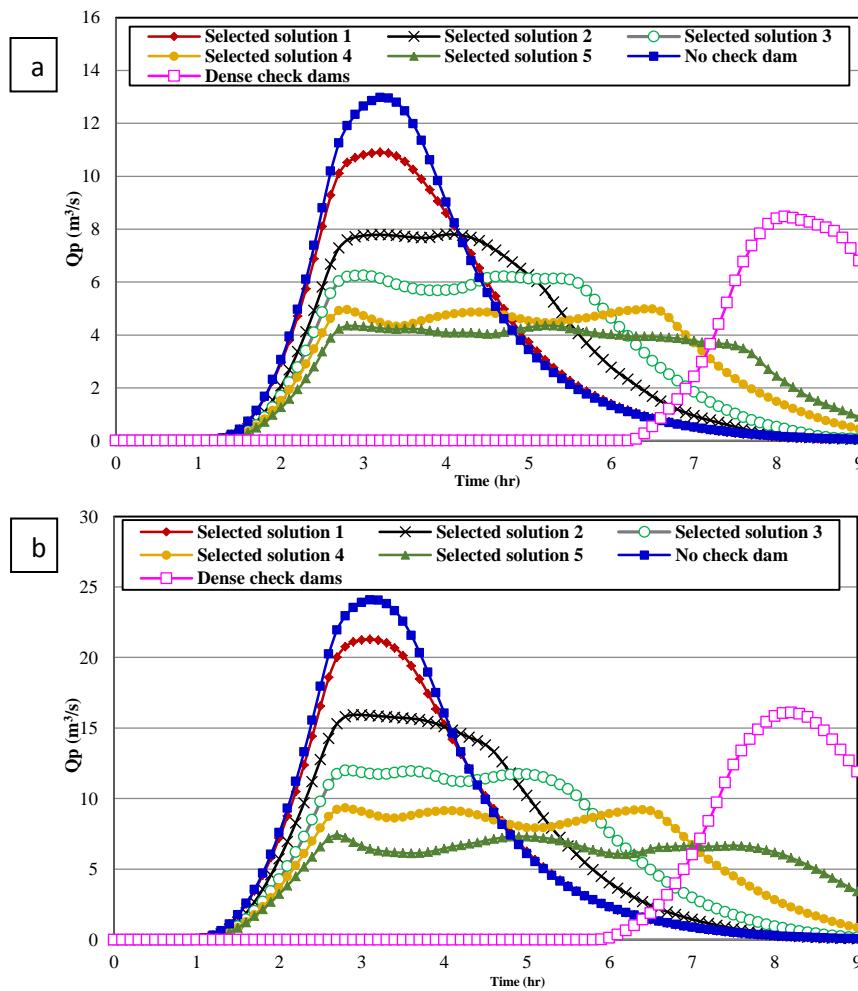
میلیون تومان) است، برای زیرحوضه‌های شماره ۱۵، ۱۶، ۱۷، ۱۹، ۲۰، ۲۱، ۲۳ و ۲۵ چکدمی لاحظ نکرده است. در جواب آخر، ۱۰۴۰ چکدم که هزینه ساخت و تعمیر آن ۱۳۹۳۶ دلار (۴۸/۷۷

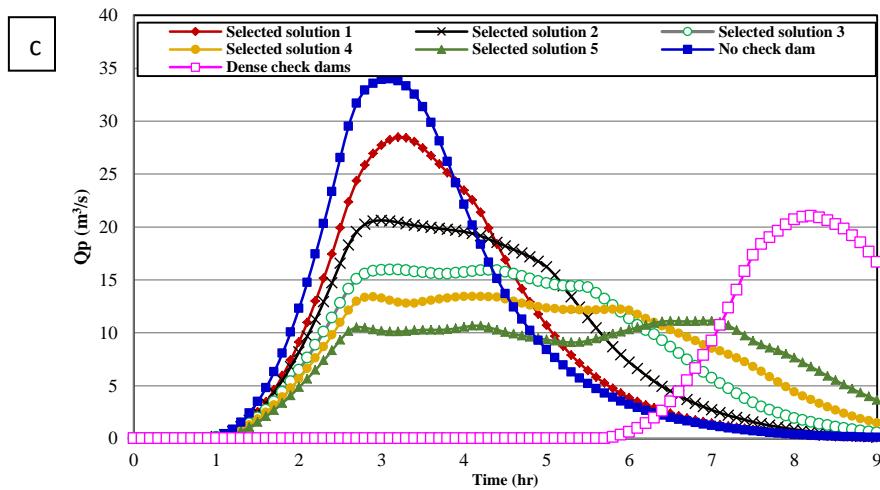
میلیون تومان) شده است برای زیرحوضه‌های ۱۵، ۲۰، ۲۴ و ۲۵ هیچ چکدمی در نظر نگرفته است و برای زیرحوضه‌های ۴ و ۱۷ تعداد ۱۰۰ چکدم قرار داده است بطوریکه مقدار دبی اوج سیلاب در خروجی زیر حوضه به $11/2$ متر مکعب بر ثانیه رسیده است (۶۷ درصد کاهش دبی پیک نسبت به حالت پایه).

۴-۳-۵- هیدروگراف خروجی زیرحوضه

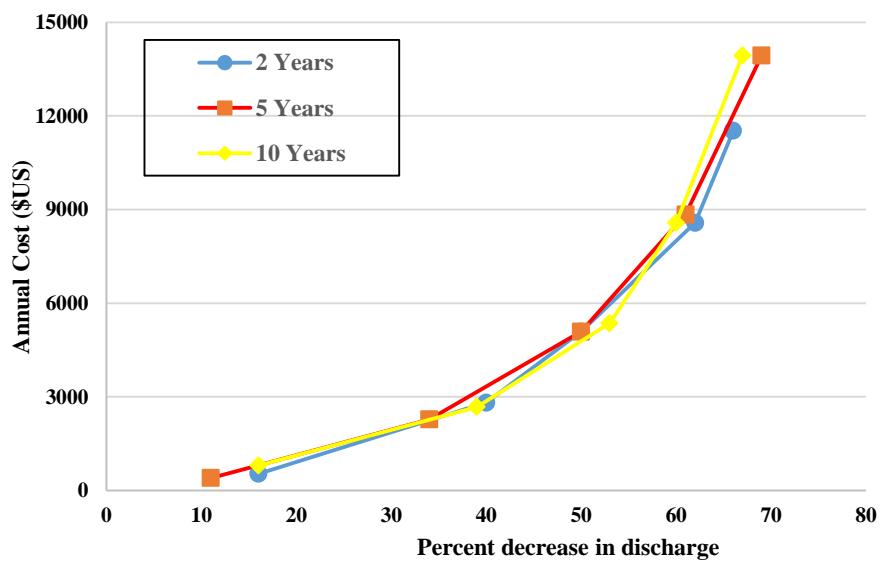
شکل ۴-۳-۵، هیدروگراف سیل خروجی برای جواب‌های بهینه انتخابی برای دوره‌های بازگشت دو، پنج و ده ساله می‌باشد و تاثیر بکارگیری چکدمهای بر دبی سیلاب را بر هر ۵ جواب انتخابی را نشان می‌دهد. همچنین این شکل هیدروگراف سیل خروجی در حالت احداث ۱۰۰ چکدم برای هر زیرحوضه منطقه کشار که مجموع آن ۲۵۰۰ چکدم می‌شود و در حالت بدون چکدم را نیز نشان می‌دهد. مقدار دبی اوج سیلاب برای حالت ۱۰۰ چکدم، برای هر زیرحوضه و بدون احداث چکدم برای دوره بازگشت دو ساله به ترتیب برابر است با $8/46$ و $12/95$ متر مکعب بر ثانیه و برای دوره بازگشت پنج ساله برابر با $19/09$ و $24/04$ متر مکعب بر ثانیه. همچنین این ارقام و برای دوره بازگشت ده ساله به ترتیب برابر با $21/02$ و $33/98$ متر مکعب بر ثانیه می‌باشد. با توجه به فوق، بگارگیری تعداد بهینه چکدemeای اثرات قابل ملاحظه-ای بر خصوصیات سیلاب دارند. تا مقدار زیادی دبی اوج سیلاب را کاهش می‌دهد و همچنین باعث افزایش زمان تمرکز حوضه می‌شود. همانطور که در شکل مشاهده می‌شود در اکثر جواب‌های بهینه بدست آمده برای دوره‌های بازگشت مختلف دبی پیک سیلاب بصورت یکنواخت می‌باشد و باعث تسکین قابل ملاحظه سیلاب شده است.

برای سیل با دوره بازگشت‌های مختلف (۲، ۵ و ۱۰ ساله) به ازای درصد کاهش در دبی پیک تقریباً مشابه هزینه تقریباً یکسانی بدست آمده است. برای مثال به ازای ۵۰ درصد کاهش دبی اوج نسبت به حالت بدون چکدم هزینه اجرای چکدم در حالت سیل با دوره بازگشت‌های ۲، ۵ و ۱۰ ساله به ترتیب برابر با 5092 و 4700 دلار بدست آمده است (شکل ۴-۳-۵).





شکل ۴-۳-۵: تاثیر جواب‌های بهینه بر هیدرولوگی خروجی حوضه کشار، a) دوره بازگشت ۲ ساله، b) دوره بازگشت ۵ ساله، c) دوره بازگشت ۱۰ ساله



شکل ۴-۳-۵-۱: نمودار مربوط به هزینه و درصد کاهش دبی اوج سیلان ۵ جواب منتخب برای سه دوره بازگشت حوضه کشار

جدول ۴-۳-۱: پارامترهای کالیبره شده حوضه کشار

زیرحوضه	CN	Reach	x	k
۱ زیرحوضه	۷۹/۳۳	۱	۰/۲	۰/۰۷
۲ زیرحوضه	۷۹/۱۹	۲	۰/۲	۰/۰۷
۳ زیرحوضه	۷۹/۳۳	۳	۰/۲	۰/۰۸
۴ زیرحوضه	۷۸/۱۸	۴	۰/۲	۰/۱
۵ زیرحوضه	۷۹/۱۹	۵	۰/۲	۰/۱
۶ زیرحوضه	۷۸/۴۲	۶	۰/۲	۰/۱
۷ زیرحوضه	۷۴/۸۹	۷	۰/۲	۰/۱۲
۸ زیرحوضه	۷۶/۱۶	۸	۰/۲	۰/۱
۹ زیرحوضه	۷۶/۱۶	۹	۰/۲	۰/۰۹
۱۰ زیرحوضه	۷۷/۷۷	۱۰	۰/۲	۰/۱
۱۱ زیرحوضه	۷۷/۸۱	۱۱	۰/۲	۰/۰۸
۱۲ زیرحوضه	۷۴/۸۹	۱۲	۰/۲	۰/۰۹
۱۳ زیرحوضه	۷۸/۹۴	۱۳	۰/۲	۰/۰۸
۱۴ زیرحوضه	۷۹/۱۹	۱۴	۰/۲	۰/۰۸
۱۵ زیرحوضه	۷۵/۲۱	۱۵	۰/۲	۰/۰۸
۱۶ زیرحوضه	۷۷/۰۰	۱۶	۰/۲	۰/۰۸
۱۷ زیرحوضه	۷۹/۱۹			
۱۸ زیرحوضه	۸۲/۳۴			
۱۹ زیرحوضه	۷۵/۰۵			
۲۰ زیرحوضه	۸۲/۳۳			
۲۱ زیرحوضه	۷۷/۹۲			
۲۲ زیرحوضه	۷۶/۷۴			
۲۳ زیرحوضه	۷۷/۷۳			
۲۴ زیرحوضه	۸۰/۳۳			
۲۵ زیرحوضه	۷۳/۹۸			

جدول ۴-۳-۲: نتایج کالیبراسیون و اعتبارسنجی برای رخدادهای سیل

تاریخ سیل	پارامترها		
	RMSE	MAE	R
2010/04/2	0.78	0.61	0.88
2003/16/04	5.09	3.85	0.66
2004/05/04	1.12	0.98	0.94
2003/16/04	1.56	1.23	0.89
2003/03/26	0.59	0.49	0.90

جدول B: تعداد چکدها در هر زیرحوضه برای جواب‌های بهینه در دوره بازگشت‌های مختلف

2 yr Design Flood, SB1 Basin							5 yr Design Flood, SB1 Basin						
Dgn. No	Dgn. 1	Dgn. 2	Dgn. 3	Dgn. 4	Dgn. 5	Dense	Dgn. No	Dgn. 1	Dgn. 2	Dgn. 3	Dgn. 4	Dgn. 5	Dense
Sub.B 1	10	10	20	20	0	100	Sub.B 1	20	0	20	20	20	100
Sub.B 2	30	40	40	40	30	100	Sub.B 2	40	30	50	40	30	100
Sub.B 3	0	10	0	0	10	100	Sub.B 3	10	0	10	0	0	100
Sub.B 4	30	70	50	80	90	100	Sub.B 4	50	60	50	90	90	100
Sub.B 5	10	30	20	20	0	100	Sub.B 5	10	20	10	0	0	100
Sub.B 6	30	50	60	50	100	100	Sub.B 6	60	70	70	100	100	100
Sub.B 7	50	0	20	20	50	100	Sub.B 7	30	30	40	40	40	100
Sub.B 8	0	30	30	30	0	100	Sub.B 8	0	0	0	0	0	100
Sub.B 9	50	50	40	40	0	100	Sub.B 9	0	40	40	30	30	100
Sub.B 10	40	40	70	70	80	100	Sub.B 10	60	50	70	70	80	100
Sub.B 11	0	0	0	0	50	100	Sub.B 11	30	50	30	40	90	100
Sub.B 12	30	60	70	70	50	100	Sub.B 12	50	60	0	40	50	100
Sub.B 13	0	20	0	0	70	100	Sub.B 13	0	0	40	60	60	100
Sub.B 14	0	0	10	40	40	100	Sub.B 14	40	70	60	70	90	100
Sub.B 15	0	0	0	0	0	100	Sub.B 15	0	0	0	0	0	100
Sub.B 16	0	0	0	0	30	100	Sub.B 16	30	30	0	20	20	100
Sub.B 17	0	0	0	0	0	100	Sub.B 17	0	0	0	0	0	100
Sub.B 18	30	40	50	60	20	100	Sub.B 18	30	10	20	10	0	100
Sub.B 19	0	0	0	0	70	100	Sub.B 19	0	0	80	90	70	100
Sub.B 20	0	10	40	80	70	100	Sub.B 20	40	40	70	70	70	100
Sub.B 21	0	0	0	0	80	100	Sub.B 21	0	40	50	80	90	100
Sub.B 22	0	0	20	20	40	100	Sub.B 22	10	10	0	10	40	100
Sub.B 23	50	50	60	60	0	100	Sub.B 23	0	0	0	0	0	100
Sub.B 24	50	60	80	80	100	100	Sub.B 24	60	60	90	90	100	100
Sub.B 25	70	70	70	80	80	100	Sub.B 25	60	70	70	50	80	100
Total	480	640	750	860	1060	2500	Total	630	740	870	1020	1150	2500
Cost	6432	8576	10050	11524	14204	33500	Cost	8442	9916	11658	13668	15410	33500
Qp	3.53	3.00	2.72	2.46	2.25	4.66	Qp	5.49	4.99	4.38	3.88	3.61	7.58
2 yr Design Flood, SB8 Basin							5 yr Design Flood, SB8 Basin						
Dgn. No	Dgn. 1	Dgn. 2	Dgn. 3	Dgn. 4	Dgn. 5	Dense	Dgn. No	Dgn. 1	Dgn. 2	Dgn. 3	Dgn. 4	Dgn. 5	Dense
Sub.B 1	10	10	10	10	30	100	Sub.B 1	10	10	10	20	20	100
Sub.B 2	0	0	0	10	0	100	Sub.B 2	0	0	0	0	10	100
Sub.B 3	0	30	40	70	70	100	Sub.B 3	0	10	40	50	80	100
Sub.B 4	0	20	20	40	40	100	Sub.B 4	0	20	30	60	100	100
Sub.B 5	0	10	30	20	50	100	Sub.B 5	0	0	40	40	60	100
Sub.B 6	10	20	40	50	50	100	Sub.B 6	10	20	30	60	90	100
Sub.B 7	0	0	10	30	20	100	Sub.B 7	0	10	0	20	20	100
Sub.B 8	0	0	0	20	50	100	Sub.B 8	0	10	20	30	80	100
Sub.B 9	0	0	10	20	30	100	Sub.B 9	0	0	0	20	40	100
Sub.B 10	0	20	20	20	20	100	Sub.B 10	0	10	10	10	40	100
Sub.B 11	0	10	30	40	40	100	Sub.B 11	0	30	40	60	90	100
Sub.B 12	0	0	0	10	20	100	Sub.B 12	0	0	20	30	60	100
Sub.B 13	20	0	0	10	10	100	Sub.B 13	10	0	10	20	40	100
Sub.B 14	0	20	20	30	40	100	Sub.B 14	0	0	10	30	20	100
Sub.B 15	0	0	0	0	10	100	Sub.B 15	0	10	0	0	10	100
Sub.B 16	0	0	0	0	0	100	Sub.B 16	0	0	0	0	10	100
Sub.B 17	0	20	50	70	90	100	Sub.B 17	0	0	20	40	40	100
Sub.B 18	0	0	30	70	90	100	Sub.B 18	0	0	40	70	80	100
Sub.B 19	0	0	10	30	50	100	Sub.B 19	0	0	0	20	40	100
Sub.B 20	0	0	0	0	0	100	Sub.B 20	0	0	0	0	0	100
Sub.B 21	0	0	0	0	10	100	Sub.B 21	0	0	0	10	0	100
Sub.B 22	0	0	0	10	30	100	Sub.B 22	0	0	0	0	30	100
Sub.B 23	0	50	60	80	100	100	Sub.B 23	0	40	60	80	80	100
Sub.B 24	0	0	0	0	100	100	Sub.B 24	0	0	0	0	0	100
Sub.B 25	0	0	0	0	10	100	Sub.B 25	0	0	0	0	0	100
Total	40	210	380	640	860	2500	Total	30	170	380	660	1040	2500
Cost	536	2814	5092	8576	11524	33500	Cost	402	2278	5092	8844	13936	33500
Qp	10.89	7.8	6.24	4.96	4.35	8.46	Qp	21.28	15.93	11.99	9.33	7.41	8.46

دادمه جدول B: تعداد چکدهای در هر زیرحوضه برای جواب‌های بهینه در دوره بازگشت‌های مختلف

10 yr Design Flood, SB1 Basin							10 yr Design Flood, SB8 Basin						
Dgn. No	Dgn. 1	Dgn. 2	Dgn. 3	Dgn. 4	Dgn. 5	Dense	Dgn. No	Dgn. 1	Dgn. 2	Dgn. 3	Dgn. 4	Dgn. 5	Dense
Sub.B 1	40	50	40	40	90	100	Sub.B 1	10	10	10	10	30	100
Sub.B 2	40	40	50	60	80	100	Sub.B 2	0	0	10	40	10	100
Sub.B 3	10	10	50	80	20	100	Sub.B 3	10	10	10	10	70	100
Sub.B 4	0	0	60	70	90	100	Sub.B 4	0	10	20	10	100	100
Sub.B 5	20	20	10	30	100	100	Sub.B 5	0	20	20	20	50	100
Sub.B 6	0	0	10	20	50	100	Sub.B 6	10	20	50	70	50	100
Sub.B 7	30	30	30	40	90	100	Sub.B 7	0	0	10	20	40	100
Sub.B 8	0	0	30	50	50	100	Sub.B 8	0	0	10	10	80	100
Sub.B 9	10	50	60	60	10	100	Sub.B 9	0	0	10	30	50	100
Sub.B 10	20	20	10	10	20	100	Sub.B 10	0	20	40	40	20	100
Sub.B 11	0	0	0	0	80	100	Sub.B 11	0	40	50	70	80	100
Sub.B 12	0	0	40	70	80	100	Sub.B 12	0	10	30	60	30	100
Sub.B 13	40	40	0	0	90	100	Sub.B 13	0	0	0	10	20	100
Sub.B 14	40	40	60	80	70	100	Sub.B 14	0	10	20	50	30	100
Sub.B 15	40	40	0	0	30	100	Sub.B 15	0	0	10	0	0	100
Sub.B 16	0	0	0	0	50	100	Sub.B 16	0	0	0	0	10	100
Sub.B 17	0	0	50	50	0	100	Sub.B 17	0	0	0	0	100	100
Sub.B 18	30	40	40	40	0	100	Sub.B 18	0	0	30	30	70	100
Sub.B 19	70	70	70	80	0	100	Sub.B 19	0	0	0	0	60	100
Sub.B 20	0	0	0	0	70	100	Sub.B 20	0	0	0	0	0	100
Sub.B 21	40	40	40	40	10	100	Sub.B 21	0	0	0	0	20	100
Sub.B 22	0	0	10	0	20	100	Sub.B 22	0	0	10	50	30	100
Sub.B 23	0	0	0	0	50	100	Sub.B 23	0	0	0	0	90	100
Sub.B 24	0	0	0	0	10	100	Sub.B 24	30	50	60	70	0	100
Sub.B 25	60	60	60	60	0	100	Sub.B 25	0	0	0	40	0	100
Total	490	550	720	880	1160	2500	Total	60	200	400	640	1040	2500
Cost	6566	7370	9648	11792	15544	33500	Cost	804	2680	5360	8576	13936	33500
Qp	7.34	6.72	5.85	5.04	4.21	8.80	Qp	28.47	20.62	15.96	13.40	11.122	8.463

جدول A: بعضی از پارامترهای کالیبره شده

توسط مدل بزرگ مقیاس بیزدی و همکاران

Parameter	زیرحوضه	
	امامزاده داود	کشار
CN	72.6	82.7
Tc	0.75	1.1
$\frac{R^*}{R + Tc}$	0.5	0.5

نتیجه گیری

۱-۵- نتیجه‌گیری

۱- در این مطالعه اثرات احداث چکدمها بر روی خصوصیات رواناب حوضه‌های امام‌زاده داود و کشار با

استفاده از تلفیق مدل شبیه‌سازی هیدرولیکی و بهینه‌سازی بررسی شد و همچنین با منظور کردن هزینه تعمیر و نگهداری برای ساخت چکدم مشکل تخلیه رسوبات و بازسازی چکدم که باعث کاهش اثرگذاری چکدمها در تسکین سیلاب بود برطرف شد که این امر باعث کاهش دبی اوج سیلاب در دوره‌های بازگشت طولانی‌تر می‌شود.

۲- در مدل‌سازی برای حوضه امام زاده داود، با مقایسه جواب‌های بهینه انتخابی با حالتی که از چکدمها استفاده نشده است مشاهده شد، که در دوره بازگشت دو ساله، به ترتیب ۴۸، ۵۵، ۶۰، ۶۳ و ۶۶ درصد جواب‌های بهینه مقدار اوج سیلاب را نسبت به حالتی که از چکدم استفاده نشده است، کاهش داده است. در دوره بازگشت پنج ساله، ۵ جواب بهینه دبی پیک سیلاب را ۵۷، ۵۲، ۶۲ و ۶۸ درصد در مقایسه با حالت بدون چکدم کاهش داده است. در نهایت ۵ جواب مدل بهینه‌سازی در دوره بازگشت ده ساله دبی اوج سیلاب را در مقایسه با حالت بدون چکدم به ترتیب ۴۶، ۵۰، ۵۷ و ۶۹ درصد کاهش داده است.

برای حوضه کشار نتایج بدست آمده از ۵ جواب مدل بهینه‌سازی و مقایسه آن با حالتیکه از چکدمها استفاده نشده است بدین شرح می‌باشد.

در دوره بازگشت دو ساله مقدار دبی اوج سیلاب به ترتیب ۱۶، ۴۰، ۵۲، ۶۲ و ۷۰ درصد کاهش یافته است. برای دوره بازگشت پنج ساله جواب‌های بهینه مقدار دبی پیک سیلاب را در مقایسه با حالتی که از چکدم استفاده نشده است به ترتیب ۱۱، ۳۴، ۵۰، ۶۱ و ۶۹ درصد کاهش داده است. سرانجام برای دوره بازگشت ده ساله مقدار دبی پیک سیلاب به میزان ۱۶، ۳۹، ۵۳، ۶۰ و ۶۷ درصد نسبت به زمانیکه از

چکدمها استفاده نشده است، کاهش پیدا کرده است. با توجه به نتایج بدست آمده استفاده از چکدمها همراه با مدل بهینه‌سازی برای دوره‌های بازگشت طولانی‌تر مثبت ارزیابی شده است و مقدار درصدهای کاهش دبی پیک سیلاب برای دوره‌های بازگشت مختلف برای هریک از جواب‌های مدل بهینه در مقایسه با حالت بدون چکدم، بسیار قابل توجه بوده است.

۳- با استفاده از نتایج مدل تلفیقی شبیه سازی و بهینه سازی این امکان برای مهندس طراح وجود دارد که با بررسی نتایج و شرایط جغرافیایی منطقه و همچنین سطح اعتبارات مالی طرح، بهینه‌ترین جواب را برای کمینه‌کردن خسارات ناشی از سیل مناسب با مقدار هزینه موجود انتخاب کند.

۴- با توجه به موارد ذکر شده، و نتایج بدست آمده از مدل تلفیقی شبیه‌سازی و بهینه‌سازی احداث چکدمها اگر بصورت بهینه و مناسب در شبکه آبراهه‌ها چیده شوند، خسارات سیلاب را می‌توان برآورد کرد.

۵- جواب‌های بهینه نسبت به میزان بارش‌ها طراحی حساس هستند و این یک مشکل عمدی برای طراحی دوره‌های بازگشت مختلف می‌باشد. سیل‌ها معمولاً بطور تصادفی انتخاب شده‌اند و برای بدست آوردن جواب‌های بهینه بهتر، در مطالعات آتی سیل‌ها بیشتری مورد آزمایش قرار بگیرند و با در نظر گرفتن عدم قطعیت سیل، در مطالعات آینده مورد بررسی قرار بگیرد.

۲-۵- جمع‌بندی

در این پایان‌نامه، الگوریتمی برای تعیین طرح بهینه سازه‌ای بر اساس یک مدل بهینه‌سازی مبتنی بر شبیه‌سازی، ارائه شده است. مدل بهینه‌سازی چندهدفه NSGA-II به مدل هیدرولوژیکی HEC-HMS متصل شد تا جواب‌های بهینه پرتو که نشان‌دهنده تعامل بین اهداف متضاد کمینه‌سازی دبی اوج سیلاب و هزینه است، فراهم شود. مدل ارائه شده برای دو زیرحوضه از حوضه آبریز کن در

استان تهران به عنوان مطالعه موردی به کار گرفته شدو طرح‌های بهینه برای حالت‌های گوناگون سیلاب تعیین شد. با کاربرد مدل ارائه شده می‌توان هزینه‌های سرمایه‌گذاری پروژه‌های کنترل سیلاب و به ویژه چک‌دمها را تا چندین برابر کاهش داد و مقدار دبی اوج سیلاب را در دوره‌های بازگشت طولانی‌تر با در نظر گرفتن مقدار ثابت هزینه تعمیرات کمینه کرد.

استفاده از مدل هیدرولوژیکی در ساختار مدل پیشنهاد شده، افزون بر ایجاد امکان مدل‌سازی هیدرولوژیکی حوضه‌های آبریز مدنظر، ابزاری انعطاف‌پذیر برای در نظر گرفتن اندرکنش این اقدامات در دوره‌های بازگشت طولانی‌تر می‌باشد. عملکرد همزمان کاهش دبی اوج سیلاب با استفاده از چک‌دمها (برای کاهش خسارات وارد شده به منطقه) و کاهش هزینه‌ها (برای اقتصادی‌تر کردن پروژه) برای حوضه مورد نظر، مناسب است. با توجه به نتایج بدست آمده، گزینه استفاده از چک‌دم تقریباً در تمامی طرح‌های مهار سیلاب امکان‌پذیر می‌باشد. لذا در صورتیکه سطح سرمایه‌گذاری پایین باشد، انتخاب ترکیبی از مدل شبیه‌سازی و بهینه‌سازی بهترین راه کار را با کمترین خطر تلفات انسانی می‌دهد. همچنین با استفاده از این روش با کاهش خسارات سیلاب، باعث کمترین خطر تلفات انسانی می‌شود.

۳-۵- پیشنهادات

- ✓ استفاده از انواع چک‌دمها در آبراهه‌ها با کمک مدل بهینه‌سازی
- ✓ مکان یابی بهینه چک‌دمها در سطح حوضه آبریز
- ✓ استفاده از مدل‌های شبیه‌سازی هیدرولوژیکی دیگر، برای بالابردن دقت و حصول نتایج مطلوب‌تر
- ✓ استفاده از مدل بهینه‌سازی، در دیگر طرح‌های سازه‌ای مهار سیلاب
- ✓ طراحی و ساخت چک‌دم نوع ذوزنقه‌ای در سطح حوضه آبریز
- ✓ استفاده از رخدادها و سیل‌های بیشتر با نظر گرفتن عدم قطعیت سیل

منابع

بنی حبیب، محمد ابراهیم و پیری اردکانی، محمود، ۱۳۸۹. تعیین فاصله بهینه سدهای اصلاحی (مطالعه موردی سدهای اصلاحی دامنه‌های شیرکوه). ششمین همایش ملی علوم و مهندسی آبخیزداری و چهارمین همایش ملی فرسایش و رسوب، دانشگاه تربیت مدرس، ۸ صفحه.

پیری اردکانی، م. ۱۳۷۹. بهینه‌سازی فاصله و ابعاد سدهای اصلاحی. پایان‌نامه کارشناسی ارشد. مرکز آموزش عالی امام خمینی (ره). ۱۰۰ صفحه.

جوان، محمود، طالب بیدختی، ناصر وجواهری، پرham، «سازه‌های توریسنگی»، ۱۳۷۹، انتشارات کمیته امور آب جهاد سازندگی استان فارس.

روغنی، محمد، ۱۳۹۱. بررسی نقش عملیات مکانیکی آبخیزداری در کنترل رواناب حوضه آبخیز زاینده‌رود. فصلنامه علمی پژوهشی مهندسی آبیاری و آب، ۷، ۱۱-۲۳.

سلطانی، محبوبه، اختصاصی، محمدرضا، طالبی، علی، پوراغنیایی، محمدجواد، سرسنگی، علیرضا، ۱۳۹۰. اثر احداث سدهای اصلاحی بر کاهش دبی اوج سیلان (مطالعه موردی: حوضه آبخیز منشاد یزد). پژوهش‌های آبخیزداری (پژوهش و سازندگی)، ۹۳، ۴۷-۵۴.

صادقی، سید حمیدرضا، آذری، محمود، تلوی، عبدالرسول، ۱۳۹۰. ارزیابی تاثیر اقدامات آبخیزداری بر ویژگی‌های سیلان با استفاده از تلفیق مدل‌های HEC-HMS و HEC-RAS در محیط GIS (مطالعه موردی: حوضه آبخیز جاغرق). مجله علمی-پژوهشی علوم و مهندسی آبخیزداری ایران، ۱۵، ۷۱-۷۴.

عباسی، علی‌اکبر، ۱۳۹۱. بررسی صحرایی و ارایه رابطه جدید برای تعیین شیب حد در بالادست بندهای اصلاحی. مجله علوم و مهندسی آبخیزداری ایران، ۱۹، ۶-۱.

علیزاده، ا. ۱۳۹۰. اصول هیدرولوژیکاربردی، انتشارات دانشگاه امام رضا (ع)، ۹۱۱ صفحه.

فهرست بهای واحد پایه رشته آبخیزداری و منابع طبیعی رسته کشاورزی و منابع طبیعی سال ۱۳۹۴.

۱۳۰ صفحه. قضاوی، رضا، ولی، عباسعلی، محمد اسماعیلی، مجید، ۱۳۹۰. بررسی تاثیر احداث check

dam بر مورفولوژی آبراهه‌ها و ترسیب رسوبات (مطالعه موردی: حوضه آبخیز آب جوان-فارس). مجله پژوهش آب ایران، ۹، ۲۲۹-۲۳۲.

کاویان، عطالله، محمدی، محمد ایوب، آزموده، علی، ۱۳۹۳. اثرات احداث سدهای اصلاحی بر خصوصیات هیدرولوژیکی حوضه آبخیز محمد آباد ساری. نشریه تحقیقات کاربردی علوم جغرافیایی، ۳۵، ۲۱۳-۲۳۰.

گلیان، سعید، احمدی، احمد، سالاریان، نرجس، ۱۳۹۳. ارزیابی عملکرد هیدرولوژیکی سدهای اصلاحی در کنترل سیل حوضه آبخیز رودخانه کن. نشریه علمی-پژوهشی مهندسی و مدیریت آبخیز، ۳، ۲۵۸-۲۶۸.

مصطفی‌زاده، رئوف، سعدالدین، امیر، بهره‌مند، عبدالرضا، شیخ، واحدبردی، نظرنژاد، حبیب، ۱۳۸۹. ارزیابی اثرات هیدرولوژیک طرح آبخیزداری جعفرآباد استان با استفاده از مدل HEC-HMS. پنجمین همایش علوم و مهندسی آبخیزداری ایران (مدیریت پایدار بلایای طبیعی)، ۱۳ ص.

معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، مبانی طراحی و راهنمای اجرا و نگهداری سازه‌های کنترل سیل و رسوب (بندهای اصلاحی)، نشریه شماره ۴۱۶، (۱۳۸۷).

معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، مبانی طراحی سازه‌های کنترل فرسایش در رودخانه‌ها و آبراهها، نشریه شماره ۴۱۷، (۱۳۸۷).

موسسه تحقیقات آب-الف، گزارش مطالعات فیزیوگرافی حوضه رودخانه کن، ۱۳۸۹
هاشمی، سید علی اصغر، قازاریان، سارگیس، ۱۳۹۳. تاثیر رسوب‌گذاری در مخازن سدهای اصلاحی خشکه‌چین بر دبی بیشینه سیل حوضه‌های آبخیز کوچک. نشریه علمی-پژوهشی مهندسی و مدیریت آبخیز، ۲، ۱۱۵-۱۲۴.

Al-Weshah, R, (2005). Watershed management: a tool for flood mitigation in the Petra area. *Journal of Hydrologic Engineering*, 99, 11-11.

Armanini, A. and Larcher , M. 2001. Rational criterion for designing opening of slit check dam. *Journal of Hydrologic Engineering*, 127 (2): 94-104.

Bombino, g., Gurnell, A.M. Tamburino, V., Zema, D.A. and Zimbone, S.M, (2008). Sedimentsize variation in torrents with chec dams: Effect on riparian vegetation. *Ecological Engineering*, 32, 166-177.

Campisano, M., Cutore, M. and Modica, C, (2013). Modelling sediment seposit evolution upstream of slit-check dams in mountain streams. *Environmental and Water Resources Congress 2013, Showcasing thr future ASCE*, 1757-1767.

Castillo, V. M., Mosch, W. M., Conesa Garcia, C. and Navarro Cano, J. A. 2007. Effectiveness and geomorphological impacts of check dam for soil erosion control in a semiarid Mediterranean catchment: El Carcavo (Murcia, Spain). *Catena*, 70: 416-427.

Chatwin, SC., Howes, DE., Schwab, JW., Swanston, DN, (1994). A Guide for management of Landslide-Prone Terrain in the Pacific Northwest, 2nd edn, B.C. Min. For., Victoria BC. Land Management Handbook 18: 153-155.

Conesa-Garcia, C., Lopez-Bermudez, F. and Garcia-Lopez, R, (2007). Bed stability variations after check dam construction in torrential channels (South-East Spain). *Earth Surface Processes and Landforms*, 32, 2165-2184.

Deb, K., (2002). A fast and elitist multi objective algorithm: NSGA-II *IEEE Transaction on Evolutionary Computation*, 6(2), 182-197.

Environmental Protection Agency (EPA),HEC 2002. Office of Water, Development document for proposed effluent guidelines and standards for construction and development category, DIANE Publishing, Technology & Engineering.

FAO. 2001. Small dams and weirs in earth and gabion materials. Food and Agriculture organization of the United Nation, Land and Water Development Division, 171p.

Goel, P.K., Samra, J.S. and Bansal, R.C, (1996). Sediment retention by gabion structures in Bunga Watershed. *Indian Journal of Soil Conservation*, 24, 107-110. Hashemi, A.A, (2013). Assessment of efficiency of flood reducing check dams, applying in Iran. PhD Thesis, Faculty of Hydro Melioration, Land Management nad Land Cadastre, Armenian State Agrarian University Yerevan, Armenia, 127 pages. Hassanli,A.M., Esmaeli Nameghi, A. and

Beecham, S, (2009). Evaluation of the effect of porous check dam location on fine sediment retention. Environmental Monitoring and Assessment, 152, 319-326.

Heed, B.H. and Mufich, J.G, (1973). Functional relationships and a computer profram for structural gully control. Journal of Environmental Health, 45, 5-12.

Heed, B.H., and Mufich, J., (1997). Gully Control Structures and systems Room Italy: F.A.O

Honxiong, Z., (1998). The uses of silt trap dams in Zingzi river basin. ASAE, 1064-1069.

Hudson-Edwards, K.A., Macklin, M.G., Jamieson, H.E., Brewer, P.A., Coulthard, T.J., Howard, A.J. and Turner, J.N, (2003). The impact of tailings dam spills and clean-up operations on sediment and water quality in river systems: the Rios Agrio-Guadiamar, Aznalcollar, Spain. Applied Geochemistry, 18, 221-239.

International, 27, 3-13.

Kang, Ji. Hyun. Kazama, So. 2013. Development and application of hydrological and geomorphic diversity measures for mountain streams with check and slit- check dams. Journal of Hydro-environment Reaserch 8 (2014): 32-42.

Kundzewicz, Z.W., (2002).Non-structural Flood Protection and Sustainability. Water

Lammersen, R., Engel, H., Van de Langemheen, W., Buiteveld, H, (2007). Impact of river training and retention measures on flood peaks along the Rhine. Journal of Hydrology, 267, 115-124p.

Lenzi, M.A., (2002). Stream bed stabilization using boulder check dams that mimic step-pool morphology features in Northern Italy. Geomorphology, 45: 243-260.

Lenzi, M.A., Comiti, F., (2003). Local scouring and morphological adjustment in steep channels with check dam sequences. Geomorphology, 55: 97-109.

Li, X., Wei, X. and Wei, N, (2016). Correlating check dam sedimentation and rainstorm characteristics on the Loess Plateau, China. Appear in Geomorphology, 66 pages.

Martin, N.R., Jaeggi, and Pelandini, S, (1997). Torrent Check Dams as a Control Measure for Debris Flows. Labrotary of Hydraulics Hydrology and Glaciology Federal Institute of Technology Zuurich, Switzerland, 22 pages. Moges, A.S. 2007. Flood forecasting and early warning system (FFEWS) an alternative technology for flood management system and damage reduction in Ethiopia, Arba Minch University, school of Graduate studies, 36 pages.

Moore, C.M., (1996). Effect of small structure on peak flow, in effect of watershed change on

stream flow. Water Resources Symposium NO2, Austinm Texas, Octobr 1968, P 101-117, University

Nyssen, J., Veyret-Picot, M., Posen, J., Moeyersons, J., Haile, M., Deckers, J. and Govers, G, (2004). The effectiveness of loose rock check dams for gully control in Tigray northern Ethiopia. *Soil Use and Management*, 20 pp.
of Texas press, Austin and London, 17pp.

Oscounejad, M.M., (1996). *Engineering Economy*, seventh ed. Amirkabir University Publications.

Osti, R., Egashira, S, (2008). Method to improve the mitigative effectiveness of a series of check dams against debris flows. *Hydrological Processes*, 22, 4986-4996.

Pilon, P.J. 2004. Guidelines for reducing flood losses. Diane Publishing Co., 83 pages.

Polaykov, V.O., Nichols, M.H. and Nearing, M.A, (2014). Effect of check dams on runoff, sediment yield, and retention on small semiarid watersheds. *Journal of Soil and Water Conservation*, No.5, 414-421.

Romero, D., Martin-Sanleandro, P. and Ortiz-Silla, R, (2012). Loss of soil fertility estimated from sediment trapped in check dams (South-eastern Spain). *Catena*, 99, 42-53.

Roo, A. D., Schmuck. G., Perdigao, V., Thielen, J. 2003. The influence of historic land use changes and future planned land use scenarios on floods in the other catchment. *Physics and Chemistry of the Earth*. 28: 1291-1300p.

Roshani, R. 2003. Evaluating the effect of check dams on flood peacks to optimize the flood control measures: case study in Iran. Enscheda, ITC, Netherland.

Shieh, Ch. L., Y. R. Guh and sh. O Wang. 2007. The approach to the assessment of a check dam on riverine habitat alternation. *Journal of Environmental Geology* 52: 427-435.

Simonovic, S. P., 2002. Two new non – structural measures for sustainable management of floods. *Water International*, 27, 38-46.

US Army Corps of Engineers Institute for Water Resources Hydrologic Engineering Center 609 second street Davis, (Version 3.5, 2010). CA 95616 USA.

US Army Corps of Engineers, (2002). HEC-GeoHMS. An Extension for Support of HEC-HMS using Arc view. User's Manual Version 1,1. Hydrologic Engineering Center.

WashingtonVan Dine, DF, 1996. Debris Flow Control Structures for Forest Engineering. British Columbia Ministry of Forests, Research Branch.

Xiang-zhou, X., Hong-wu, Z. and Ouyang, z, (2004). Development of check dam systems in gullies on the Loess Plateau, China. Environmental Science & Policy, 7, 79-86

Xu, X.Z., Zhang, H.W. and Zhang, O, (2004). Development of check dam systems in gullies on the Loess Plateau, China. Environmental Science and Policy, 7, 79-86.

Xu. Y. D., Fu, B. J. and He, C. S. 2013. Assessing the hydrological effect of check dam in the loess Plateau, China, by model simulations. Hydrology and Earth system sciences, 17: 2185-2193.

Yazdi, j., Salehi Neyshabouri, S. (2014). Identifying low impact development strategies for flood mitigation using a fuzzy-probabilistic approach. Environmental Modeling & Software, 60, 31-44.

Yazdi, J., Zahraei, B., and Salehi Neyshabouri, S. (2015). A Stochastic Optimization Algorithm for Optimizing Flood Risk Management Measures Including Rainfall Uncertainties and Nonphysical Flood Damages. J. Hydrol. Eng., 10.1061/(ASCE)HE. 1943-5584.0001334, 04016006.

Yoshikawa, N., Nagaob, N. and Misawac, S, (2010). Evaluation of the flood mitigation effect of a Paddy Field Dam project. Agricultural Water Management, 97(2), 259-270.

Abstract

Checkdams are popular and frequently used structures in mountainous areas in order to preventing sediment erosion, slowing down and storing the surface water for planting, reforestation and also flood mitigation. From the flood control view point, checkdam configuration and their numbers throughout the watershed are very important factors to mitigate floods in downstream of rivers. A poor design of checkdams and their arrangement may not efficiently mitigate floods, but even may cause to intensify the flood peak discharges during rainfalls by synchronizing the surface runoff produced in upstream tributaries. In this paper, the effect of checkdams on flood characteristics was studied by a hydrological model and the best layout and number of checkdams on stream network was attained by coupling the hydrologic model with NSGA2 optimization algorithm. Hybrid model was then applied to two watersheds and optimal designs were derived for three design flood scenarios with 2, 5 and 10 years return periods, considering the “efficiency” and “checkdam cost” criteria. Experimental results show that optimal strategies can mitigate the flood peak discharges up to 70% with significantly lower costs or number of checkdams relative to a traditional design with a large number of checkdams in sub-watersheds presenting maximum 38% efficiency. This highlights the importance of developing and applying intelligent tools for design and site selection of checkedams throughout the watershed.

Key words: Flood mitigation, Check dam, Hydrological model, Optimization, NSGA2



Shahrood University of Technology

Faculty of Civil Engineering

MSc Thesis in Engineering and Water Resources Management

for flood mitigation

Determining the optimal Location of check dams in sub watersheds

By: Mohammad Roohi

Supervisors:

Dr.Jafar Yazdi

Dr. Saeed Golian

Octobr 2016