

به نام آنکه جان را فکرت آموخت



مجله هیدرولیک

اعتبار علمی - سطح الف

درجه «علمی - پژوهشی» این مجله طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۳۷ مورخ ۱۳۸۳/۱/۱۸ کمیسیون نشریات علمی کشور به هیأت مدیره انجمن هیدرولیک ایران ابلاغ شده است. ضمناً طی مجوز شماره ۱۲۴/۱۱۰۲ مورخ ۱۳۸۶/۳/۷ وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی با انتشار این مجله موافقت به عمل آمده است. این نشریه در ارزیابی سال‌های ۹۸، ۹۹، ۱۴۰۰ و ۱۴۰۱ وزارت عتف، در سطح الف ارزیابی گردیده است.

این مجله در سایت‌های www.ISC.gov.ir و www.ricest.ac.ir نمایه می‌شود.

دوره هجدهم، شماره سوم

پاییز ۱۴۰۲

یادبود استاد پیشکسوت آب و هیدرولیک ایران: دکتر بهزاد قربانی



دکتر بهزاد قربانی در فروردین ۱۳۳۴ در صفا شهر استان فارس زاده شد؛ زندگانی را با تلاش و صبر و خدمت به خانواده و جامعه علمی و فنی آب ایران زمین گذراند؛ و در پس یک حادثه و تحمل درد و رنج جانگداز، سرانجام در شهریور ۱۴۰۲ به دیار باقی شتافت. ایشان در سال ۱۳۵۴ دوره کارشناسی را در رشته مهندسی آبیاری در دانشگاه شیراز آغاز کرد. همزمان، همراه با دانشجویان مسلمان علیه نظام حاکم مبارزه کرد. در سال ۱۳۵۷ مدرک کارشناسی گرفت، و برای اولین دوره کارشناسی ارشد در دانشگاه شیراز پذیرفته شد. بعد از انقلاب، دانشگاه را رها کرد، و به عنوان فرماندار در استان های فارس و اصفهان برای رفع محرومیت از مناطق محروم خدمت کرد. در دوران دفاع مقدس، در کنار رزمندگان مردانه از کیان ایران زمین دفاع کرد. در سال ۱۳۶۴ برای ادامه تحصیل به دانشگاه شیراز بازگشت، و مدرک کارشناسی ارشد مهندسی آبیاری را با راهنمایی دکتر محمود جوان در سال ۱۳۶۶ دریافت نمود. در سال ۱۳۶۷ وارد دانشگاه نوپای شهرکرد شد. دکتری مهندسی آب را در دانشگاه کرانفیلد انگلستان در سال ۱۳۷۶ به پایان رسانید و به دانشگاه شهرکرد بازگشت.

مرحوم دکتر قربانی در دوران فعالیت پربار خود در دانشگاه شهرکرد در زمینه های مختلف فرهنگی، آموزشی، پژوهشی استادی تاثیر گذار بود. برخی از مسئولیتهای ایشان در جامعه دانشگاهی عبارتند از: معاون دانشجویی فرهنگی دانشگاه شهرکرد (۱۳۷۶-۱۳۸۱)؛ رییس دانشگاه پیام نور شهرکرد (۱۳۸۱-۱۳۸۳)؛ مدیر گروه مهندسی آب (در مقاطع مختلف ۱۳۷۱ تا ۱۳۹۵)؛ عضو کمیسیون دایمی هیئت امنا دانشگاه شهرکرد؛ دانشیار گروه مهندسی آب (۲۸ سال). آقای دکتر بهزاد قربانی عضو پیوسته و فعال انجمن هیدرولیک ایران، و دبیر ششمین (۱۳۸۶) و هفدهمین (۱۳۹۷) کنفرانس ملی هیدرولیک بوده اند.

کرسی دانشیاری دانشگاه شهرکرد، چاپ بیش از ۱۵۰ مقاله علمی و پژوهشی در مجلات معتبر بین المللی و داخلی، تالیف و انتشار هفت مستند آموزشی و کاربردی در علوم و مهندسی آب، عضویت فعال در مجامع علمی ملی و بین المللی، و خصوصیات بارز اسلامی- انسانی و اخلاق حرفه ای ایشان از دلایل انتخاب ایشان بعنوان پیشکسوت هیدرولیک ایران در رویداد کنفرانس هیدرولیک ۱۳۹۷ در دانشگاه شهرکرد بوده است.

انجمن هیدرولیک ایران درگذشت استاد گرانقدر و پیشکسوت هیدرولیک ایران، جناب آقای دکتر بهزاد قربانی را به همسر مهربان و صبور ایشان، دختران فرهیخته و قدرشناس، بازماندگان خاندان بزرگ قربانی و سعادت جو، استادان و دانشجویان دانشگاه شهرکرد، و جامعه بزرگ علم و صنعت آب و هیدرولیک ایران زمین تسلیت عرض نموده، و از درگاه خداوند متعال آمرزش و شادمانی برای آن عزیز و صبر و سلامتی برای همگان را آرزومند است.

انجمن هیدرولیک ایران

اول مهرماه ۱۴۰۲

راهنمای تهیه و تدوین مقالات

از مؤلفان گرامی تقاضا می‌شود، در ارسال مقالات به نکات زیر توجه فرمایند:

- ۱- زبان رسمی مجله، فارسی است.
- ۲- مقالات باید پژوهشی و حاصل تحقیق نویسنده یا نویسندگان در زمینه هیدرولیک (یا علوم وابسته) بوده و قبلاً چاپ نشده، یا به طور همزمان به مجلات دیگر ارسال نشده باشد.
- ۳- مقالات بایستی دارای چکیده مبسوط انگلیسی (۷۵۰ تا ۱۰۰۰ کلمه) مطابق راهنمای نویسندگان باشند.
- ۴- مقالات قابل چاپ در مجله فقط شامل مقالات کامل پژوهشی (یا معادل آن) می‌شوند.
- تبصره ۱** - مقالاتی که بصورت یادداشت کوتاه، نقد علمی و یا ترجمه شده باشند، پذیرفته نمی‌شود.
- ۵- مقالات ارسالی باید دارای بخشهای ذیل باشند:
الف - نام نویسنده یا (نویسندگان) - نام نویسنده عهده‌دار مکاتبات با ستاره مشخص شود؛ نام موسسه متناظر هر یک از نویسندگان؛ نشانی کامل نویسنده عهده‌دار مکاتبات شامل: نشانی پستی، شماره تلفن، شماره دورنگار (فکس) و نشانی پیام‌نگار (پست الکترونیکی). **ب** - عنوان کامل مقاله به فارسی؛ چکیده فارسی؛ کلید واژگان فارسی (حدود پنج واژه)؛ عنوان کامل مقاله به انگلیسی؛ نام و نشانی نگارندگان به زبان انگلیسی؛ چکیده مبسوط انگلیسی؛ کلید واژگان انگلیسی (حدود پنج واژه). **ج** - مقدمه، بدنه مقاله (شامل شرح مسأله، روش تحقیق، تجزیه و تحلیل نتایج)، نتیجه‌گیری، سپاسگزاری، فهرست مراجع، علائم، نسخه اصلی شکلها.
- تبصره ۱** - اصطلاحات خارجی با معادلهای دقیق و رسا در زبان فارسی و نام کامل واژه و عبارات اختصاری به کار رفته در متن به زیرنویس ارجاع شود.
- تبصره ۲** - محل ارجاع عکسها و جداول، شکلها و نمودارها به طور دقیق (ضمن رعایت ترتیب) آنها در متن معین شود. ارسال اصل تصاویر، جداول به صورت سیاه و سفید با چاپگر لیزری و کیفیت مطلوب ضروری است.
- ۶- شیوه نگارش مشخصات مراجع به شرح زیر است:
الف- کتاب: نام خانوادگی، نام نویسنده (نویسندگان) (تاریخ انتشار). نام کتاب. نام مترجم. محل نشر، نام ناشر، شماره صفحات.
ب- مقاله: نام خانوادگی، نام نویسنده (نویسندگان) (سال انتشار) «عنوان مقاله». نام نشریه. دوره (جلد)، شماره صفحات.
- ۷- مقالات ارسالی باید به همراه نامه نویسنده مسئول (با نام و بدون نام نویسندگان) با فاصله تقریبی میان سطور Single، ترجیحاً با قلم بی‌نازنین نازک ۱۲ (کلمات انگلیسی با قلم تایمز ۱۰) تحت نرم‌افزار Word تایپ و از طریق سایت نشریه ارسال شود.
- ۸- کلیه اعداد و عبارت‌های داخل شکل‌ها باید به زبان انگلیسی باشد و عناوین شکل‌ها و جداول به هر دو زبان فارسی و انگلیسی مطابق راهنمای نویسندگان درج شود.
- ۹- حداکثر حجم مقاله شامل منحنیها و تصاویر ۱۲ صفحه است.
- ۱۰- مسئولیت صحت و سقم مطالب بر عهده نویسنده خواهد بود.
- ۱۱- مجله هیدرولیک حق رد یا قبول مقالات را برای خود محفوظ می‌دارد.
- ۱۲- از تاریخ انتشار هر شماره به مدت ۳ ماه برای اظهار نظر و بحث در مورد مقالات منتشره، فرصت در نظر گرفته شده است.

* نشانی: تهران- بلوار کشاورز- خیابان ۱۶ آذر- پلاک ۵۴- طبقه اول- واحد اول- دفتر مجله هیدرولیک-

کد پستی: ۱۴۱۷۹۶۳۹۹۵، تلفن: ۶۶۹۵۰۴۸۳-۰۲۱ دورنگار: ۴۳۸۵۳۴۶۸-۰۲۱

آدرس پست الکترونیکی مجله هیدرولیک:

jhyd.ir@gmail.com

آدرس وبگاه مجله هیدرولیک:

jhyd.iha.ir

فهرست مطالب

- مدلسازی عددی جریان بر روی سرریز به روش نیمه ضمنی ذرات متحرک با تراکم ضعیف (WCMPs) (مطالعه موردی: سد دهن قلعه)
۱ احسان جعفری ندوشن
- بررسی و ارزیابی آزمایشگاهی جریان در آبراهه مرکب منشوری با سیلاب‌دشت‌های مایل
۲۱ سعید درخشنده و بهرام رضائی
- استهلاک انرژی در سرریز کلیدپیانویی مثلی
۳۵ حسین سهراب زاده انزانی و مسعود قدسیان
- بهینه‌سازی مصرف انرژی در شبکه‌های توزیع آب با کاربرد پمپ‌های با دور متغیر
۴۵ هما معین‌فر و جعفر یزدی
- بررسی و ارزیابی تأثیر دبی ورودی بر رسوب‌های معلق در دریاچه‌ها با استفاده از تصاویر ماهواره‌ای: مطالعه موردی
۶۳ اشکان نوری و سیدحسین مهاجری
- بررسی و ارزیابی آزمایشگاهی دریچه‌های دوار برای کنترل سطح آب و اندازه‌گیری جریان در کانال‌های مستطیلی
۸۱ مهشید دولتشاد، حجت‌الله یونسی، بابک شاهی نژاد، حسن ترابی پوده و آوا مرعشی

Numerical Modeling of the Flow Over the Spillway Using the Weakly Compressible Moving Particles Semi-Implicit Method (WCMPs) (Case Study of Dehn Qala Dam)

Ehsan Jafari Nodoushan^{1*}

1- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Campus of Bijar, University of Kurdistan, Sanandaj, Iran.

* ehsan.jafari@uok.ac.ir

Received: 25 December 2022, Accepted: 15 April 2023 J. Hydraul. Homepage: www.jhyd.iha.ir

Abstract

Introduction: Numerical simulation has increasingly become a very important tool for solving complex phenomena in fluid mechanics. Today, computational fluid dynamics (CFD), which uses numerical simulation to solve fluid flow problems, has become a major tool in many scientific and engineering studies. So far, most simulations have been performed using network-based Euler methods. The main problem with using such methods is the presence of sharp and mobile joints as well as free surface cells that require complex behaviors. In recent years, a new generation of numerical methods called mesh-free particle methods (Lagrangian) has been developed to solve computational fluid dynamics (CFD) problems. In these methods, the domain of the fluid is represented by a set of moving particles in the Lagrangian system. Mesh-free Lagrangian methods, including SPH and MPS, allow numerical modeling of flow in the face of large deformations or Discontinuity of boundaries. Due to the importance of the subject, the purpose of this study is to simulate the hydrodynamics of flow on the overflow of Dahan Ghaleh dam using a mesh-free Lagrangian method based on weakly compressible moving particle semi-implicit formulation (WC-MPS).

Methodology: In Lagrangian methods, unlike the Eulerian method, instead of networking the solution field and discrete the equations on the nodes, the solution field is divided into a number of particles and the discrete equations are solved on these particles. In fact, the governing equations are transformed into particle interaction equations using different operators. In the WC-MPS method, the system is considered as a system with weakly compressibility and calculates the pressure of each particle using the state equation. The MPS method uses particle density to track the free surface. Because there are no particles outside the free surface, the density of the particles on the free surface decreases severely. A particle is known as a free surface particle whose density is somewhat lower than the standard particle density. The value of this limit may be selected from 80% to 99% depending on the problem. Therefore, the pressure of this particle on the free surface will be set to zero in each time step and there is no need to apply any additional conditions for the free surface. For solid (impermeable) boundaries, such as walls or beds, In the vicinity of solid boundaries, the particle density decreases, which can lead to computational disturbances. Therefore, a number of ghost particles are located outside the boundaries to prevent this density reduction. In order to model the inlet and outlet flow, the particle recycling method at the

inlet and outlet boundaries, which was developed by Jafari Nodoushan et al. (2016) was used.

Results and Discussion: In this study hydraulic parameters of the flow on the broad crested weirs, chute, and flip bucket of Dahan Ghaleh dam are investigated. At first, the free surface profile was compared at times $t = 1, 5, 10, 15, 30$ seconds for three flow rates of 461, 600, and 904 m³/s. when the discharge is 600 m³/s, the depth and velocity of the flow at the beginning of the channel will be 1.1 m and 9.1 m/s, respectively. The value of the depth and velocity of the flow at the beginning of the channel in WCMPS modeling is 1.191 m and 8.420 m/s, respectively, which shows the accuracy of the model in predicting the depth and velocity of the flow. In this research, the pressure is simulated in the form of pressure contour at different points in terms (pa) for three different flow rates. The highest pressure is near the bed in the approach channel and no part of the broad crested weirs, chute, and flip bucket is under negative pressure. Simulation of cavitation index has been done in broad crested weirs, chute, and flip bucket. the results showed that the cavitation index in the range of 110m to 140m has approached the critical value and the possibility of creating cavitation phenomenon in this area is more than in other places, but considering the cavitation index value in this area is greater than 1.8, according to the recommendation Falvey (1990) it does not need to be protected against cavitation. At the end, the height and length of the jump from the edge of the bucket for different discharges have been investigated.

Conclusion: In this study, the hydraulic parameters of the flow on the broad crested weirs, chute, and flip bucket of Dahan Ghaleh dam are investigated. The desired model has simulated the depth and velocity of the flow at the beginning of the channel after of the overflow, depth, velocity, and Froude number of the flow in the bucket floor with an error of less than 10%, and the jump length per discharge 600 (m³/s) with a maximum error of 12% has simulated. The comparison of the results indicates the accuracy and reliability of the results of the developed model.

Keywords: Numerical modeling, moving particle semi-implicit method (MPS), Broad crested weirs, chute, Flip Bucket



© 2023 Iranian Hydraulic Association, Tehran, Iran.
This is an open access article distributed under the terms and conditions of
the Creative Commons Attribution 4.0 International (CC BY 4.0 license)
(<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>)

مدلسازی عددی جریان بر روی سرریز به روش نیمه ضمنی ذرات متحرک با تراکم ضعیف (WCMPS) (مطالعه موردی: سد دهن قلعه)

احسان جعفری ندوشن^{*۱}

۱- استادیار گروه مهندسی عمران، پردیس بیجار، دانشگاه کردستان، سنندج، ایران.

* ehsan.jafari@uok.ac.ir

دریافت: ۱۴۰۱/۱۰/۰۴، پذیرش: ۱۴۰۲/۰۱/۲۶ ✂ وبگاه نشریه هیدرولیک: www.jhyd.iha.ir

چکیده: روش‌های ذرات بدون شبکه، نسل جدیدی از روش‌های فنی عددی هستند که امکان مدل‌سازی عددی جریان را در شرایطی که تغییر شکل‌های بزرگ و یا گسستگی مرزها وجود دارد، فراهم می‌سازد. لذا در این تحقیق با توجه به اهمیت و نقش سرریز در مهار و هدایت جریان به پایین دست، به شبیه‌سازی جریان بر روی سرریز سد دهن قلعه به روش بدون شبکه نیمه ضمنی ذرات متحرک با تراکم ضعیف (WCMPS) پرداخته شده است. در این روش با به‌کارگیری روش بازیافت ذرات در مرزهای ورودی و خروجی، به شبیه‌سازی با شرایط مرزی باز پرداخته شده است. این روش نه تنها شرایط مرزهای ورودی و خروجی را بهبود می‌دهد بلکه نوساناتی فشار در مرزها را نیز کاهش می‌دهد. با توجه به برتری‌های این روش در این تحقیق به بررسی فراسنجه‌های هیدرولیکی جریان بر روی سرریز لبه پهن، تنداب و جام پرتابی سد دهن قلعه پرداخته شده است. مدل مورد نظر، عمق و سرعت جریان را در ابتدای آبراهه درست در پای پنجه سرریز با خطای کمتر از ۱۰ درصد، عمق، سرعت و عدد فرود جریان را در رقوم کف جام پرتابی با خطای کمتر از ۱۰ درصد و طول پرش را به ازای دبی ۶۰۰ متر مکعب بر ثانیه با بیشینه خطا ۱۲ درصد شبیه‌سازی نموده است. همچنین نتایج مدل عددی یادشده نشان داد میزان شاخص حفره‌زایی در طول سرریز بزرگتر از ۱/۸ است.

کلیدواژگان: مدلسازی عددی جریان، روش‌های نیمه ضمنی ذرات متحرک (MPS)، سرریز لبه پهن، تنداب، پرتاب کننده جامی.

۱- مقدمه

محاسبه‌هایی برای حل معادله‌های دیفرانسیل می‌باشد. بنابراین کاربرد این روش‌ها در هنگام تغییر شکل‌های بزرگ، سطح مشترک متحرک و مرزهای با قابلیت تغییر شکل با مسئله‌های همراه است. در این روش‌های سنتی روی مش‌بندی اولیه منجر به خطای عددی ناشی از عبارت جابجایی می‌شود. روش اولیه لاگرانژی هیبرید مسئله‌های به جهت همخوانی چارچوب اولیه و لاگرانژی دارد. روش‌های ذره‌ای بدون شبکه (لاگرانژی) متعلق به گروهی از روش‌های به‌کلی لاگرانژی بوده که قادر به مدل‌سازی پدیده‌هایی با هر گونه تغییر شکل و هندسه‌های پیچیده می‌باشند. روش نیمه‌ضمنی ذرات

شبیه‌سازی عددی به طور فزاینده‌ای تبدیل به یک ابزار بسیار مهم برای حل پدیده‌های پیچیده در مکانیک سیالات شده است. امروزه، پویایی سیالات محاسبه‌هایی که از شبیه‌سازی عددی برای حل مسئله‌های جریان سیال استفاده می‌کند به ابزار اصلی بسیاری از پژوهش‌های علمی و مهندسی تبدیل شده است. بیشتر شبیه‌سازی مسئله‌های مکانیک سیالات به طور عمده با استفاده از روش‌های اولیه متکی بر شبکه از مانند روش تفاضل محدود، حجم‌های محدود و روش اجزای محدود انجام گرفته است. شاخص عمده این روش‌ها شبکه‌بندی دامنه

متحرک^۱ (MPS) یکی از روش‌های محاسبه‌هایی لاگرانژی بدون شبکه برای شبیه‌سازی جریانانی سطح آزاد است که نخستین بار توسط Koshizuka and Oka (1996) معرفی شد. این روش یک روش مبتنی بر ذره بدون شبکه به کلی لاگرانژی است که در دو دهه اخیر برای شبیه‌سازی انواع مختلف جریان سیال با موفقیت به کار گرفته شده است. در روش MPS سیال به کمک ذرات نمایش داده می‌شود و حرکت هر ذره از طریق تعامل با ذرات مجاور محاسبه می‌شود (Nabian and Farhadi, 2016). در این روش گرادیانان و لاپلاسیان‌های فضایی از طریق میانگین‌گیری وزنی گرادیانان و لاپلاسیان‌های یک کمیت فیزیکی بین ذره موردنظر و ذرات مجاورش محاسبه می‌شود. مشارکت هر ذره برای یک کمیت از طریق تابع کرنل با توجه به فاصله آن ذره از ذره موردنظر وزن‌دهی می‌شود (Jin et al., 2016). مدل‌های برهم‌کنش ذرات برای عملگرهای دیفرانسیلی همچون گرادیان، دیورژانس و لاپلاسیان تعریف می‌شوند و معادله‌های حاکم به معادله‌های برهم‌کنش ذرات متحرک تبدیل می‌شوند. این روش که مبتنی بر بسط سری تیلور می‌باشد، در آغاز در مسئله‌های مکانیک سیالات به کار برده شد. در ادامه، این روش برای مدل‌سازی چندی از پدیده‌های هیدرولیکی از جمله شکست سد، شکست موج، موج شکن، جریان خروجی از مخزن و جریان روی سرریز به کار رفته است (Shakibaeinia and Jin, 2009 و Khayyer and Gotoh, 2009). در روش MPS، تراکم‌ناپذیری سیال با ثابت نگاه داشتن چگالی ذرات در زمان محاسبه‌های ارضا می‌شود. همچنین متغیر فشار در معادله مومنتم با حل معادله‌ای موسوم به پواسن به دست می‌آید. از جمله نخستین مدل‌سازی‌های انجام گرفته با روش MPS می‌توان به شبیه‌سازی فروپاشی ستون آب توسط Koshizuka and Oka (1996) اشاره نمود که نتایج آن حاکی از تطابق قابل قبولی بین داده‌های آزمایشگاهی و نتایج عددی است. پس از آن محققین بسیاری برای حل مسئله‌های مختلف از روش MPS بهره گرفتند که در زیر به چندین نمونه اشاره می‌شود. (Koshizuka et al., 1998) با کمک روش MPS شکست موج روی شیب را

شبیه‌سازی و به دست آمده که در نتایج محاسبه‌هایی دو نوع موج مشاهده شده و نتایج حاصل با نتایج مرجع به خوبی در توافق است. در این زمینه Gotoh and Sakai (2006) به مدل‌سازی شکست امواج روی بسترهای مختلف دریا مانند بستر با شیب یکنواخت نفوذناپذیر، شیب یکنواخت نفوذپذیر و یک دیواره عمودی با پله‌های کوچک پرداختند و نتایج رضایت‌بخشی به دست آوردند. برای بهبود پایداری روش MPS، Koshizuka et al. (1998) یک مدل اصلاح شده گرادیان فشار برای تضمین نیروی دافعه بین ذرات ارائه کردند و این مدل ارائه شده جدید را برای شبیه‌سازی جریان مستغرق به کار گرفتند. Gotoh et al. (2001) و Gotoh and Sakai (2006) مدل MPS چندفاز را برای شبیه‌سازی مسئله‌های سیال - گاز و سیال - جامد، انتقال رسوب و جسم‌های شناور بسط دادند. Shao and Lo (2003) با استفاده از مفهوم‌های جریانانی غیرنیوتنی، جریانانی گل‌آلود را شبیه‌سازی کردند. به این صورت که جریان حاوی رسوب را با مدل رئولوژی به صورت یک سیال غیرنیوتنی مدل‌سازی نمودند و بر مبنای فراسنجه‌های جریان، لزجت متغیری برای جریان گل‌آلود تعریف کردند و مسئله شکست سد را برای سیال نیوتنی و غیرنیوتنی مدل‌سازی نمودند. Ataie-Ashtiani and Farhadi (2006) تاثیر تابع‌های هسته‌های مختلف را برای ثبات و عملکرد MPS بررسی کردند. آنان به این نتیجه رسیدند که تابع کرنل B-Spline ثبات و کارکرد روش MPS را بهبود می‌بخشد. (Zhang et al., 2006) با معرفی رابطه جدیدی برای لاپلاسیان، از روش MPS در شبیه‌سازی مسئله‌های انتقال حرارت استفاده کردند. Shibata and Koshizuka (2007) مدل MPS سه‌بعدی را برای شبیه‌سازی برخورد موج به عرشه کشتی و پیش‌بینی فشار ناشی از برخورد به کار بردند. Khayyer and Gotoh (2008) روی بخش مومنتم مدل کار کردند و رابطه جدیدی برای تغییرهای فشار پیشنهاد دادند. آنان همچنین برای چیره شدن بر نوسان‌های فشار، تراکم‌پذیری کمی را برای مدل قائل شدند. Shakibaeinia and Jin (2010) روش MPS با تراکم ضعیف^۲ (WC-) را

2 Weakly Compressible MPS

1 Moving particles semi-implicit method

الگوریتم نه تنها شرایط مرزهای ورودی و خروجی را بهبود بلکه نوسان‌های فشار در مرزها را نیز کاهش می‌دهد. با توجه به اهمیت موضوع، هدف از انجام این تحقیق، شبیه‌سازی هیدرودینامیک جریان بر روی سرریز سد دهن قلعه با استفاده از اطلاعات دریافت شده از شرکت آب منطقه‌ای خراسان رضوی به روش لاگرانژی بدون شبکه برمبنای ترکیب بندی نیمه‌ضمنی ذرات متحرک با تراکم ضعیف (WC-MPS) می‌باشد. بنابراین در این مطالعه به بررسی فراسنجه‌های هیدرولیکی جریان مانند سرعت جریان، عمق جریان، عدد فرود، طول پرش جت جریان در پرتاب کننده جامی و شاخص حفره‌زایی بر روی سرریز لبه پهن، تنداب و جام پرتابی سد دهن قلعه پرداخته شده است.

۲- معادله‌های حاکم

معادله‌های حاکم بر جریان سیال شامل بقای جرم و اندازه حرکت در فرم لاگرانژی به شرح رابطه‌های ۱ و ۲ می‌باشند (Shakibaeinia and Jin 2010):

$$\frac{1}{\rho} \frac{D\rho}{Dt} + \nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{D\mathbf{u}}{Dt} = -\frac{1}{\rho} \nabla p + \nabla \cdot (\nu_t \nabla \mathbf{u}) + \mathbf{g} \quad (2)$$

در رابطه‌های بالا، $\mathbf{u}$ بردار سرعت، t زمان، ρ چگالی سیال، P فشار، $\mathbf{g}$ شتاب ثقل و ν_t لزجت گردابی سیال می‌باشد.

۳- گسسته‌سازی در روش MPS

در روش‌های لاگرانژی بر خلاف روش اویلری، به‌جای شبکه‌بندی میدان حل و منقطع‌سازی معادله‌های روی گره‌ها، میدان حل به چندین ذره تقسیم شده و معادله‌های منقطع شده روی این ذرات حل می‌شوند. در حقیقت معادله‌های حاکم با استفاده از کنشگرهای مختلف به معادله‌های برهمکنش ذرات تبدیل می‌شوند. در این میان، ذراتی که به ذره مورد بررسی نزدیک‌تر باشند، اثر بیشتری روی آن ذره خواهند گذاشت. به گونه‌ای که می‌توان از اثر ذرات به نسبت دورتر در مقایسه با ذرات نزدیک‌تر صرف‌نظر کرد و برهمکنش بین ذرات را به قلمرو مشخصی به نام شعاع تأثیر محدود نمود. تأثیر هر یک از ذرات بر ذره مورد

MPS را برای مدل‌سازی مایع‌های تراکم‌ناپذیر پیشنهاد کردند. در این روش سیال به جای به‌کلی غیرقابل‌تراکم، به صورت نسبتاً تراکم‌پذیر در نظر گرفته می‌شود و به‌جای حل معادله پواسن فشار به صورت ضمنی، از معادله حالت، که به صورت صریح حل می‌شود، استفاده می‌شود. آنان نشان دادند که این روش نه تنها نوسان‌های MPS مصنوعی را بهبود می‌دهد، بلکه کمی کارایی مدل در مقایسه با MPS استاندارد (به کالی تراکم‌پذیر) را افزایش می‌دهد. (Kondo and Koshizuko 2011) به منظور غلبه بر نوسان‌های فشار و اطمینان از پایداری از پایداری خطی و زاویه‌ای رابطه جدیدی برای جمله منبع در معادله پواسن فشار پیشنهاد کردند. (Shakibaeinia and Jin 2011b) تراکم‌پذیری کم برای مدل MPS قائل شده و در مرزها راهبرد جایگزینی ذرات را پیشنهاد کردند. (Shakibaeinia and Jin 2012a) یک مدل چند فازی MPS برای سیستم‌های چند چگالی و چند لزجت پیشنهاد کردند.

(Fadafan and Kermani 2017) خواص پایداری فشارها را با روش MPS بهبود دادند. (Shakibaeinia and Jin 2011a, 2012) با ترکیب مدل MPS چند فازی با رابطه‌های رئولوژیکی ویسکو-پلاستیک مانند پلاستیک هرشل-بالکی و بینگهام، مدلی را برای شبیه‌سازی جریان‌های رسوبی مانند شکست سد با بستر متحرک، جت و ستون شن و ماسه ابداع کردند.

(Fu and Jin 2015) و (Nabian and Farhadi 2016) از رویکرد همانندی برای شبیه‌سازی جریان رسوب گرانشی در مورد زمین لغزش‌های غوطه‌ور استفاده کردند. چندی پیش، (Tajnesaie et al. 2018) و (Jafari Nadoushan et al. 2018) WC-MPS چند فازی را برای جریان‌های رسوبی مبتنی بر گرانش توسعه دادند. در بیشتر پژوهش‌های انجام گرفته در زمینه روش‌های لاگرانژی مدل‌های مورد نظر دارای شرایط مرزی بسته می‌باشند. (Jafari-Nadoushan et al. 2016) به کارگیری روش باز یافت ذرات در مرزهای ورودی و خروجی، به توسعه و بهبود مدل در شبیه‌سازی مدل‌های کاربردی با شرایط مرزی باز پرداخته و الگوریتم جدیدی برای شرایط مرزی ورودی و خروجی توسعه داده‌اند. این

۲-۳- عملگرهای روش MPS

همان طور که در معادله‌های حاکم دیده می‌شود، جمله‌های عملگرهای گرادیان و لاپلاسین در این معادله‌های وجود دارد که برای گسسته‌سازی لازم است به صورت لاگرانژی تعریف شوند. عملگر گرادیان، میانگین وزنی بردارهای گرادیان بین ذره مورد نظر i و ذرات همسایه آن است که در روش MPS استاندارد به صورت رابطه ۷ بیان می‌شود (Koshizuka and Oka, 1996).

$$\langle \nabla \phi \rangle_i = \frac{d}{n^0} \sum_{i \neq j} \left[\frac{\phi_i - \phi_j}{R_{ij}} \frac{r_j - r_i}{R_{ij}} W(R_{ij}, r_e) \right] \quad (7)$$

به طور همانند، فرمول دیورژانس بردار u برای ذره i به صورت رابطه ۸ تعریف می‌شود:

$$\langle \nabla \cdot u \rangle_i = \frac{d}{n^0} \sum_{i \neq j} \left[\frac{u_i - u_j}{R_{ij}} \cdot \frac{r_j - r_i}{R_{ij}} W(R_{ij}, r_e) \right] \quad (8)$$

که در آن d ابعاد فضا، n^0 میزان میانگین چگالی عددی ذرات اولیه و r بردار موقعیت می‌باشد. فرمول لاپلاس به وسیله میانگین وزنی مقادیر فیزیکی توزیع شده از ذره i به ذرات مجاور خود محاسبه می‌شود. بر این مبنا، اپراتور لاپلاسین به صورت رابطه ۹ تعریف می‌شود (Koshizuka and Oka, 1996):

$$\langle \nabla^2 \phi \rangle_i = \frac{2d}{\lambda n^0} \sum_{i \neq j} \left[(\phi_i - \phi_j) W(R_{ij}, r_e) \right] \quad (9)$$

که در آن λ فراسنجه معرف برای حفظ تساوی افزایش واریانس با راه حل تحلیلی است. این فراسنجه به صورت رابطه (۱۰) تعریف می‌شود:

$$\lambda = \frac{\int_v W(R, r_e) R^2 dv}{\int_v W(R, r_e) dv} \quad (10)$$

تابع کرنل که در این بررسی استفاده شده، تابع چند جمله‌ای ناهمگون در مرتبه سوم می‌باشد که توسط شکیبائی‌نیا و جین (۲۰۱۰) پیشنهاد شده است (Shakibaeinia and Jin, 2010):

$$W(r_{ij}, r_e) = \begin{cases} (1 - r_{ij}/r_e)^3 & 0 \leq r_{ij}/r_e < 1 \\ 0 & r_{ij}/r_e \geq 1 \end{cases} \quad (11)$$

محاسبه با تابعی وزنی سنجیده می‌شود. وزن‌دهی ذرات همسایه موجود در شعاع تأثیر یک ذره خاص، توسط تابع کرنل انجام می‌گیرد. شکل ۱ موقعیت ذره مورد نظر در میدان حل و برهمکنش با ذرات همسایه را نشان می‌دهد. تابع کرنل برای درونیایی کمیت‌های فیزیکی در پیرامون هر ذره استفاده می‌شود.

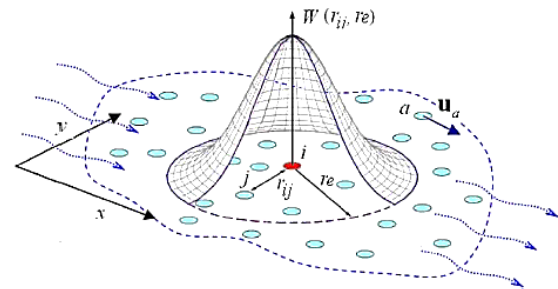


Fig. 1 MPS kernel approximation (Jafari et al., 2016).

شکل ۱ تقریب تابع کرنل MPS (Jafari et al., 2016).

۳-۱- چگالی عددی ذرات

چگالی عددی ذرات برای نشان دادن تراکم ذرات در پیرامون یک ذره خاص (فراسنجه n)، به صورت رابطه ۳ تعریف شده است (Shakibaeinia and Jin 2011a):

$$\langle n \rangle_i = \sum_{j \neq i} W(R_{ij}, r_e) \quad (3)$$

شماره ذرات در واحد حجم (N_i) را می‌توان با استفاده از چگالی عددی ذرات با رابطه ۴ محاسبه کرد:

$$\langle N \rangle_i = \frac{\langle n \rangle_i}{\int_v W(R, r_e) dv} \quad (4)$$

بنابراین، با داشتن جرم هر ذره، چگالی سیال به کمک رابطه ۵ تعیین می‌شود:

$$\langle \rho \rangle_i = \frac{\sum_{i \neq j} m_i W(R_{ij}, r_e)}{\int_v W(R, r_e) dv} \quad (5)$$

که در آن m_i جرم ذره i ، عملگر $\langle \rangle$ تقریب کرنل و مخرج کسر انتگرال از تابع کرنل در منطقه تعامل است. با فرض اینکه همه ذرات دارای جرم همانند m باشند، چگالی سیال و چگالی عددی ذرات با رابطه ۶ بیان می‌شود:

$$\langle \rho \rangle_i = \frac{m}{\int_v W(R, r_e) dv} \langle n \rangle_i \quad (6)$$

۴- مدل سازی آشفتگی

آشفتگی یک عامل مؤثر در محاسبه های هیدرولیکی جریان های آشفته به شمار می آید. در این پژوهش، برای مدل سازی تنش آشفتگی در معادله اندازه حرکت، از رابطه های معرفی شده توسط (Gotoh et al 2001) استفاده شده است. لزجت آشفتگی (لزجت گردابی سینماتیک) با استفاده از رابطه ۱۲ محاسبه می شود:

$$\nu_t = (C_s \Delta)^2 \sqrt{2S_{ij}S_{ij}} \quad (12)$$

که در آن Δ فاصله بین ذرات و C_s ثابت اسماگورینسکی می باشد که اغلب بین ۰/۱ تا ۰/۲ در نظر می گیرند. در این تحقیق میزان ۰/۱۵ برای ضریب اسماگورینسکی در نظر گرفته شده است (Shakibaeinia and Jin 2011a). همچنین، S_{ij} نرخ تانسور کرنش در مقیاس حل است که به صورت رابطه ۱۳ تعریف می شود:

$$S_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad (13)$$

۵- الگوریتم حل روش MPS

برای حل معادله های حاکم ارائه شده، از روش MPS استفاده می شود. در این روش، معادله های بر مینا دو سطح زمانی کنونی و آینده نوشته می شوند. همانگونه که از نام روش نیمه ضمنی ذرات متحرک برمی آید، معادله های به صورت نیمه ضمنی حل می گردند. یعنی بعضی جمله های معادله به صورت صریح و برخی به صورت ضمنی در نظر گرفته می شوند. با این روش، منقطع سازی معادله ناویر-استوکس در دو نیم گام زمانی انجام می شود. در نیم گام اول (مرحله پیش بینی)، معادله های حاکم با حضور جمله های لزجت و ثقل، بدون اعمال تراکم ناپذیری به صورت صریح حل شده، ولی جمله فشار در نظر گرفته نمی شود. تا این مرحله، بقای جرم یا تراکم ناپذیری سیال ارضا نشده است. در نیم گام دوم (مرحله تصحیح) معادله های حاکم با حضور جمله فشار حل می شوند و سپس نتایج به دست آمده از مرحله قبل شامل سرعت و موقعیت ذرات، با حضور گرادیان فشار و با ثابت نگاه داشتن چگالی، اصلاح می شود. به بیان دیگر، از جمله فشار برای تصحیح سرعت ذرات

محاسبه شده از مرحله تخمین استفاده می شود. بر این مبنا، معادله ناویر-استوکس در نیم گام اول را می توان به زبان ریاضی به صورت رابطه ۱۴ نوشت:

$$\frac{Du}{Dt} = \nabla \cdot (\nu_t \nabla u) + f \quad (14)$$

از حل معادله ۱۴ به صورت صریح، نوسان های مؤلفه های سرعت Du برای همه ذرات به دست آمده و سپس موقعیت و سرعت اصلاح شده ذرات با استفاده از رابطه های ۱۵ و ۱۶ محاسبه می شود:

$$u^{t+1/2} = \Delta u^{t+1/2} + u^t \quad (15)$$

$$r^{t+1/2} = \Delta r^{t+1/2} + r^t \quad (16)$$

که در آنان $u^t, r^t, u^{t+1/2}$ و $r^{t+1/2}$ به ترتیب موقعیت و سرعت هر ذره در گام زمانی کنونی t و نیم گام زمانی آینده $t+1/2$ می باشند. آنگاه دوباره چگالی عددی هر ذره $n_i^{t+1/2}$ با توجه به موقعیت جدید ذرات محاسبه می شود. جمله های مربوط به ثقل و لزجت از معادله ناویر-استوکس کنار گذاشته شده و با رابطه ۱۷ فشار ارزیابی می شود:

$$\frac{Du}{Dt} = - \frac{1}{\rho} \nabla P^{t+1} \quad (17)$$

از آنجا که این مرحله در نیم گام زمانی دوم انجام می شود، منقطع سازی معادله بالا به صورت رابطه های ۱۸ و ۱۹ خواهد بود:

$$\frac{1}{2} \frac{(n^0 - n_i^{t+1/2})}{\Delta t} = - \nabla \cdot \left(- \frac{\Delta t}{\rho} \nabla P^{t+1} \right) \quad (18)$$

$$\langle \nabla^2 P^{t+1} \rangle = \frac{\rho}{\Delta t^2} \frac{(n^0 - n_i^{t+1/2})}{n^0} \quad (19)$$

MPS بقای جرم را بدون محاسبه های اضافی تضمین می کند زیرا خود ذرات نشان دهنده جرم است. در این تحقیق، از روش WC-MPS، ارائه شده برای مدل سازی جریان تراکم ناپذیر برای محاسبه فشار استفاده می شود. در این روش، با نگهداشتن میزان تراکم پذیری بسیار کوچک، سیال به عنوان یک سیال تاحدودی تراکم ناپذیر رفتار کرد و رابطه صریح (معادله حالت) برای تعیین فشار در هر گام زمانی، به جای حل ضمنی رابطه (معادله پواسون) استفاده می شود. فرض تراکم پذیری ضعیف در روش MPS سبب

کاهش می‌یابد. ذره‌ای به عنوان ذره سطح آزاد شناخته می‌شود که چگالی آن تا حدی از چگالی استاندارد ذرات کمتر باشد (برابر شکل ۲) میزان این حد با توجه به مسئله مورد نظر ممکن است از ۸۰٪ تا ۹۹٪ انتخاب شود و با رابطه ۲۲ نشان داده می‌شود (Shakibaeinia and Jin, 2011a):

$$\langle n^* \rangle_i \leq n^0 \beta \quad (22)$$

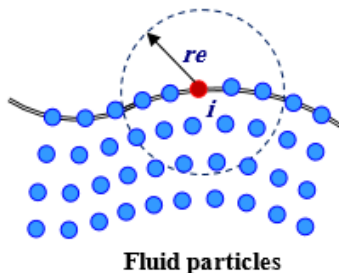


Fig. 2 Particles on the free surface
شکل ۲ ذرات روی سطح آزاد

در این صورت فشار این ذره روی سطح آزاد در هر گام زمانی برابر صفر قرار داده خواهد شد. در روش MPS نیاز به اعمال شرط اضافه دیگری برای سطح آزاد نیست.

۲-۶- مرز جامد

در مواردی مانند دیواره‌ها یا کف آبراهه که با مرز جامد غیر قابل نفوذ روبه‌رو هستیم، از این شرط مرزی استفاده می‌شود. در مجاورت مرزهای جامد، چگالی ذرات کاهش می‌یابد که این امر می‌تواند سبب ایجاد اختلال در محاسبات‌های شود. از این‌رو شماری ذرات مجازی در بیرون از مرزها مستقر می‌شوند تا از این کاهش ناخواسته چگالی جلوگیری شود. این روش اولین بار توسط (Koshizuka et al., 1995) به کار گرفته شد. مرزهای جامد به صورت چند ردیف ذرات مجازی بیرون از میدان جریان در نظر گرفته می‌شوند که با فاصله‌هایی برابر شعاع اولیه ذرات در کنار هم چیده شده‌اند تا چگالی ذرات دیواره نسبت به چگالی ذرات سیال ثابت بماند (شکل ۳). ضخامت لایه ذرات مجازی به شعاع تأثیر انتخاب شده در تابع کرنل بستگی دارد.

کاهش نوسان‌های فشار مصنوعی و مدت زمان محاسبه‌ها می‌شود. با نگه‌داشتن میزان تراکم‌پذیری در حد بسیار کوچک، سیال به عنوان یک سیال تاحدودی تراکم‌ناپذیر رفتار می‌کند. رابطه ۲۰ معادله حالت صلاح شده توسط (Shakibaeinia and Jin, 2010) را نشان می‌دهد.

$$P_i^{t+1} = k \left[\left(\frac{\langle n^{t+1/2} \rangle_i}{n^0} \right)^\gamma - 1 \right]; \quad k = \frac{\rho c_0^2}{\gamma} \quad (20)$$

که در آن اغلب $\gamma = 7$ ، k مدول حجمی مایع و C_0 سرعت مصنوعی صوت است. از آنجا که استفاده از سرعت صوت واقعی برای سیال، گام زمانی بسیار کوچک نتیجه می‌دهد، اغلب از سرعت صوت مصنوعی کوچکتر استفاده می‌شود. برای حفظ تغییرپذیری‌های چگالی مایع کمتر از ۱٪ چگالی مرجع، سرعت صوت باید بیش از ۱۰ برابر بیشینه سرعت سیال باشد. از آنجا که یک طرح تقسیم زمانی صریح و روشن استفاده شده است، شرط پایداری (شرایط CFL) باید برآورده شود. شرایط CFL به شرح زیر است:

$$\Delta t \leq \frac{C \Delta l}{c_0 + |u|_{\max}} \quad (21)$$

که در آن Δl فاصله ذرات و $0 < C \leq 1$ عدد کورانت است. در این بررسی، $C = 0.5$ یا کمتر، یک راه حل پایدار برای همه مسئله‌های نمونه می‌دهد (Gotoh and Sakai, 2006). لازم به یادآوری است که مدل مورد نظر یک مدل تک فاز می‌باشد و همان گونه که بیان شد مدل اصلی MPS نیمه ضمنی می‌باشد یعنی بخشی صریح و بخشی ضمنی (معادله پواسن فشار به صورت به کلی ضمنی حل می‌شود) است. در روش WC-MPS حاضر به علت اینکه از معادله حالت برای محاسبه فشار استفاده می‌شود (برای اعمال تراکم پذیری ضعیف) این بخش نیز صریح محاسبه می‌شود. که در نهایت روش به کلی صریح می‌باشد.

۶- شرایط مرزی

۶-۱- سطح آزاد

در روش MPS برای ردیابی سطح آزاد از چگالی ذرات استفاده می‌شود. از آنجا که هیچ ذره‌ای در فضای بیرون از سطح آزاد وجود ندارد، چگالی ذرات در سطح آزاد به شدت

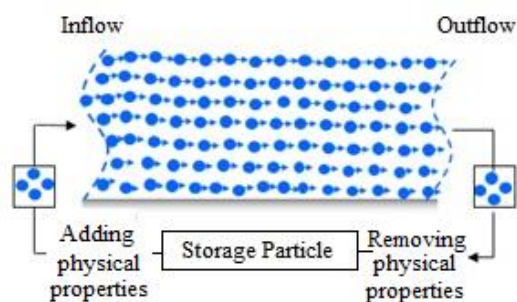


Fig. 4 Particle recycling strategy in open boundary modeling in the WC-MPS method

شکل ۴ راهبرد بازیافت ذرات در مدل‌سازی مرزهای باز در روش WC-MPS

برای شرط مرزی با سرعت معلوم جریان ورودی، شمارهی ذره با توجه به مشخصات سرعت مرز ورودی به جریان ورودی افزوده می‌شود. به بیان دیگر، بسته به توزیع سرعت جریان ورودی در عمق، در هر چند گام زمانی با رابطه (۲۳)، یک ذره در همان عمق به جریان ورودی اضافه می‌شود (Shakibaeinia and Jin, 2010) (شکل ۴). خصوصیات مرز به این ذرات که بین ذرات سیال و ذرات مجازی مرز وارد می‌شوند، اعمال می‌شود.

$$k(y) = \frac{\Delta l}{u(y)\Delta t} \quad (23)$$

که در آن k مقاطع زمانی افزودن ذرات محاسبه‌هایی، $u(y)$ سرعت جریان ورودی در عمق، Δt گام زمانی و Δl فاصله اولیه بین ذرات است. برای شرط مرزی با فشار یا عمق معلوم جریان خروجی، ذراتی که در مجاورت ذرات مجازی مرز خروجی قرار می‌گیرند، حذف شده و به ذرات ذخیره می‌پیوندند. به گونه‌ای که عمق ذرات مجازی مرز برابر شرط مرزی عمق خروجی خواهد بود. شکل ۵ شرایط مرز ورودی و خروجی استفاده شده در این تحقیق را نشان می‌دهد (Jafari et al., 2016).

۷- سرریز، تنداب و جام پرتابی سد دهن قلع

سرریز سد دهن قلع از نوع لبه پهن با عرض ورودی ۶۰ متر به همراه آبراه به عرض ۶۰ متر در جناح راست سد قرار گرفته است. شکل (۶) مقطع طولی سرریز لبه پهن، آبراه انتقال، تنداب و جام پرتابی را نشان می‌دهد.

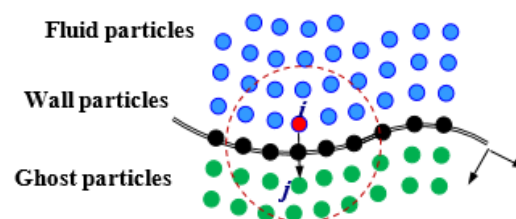


Fig. 3 Particles on the solid boundary and ghost particles
شکل ۳ ذرات روی مرز جامد و ذرات مجازی

۳-۶- مرزهای باز

در مواردی که جریانی به محیط آبی وارد یا از آن بیرون می‌شود، با مرز باز سروکار داریم. با وجود پیشرفت‌های زیاد در مدل‌سازی با روش‌های مبتنی بر ذره، اجرای مرزهای باز با ورود یا خروج جریان، به علت لزوم افزایش یا کاهش ذرات در میدان حل و محدودیت حافظه محاسبه‌هایی، هنوز چالشی در شبیه‌سازی مسئله‌های سطح آزاد با روش لاگرانژی است و به ملاحظات ویژه‌ای نیازمند است. یکی از روش‌های در نظر گرفتن مرزهای با جریان ورودی و خروجی در روش‌های لاگرانژی، استفاده از شرایط مرزی تناوبی^۱ است. در این روش، ذره‌ای که میدان حل را از طریق مرز جریان خروجی ترک می‌کند، بی‌درنگ از طریق مرز جریان ورودی دوباره وارد میدان حل می‌شود. از آنجا که در بسیاری از موارد تضمینی وجود ندارد که جریان خروجی و ورودی و در پی آن شمار ذرات خروجی و وارد شده به میدان حل، برابر باشد، این روش در شرایط محدودی کاربرد خواهد داشت. در روش دیگری که راهبرد بازیافت ذرات^۲ نامیده شده، به شماری ذره ذخیره در مدل نیاز است (Shibata et al., 2004). ذراتی که میدان حل را ترک می‌کنند، به ذرات ذخیره اضافه شده و ذراتی که به میدان حل وارد می‌شوند، از ذرات ذخیره کسر می‌گردند. ذرات ذخیره هیچ میزان فیزیکی نخواهند داشت و وجود آنان این امکان را به مدل می‌دهد که بدون محدودیت، شمارهی ذرات را به میدان حل وارد کرده یا از آن بیرون کند. چنین رویکردی محدودیت ناشی از نابرابری شماره ذرات ورودی و خروجی را از میان برمی‌دارد (شکل ۴).

1 Periodic Boundary Condition
2 Particle Recycling Strategy

طراحی سهمی به معادله $y = 0.03 x^2$ در دستگاه مختصاتی که محور y آن در برای جاذبه، محور x در برای جریان و مبدأ مختصات در ابتدای قوس قرار گیرد استفاده شده است.

رقوم کف جام پرتابی ۱۰۲۰ متر در نظر گرفته شده است. در این رقوم عمق و سرعت جریان به ترتیب ۰/۵۵ متر و ۱۸/۱۲ متر بر ثانیه بوده و عدد فرودی معادل ۷/۸ را ارائه می‌دهد. این شرایط هیدرولیکی و افزون بر آن در نظر گرفتن فشار بیشینه ۲۵ کیلو پاسکال، شعاع دست کم ۷ متر را به جام تحمیل می‌کند. بنابراین همین میزان شعاع انحنای جام پرتابی در نظر گرفته شده است. هندسه طرح ایجاب کرده است که یک تنداب افقی معکوس نیز بعد از انحنای جام مد نظر قرار گیرد که این تنداب کوتاه با شیب ۲ قائم به ۳ افقی تصویر افقی معادل ۲/۴۴ متر خواهد داشت. سرعت اولیه پرتابه ۱۶/۵۴ متر بر ثانیه و عمق آن ۰/۶ متر می‌باشد. بر این مبنا جریان ۲۹/۷ متر پس از مبدأ در رقوم ۱۰۱۸ متر از سطح مبنا با کف حوضچه استغراق برخورد می‌کند.

۸- شبیه‌سازی جریان بر روی سرریز سد دهن قلعه

برای شبیه‌سازی نیمرخ سطح آب، چگونگی توزیع فشار بر روی سرریز، شاخص حفره‌زایی و طول و ارتفاع پرش جریان در جام در این تحقیق با توجه به پیشینه بررسی‌های طرح برای سه حالت زیر مدل‌سازی شده است.

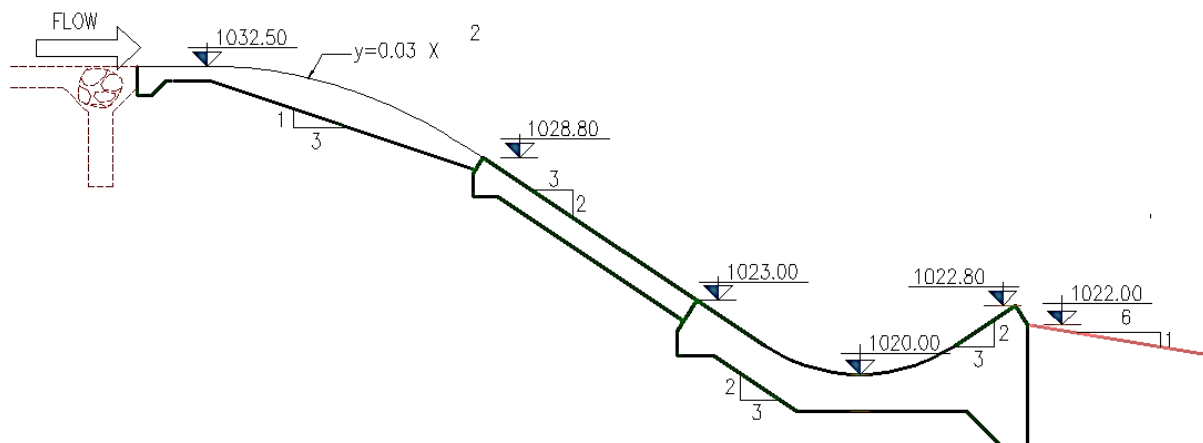


Fig. 6 Longitudinal section of the transfer channel, chute, and flip bucket

شکل ۶ مقطع طولی آبراهه انتقال، تنداب و جام پرتابی

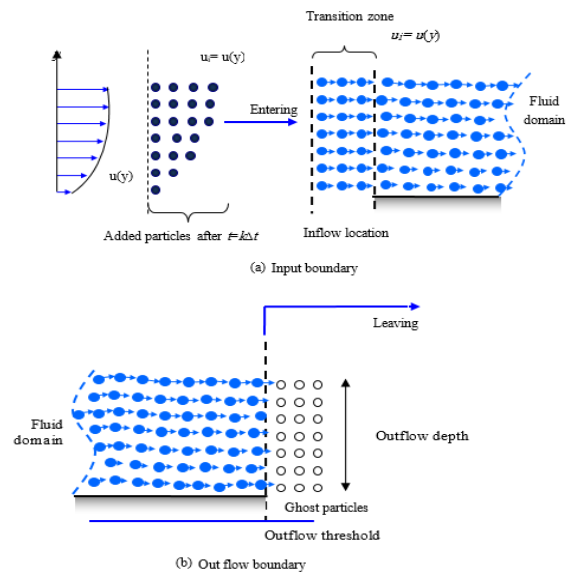


Fig. 5 Open boundary modeling in WC-MPS method

شکل ۵ مدل‌سازی مرزهای باز در روش WC-MPS

بنا بر بررسی‌های پژوهش‌های مصوب مرحله دوم دبی طراحی سرریز ۴۶۱ مترمکعب بر ثانیه و معادل سیلاب روندیابی شده با دوره بازگشت صد ساله است. دبی مهار سرریز نیز سیلاب روندیابی شده با دوره بازگشت هزار ساله یعنی ۹۰۴ مترمکعب بر ثانیه می‌باشد. دبی طراحی تنداب و جام پرتابی برابر میانگین تقریبی سیلاب طراحی و مهار سرریز، معادل ۶۰۰ مترمکعب بر ثانیه لحاظ شده است. به هنگام عبور جریان با دبی ۶۰۰ مترمکعب بر ثانیه، عمق و سرعت جریان در ابتدای آبراهه دقیق در پای پنجه سرریز به ترتیب معادل ۱/۱ متر و ۹/۱ متر بر ثانیه بدست آمده است. شیب انتهای سهمی ۳ افقی به ۲ عمودی در نظر گرفته شده است. برای اتصال افقی به چنین شیبی در دبی

مقیاس زمان و دبی خواهیم داشت:

$$V_R = \frac{X_R}{T_R} \rightarrow T_R = \frac{X_R}{V_R} = \sqrt{L_R} \quad (26)$$

$$Q_R = A_R \times V_R = (L_R)^{\frac{5}{2}} \quad (27)$$

لذا در صورت رعایت مقیاس سرعت و دبی، همانندی سینماتیکی نیز برقرار خواهد بود. با توجه به اینکه مقیاس طولی مدل ۱:۱۰۰ انتخاب شده است. مقیاس سرعت برابر با ۱:۱۰ و مقیاس دبی ۱:۱۰۰۰۰۰ به دست می‌آید. در مدل حاضر با کاهش قطر ذرات دقت مدل افزایش خواهد یافت اما کاهش بیش از اندازه قطر ذرات باعث افزایش حجم و زمان محاسبه‌های می‌شود و در دقت نتایج تاثیر محسوسی ندارد لذا مقرون به صرفه نیست و برعکس افزایش قطر ذرات باعث کاهش دقت مدل می‌شود. انتخاب قطر بهینه نیاز به سعی و خطا دارد. در این مطالعه قطر بهینه ۰/۰۰۱ متر برای ذرات در نظر گرفته شده است. برای هر سه مدل به ترتیب به ازای شمار ۱۶۹۱۴، ۱۶۰۲۶ و ۱۹۱۳۴ ذره شبیه‌سازی عددی انجام شده است. شکل (۷) موقعیت اولیه ذرات برای سرریز لبه پهن، آبراهه انتقال، تنداب و جام پرتابی را در مدل به ازای بار آبی $h = 0.02778\text{m}$ در سیلاب طراحی نشان می‌دهد. در آغاز، ذرات یکنواخت توزیع شده‌اند و سرعت و فشار ذرات به ترتیب به صورت صفر و فشار هیدرواستاتیک، تنظیم شده‌اند. شکل ۸ و ۹ به ترتیب موقعیت اولیه ذرات سیال، دیواره و مجازی برای سرریز لبه پهن و موقعیت ذرات دیواره و مجازی برای آبراهه انتقال، تنداب و جام پرتابی با جزئیات دقیق را نشان می‌دهند.

- ۱- دبی طراحی سرریز ۴۶۱ مترمکعب بر ثانیه و معادل سیلاب روندیابی شده با دوره بازگشت صد ساله،
- ۲- دبی مهار سرریز نیز سیلاب روندیابی شده با دوره بازگشت هزار ساله یعنی ۹۰۴ مترمکعب بر ثانیه،
- ۳- دبی طراحی تنداب و جام پرتابی برابر میانگین تقریبی سیلاب طراحی و مهار سرریز، معادل ۶۰۰ مترمکعب بر ثانیه

۸-۱- همانندی مدل

مدل‌های فیزیکی باید از سه نظر هندسی، سینماتیکی و پویایی دارای همانندی با مدل اصلی باشند. همانندی هندسی با رعایت مقیاس مدل در همه ابعاد حاصل می‌شود که در این تحقیق حاضر با رعایت ضوابط موجود مقیاس مدل برابر 1:100 انتخاب گردید. برای رعایت همانندی پویایی لازم است نسبت نیروها در مدل و نمونه اصلی یکسان گرفته شوند که این امر با برابری نسبت‌های بدون بعد نیروها قابل انجام است، اما با توجه به تفاوت ماهیت نیروهای حاکم بر جریان نمی‌توان همزمان همه نسبت نیروها را یکسان در نظر گرفت، از این رو این برابری برای نیروی غالب انجام می‌شود. در سرریزهای لبه پهن، جریان از نوع سطح آزاد می‌باشد و نیروی غالب ثقل است لذا برابری عدد فرود برای رعایت همانندی پویایی مدنظر قرار می‌گیرد. با کاربرد قانون فرود می‌بایست $Fr = 1$ باشد، به بیان دیگر:

$$F_r = V_R / \sqrt{g_R \cdot Z_R} = 1 \quad (24)$$

با توجه به آن که $g_R = 1$ است، پس:

$$V_R = \sqrt{Z_R} \rightarrow V_R = \sqrt{L_R} \quad (25)$$

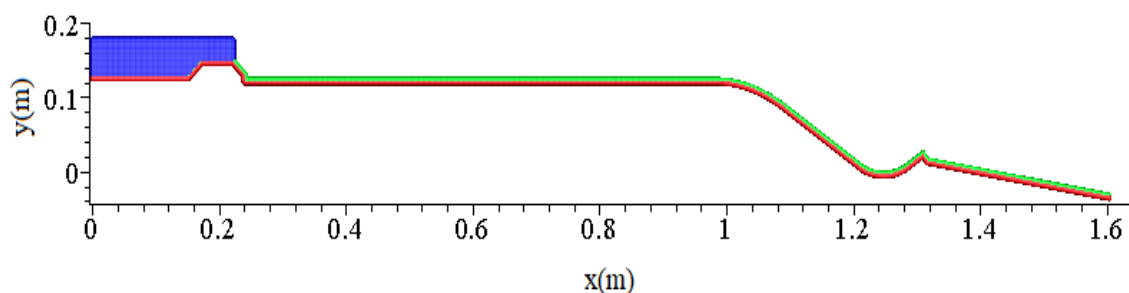


Fig. 7 Initial position of particles for broad crested weir, transfer channel, chute and flip bucket

شکل ۷ موقعیت اولیه ذرات برای سرریز لبه پهن، آبراهه انتقال، تنداب و جام پرتابی

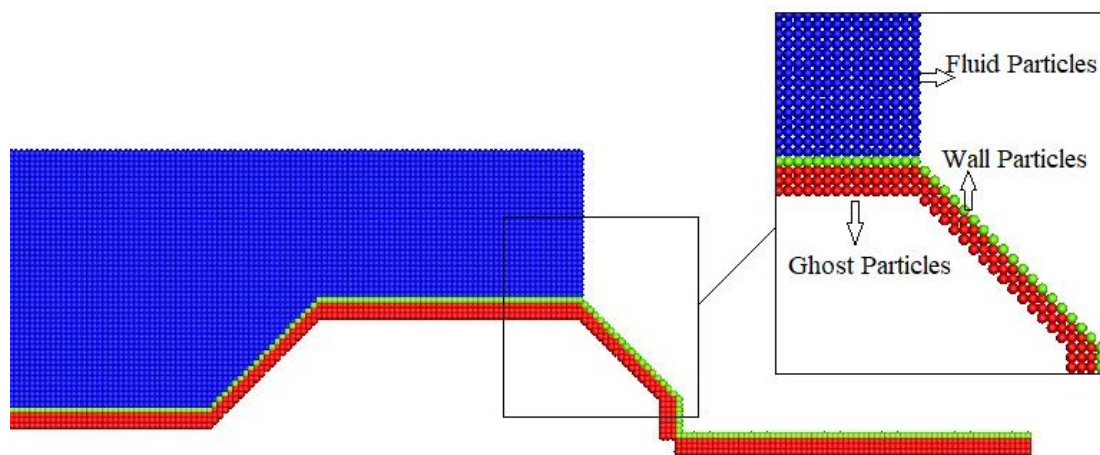


Fig. 8 initial position of fluid, wall and ghost particles for broad crested weirs with detailed details

شکل ۸ موقعیت اولیه ذرات سیال، دیواره و مجازی برای سرریز لبه پهن با جزئیات دقیق

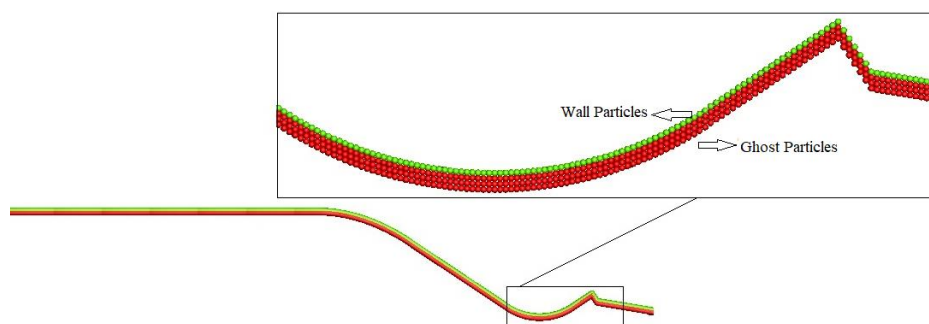


Fig. 9 position of wall and ghost particles for transfer channel, chute and flip bucket

شکل ۹ موقعیت ذرات دیواره و مجازی برای آبراهه انتقال، تنداب و جام پرتابی با جزئیات دقیق

۸/۴۲۰ متر برثانیه است که نشان از دقت مدل مورد نظر در پیش‌بینی عمق و سرعت جریان دارد. شکل (۱۳) نیمرخ سرعت در پای پنجه سرریز به ازای دبی ۶۰۰ متر مکعب بر ثانیه را نشان می‌دهد.

۸-۳- تحلیل طول و ارتفاع پرش در پرتابه

در این بخش به بررسی ارتفاع و طول پرش از لبه پرتابه جامی شکل به ازای دبی‌های مختلف پرداخته شده است. نتایج در نمودار شکل‌های (۱۴) و (۱۵) نشان داده شده است. همان‌گونه که در نمودارهای یادشده مشخص است با افزایش دبی، طول و ارتفاع پرش افزایش پیدا می‌کند. بر مبنای گزارش طرح به ازای دبی ۶۰۰ متر مکعب بر ثانیه، جریان ۲۹/۱ متر پس از مبدأ در رقوم ۱۰/۱۸ متر از سطح مبنا با کف حوضچه استغراق برخورد می‌کند. در روش یادشده نقطه برخورد جت با کف حوضچه استغراق ۲۵/۵۵ متر است که بیانگر دقت مدل در پیش‌بینی طول پرش است.

۸-۲- شبیه‌سازی نیمرخ سطح آزاد و توزیع

سرعت

شکل ۱۰ شبیه‌سازی نیمرخ سطح آزاد و توزیع سرعت در زمان‌های مختلف به ازای دبی طراحی تنداب و جام پرتابی برابر میانگین تقریبی سیلاب طراحی و مهار سرریز، معادل ۶۰۰ متر مکعب بر ثانیه را نشان می‌دهد.

نمودارهای شکل ۱۱ نیمرخ سطح آزاد در زمان‌های $t = 1, 5, 10, 15, 30 \text{ sec}$ به ازای سه دبی ۴۶۱، ۶۰۰ و ۹۰۴ متر مکعب بر ثانیه را نشان می‌دهد.

همان‌گونه که در گزارش طرح بیان شده است به هنگام عبور جریان با دبی ۶۰۰ متر مکعب بر ثانیه، عمق و سرعت جریان در ابتدای آبراهه درست در پای پنجه سرریز به ترتیب معادل ۱/۱ متر و ۹/۱ متر بر ثانیه خواهد بود. در شکل (۱۲) نشان داده شده است میزان عمق و سرعت جریان در ابتدای آبراهه درست در پای پنجه سرریز در مدل‌سازی به روش WCMPs به ترتیب ۱/۱۹۱ متر و

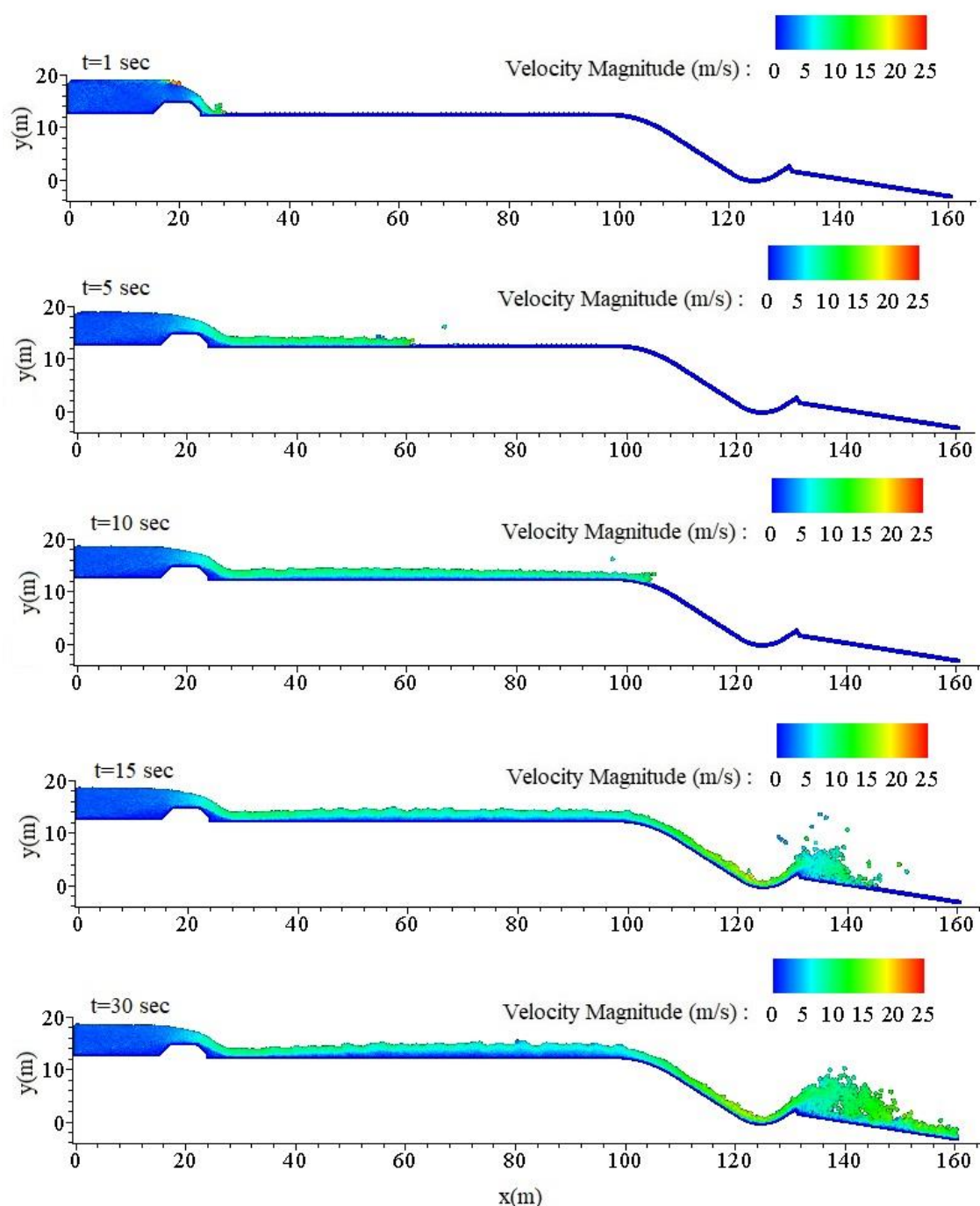


Fig. 10 Simulating the free surface profile and velocity at different times for a discharge of $600 \text{ m}^3/\text{s}$ using the WC-MPS method

شکل ۱۰ شبیه‌سازی نیم‌رخ سطح آزاد و توزیع سرعت در زمانانی مختلف به ازای دبی ۶۰۰ متر مکعب بر ثانیه با استفاده از روش WC-MPS

شکل (۱۶) میزان عمق و سرعت جریان در رقوم کف جام پرتابی سرریز در مدل‌سازی به روش WC-MPS به ترتیب ۰/۵۹ متر و ۱۶/۸۴ متر بر ثانیه به دست آمده است که نشان از دقت مدل موردنظر در پیش‌بینی عمق و سرعت جریان دارد.

همانگونه که در گزارش طرح بیان شده است رقوم کف جام پرتابی ۱۰۲۰ متر در نظر گرفته شده است. هنگام عبور جریان با دبی ۶۰۰ متر مکعب بر ثانیه در این رقوم عمق و سرعت جریان به ترتیب ۰/۵۵ متر و ۱۸/۱۲ متر بر ثانیه بوده و عدد فرودی معادل ۷/۸ ارائه شده است. در

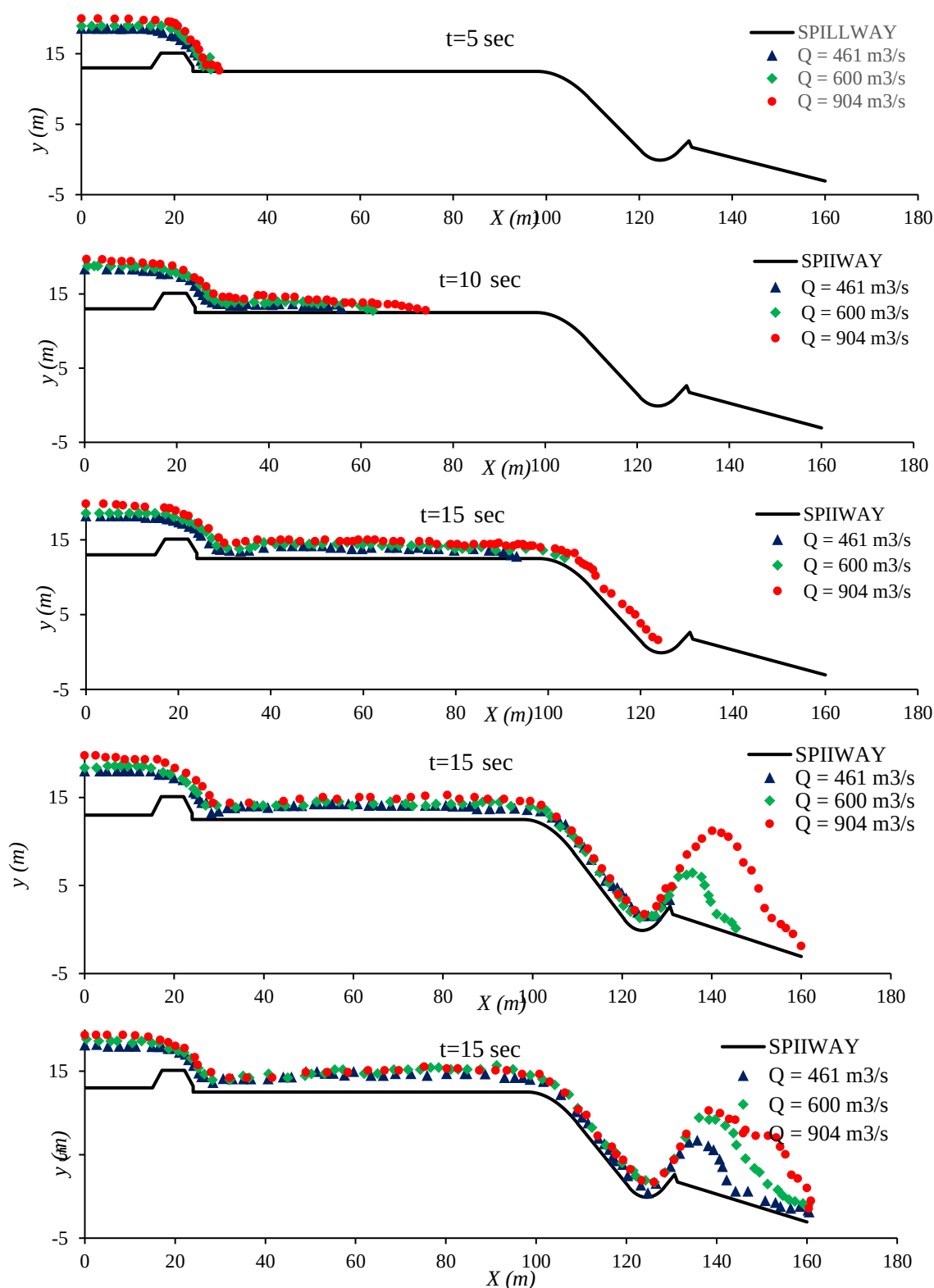


Fig. 11 Comparison of the free surface profile for three different discharges in 30 seconds

شکل ۱۱ مقایسه نیمرخ سطح آزاد به ازای سه دبی مختلف در زمان ۳۰ ثانیه

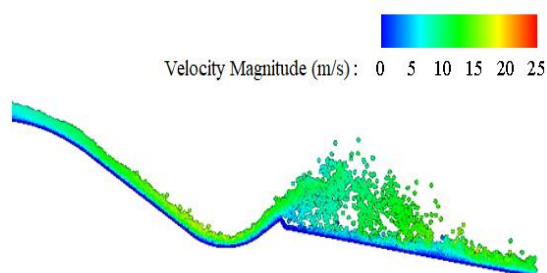


Fig. 16 simulation by WCMPS method for discharge of 600 m³/s

شکل ۱۶ شبیه‌سازی پرتابه به روش WCMPS به ازای دبی ۶۰۰ مترمکعب بر ثانیه

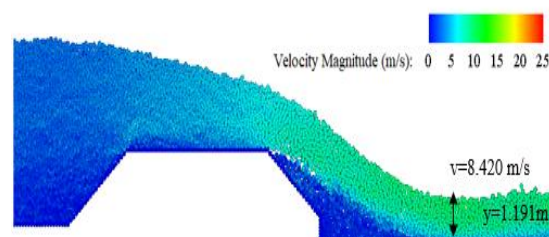


Fig. 12 checking the depth and velocity in the broad crested weir toe for a discharge of 600 m³/s

شکل ۱۲ بررسی عمق و سرعت در پای پنجه سرریز به ازای دبی ۶۰۰ متر مکعب بر ثانیه

۴-۸- تحلیل شاخص حفره‌زایی

برای بررسی و کنترل وقوع حفره‌زایی، نیاز به اطلاعاتی مانند سرعت میانگین و فشار وارد بر کف در قسمت‌های مختلف سازه می‌باشد. با توجه به فراسنجه‌های موردنیاز و استفاده از رابطه (۲۸) شاخص حفره‌زایی محاسبه می‌شود.

$$\sigma = \frac{P - P_v}{\frac{1}{2} \rho v^2} \quad (28)$$

که در آن P فشار مطلق، v سرعت متوسط جریان، P_v فشار بخار آب برابر ۲۳۳۰ پاسکال و ρ جرم مخصوص سیال (آب) است.

فشار مطلق از رابطه (۲۹) محاسبه می‌شود.

$$P = P_{atm} + P_{model} \quad (29)$$

داوری در مورد وقوع حفره‌زایی در این پژوهش نیز بر مبنای مشاهداتی که توسط Falvey (1990) در طراحی سرریزها ارائه شده است و برحسب شاخص حفره‌زایی، صورت گرفته است.

همان‌گونه که بیان شد داشتن اطلاعات کافی در مورد فشار روی سرریز در بررسی احتمال رخداد پدیده حفره‌زایی اهمیت خیلی بالایی دارد. لذا در این تحقیق فشار در قالب هم‌تراز فشار در نقاط مختلف بر حسب پاسکال (pa) برای سه دبی مختلف شبیه‌سازی شده است. همان‌گونه که در شکل‌ها مشخص است، بیشترین فشار در نزدیکی بستر در آبراهه تقرب می‌باشد و هیچ بخشی از سرریز، تنداب و جام پرتابی تحت فشار منفی قرار ندارد. شکل‌های ۱۸ شبیه‌سازی شاخص حفره‌زایی را در طول

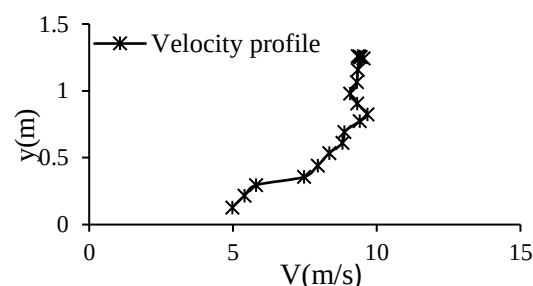


Fig. 13 Velocity profile at the toe of broad crested weir for a discharge of 600 m³/s

شکل ۱۳ نیم‌رخ سرعت در پای پنجه سرریز به ازای دبی ۶۰۰ متر مکعب بر ثانیه

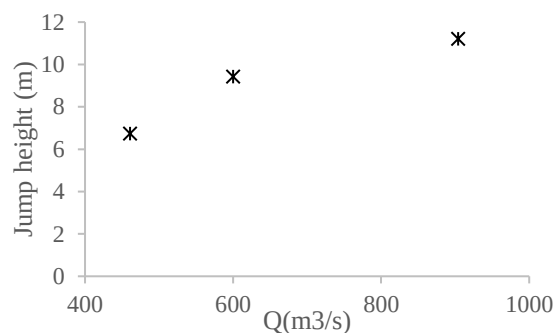


Fig. 14 Comparison of jump height for three discharges
شکل ۱۴ مقایسه ارتفاع پرش پرتابه به ازای سه دبی

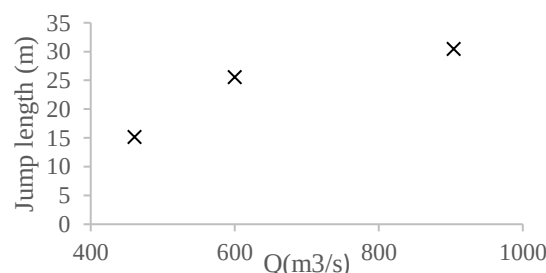


Fig. 15 Comparison of jump length for three discharges
شکل ۱۵ مقایسه طول پرش پرتابه به ازای سه دبی

ولی با توجه به اینکه میزان شاخص حفره‌زایی در این قسمت بزرگتر از ۱/۸ است بنابر توصیه‌های Falvey (1990) نیاز به حفاظت در برابر حفره‌زایی نیست.

سرریز، تنداب و جام پرتابی نشان می‌دهند. بنابر این تصاویر شاخص حفره‌زایی در محدوده متراژ ۱۱۰ تا ۱۴۰ به میزان بحرانی نزدیک شده است و امکان ایجاد پدیده حفره‌زایی در این محدوده بیش از نقطه‌های دیگر است

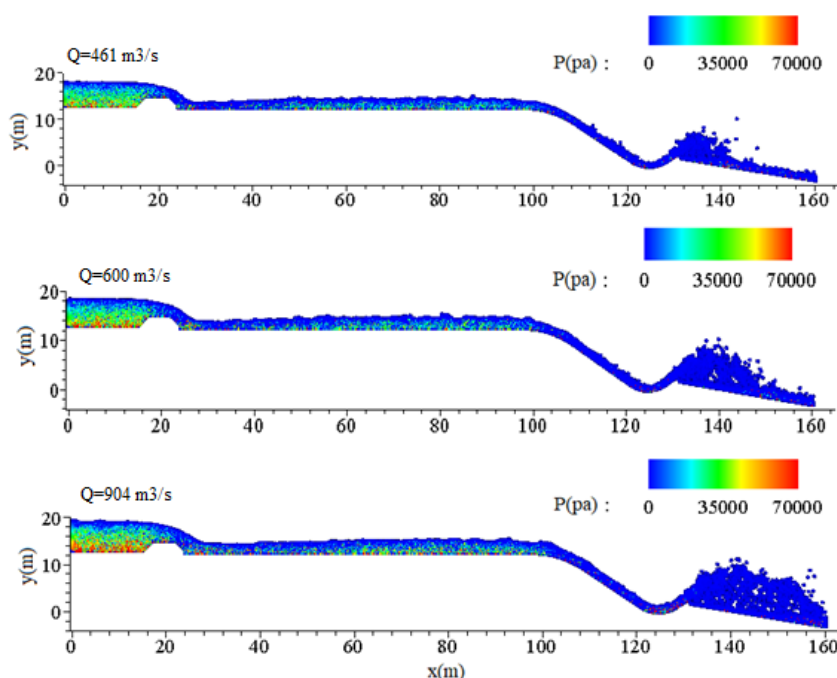


Fig. 17 Simulation of the pressure field after 30 seconds for three discharge of 461, 600 and 904 m³/s using the WC-MPS method

شکل ۱۷ شبیه‌سازی میدان فشار پس از ۳۰ ثانیه به ازای سه دبی ۴۶۱، ۶۰۰ و ۹۰۴ مترمکعب بر ثانیه با استفاده از روش WC-MPS

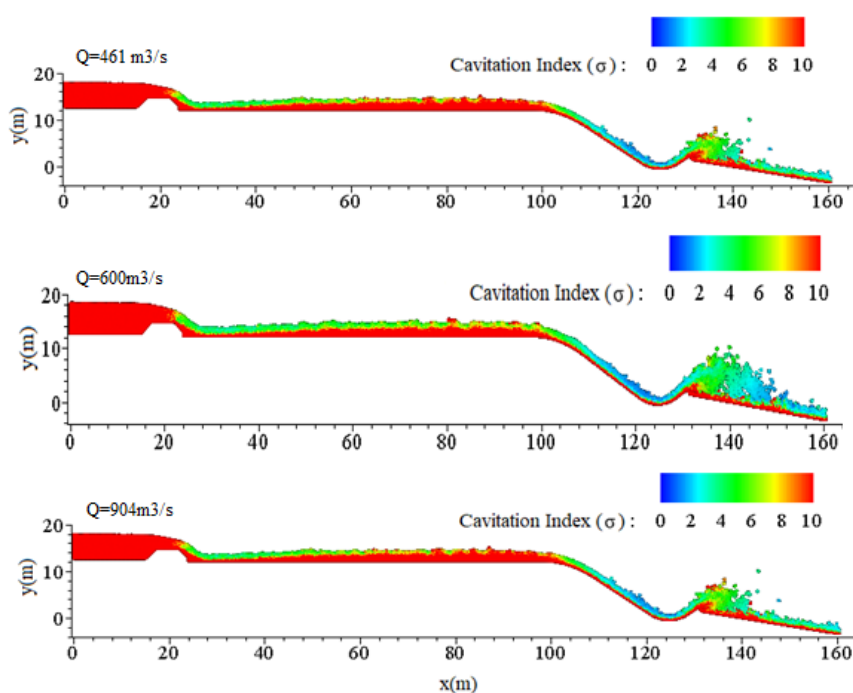


Fig. 18 Simulation of cavitation index after 30 seconds for discharge of 461, 600 and 904 m³/s using the WC-MPS method

شکل ۱۸ شبیه‌سازی شاخص حفره‌زایی پس از ۳۰ ثانیه به ازای دبی‌های ۴۶۱، ۶۰۰ و ۹۰۴ مترمکعب بر ثانیه با استفاده از روش WC-MPS

در جدول زیر به بررسی خطای مدل WCMPS و گزارش طرح تکمیلی پایاب سرریز سد دهن قلعه پرداخته شده است.

جدول ۲ بررسی خطا مدل WCMPS و گزارش طرح تکمیلی پایاب سرریز سد دهن قلعه

Table 2 Error analysis of the model WCMPS and the report of the report supplementary design of the spillway of Dahan Ghaleh dam

Row	Location	WCMPS	Report supplementary design of the spillway of Dahan Ghaleh dam	Percentage error(%)
1	Flow depth at the beginning of the broad crested weir toe channel (m)	1.191	1.1	8.1
2	Velocity at the beginning of the broad crested weir toe channel (m/s)	8.42	9.1	7.47
3	Flow depth in the bottom of the bucket (m)	0.59	0.55	6.78
4	Velocity at the bottom of the bucket (m/s)	16.84	18.12	7.06
5	Froude number at bottom of the bucket	6.93	7.8	11.1
6	Jump length per discharge of 600 m ³ /s	25.55	29.1	12.9

۹- نتیجه گیری

در این تحقیق سرریز دهن قلعه همراه با تنداب و پرتابه جامی شکل با استفاده از روش نیمه ضمنی ذرات متحرک با تراکم ضعیف (WCMPS) بررسی شد. الگوریتم جدیدی برای مرزهای ورودی و خروجی استفاده شده است. در این الگوریتم، در مرزهای ورودی و خروجی نیازی به ذرات مجازی نمی باشد و جریان ذرات مجازی ایستا توسط نوعی ذرات پویا در یک ناحیه حایل جایگزین شده است. به منظور ارزیابی و اثبات قابلیت این روش، مسئله شناخته شده و پرکاربرد جریان روی سرریز اوجی بررسی شده است. نتایج بررسی ها و مقایسه با نتایج آزمایشگاهی نشان می دهد که مدل پیشنهادی دقت بسیار بالایی در مدل سازی جریانانی سطح آزاد با شرایط مرزی باز دارد. در ادامه شبیه سازی نیمرخ سطح آزاد و توزیع سرعت در زمان های مختلف به ازای سه دبی ۴۶۱، ۶۰۰ و ۹۰۴ مترمکعب بر ثانیه بررسی شد. مقایسه نتایج روش یاد شده با داده های موجود بر گرفته از گزارش طرح تکمیلی پایاب سرریز سد دهن قلعه نشان از دقت مدل در شبیه سازی سرعت و عمق جریان در طول سرریز می دهد. همچنین به شبیه سازی شاخص حفره زایی در طول سرریز، تنداب و جام پرداخته شد و نتایج نشان داد که با توجه به اینکه

میزان شاخص حفره زایی در طول سرریز بزرگتر از ۱/۸ است و بنابر توصیه های (Falvey 1990) نیاز به حفاظت در برابر حفره زایی نیست. در انتها نیز به بررسی ارتفاع و طول پرش از لبه پرتابه به ازای دبی های مختلف پرداخته شده است.

۱۰- فهرست نشانه ها

P	فشار ($\text{kgm}^{-1}\text{s}^{-2}$)
C_0	سرعت مصنوعی صوت (ms^{-1})
C_s	ثابت اسمانگورینسکی
C	عدد کورانت
d	ابعاد فضا
n	چگالی عددی ذرات
n^0	چگالی عددی اولیه ذرات
r	بردار موقعیت ذره (m)
r_e	شعاع تاثیر (m)
t	زمان (s)
u, v	مولفه های بردار سرعت در جهت x و y (ms^{-1})
u', u^*	مولفه های بردار سرعت اصلاح و پیش بینی در جهت x و y (ms^{-1})
W	تابع کرنل

modelling of free surface flow over spillways. *Journal of Hydroinformatics*, 18(2), 354–370.

Jandaghian, M., Karimi, A. & Shakibaeinia, A. (2021). Enhanced weakly compressible MPS method for immersed granular flows. *Advances in Water Resources*, 152, 103908.

Jin, Y., Guo, K., Tai, Y. & Lu, Ch. (2016). Laboratory and Numerical study of the flow field of subaqueous block sliding on a slope. *Ocean Engineering*, 124, 371-383

Khayyer, A. & Gotoh, H. (2009). Modified moving particle semi-implicit methods for the prediction of 2D wave impact pressure. *Coastal Eng.*, 56, 419-440.

Khayyer, A. & Gotoh, H. (2010). A higher order Laplacian model for enhancement and stabilization of pressure calculation by the MPS method, *Appl. Ocean Res.*, 32, 124-131.

Kondo, M. & Koshizuka, S. (2011). Improvement of stability in moving particle semi-implicit method. *Int. J. Numer. Methods in Fluids*, 65(6), 638- 654.

Koshizuka, S. & Oka, Y. (1996). Moving particle semi-implicit method for fragmentation of incompressible fluid. *Nucl. Sci. Eng.*, 123(3), 421-434.

Koshizuka, S., Tamako, H. & Oka, Y. (1995) A particle method for incompressible viscous flow with fluid fragmentation. *Comput. Fluid Dyn. J.*, 4(1), 29–46.

Liu, J., Koshizuka, S. & Oka, Y. (2005). A hybrid particle-mesh method for viscous, incompressible, multiphase flows. *J. Comput. Phys.*, 202(1), 65 93.

Nabian, M.A. & Farhadi, L. (2016). Multiphase Mesh-Free Particle Method for Simulating Granular Flows and Sediment Transport. *J. of Hydraulic Engineering, ASCE*, 143(4), [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.00012](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.00012).

Shakibaeinia, A. & Jin, Y.C. (2010). A weakly compressible MPS method for modeling of open boundary free-surface flow. *Int. J. Numer. Methods in Fluids*, 63(10), 1208-1232.

Shakibaeinia, A. & Jin, Y.C. (2011a). A meshfree particle model for simulation of mobile-bed dam break, *Adv. Water Resour.*, 34(6), 794- 807.

Shakibaeinia, A. & Jin, Y.C. (2011b). MPS-based mesh-free particle method for modeling open-channel flows. *J. Hyd. Eng.* 137(11), 1375-1384.

Δl	فاصله متوسط ذرات (اندازه ذرات) (m)
i	ذره هدف
j	ذره همسایه
	علایم یونانی:
ρ	چگالی (kgm^{-3})
ν_t	لزجت گردابی
β	ضریب آستانه
σ	شاخص حفره‌زایی

۱۱- منابع ها

Ataie-Ashtiani, B. & Farhadi, L. (2006). A stable moving-particle semi-implicit method for free surface flows, *Fluid Dyn. Res.*, 38, 241-256.

Chow, V.T. (1988). Open-Channel Hydraulics. McGraw-Hill, New York, 365–380

Fadafan, M.A. & Kermani, M.R.H. (2017) Moving particle semiimplicit method with improved pressures stability properties. *Journal of Hydroinformatic*, 20(6), 1268–1285.

Falvey, H.T. (1990). Cavitation in Chutes and Spillways. Engineering Monograph 42. In: Water Resources Technical Publication; US Printing Office, Bureau of Reclamation: Denver, CO, USA.

Fu, L. & Jin, Y. (2015). Investigation of non-deformable and deformable landslides using mesh-free method. *Journal of Ocean Engineering*, 109, 192–206.

Gotoh, H. & Sakai, T. (2006). Key issues in the particle method for computation of wave breaking. *Coastal Eng. J.*, 53, 171-179.

Gotoh, H., Shibahara, T. & Saka, T. (2001). Subparticle scale turbulence model for the MPS method- Lagrangian flow model for hydraulic engineering. *Comput. Fluid Dyn. J.*, 9(4), 331- 347

Jafari Nodoushan, E. & Shakibaeinia, A. (2018). Multiphase mesh-free particle modeling of local sediment scouring with $\mu(I)$ rheology. *Journal of Hydroinformatics*, 21(2), 279-294. doi: <https://doi.org/10.2166/hydro.2018.068>.

Jafari Nodoushan, E. Shakibaeinia, A. & Hosseini, K.A. (2018). multiphase meshfree particle method for continuum-based modeling of dry and submerged granular flows. *Powder Technology*, 335, 258-274.

Jafari-Nodoushan, E., Hosseini, K., Shakibaeinia, A. & Mousavi, S.F. (2016) Meshless particle

Shakibaeinia, A. & Jin, Y.C. (2012). MPS meshfree particle method for multiphase flows, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, 229-232, 13-26.

Shibata, K. & Koshizuka, S. (2007). Numerical analysis of shipping water impact on a deck using a particle method, *Ocean Eng.*, 34, 585-593.

Shibata, K., Koshizuka, S. & Oka, Y. (2004). Numerical analysis of jet breakup using particle method. *J. Nucl. Sci. Technol.*, 41(7), 715-722.

Tajnesaie, M. Shakibaeinia, A. & Hosseini, K. (2018). Meshfree particle numerical modelling of sub-aerial and submerged landslides. *Computers and Fluids*, 172, 109-121.

Experimental Study of Flow in Prismatic Compound Channel with Inclined Floodplains

Saeed Derakhshandeh¹, Bahram Rezaei^{2*}

1- M.Sc. of Water Engineering and Hydraulic Structures, Department of Civil Engineering, Bu-Ali Sina University, Hamedan, Iran.

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Bu-Ali Sina University, Hamedan, Iran.

* b.rezaei@basu.ac.ir

Received: 1 May 2023, Accepted: 3 June 2023  J. Hydraul. Homepage: www.jhyd.iha.ir

Abstract

Introduction: A compound channel usually consists of a main channel in the middle and one or two floodplains around it. The flow velocity in the main channel is higher than the floodplains, due to its greater depth and smaller roughness. This difference causes the formation of a shear layer at the interface between the main channel and floodplains (as shown by Sellin, 1964); Shiono and Knight, 1991; Tominaga and Nezu, 1991; Bousmar, 2002; and Rezaei, 2006). Tominaga and Nezu (1991), Rezaei (2006), and Sum (2007) investigated the velocity distribution in prismatic compound channels. Their observations showed that the highest flow velocity is below the free surface. In prismatic compound channels, as the relative depth increases, the difference between the velocity in the main channel and floodplains decreases. At high relative depths, the effect of the shear layer formed between the main channel and floodplains can be almost ignored (Knight et al., 2018). The maximum interactions between the main channel and floodplains have been observed in relative depths between 0.1 and 0.3 (Shiono and Knight, 1991; Rezaei, 2006). Investigations revealed that, so far, the effect of the floodplain's side slope in prismatic compound channels has not been investigated. The main objective of this research is the experimental study of the flow field in the prismatic compound channel with inclined floodplains.

Methodology: This research was carried out on the flume located in the hydraulic research laboratory of Bu-Ali Sina University. The flume is 18 meters long, 1.2 meters wide, and 0.6 meters deep with a bed slope of 1.63×10^{-3} . Figure 1 shows an overview of the research channel used in this research. In this flume, smooth and rigid boundaries were constructed using PVC material. As seen in Figure 2(b), the flume has a compound cross-section with a 0.4 m main channel wide, 0.05 m deep, and also two 0.4 m wide inclined floodplains (lateral slope of 0.075). The downstream end of the flume has an adjustable tailgate which is used to control the water surface profile and make uniform flow along the flume. In all experiments, the water surface profiles were measured using a pointer gauge with an accuracy of 0.1 mm. Velocity distributions were measured using an Acoustic Doppler Velocimeter (ADV) every 20 mm laterally and every 10 mm vertically (see Figure 3). The lateral distributions of boundary shear stress were also measured using a Preston tube (outer diameter 4 mm). The velocity distributions and boundary shear stress were measured for five discharges of 27, 30, 35, 40, and 45 lit/s.

Results and Discussion: The velocity distributions for different discharges are shown in Figure 4. From the figure, it is clear that in the vicinity of the junction edge, the isovel lines

bulge upward, and the velocity is decelerated, probably due to low mass and momentum exchanges in this region. Near the main channel walls ($0.1 \text{ m} < y < 0.18 \text{ m}$), the isovel lines bulge downward, and the velocity is accelerated. Also, near the middle of the main channel ($0 < y < 0.1 \text{ m}$), the isovel lines bulge upward, and flow is decelerated due to flowing away from the main channel bed.

As seen in Figure 3, the flume cross-sectional area was divided into subareas. The point velocity distributions were integrated numerically over the local water depth at each subarea to get the streamwise depth-averaged velocity. The results of depth-averaged velocity calculations for different relative depths are shown in Figure 5. In order to investigate the effect of the floodplain's side slope on the velocity distribution, the depth-averaged velocity has been normalized (U_d/U_m) and compared to Rezaei's Data (see Figure 7). The normalized depth-averaged velocities in the main channel, are almost equal to Rezaei's data (with some fluctuations). While on the floodplains, those velocities are less than Rezaei's Data (velocity in compound channels with flat floodplains).

Boundary shear stress is used in river engineering and in studies related to riverbed protection and sediment transport. The boundary shear stress distributions for different discharges are measured and shown in Figure 8. As seen in Figure 8, the bed shear stress distribution follows the same pattern as the depth-averaged velocity.

The apparent shear forces at the vertical interface between the main channel and floodplains can be calculated using the momentum equation for a control volume in the main channel (see Figure 12). The results of the apparent shear force calculation show that by increasing discharge or relative depth, the apparent shear force increases and reaches its peak value at a relative depth of 0.363 (see Table 3). The apparent shear forces expressed as a percentage of the total channel shear force on the vertical interface are shown in Figure 13. From Figure 13, it can be seen that the percentage of apparent shear forces at the interface between the main channel and floodplains are always smaller than those values in the compound channel with flat floodplains.

Conclusion: In this research, the flow field, including the velocity and bed shear stress distribution, in a prismatic compound channel with inclined floodplains (side slope 0.075) has been studied, experimentally. The results of experiments have been also compared with Rezaei's data. The most important results obtained from this research are as follows:

The depth-averaged velocity and boundary shear stress distributions follow the same pattern. Both of them show almost uniform flow in the main channel with some fluctuations. While in the flood plains, they are non-uniform with an extreme decreasing trend. In the main channel, the normalized depth-averaged velocity and normalized boundary shear stress are almost similar to Rezaei's Data. While on floodplains, the normalized velocity and shear stress are non-uniform and less than Rezaei's data. The study also shows that the apparent shear force at the interface between the main channel and floodplains increases with the increasing relative depth and reaches a peak value at the relative depth of 0.3. The same observations were made by Shiono and Knight (1991), and Rezaei (2006).

Keywords: Prismatic Compound Channel, Inclined Floodplains, Velocity Distribution, Boundary Shear Stress Distribution, Apparent Shear Force.



© 2023 Iranian Hydraulic Association, Tehran, Iran.
This is an open access article distributed under the terms and conditions of
the Creative Commons Attribution 4.0 International (CC BY 4.0 license)
(<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>)

بررسی و ارزیابی آزمایشگاهی جریان در آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشت‌های مایل

سعید درخشنده^۱، بهرام رضائی^{۲*}

۱- کارشناس ارشد مهندسی آب و سازه‌های هیدرولیکی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه بوعلی سینا، همدان، ایران.

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه بوعلی سینا، همدان، ایران.

* b.rezaei@basu.ac.ir

دریافت: ۱۴۰۲/۰۲/۱۱، پذیرش: ۱۴۰۲/۰۳/۱۳ وب‌گاه نشریه هیدرولیک: www.jhyd.iha.ir

چکیده: بررسی و ارزیابی تجربی میدان جریان در آبراهه‌های مرکب می‌تواند در پیش بینی رفتار رودخانه‌ها در زمان سیلاب، به مهندسان هیدرولیک کمک کند. در این پژوهش تلاش شده است با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی میدان جریان شامل نمودارهای منحنی‌های هم‌سرعت، توزیع عرضی سرعت میانگین در عمق، توزیع عرضی تنش برشی مرزی و تنش برشی ظاهری در فصل مشترک بین آبراهه اصلی و سیلابدشت‌ها در یک آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشت‌های به عرض ۴۰۰ میلی‌متر و شیب جانبی ۰/۰۷۵ (زاویه ۴/۲۹ درجه) بررسی و ارزیابی شود. برای این منظور پس از برقراری جریان یکنواخت برای پنج عمق نسبی مختلف ۰/۲۳۵، ۰/۲۷۰، ۰/۳۱۶، ۰/۳۶۳ و ۰/۳۹۳ (متناظر با دبی‌های ۲۷، ۳۰، ۳۵، ۴۰ و ۴۵ لیتر بر ثانیه) سرعت‌های نقطه‌ای با استفاده از سرعت سنج صوتی داپلر (ADV) اندازه‌گیری شده است. تنش برشی مرزی نیز با استفاده از لوله پرستون اندازه‌گیری شده است. در برخی مرحله‌ها نتایج بدست آمده از این پژوهش با داده‌های موجود در آبراهه‌های مرکب منشوری با سیلابدشت‌های به عرض ۴۰۰ میلی‌متر ولی بدون شیب عرضی مقایسه شده است. بررسی‌ها نشان می‌دهد که در آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشت‌های مایل نیز بیشترین نیروی برشی ظاهری در فصل مشترک قائم بین جریان در آبراهه اصلی و سیلابدشت‌ها در محدوده عمق نسبی حدود ۰/۳ رخ می‌دهد.

کلیدواژگان: آبراهه مرکب منشوری، سیلابدشت‌های مایل، توزیع سرعت، توزیع تنش برشی مرزی، نیروی برشی ظاهری

۱- مقدمه

گردابه‌هایی با محور قائم در این ناحیه می‌شود. در نتیجه تشکیل این گردابه‌ها جرم و اندازه حرکت بین آبراهه اصلی و سیلابدشت‌ها مبادله می‌شود (Sellin, 1964; Shiono and Knight, 1991; Tominaga and Nezu, 1991; Bousmar, 2002; Rezaei, 2006). Sellin (1964) نخستین محققى بود که به‌صورت آزمایشگاهی، جریان در آبراهه‌های مرکب را بررسی و شکل‌گیری گردابه‌های سطحی در فصل مشترک بین آبراهه اصلی و سیلابدشت‌ها را مشاهده کرد. در نیمهٔ دههٔ ۸۰ میلادی به‌منظور بررسی و ارزیابی جریان در آبراهه‌های مرکب به‌صورت تجربی، تجهیزات آزمایشگاهی بزرگ مقیاسی با عنوان FCF (Flood Channel Facility) در مرکز تحقیقات هیدرولیک والینگفورد واقع در کشور

در چند دهه اخیر، بررسی ویژگی‌های جریان در آبراهه‌های مرکب مورد توجه محققان هیدرولیک بوده است. در زمان سیلاب و با افزایش تراز سطح آب در رودخانه‌ها و آبراهه‌های طبیعی، جریان مازاد آب وارد سیلابدشت‌ها شده و آبراهه‌ای با مقطع مرکب تشکیل می‌دهد. آبراهه مرکب اغلب از یک آبراهه اصلی در وسط و یک یا دو سیلابدشت در پیرامون آن تشکیل شده است. سرعت جریان در آبراهه اصلی بدلیل عمق بزرگتر و زبری کوچکتر بیشتر از سرعت جریان در سیلابدشت‌هاست. همین اختلاف سرعت سبب شکل‌گیری یک لایه برشی در فصل مشترک بین آبراهه اصلی و سیلابدشت‌ها و تشکیل

سیلابدشت‌ها و آبراهه اصلی در عمق‌های نسبی بین ۰/۱ تا ۰/۳ مشاهده شده است (Shiono and Knight, 1991; Rezaei, 2006).

بررسی‌ها نشان می‌دهد که توزیع تنش برشی بستر در پیرامون محیط مرطوب آبراهه‌های مرکب، همانند با آبراهه‌های ساده، به عامل‌های مختلفی از جمله شکل مقطع عرضی آبراهه مرکب، هندسه آبراهه در جهت جریان (منشوری یا غیرمنشوری بودن آبراهه مرکب)، تغییرپذیری‌های زبری بستر و دیواره‌های آبراهه و سول‌های جریان‌های ثانویه بستگی دارد (Knight and Demetriou, 1983; Knight and Hamed, 1984; Shiono and Knight, 1991; Knight et al., 1984 Bousmar, 2002; Rezaei, 2006; Sun, 2007; Knight et al., 2018). بررسی‌های انجام شده نشان دهنده آن است که تاکنون تاثیر شیب عرضی سیلابدشت‌ها بر میدان جریان در آبراهه‌های مرکب منشوری بررسی نشده است. در این پژوهش هدف اصلی بررسی و ارزیابی آزمایشگاهی میدان جریان شامل توزیع سرعت، تنش برشی مرزی و برهمکنش جریان بین زیر بخش‌ها (آبراهه اصلی و سیلابدشت‌ها) در آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشت‌های مایل (شیب عرضی ۰/۰۷۵) است. نتایج به‌دست آمده از پژوهش با داده‌های آزمایشگاهی در آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشت‌های افقی مقایسه شده است.

۲- آبراهه مرکب آزمایشگاهی

این پژوهش بر روی فلوم مستقر در آزمایشگاه تحقیقاتی هیدرولیک گروه عمران دانشگاه بوعلی سینا، انجام شده است. این آبراهه آزمایشگاهی دارای طول ۱۸ متر، عرض ۱/۲ متر و عمق ۰/۶ متر است. برای گردش آب در این آبراهه از یک پمپ با بیشینه دبی ۵۰ لیتر بر ثانیه استفاده شده است که جریان را از یک منبع زیرزمینی به مخزن بالادست آبراهه پمپاژ می‌کند. جریان در انتهای آبراهه به درون مخزن خروجی ریزش کرده و توسط یک آبراهه دوباره به مخزن زیرزمینی برمی‌گردد. شکل (۱) نمای کلی از آبراهه آزمایشگاهی مورد استفاده در این پژوهش را

انگلستان ساخته شد (Knight and Sellin 1987). Shiono and Knight و Knight and Shiono (1990) (1991) با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی به‌دست آمده در FCF، یک روش تحلیلی دوبعدی برای تعیین توزیع سرعت میانگین در عمق و تنش برشی بستر در آبراهه مرکب منشوری ارائه کرد. Tominaga and Nezu (1991) به‌روش آزمایشگاهی ساختار سه‌بعدی جریان ایجاد شده در آبراهه‌های مرکب منشوری را بررسی کرد. آنان دریافتند که با افزایش عمق نسبی جریان ثانویه آبراهه اصلی به‌خوبی قابل تشخیص نبوده درحالی که جریان ثانویه سیلابدشت شدیدتر شده و در سطح آزاد جریان مشخص‌تر است. بررسی‌های آنان نشان داد، که گرچه میزان بزرگای سرعت جریان‌های ثانویه نسبت به مولفه اصلی سرعت کوچک است، اما جریان‌های ثانویه بر روی ویژگی‌های هیدرولیکی جریان در آبراهه‌های مرکب از جمله توزیع سرعت و تنش برشی اثر گذار است (Tominaga and Nezu, 1991; Sun, 2007; Terrier, 2010).

Sum و Rezaei (2006), Tominaga and Nezu (1991) (2007) توزیع سرعت در مقطع عرضی آبراهه‌های مرکب منشوری را بررسی کردند. مشاهده‌های آنان نشان داد بیشترین سرعت جریان در تراز پایین‌تر از سطح آزاد جریان رخ می‌دهد. دلیل این پدیده، تأثیر انتقال اندازه حرکت و همچنین تأثیر جریان‌های عرضی ناشی از هندسه آبراهه یا نامنظمی‌های مقطع عرضی آبراهه و یا تأثیر زبری دیواره‌ها است. سرعت میانگین در عمق در آبراهه‌های مرکب تحت تأثیر عمق نسبی جریان و ضریب شکل آبراهه (نسبت عرض آبراهه به عمق جریان) می‌باشد (Ibrahim, 2015). با افزایش عمق نسبی جریان، سرعت در کل آبراهه افزایش می‌یابد لیکن شدت افزایش سرعت در سیلابدشت‌ها بیشتر از مقطع اصلی آبراهه مرکب است. همچنین با افزایش عمق نسبی جریان، اختلاف سرعت بین آبراهه اصلی و سیلابدشت‌ها کاهش می‌یابد و در عمق‌های نسبی بالا می‌توان تا حدودی از تأثیر لایه برشی به‌وجود آمده بین آبراهه اصلی و سیلابدشت‌ها صرف نظر کرد (Knight et al., 2018). بیشترین برهمکنش بین

سیلابدشت‌ها برای محاسبه عمق نسبی جریان، طبق رابطه (۱) استفاده شده است.

$$Dr = \frac{\bar{H}_{fp}}{H} \quad (1)$$

که در رابطه (۱)، Dr معرف عمق نسبی جریان است، منظور از $\bar{H}_{fp}$ میانگین عمق جریان در سیلابدشت‌ها و همچنین H عمق کل جریان در آبراهه اصلی است (به شکل ۲(b) توجه شود).

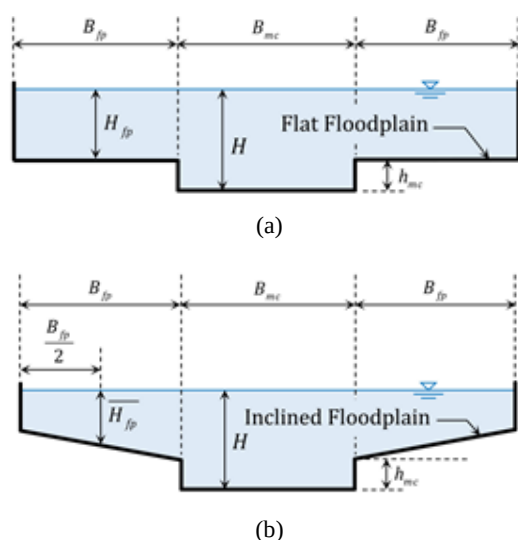


Fig. 2 Cross-section compound channel with (a) flat floodplains, (b) inclined floodplains

شکل ۲ مقطع عرضی آبراهه مرکب با (a) سیلابدشت‌های افقی (b) سیلابدشت‌های مایل

در جدول ۱ خلاصه‌ای از ویژگی‌ها هیدرولیکی جریان در این آزمایش‌ها آورده شده است.

جدول ۱ ویژگی‌های هیدرولیکی جریان در آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشت‌های مایل

Table 1 Hydraulic characteristics of flow in prismatic compound channel with inclined floodplains

Experiment	Discharge Q_t (m ³ /s)	H (m)	Dr (-)
CIF-27	0.027	0.085	0.235
CIF-30	0.030	0.089	0.270
CIF-35	0.035	0.095	0.316
CIF-40	0.040	0.102	0.363
CIF-45	0.045	0.107	0.393

۳- ابزار اندازه‌گیری

برای اندازه‌گیری نیمرخ سطح آب و عمق جریان در طول

نشان می‌دهد.

مقطع عرضی این آبراهه آزمایشگاهی به وسیله ورق‌های PVC به صورت مرکب، شامل مقطع اصلی مستطیلی شکل به عرض ۰/۴ متر و عمق ۰/۰۵ متر و دو سیلابدشت در دو طرف آن با شیب جانبی ۰/۰۷۵ (زاویه ۴/۲۹ درجه) و عرض ۰/۴ متر تبدیل شده است. میانگین شیب طولی کف آبراهه ۱/۶۳×۱۰^{-۳} است. برای اندازه‌گیری دبی ورودی از جریان‌سنج فراصوت (Ultrasonic flowmeter) نصب شده بر روی لوله انتقال آب استفاده شده است. در شکل (۲) مقطع عرضی آبراهه مرکب با سیلابدشت‌های افقی و مایل نشان داده شده است.



Fig. 1 General view of flume with inclined floodplains
شکل ۱ نمای کلی آبراهه آزمایشگاهی با سیلابدشت‌های مایل

آزمایش‌ها بر روی آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشت‌های مایل به عرض ۴۰۰ میلی‌متر انجام شده است. مقطع اندازه‌گیری در فاصله ۱۱ متری از ابتدای آبراهه انتخاب شده است. این فاصله بیشتر از کمترین طول پیشنهادی (Ranga Raju et al. (2000) برای ایجاد جریان توسعه یافته در آبراهه‌های باز می‌باشد.

در پایین‌دست آبراهه مرکب، یک دریچه قرار داده شده که از آن برای تنظیم عمق آب و ایجاد شرایط جریان یکنواخت استفاده شده است. اندازه‌گیری‌ها برای پنج دبی، ۲۷، ۳۰، ۳۵، ۴۰ و ۴۵ لیتر بر ثانیه (متناظر با عمق‌های نسبی ۰/۲۳۵، ۰/۲۷۰، ۰/۳۱۶، ۰/۳۶۳ و ۰/۳۹۳) انجام شده است. با توجه به مایل بودن سیلابدشت‌ها و همچنین اختلاف تراز موجود در بین دوطرف سیلابدشت، از عمق میانگین جریان بر روی

سرعت‌های نقطه‌ای خطوط هم‌سرعت برای چهار دبی ۳۰، ۳۵، ۴۰ و ۴۵ لیتر بر ثانیه در شکل (۴) ترسیم شده است. با توجه به شکل‌ها می‌توان دریافت که منحنی‌های هم‌سرعت در فصل مشترک بین آبراهه اصلی و سیلاب‌دشت به سمت بالا برآمده شده و سرعت در این ناحیه کاهش می‌یابد. در فاصله عرضی بین ۰/۱ تا ۰/۱۸ متری از محور آبراهه اصلی ($0.1 < y < 0.18$) منحنی‌های هم‌سرعت با سمت پائین انحنا یافته و سرعت در این ناحیه افزایش می‌یابد. در فاصله بین محور آبراهه اصلی تا ۰/۱ متری ($0 < y < 0.1$) منحنی‌های هم‌سرعت بار دیگر به سمت بالا منحرف شده و در نتیجه سرعت جریان در این منطقه کاهش می‌یابد.

۳-۲- سرعت میانگین در عمق

به منظور محاسبه سرعت میانگین در عمق، مقطع آبراهه به نوارهایی به عرض ۲۰ میلی‌متر به گونه‌ای تقسیم شده که نقطه‌های اندازه‌گیری سرعت در مرکز این نوارها قرار گیرد (برابر شکل ۳). سپس با استفاده از رابطه (۲) و با انتگرال‌گیری عددی از مولفه طولی سرعت‌های نقطه‌ای در عمق در هر یک از این نوارها، سرعت میانگین در عمق محاسبه شده است.

$$U_d = \frac{1}{h} \sum u_i \Delta h_i \quad (2)$$

در این رابطه، U_d سرعت میانگین در عمق در هر نوار، Δh_i ارتفاع هر جز سطح در پیرامون نقطه اندازه‌گیری، u_i مولفه

آبراهه از عمق سنج نقطه‌ای با دقت ۰/۱ میلی‌متر استفاده شده است. این عمق‌سنج بر روی پایه‌ای متحرک که قابلیت حرکت در امتداد آبراهه آزمایشگاهی را دارد، نصب شده است. برای اندازه‌گیری دبی جریان ورودی نیز از دستگاه جریان‌سنج فراصوت استفاده شده است. این جریان‌سنج با فرستادن و دریافت امواج صوتی توسط دو دستگاه مبدل که در دو طرف لوله جریان ورودی به مخزن بالادست نصب شده‌اند و با اندازه‌گیری اختلاف زمان دریافت امواج صوتی توسط آن‌ها، دبی لحظه‌ای جریان در لوله را اندازه‌گیری می‌کند. برای اندازه‌گیری سرعت جریان در هر نقطه از حسگر جانب‌نگر دستگاه سرعت‌سنج صوتی داپلر (ADV) با بسامد (فرکانس) ۲۰۰ هرتز استفاده شده است. اندازه‌گیری سرعت در فاصله‌های عرضی ۲۰ میلی‌متری و فاصله‌های ارتفاعی ۱۰ میلی‌متری انجام شده است. شکل (۳) شبکه‌بندی انجام شده برای اندازه‌گیری سرعت نقطه‌ای را نشان می‌دهد. اندازه‌گیری تنش برشی در اطراف پیرامون محیط مرطوب با استفاده از لوله پرستون (Preston tube) با قطر بیرونی ۴ میلی‌متر در فواصل عرضی ۲۰ میلی‌متری بر روی کف مقطع اصلی و سیلاب‌دشت‌ها و فاصله‌های ۱۰ میلی‌متری بر روی دیواره‌ها انجام شده است.

۳- بحث و نتایج

۳-۱- توزیع سرعت

با استفاده از داده‌های بدست آمده از اندازه‌گیری

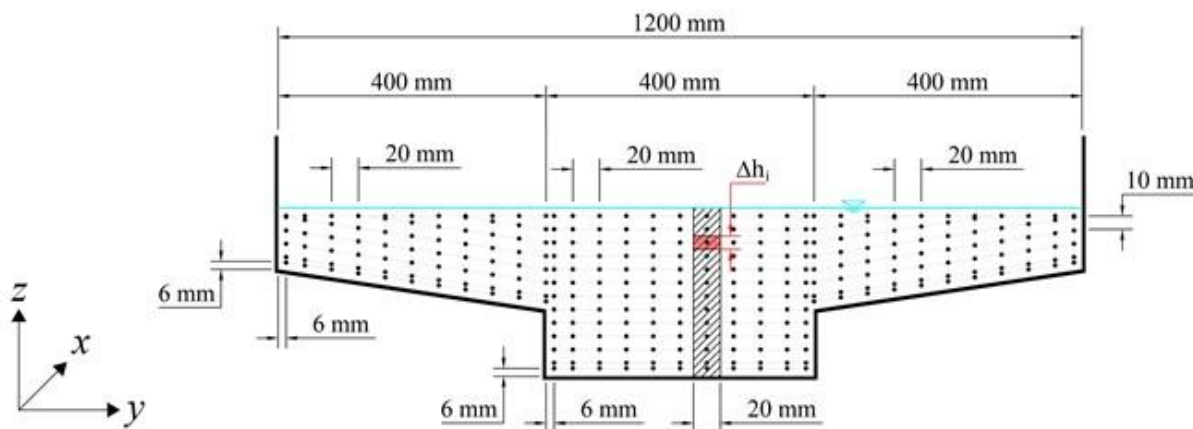


Fig. 3 Gridding of the flume cross-section for measuring velocity using ADV
 شکل ۳ شبکه‌بندی مقطع عرضی آبراهه برای اندازه‌گیری سرعت به وسیله ADV

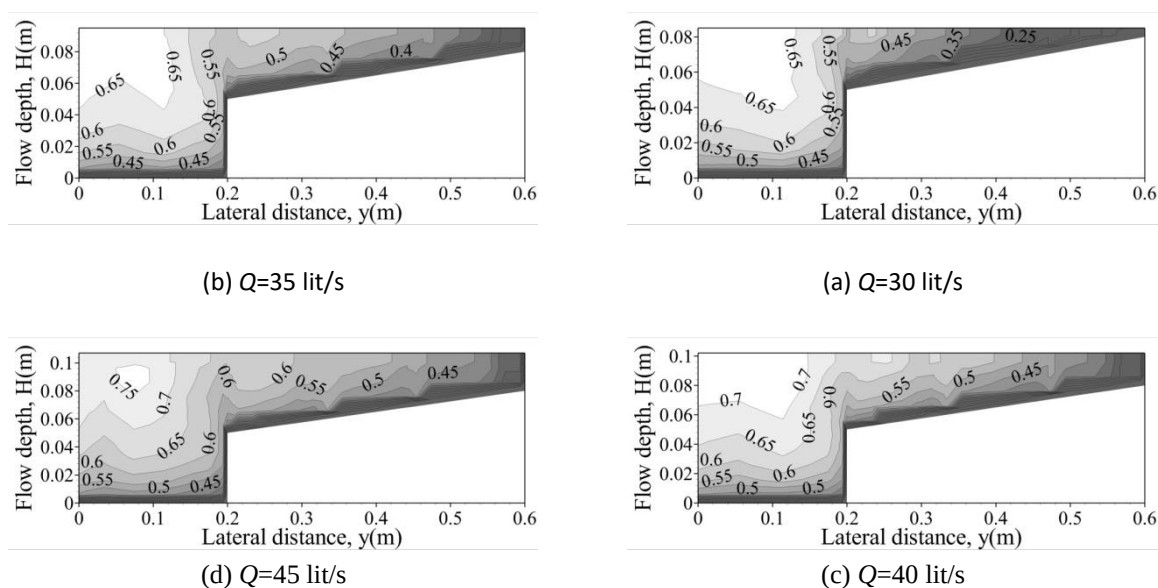


Fig. 4 Isovel diagrams for four discharges of 30, 35, 40, and 45 lit/s

شکل ۴ نمودار منحنی‌های هم‌سرعت برای چهار دبی ۳۰، ۳۵، ۴۰ و ۴۵ لیتر بر ثانیه

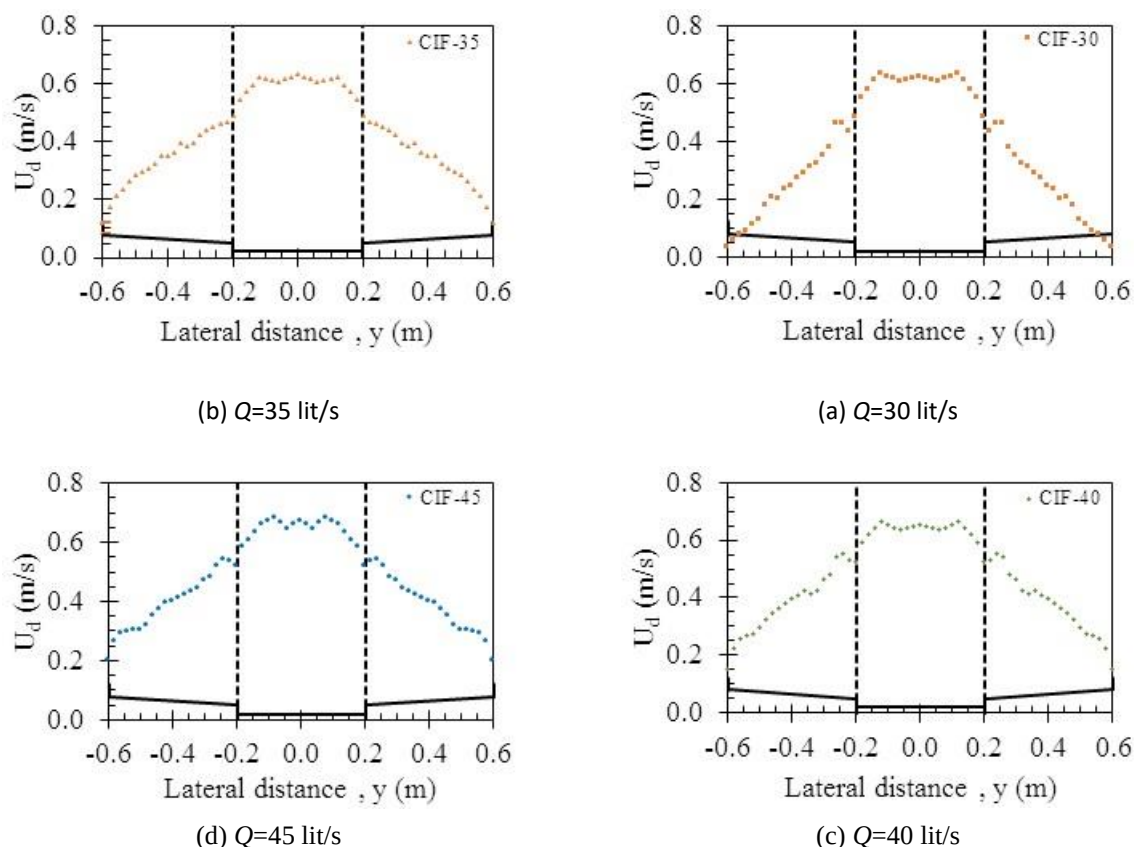


Fig 4 Depth-averaged velocity distribution (U_d) for four different discharges of 30, 35, 40, and 45 lit/s

شکل ۵ توزیع عرضی سرعت میانگین گیری شده در عمق برای چهار دبی مختلف ۳۰، ۳۵، ۴۰ و ۴۵ لیتر بر ثانیه

عمق برای چهار عمق نسبی ۰/۲۷۰، ۰/۳۱۶، ۰/۳۶۳ و ۰/۳۹۳ در شکل (۵) نشان داده شده است. از شکل‌های (۵) می‌توان دریافت که توزیع عرضی سرعت

طولی سرعت نقطه‌ای و h عمق جریان هر جز سطح نواری است. نمودارهای توزیع عرضی سرعت میانگین گیری شده در

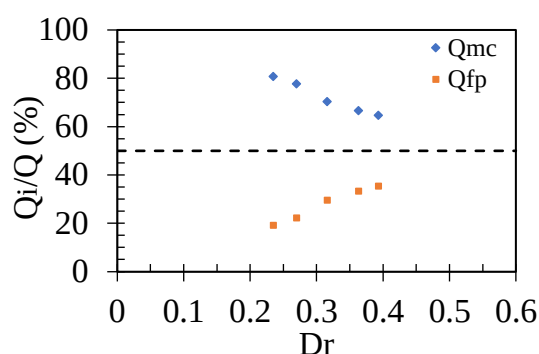


Fig. 6 Percentage of discharge in the main channel and on the floodplains in ompound channel with inclined floodplains

شکل ۶ درصد دبی عبوری از آبراهه اصلی و سیلابدشت‌ها در آبراهه مرکب با سیلابدشت‌های مایل

به‌منظور بررسی تاثیر شیب جانبی سیلابدشت‌ها بر توزیع سرعت میانگین‌گیری شده در عمق، نمودار بدون بعد توزیع سرعت میانگین در عمق (U_d/U_m) که در این رابطه U_m سرعت میانگین جریان آب در کل آبراهه است) برای دبی‌های ۳۰ و ۴۵ لیتر بر ثانیه ترسیم و با نمودارهای مشابه در آبراهه مرکب با هندسه همانند ولی سیلابدشت‌های مسطح (داده‌های (Rezaei, 2006) مقایسه شده است (شکل ۷).

با توجه به شکل ۷ می‌توان دریافت که شکل بدون بعد سرعت میانگین در عمق در آبراهه اصلی، آبراهه مرکب با سیلابدشت‌های شیب‌دار و مسطح کم و بیش باهم برابر هستند. در حالی که در سیلابدشت‌ها شکل بدون بعد سرعت میانگین در عمق آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشت‌های افقی حالت یکنواخت داشته و همواره بزرگتر از آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشت‌های شیب‌دار است. این اختلاف می‌تواند ناشی از تاثیر شیب عرضی سیلابدشت‌های آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشت‌های مایل و کاهش عمق جریان و افزایش ضریب مانینگ در این ناحیه باشد. با افزایش عمق نسبی توزیع سرعت در آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشت‌های شیب‌دار افزایش یافته و به داده‌های (Rezaei (2006) نزدیک می‌شود.

در آبراهه اصلی در مقایسه با سیلابدشت‌ها حالت یکنواخت‌تری دارد. همچنین تغییرپذیری‌های سرعت میانگین در عمق در فصل مشترک بین آبراهه اصلی و سیلابدشت‌ها و نیز در آبراهه اصلی درهمخوانی با نمودار منحنی‌های هم سرعت (شکل ۴) است. کاهش شدید سرعت در سیلابدشت‌ها می‌تواند ناشی شیب جانبی سیلابدشت‌ها و کاهش عمق جریان در این ناحیه‌ها باشد. با انتگرال‌گیری عددی از سرعت میانگین در عمق، برابر با رابطه (۳)، دبی عبوری از هر زیربخش محاسبه شده است. با تقسیم دبی عبوری از هر زیربخش بر دبی کل (رابطه (۴))، درصد دبی عبوری از آبراهه اصلی و سیلابدشت‌ها محاسبه شده است.

$$Q_s = \sum_{i=1}^n u_{di} \Delta A_i \quad (3)$$

$$\%Q_s = \frac{Q_s}{Q} \times 100 \quad (4)$$

در این رابطه‌ها، Q_s دبی عبوری از هر زیربخش، U_{di} سرعت میانگین در عمق در هر عنصر (المان) نواری، ΔA_i مساحت جز سطح نواری، Q دبی کل جریان است. دبی جریان حمل شده توسط آبراهه اصلی و سیلابدشت‌ها جدول ۲ آورده شده است.

جدول ۲ دبی حمل شده توسط آبراهه اصلی و سیلابدشت‌ها در آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشت‌های مایل

Table 2 Discharge carried by the main channel and floodplains in prismatic compound channel with inclined floodplains

Experiment	D_r (-)	Q_{mc} (m^3/s)	Q_{fp} (m^3/s)
CIF-27	0.235	0.022	0.005
CIF-30	0.270	0.023	0.007
CIF-35	0.316	0.025	0.010
CIF-40	0.363	0.027	0.013
CIF-45	0.393	0.029	0.016

همچنین نمودار تغییرپذیری‌های درصد دبی عبوری از آبراهه اصلی و سیلابدشت‌ها بر حسب عمق نسبی در شکل ۶ نشان داده شده است. از شکل ۶ می‌توان دریافت که با افزایش عمق نسبی درصد دبی عبوری از آبراهه اصلی کاهش و در سیلابدشت‌ها افزایش می‌یابد.

(τ_b/τ_m) برای دبی‌های ۳۰ و ۴۵ لیتر بر ثانیه محاسبه و با داده‌های آزمایشگاهها در آبراهه مرکب منشوری به سیلابدشت‌های مسطح و به عرض ۴۰۰ میلی‌متر مقایسه شده است (شکل ۹). که در آن تنش برشی میانگین بوده و از رابطه (۵) محاسبه می‌شود.

$$\tau_m = \gamma R_h S_0 \quad (5)$$

در رابطه (۵)، γ وزن مخصوص آب، R_h شعاع هیدرولیکی و S_0 شیب طولی بستر آبراهه است.

همان‌طور که در شکل ۹ می‌توان دید، تنش‌های برشی بدون بعد در آبراهه اصلی به میزان جزئی بزرگتر از داده‌های (Rezaei, 2006) بوده ولی در سیلابدشت‌ها، این تنش‌ها کوچکتر هستند.

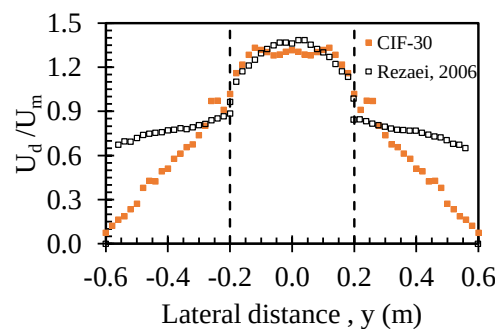
کاهش شدید تنش برشی در عرض سیلابدشت‌ها و در عمق نسبی کم می‌تواند ناشی از کاهش سرعت بدلیل شیب جانبی سیلابدشت و کاهش عمق جریان در این ناحیه باشد. با انتگرال گیری عددی از تنش برشی مرزی بر روی محیط تر شده (رابطه ۶)، نیروی برشی در واحد طول اعمال شده به دیواره و بستر آبراهه اصلی و سیلابدشت‌ها محاسبه شده است. بدین منظور برابر شکل ۱۰، دیواره‌های سیلابدشت سمت چپ و راست به ترتیب با شماره ۱ و ۷، بستر سیلابدشت‌های سمت چپ و راست با شماره ۲ و ۶، دیواره‌های آبراهه اصلی با شماره‌های ۳ و ۵ و بستر آبراهه اصلی با شماره ۴ نامگذاری شده است.

$$SF_s = \sum_{i=1}^n \tau_{bi} \Delta y_i \quad (6)$$

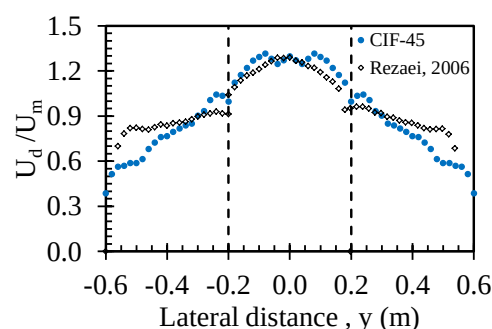
با توجه به تقارن در شکل و هیدرولیک جریان، میزان‌های نیروی برشی در واحد طول اعمال شده به چهار جز پیرامون محیط مرطوب آبراهه مرکب (SF_1, SF_2, SF_3 و SF_4) و برای دبی‌های مختلف محاسبه شده است. با تقسیم میزان‌های نیروی برشی هر یک از عنصرهای پیرامون محیط مرطوب بر نیروی مالشی کل (رابطه ۷) درصد نیروی برشی آن جز محاسبه شده است.

$$\%SF_s = \frac{SF_s}{\gamma AS_0} \quad (7)$$

در این رابطه SF_s نیروی برشی در واحد طول وارد بر جز



(a) Q=30 lit/s



(b) Q=45 lit/s

Fig. 7 Comparison between non-dimensional form of depth-averaged velocity in prismatic compound channel with inclined and flat floodplains

شکل ۷ مقایسه شکل بدون بعد سرعت میانگین در عمق در آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشت‌های مایل و افقی

۳-۳- تنش برشی مرزی

تنش برشی مرزی در مهندسی رودخانه و در بررسی و ارزیابی مربوط به حفاظت بستر رودخانه‌ها و نیز انتقال رسوب کاربرد دارد. در این پژوهش توزیع عرضی تنش برشی مرزی در پیرامون مرطوب با اندازه‌گیری اختلاف فشار پویایی و ایستائی به‌وسیله لوله پرستون و با استفاده از رابطه‌های (Patel 1965) محاسبه شده است.

شکل ۸ توزیع عرضی تنش برشی مرزی در پیرامون محیط تر شده برای چهار دبی ۳۰، ۳۵، ۴۰ و ۴۵ لیتر بر ثانیه نشان داده شده است. همان‌طور که دیده می‌شود توزیع عرضی تنش برشی بستر از الگوی همانند سرعت میانگین‌گیری شده در عمق پیروی می‌کند. در اینجا نیز تغییرپذیری و کاهش تنش برشی بستر در سیلابدشت‌ها بسیار سریع رخ می‌دهد.

به منظور بررسی اثر شیب جانبی سیلابدشت‌ها بر توزیع تنش برشی بستر، میزان‌های تنش برشی بدون بعد

جریان است.

ام از پیرامون محیط مرطوب، و A سطح مقطع کل

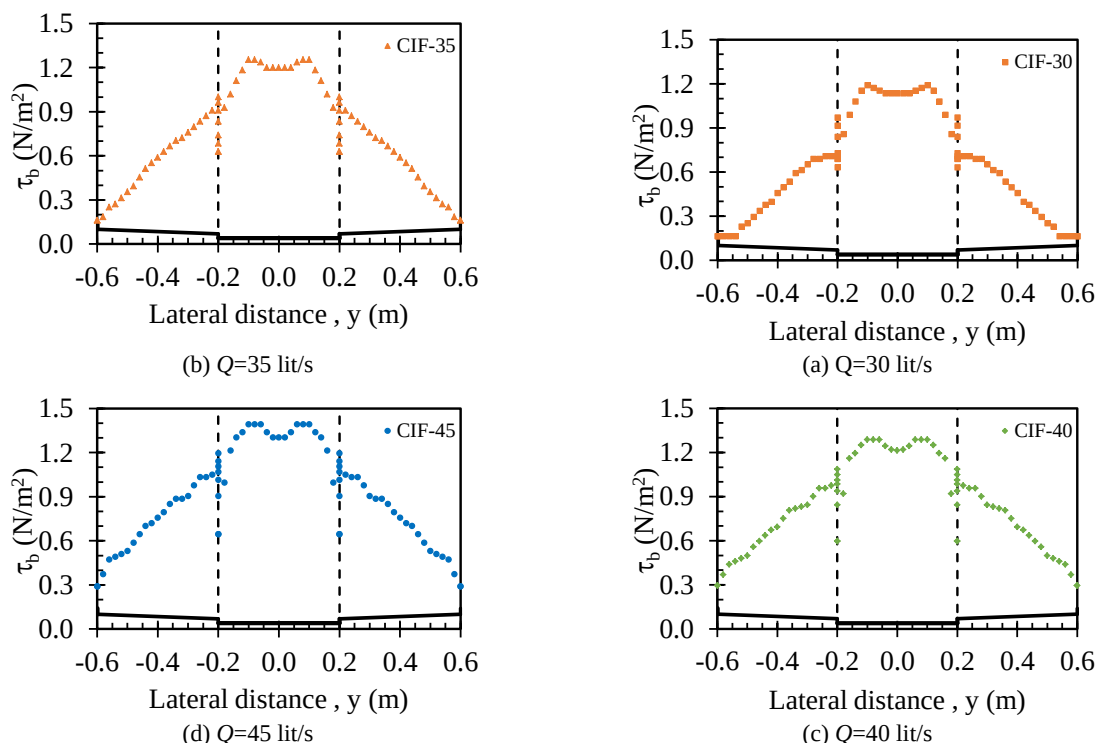


Fig. 8 Shear stress distribution in compound channels with prismatic and inclined floodplains for different discharges of 30 lit/s, 45 lit/s, 40 lit/s, and 45 lit/s

شکل ۸ توزیع عرضی تنش برشی بستر در آبراهه مرکب با سیلابدشتهای منشوری مایل برای دبیهای مختلف، ۳۰، ۳۵، ۴۰ و ۴۵ لیتر بر ثانیه

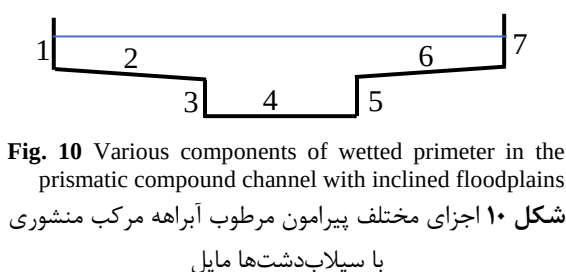


Fig. 10 Various components of wetted perimeter in the prismatic compound channel with inclined floodplains
شکل ۱۰ اجزای مختلف پیرامون مرطوب آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشتهای مایل

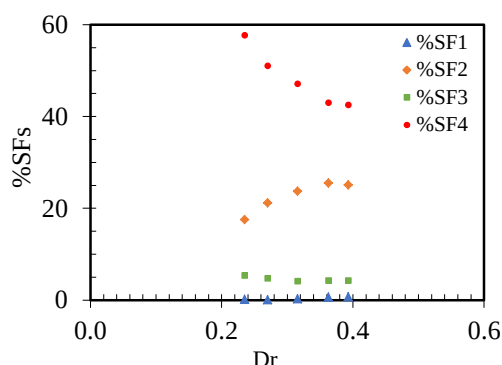


Fig. 11 Percentage of shear forces on each boundary element versus relative depth for a prismatic compound channel with inclined floodplain

شکل ۱۱ درصد نیروی برشی اعمال شده بر هر یک از اجزای محیط مرطوب در برابر عمق نسبی در آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشتهای مایل

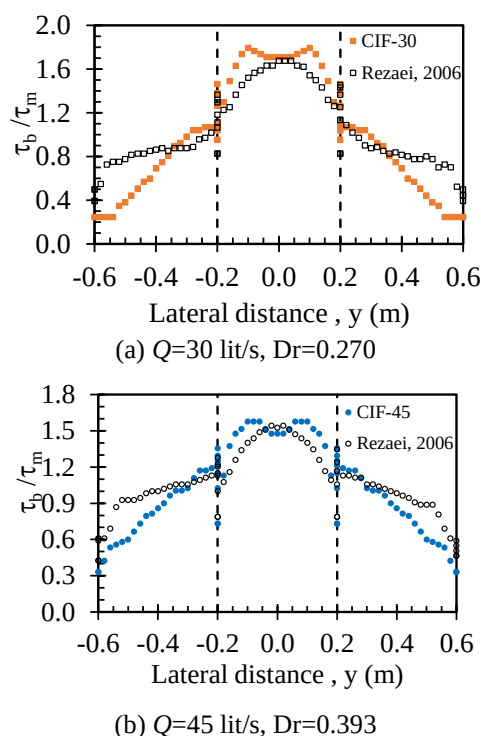


Fig. 9 A comparison between normalized bed shear stress in compound channels with inclined and flat floodplains

شکل ۹ مقایسه تنش برشی بدون بعد در آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشتهای مایل و مسطح (افقی)

ASF_v نیروی برشی ظاهری در واحد طول و در فصل مشترک بین آبراهه اصلی و سیلابدشت‌ها، U معرف سرعت میانگین جریان و زیر نویس mc معرف آبراهه اصلی است.

با توجه به یکنواختی جریان و برابری سرعت و عمق جریان در دو مقطع ۱ و ۲، میزان‌های نیروی فشار هیدرواستاتیک وارد بر این دو مقطع و نیز اندازه حرکت سیال ورودی به حجم کنترل و خروجی از حجم کنترل با هم برابر خواهند بود، در نتیجه رابطه اندازه حرکت (۸) را می‌توان به‌صورت زیر خلاصه و دوباره نویسی کرد.

$$2ASF_v = W_{mc} S_0 - F_{fmc} \quad (9)$$

میزان نیروی اصطکاک وارد بر جدار آبراهه از رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود.

$$F_{fmc} = SF_3 + SF_4 + SF_5 \quad (10)$$

در این رابطه SF_3 و SF_5 نیروی برشی در واحد طول وارد شده به دیواره آبراهه اصلی و SF_4 نیروی برشی وارد بر کف آبراهه اصلی است. جمله‌ها مختلف رابطه (۹) برای دبی‌های مختلف محاسبه و در جدول ۳ آورده شده است.

جدول ۳ جمله‌ها مختلف رابطه اندازه حرکت برای حجم

کنترل در آبراهه اصلی یک آبراهه مرکب منشوری با

سیلابدشت‌های مایل

Table 3 Different terms of momentum equations for a control volume in the main channels

Experiment	$W_{mc}S_0$ (N/m)	F_{fmc} (N/m)	ASF_v (N/m)
CIF-27	0.7672	0.5245	0.0095
CIF-30	0.8439	0.5114	0.0288
CIF-35	0.9590	0.5316	0.0379
CIF-40	1.0933	0.5638	0.0442
CIF-45	1.1892	0.6075	0.0383

با توجه به جدول ۳ می‌توان گفت که با افزایش دبی و در نتیجه عمق نسبی، نیروی برشی در فصل مشترک افزایش یافته و در دبی ۴۰ لیتر بر ثانیه (عمق نسبی ۰/۳۶۳) به بیشینه (0.0442 N/m) می‌رسد. با افزایش بیشتر عمق نسبی، نیروی برشی ظاهری کاهش می‌یابد. تغییرپذیری‌های همانندی توسط (Rezaei 2006) در آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشت‌های مسطح مشاهده

در شکل ۱۱ نمودار تغییرپذیری‌های درصد نیروی برشی وارد بر دیواره‌ها و بستر آبراهه اصلی و سیلابدشت‌ها بر حسب عمق نسبی ترسیم شده است. با توجه به شکل ۱۱ می‌توان گفت که با افزایش عمق نسبی درصد تنش برشی وارد شده بر بستر و دیواره آبراهه اصلی (SF_4 و SF_3) کاهش یافته در حالی که درصد تنش برشی وارد بر بستر و دیواره سیلابدشت (SF_1 و SF_2) روند افزایشی نشان می‌دهد.

۳-۳- نیروی برشی ظاهری در فصل مشترک بین آبراهه اصلی و سیلابدشت

به منظور بررسی برهمکنش بین آبراهه اصلی و سیلابدشت‌ها برابر شکل ۱۲، نیروی برشی ظاهری در فصل مشترک بین آبراهه اصلی و سیلابدشت‌ها بررسی شده است. بدین منظور با استفاده از رابطه اندازه حرکت برای حجم کنترل به طول ۱ متر در آبراهه اصلی می‌توان نوشت:

$$F_{p1mc} - F_{p2mc} + W_{mc} S_0 - F_{fmc} - 2ASF_v = \rho Q_{mc} (U_{2mc} - U_{1mc}) \quad (8)$$

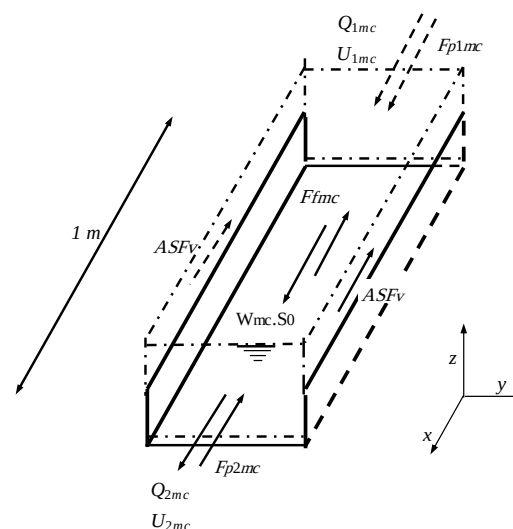


Fig. 12 Perspective view of control volume in the main channel

شکل ۱۲ نمای سه بعدی حجم کنترل در آبراهه اصلی

در این رابطه: F_p معرف نیروی فشار هیدرواستاتیک، W معرف نیروی وزن سیال موجود در حجم کنترل، F_f بیان کننده نیروی اصطکاک وارد بر جدار آبراهه در واحد طول،

شده است.

با تقسیم نیروی برشی ظاهری در فصل مشترک بین آبراهه اصلی و سیلابدشتها بر نیروی برشی کل مقطع، درصد نیروی برشی ظاهری محاسبه و در شکل ۱۳ نشان داده شده است.

$$\%ASF_v = \frac{ASF_v}{\gamma AS_0} \times 100 \quad (11)$$

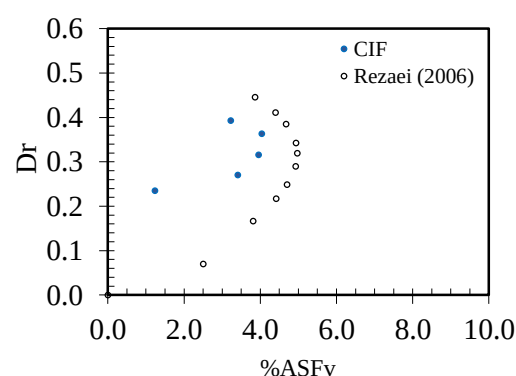


Fig. 13 A comparison between percentage of apparent shear forces in prismatic compound channel with inclined floodplains and Rezaei's data

شکل ۱۳ مقایسه درصد نیروی برشی ظاهری در آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشت‌های مایل و داده‌های رضائی

از شکل ۱۳ می‌توان مشاهده کرد که درصد نیروی برشی ظاهری در فصل مشترک بین آبراهه اصلی و سیلابدشتها، در آبراهه مرکب با سیلابدشت‌های مایل همواره کوچکتر از این میزانها در آبراهه مرکب با سیلابدشت‌های مسطح است. همچنین در این نوع آبراهه نیز بیشینه برهمکنش بین جریان آب در آبراهه اصلی و سیلابدشتها در عمق نسبی حدود ۰/۳ رخ می‌دهد.

۴- نتیجه‌گیری

در این پژوهش میدان جریان شامل توزیع عرضی سرعت و تنش برشی بستر در آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشت‌های مایل (شیب عرضی ۰/۰۷۵) به صورت آزمایشگاهی بررسی و ارزیابی شده است. نتایج بدست آمده از اندازه‌گیری سرعت و تنش برشی بستر برای بررسی الگوی منحنی‌های هم سرعت، سرعت میانگین در عمق، دبی انتقال یافته توسط آبراهه اصلی و

سیلابدشتها و نیز برهمکنش بین جریان در آبراهه اصلی و سیلابدشتها استفاده شده است. به منظور بررسی تاثیر شیب عرضی سیلابدشتها بر توزیع سرعت و تنش برشی نتایج بدست آمده از این اندازه‌گیریها با داده‌های آزمایشگاهی در آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشت‌های مسطح (Rezaei, 2006) مقایسه شده است. مهم‌ترین نتایج به‌دست آمده از این پژوهش به شرح زیر است:

۱- بررسی منحنی‌های هم‌سرعت در آبراهه‌های مرکب منشوری نشان دهنده وجود برآمدگی و انحنا به سمت بالا در فصل مشترک بین آبراهه اصلی و سیلابدشتها بوده که در نتیجه آن سرعت در این ناحیه کاهش یافته است.

۲- بررسی سرعت میانگین در عمق نشان دهنده وجود دو قله موضعی و افزایش سرعت در نزدیک دیواره‌های آبراهه اصلی است. این موضوع در همخوانی با تغییر انحنا منحنی‌های هم‌سرعت در این ناحیه‌ها است.

۳- در آبراهه مرکب با سیلابدشت‌های مایل بدلیل تغییر عمق جریان در سیلابدشتها توزیع سرعت میانگین در عمق در این ناحیه‌ها حالت یکنواخت نداشته و دارای روند سریع کاهشی است.

۴- مقایسه شکل بدون بعد توزیع عرضی سرعت میانگین در عمق در آبراهه‌های مرکب منشوری با سیلابدشت‌های مایل و سیلابدشت‌های مسطح (داده‌های Rezaei, 2006) نشان می‌دهد که این سرعتها در آبراهه اصلی کم و بیش با هم برابر هستند در حالی که در سیلابدشتها شکل بدون بعد سرعت میانگین در عمق آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشت‌های مسطح حالت یکنواخت داشته و همواره بزرگتر از آبراهه مرکب منشوری با سیلابدشت‌های شیب‌دار است.

۵- توزیع عرضی تنش برشی بستر از الگوی همانند سرعت میانگین در عمق پیروی می‌کند. در اینجا نیز تغییرپذیری و کاهش تنش برشی بستر در سیلابدشتها بسیار سریع است.

۶- بررسی تغییرپذیری درصد نیروی برشی ظاهری در

SF_s	نیروی برشی در واحد طول جزء s ام (N)
W	نیروی وزن سیال موجود در حجم کنترل (N)
y	راستای عرضی جریان (m)
	نشانه‌های یونانی:
Δ	جزء بسیار کوچک
ρ	جرم ویژه سیال (kg/m^3)
γ	وزن مخصوص سیال (N/m^3)
τ_b	تنش برشی مرزی (N/m^2)
τ_m	تنش برشی میانگین بستر (N/m^2)

زیرنویس‌ها:

fp	سیلاب‌دشت
mc	آبراهه اصلی

۶- منبع‌ها

Bousmar, D. (2002). Flow modeling in compound channels: Momentum transfer between main channel and prismatic or non-prismatic floodplains, PhD Thesis, University Catholique de Louvain, Belgium.

Ibrahim, Z.B. (2015). Flow Behaviour due to Floodplain Roughness along Riparian Zone in Compound Channels. PhD Thesis. University of Tecnology. Malaysia.

Knight, D.W., Demetriou, J.D. & Hamed, M.E., (1984). Stage-Discharge Relationships for Compound Channels. Proceedings Int. Conf. on Hydraulic Design in Water Resources Engineering: Channels and Channel Control Structures, Southampton, April, 4.21-4.25, Springer-Verlag, Heidelberg.

Knight, D.W. & Demetriou, D. (1983). Flood plain and main channel flow interaction. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. 109(8): 1073-1092.

Knight, D.W. & Hamed, M. (1984). Boundary shear in symmetrical compound channels. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE, 110(10), 1412-1430.

Knight, D.W. & Sellin, R.H.J. (1987). The SERC flood channel facility. Journal of the Institution of Water and Environmental Management. IWEM. 1(2), 198-204.

فصل مشترک بین آبراهه اصلی و سیلاب‌دشت‌ها نیز نشان می‌دهد که با افزایش عمق نسبی برهمکنش جریان بین آبراهه اصلی و سیلاب‌دشت‌ها افزایش یافته و در محدوده عمق نسبی $0/3$ به بیشینه خود می‌رسید. این موضوع در همخوانی با داده‌های (Rezaei (2006) است.

۷- درصد نیروی برشی ظاهری در فصل مشترک بین آبراهه اصلی و سیلاب‌دشت در آبراهه مرکب منشوری با سیلاب‌دشت‌های مایل همواره کوچکتر از آبراهه مرکب با سیلاب‌دشت‌های مسطح است.

۵- فهرست نشانه‌ها

A	سطح مقطع کل جریان (m^2)
A_i	مساحت جزء i ام (m^2)
ASF_v	نیروی برشی ظاهری در فصل مشترک بین آبراهه اصلی و سیلاب‌دشت (N)
B_{fp}	عرض سیلاب‌دشت (m)
B_{mc}	عرض مقطع اصلی آبراهه (m)
D_r	عمق نسبی جریان (-)
H	عمق جریان (m)
$\bar{H}_{fp}$	میانگین عمق جریان در سیلاب‌دشت (m)
h	عمق جریان هر جز سطح نواری (m)
h_i	ارتفاع جزء i ام سطح (m)
h_{mc}	عمق آبراهه اصلی (m)
F_p	برآیند نیروی فشار هیدرواستاتیک (N)
F_f	نیروی اصطکاک وارده بر جدار آبراهه (N)
Q	دبی کل (m^3/s)
Q_s	دبی جریان زیر بخش s ام (m^3/s)
u	مولفه طولی سرعت (m/s)
U_d	سرعت میانگین گیری شده در عمق (m/s)
U_m	سرعت میانگین جریان (m/s)
R_h	شعاع هیدرولیکی (m)
S_0	شیب طولی آبراهه (-)

Knight, D.W. & Shiono, K. (1990). Turbulence measurements in a shear layer region of a compound channel. *Journal of Hydraulic Research*, 28, 175–196.

Knight, D.W., Hazlewood, C., Lamb, R., Samuels, P.G. & Shiono, K. (2018). *Practical Channel Hydraulics: Roughness, Conveyance and Afflux*. 2nd Edition. Taylor and Francis Group. CRC Press. Balkema. Netherlands.

Patel, V.C. (1965). Calibration of the Preston tube and limitations on its use in pressure gradients, *Journal of Fluid Mechanics*, 23(1), 185-208.

Ranga Raju, K.G., Asawa, G.L. & Mishra H.K. (2000). Flow-establishment length in rectangular channels and ducts. *Journal of Hydraulic Engineering*, 126(7), 533-539.

Rezaei B. (2006). Overbank flow in compound channels with prismatic and non-prismatic floodplains. PhD Thesis, University of Birmingham, Birmingham, UK.

Sellin, R.H.J. (1964). A laboratory investigation into the interaction between the flow in the channel of a river and that over its flood plain. *La Houille Blanche*, 7, 793-802.

Shiono, K. & Knight, D.W. (1991). Turbulent open-channel flows with variable depth across the channel. *Journal of Fluid Mechanics*, 222, 617-646.

Sun, X. (2007). Flow Characteristics in Compound Channels with and without Vegetation. PhD Thesis. Department of Civil and Building Engineering. Loughborough University. Loughborough. UK.

Terrier, B. (2010). Flow Characteristics in Straight Compound Channels with Vegetation Along the Main Channel. Department of Civil and Building Engineering. Loughborough University, Loughborough. UK.

Tominaga, A. & Nezu, I. (1991). Turbulent structure in compound open-channel flows, *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(1), 21-41.

Energy Dissipation of Triangular Piano Key Weir

Hossein Sohrabzadeh Anzani^{1*}, Masoud Ghodsian²

1- Former M.Sc. Student of Water Engineering and Hydraulic Structures, Faculty of Civil and Environmental Eng., Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

2- Professor, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

*sohrabzadeh@modares.ac.ir

Received: 14 October 2022, Accepted: 6 February 2023 J. Hydraul. Homepage: www.jhyd.iha.ir

Abstract

Introduction: Piano key weir (PKW) is a type of long crest weir, with more crest length in the same width, and the capacity of weir is higher than that of a linear weir. The piano key weirs are used in the crest of reservoir dams and in irrigation and drainage networks. So far, many studies have been done on the discharge coefficient of the piano key weir, but no research has been done on the energy dissipation of the triangular piano key weir. In this paper results of experiments on energy dissipation of triangular piano key weir are reported. The experiments were conducted using two models of piano key weirs; one with horizontal crest and the other one with inclined crest.

Methodology: Experiments were conducted in a rectangular channel (with 10 m length, 0.75 m width and 0.9 m height) in the hydraulic laboratory of Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran. Experiments were performed using two triangular piano key weirs. One with horizontal crest (i.e., Tri-Base model) and the other one with inclined crest (Tri-Base model). The slope of the weir with sloped crest was 10 degrees in the flow direction. The weir characteristics used in the laboratory are given in Table1. Discharge was measured by two flow meters. The upstream flow depth and the downstream flow depth were measured by using digital point gages with an accuracy of ± 0.1 mm. The upstream and downstream depths of flow were measured at distances of $4P$ and $10P$, respectively. The experiments were conducted for discharges in the range of $40 \text{ L/s} < Q < 150 \text{ L/s}$ and relative upstream head in the range of $0.23 < H_t/P < 0.8$. Here P and H_t are the weir height and approach total head, respectively.

Results: The present results on relative energy dissipation for triangle piano key weirs with horizontal and inclined crests have been plotted and compared with the earlier results. The variation of the relative energy dissipation of triangular piano key weirs showed a logarithmic trend. According to results, the highest relative dissipation of energy is for the Tri-Base model. In other words, at the same flow rate, the highest relative amount of energy dissipation is occurred in the weir with a horizontal crest. It was also observed that the highest relative energy loss occurred at the lowest relative heads. As the relative head increases, the relative dissipation of energy decreases in both the models. The outflow velocity in the weir with sloped crest is higher than the weir with horizontal crest, and consequently the relative energy depreciation is reduced. The dissipation of energy in the weir with sloped crest was about 24% lower than the weir with horizontal crest. The variations of relative energy dissipation versus specific discharge were also compared for the

tested weirs. The relative energy $E1/E0$ increased with the increase of the discharge per unit width. The higher relative residual energy in both the models were occurred at the higher flow rates. Also, in both the models, the increasing rate in $E1/E0$ at the low flow rates, is higher compared to the high flow rates. The reason for this is the local submergence which occurred upstream of the weir in high discharges.

Conclusion: In the triangular piano key weir, by increasing the slope of the side walls crest from zero to 10 degrees, in the flow direction, the relative dissipation of energy has decreased by about 24%. The highest dissipation of energy in the weir with horizontal crest occurred in the lower relative heads. The dissipation of energy decreased with the increase of the relative head. The highest amount of energy dissipation for the weir with horizontal crest and sloped crest was 0.74 and 0.85, respectively. New equations were obtained for estimation the relative energy loss for triangular piano key weirs with horizontal crest and sloped crest.

Keywords: Energy dissipation, discharge confident, Triangular PKW.



© 2023 Iranian Hydraulic Association, Tehran, Iran.
This is an open access article distributed under the terms and conditions of
the Creative Commons Attribution 4.0 International (CC BY 4.0 license)
(<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>)

استهلاک انرژی در سرریز کلیدپیانویی مثلثی

حسین سهراب زاده انزانی^{۱*}، مسعود قدسیان^۲

۱- دانشجوی سابق کارشناسی ارشد، مهندسی آب و سازه‌های هیدرولیکی، دانشگاه تربیت مدرس-تهران.
۲ استاد هیدرولیک، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس-تهران.

*sohrabzadeh@modares.ac.ir

دریافت: ۱۴۰۱/۰۷/۲۲، پذیرش: ۱۴۰۱/۱۲/۱۷ و ب‌گاه نشریه هیدرولیک: www.jhyd.iha.ir

چکیده: سرریز کلیدپیانویی نوع خاصی از سرریزهای غیرخطی می‌باشد که بدلیل ابعاد به‌نسبت کوچک سطح اتکا^۱ و توانایی عبور دبی بالا، برای پروژه‌های بازسازی مناسب می‌باشد. تابحال بررسی‌های فراوانی بر روی ضریب آبگذری سرریزهای کلیدپیانویی صورت پذیرفته است، اما تحقیق بر روی استهلاک انرژی سرریز کلیدپیانویی مثلثی صورت پذیرفته است. این مهم درحالی است که سرریزهای کلیدپیانویی در تاج سدهای مخزنی، شبکه‌های آبیاری و زهکشی کاربرد فراوانی دارند. در این تحقیق به بررسی میزان استهلاک انرژی در سرریز کلیدپیانویی مثلثی با تاج افقی و با تاج شیب‌دار پرداخته شده است. در نتیجه تحقیقات مشخص شد که سرریز کلیدپیانویی با تاج افقی توانایی بیشتری در استهلاک انرژی دارد؛ به‌طوری‌که میزان استهلاک انرژی در سرریز با تاج افقی به‌طور میانگین ۲۴ درصد بیش از سرریز با تاج شیب‌دار است. در پایان روابطی برای محاسبه‌ی استهلاک انرژی برای هر دو سرریز با تاج افقی و تاج شیب‌دار ارائه شده است.

کلیدواژه‌گان: استهلاک انرژی، سرریز کلیدپیانویی مثلثی، ضریب آبگذری، کارایی سرریز.

۱- مقدمه

سرریز کلیدپیانویی یک سازه کنترل‌کننده جریان است که اغلب به‌عنوان تاج سرریزها و برای تنظیم جریان استفاده می‌گردد. این سازه هیدرولیکی، نوعی سرریز غیر خطی است که برای نخستین بار توسط موسسه هیدروکوپ^۲ معرفی شد (Blanc and Lempérière, 2001). سرریز کلیدپیانویی شامل کلیدهای ورودی و خروجی همراه با سطح شیب‌دار می‌باشند. قسمت‌هایی از تاج این نوع سرریز فراتر از پایه آن امتداد می‌یابند و برآمدگی‌هایی را در جهت بالادست و یا پایین‌دست ایجاد می‌کنند (Eslinger and Crookston, 2020). سرریزهای کلیدپیانویی به دلیل عملکرد هیدرولیکی و اقتصادی مناسب در آمریکای شمالی، اروپا، آسیا و استرالیا در سدهای وزنی (مانند سد مالارس، فرانسه^۳)، سدهای خاکی

(مانند سد دریاچه هلو، آمریکا^۴) و همچنین سازه‌های رودخانه‌ای (مانند داکمی^۵ و ون فونگ بریج، ویتنام^۵) ساخته شده‌اند. بررسی و ارزیابی‌های هیدرولیکی زیادی بر روی استهلاک انرژی با جریان آزاد در سرریزهای متفاوت صورت پذیرفته است که از جمله آن می‌توان به بررسی‌های (Rand, White (1943), Moore (1943), Chanson (1953), Gill (1973), Chanson (1994), Chamani (1995) و (1995) اشاره کرد؛ اما برای سرریزهای غیرخطی، در بیشتر پژوهش‌ها به بررسی ضریب آبگذری سرریزها پرداخته شده است که می‌توان به بررسی‌های انجام شده توسط Lempérière and Oumane (2003), Erpicum et al. (2003), Ribeiro et al. (2013), Machiels et al. (2013), Erpicum et al. (2017), Crookston et al. (2014)

4 Lake Peachtree Dam, GA, USA
5 Dakmi 2 and Van Phong Barrage, Vietnam

1 Footprint
2 Hydrocoop
3 Malarce Dam, France

در پژوهش‌های پیشین تأثیر شیب دیواره‌ی جانبی سرریز کلیدپیانویی مثلثی جهت استهلاک انرژی مورد بررسی واقع نشده است. همچنین بررسی‌های اندکی بر روی استهلاک انرژی سرریز کلیدپیانویی با تاج افقی صورت پذیرفته است. از آنجا که در نتایج بررسی‌های Sohrabzadeh and Ghodsian (2022) نیز سرریز کلیدپیانویی با تاج شیب‌دار، ضریب آبگذری بالاتری نسبت به سرریز کلیدپیانویی با تاج افقی داشته است، لذا ضرورت بررسی استهلاک انرژی در این دو سرریز کلیدپیانویی بیش از پیش احساس می‌شود.

۲- مواد و روش‌ها

آزمایش‌ها برای بررسی استهلاک انرژی و ویژگی‌های جریان در پائین‌دست سرریز کلیدپیانویی مثلثی در آزمایشگاه هیدرولیک دانشگاه تربیت مدرس تهران صورت پذیرفته است. آزمایش‌ها در فلومی به ابعاد $10 \times 0.75 \times 0.9$ متر انجام شد (شکل ۱). عرض فلوم از ۲ متر، با تبدیلی به صورت همگرا به عرض ۷۵ سانتی‌متر کاهش یافته است. فلوم از یک مخزن زیرزمینی تغذیه شده و دیواره‌های آن از جنس شیشه لمینت انتخاب شده است تا بتوان رفتار جریان را مشاهده کرد. جریان در فلوم پس از عبور از روی سرریز وارد مخزن خروجی در پایین‌دست شده و سپس به چاه زیرزمینی وارد می‌شود. سرریز کلیدپیانویی مثلثی در فاصله ۴ متری ابتدای فلوم نصب و آب‌بندی شد که کمترین اغتشاش جریان مشاهده می‌شود. دو مدل سرریز کلیدپیانویی با شیب‌های مختلف استفاده شد. به‌منظور شیب‌دار کردن تاج دیواره‌های جانبی سرریز، میزان ارتفاع دیواره‌های شیروانی بالادست طوری انتخاب شد که شیب‌های ۱۰ درجه ایجاد شود. دبی مورد نظر، به کمک تابلو کنترل نصب‌شده در آزمایشگاه که با تغییر دور موتور پمپ‌ها کار می‌کنند، قابل تنظیم می‌باشد. برای سرریز کلیدپیانویی از دبی ۵۵ لیتر بر ثانیه تا ۱۵۰ لیتر بر ثانیه و با فاصله‌های ۵ لیتر بر ثانیه استفاده شد. عمق جریان در بالادست سرریز ($h_0 = P + h$) در فاصله 4P و در پائین‌دست سرریز (h_1) در فاصله 10P، با دقت 0.1 mm $\pm$ اندازه‌گیری شد. مشخص‌های سرریزهای استفاده شده و مشخص‌های آزمایش‌های انجام شده به ترتیب در

Sohrabzadeh and Crookston et al. (2019)، (2018) Ghodsian and Sohrabzadeh و Ghodsian (2022) اشاره نمود. (2023) روی سرریز کنگره‌ای دوزنقه‌ای و مقایسه با نتایج Lopez et al. (2008) و Lopez et al. (2011) با بررسی بر روی سرریز کنگره‌ای دوزنقه‌ای و الگوی جریان Magalhães and Lorena (1994) در سرریز کنگره‌ای دوزنقه‌ای را افزایش دادند. آنان یک الگوی سه‌بعدی پیچیده را در پائین‌دست سرریزهای کنگره‌ای مشاهده کرده و موج‌های ضربه‌ای^۱ و در نقطه‌هایی حباب هوا در پائین‌دست مشاهده کردند. همچنین اشاره کردند که در رژیم جریان دوبعدی، عمق‌های مشخصه^۲ و رخ‌نماهای غلظت هوا بدون توجه به موقعیت عرضی همانند می‌شوند. (Akbariyan 2009) اعلام داشته است که یکی از راه‌های استهلاک انرژی جریان، کاربرد بازدارنده یا زبری در سرریز است که در سطح جریان تلاطم ایجاد نموده و انرژی جنبشی آن را مستهلک می‌کند. (Erpicum and Machiels 2011) میزان استهلاک انرژی را در دو هندسه‌ی متفاوت از سرریز کلیدپیانویی و یک سرریز اوجی مقایسه نموده و هر یک از سرریزها را از پائین‌دست، به یک سرریز پلکانی متصل نمودند. نتایج بررسی‌های ایشان نشان داد به ازای یک دبی مخصوص یکسان (q)، تفاوت‌های معناداری در جریان بالادست سرریز پلکانی، بسته به تفاوت‌های نوع سرریز مشاهده شد. همچنین در سرریزهای کلیدپیانویی نسبت به سرریز اوجی، استهلاک انرژی با نرخ بالاتری رخ می‌دهد. (Mansouri and Ahadian 2015) احتمال انسداد در سرریزهای کلیدپیانویی با دیواره سپری و بدون آن را بررسی و اعلام نمودند، در یک دبی ثابت، انسداد باعث افزایش سطح آب در بالادست و کاهش ضریب آبگذری سرریز می‌شود. (Qanavati et al. 2016) اثرگذاری ارتفاع بازدارنده‌ها در خروجی سرریز کلیدپیانویی مستطیلی را بر میزان استهلاک انرژی بررسی کردند. آنها اعلام نمودند با افزایش ارتفاع بازدارنده‌ها میزان استهلاک انرژی افزایش می‌یابد.

1 Shockwaves
2 Characteristic depths

۳- تحلیل ابعادی

برای دستیابی به هدف‌های موردنظر فراسنجه‌های مؤثر در استهلاك انرژی مشخص شده و سپس با استفاده از روش تحلیل ابعادی فراسنجه‌های بی‌بعد مؤثر شناسایی می‌گردند. فراسنجه‌های هندسی سرریز کلیدپایویی در شکل‌های (۲) تا (۴) نشان داده شده است. فراسنجه‌های مؤثر در این تحقیق عبارت‌اند از:

$$F(W, B, T_s, L, P_i, H_t, \theta, \alpha, E_1, E_0) = 0 \quad (1)$$

در این رابطه F نماد تابع، W_i عرض کلید ورودی، W عرض کل سرریز، $B = B_i + B_0 + B_b$ طول تاج جانبی سرریز، B_i طول شیروانی پائین‌دست، B_0 طول شیروانی بالادست، T_s ضخامت دیواره سرریز، L طول کل تاج سرریز، P_i ارتفاع سرریز در پائین‌دست، H_t هد کل، E_1 انرژی جریان در پائین‌دست سرریز و E_0 انرژی جریان در بالادست سرریز می‌باشند. همچنین زاویه شیب تاج دیواره‌ی جانبی سرریز $(\theta = \tan^{-1} \frac{D}{B})$ ، D ارتفاع دیواره‌های شیروانی بالادست و α زاویه بین دیوار جانبی سرریز با راستای اصلی جریان می‌باشد. با استفاده از تحلیل ابعادی، رابطه (۱) را به صورت زیر می‌توان نوشت:

$$F\left(\frac{L}{W}, \frac{B}{W}, \frac{H_t}{P_i}, \frac{T_s}{P_i}, \theta, \alpha, \frac{\Delta E}{E_0}\right) = 0 \quad (2)$$

در این رابطه میزان‌های $\frac{L}{W}$ و $\frac{B}{W}$ ، $\frac{T_s}{P_i}$ در همه‌ی سرریزها و آزمایش‌های انجام ثابت است. همین‌طور مقدار α ثابت و برابر ۱۴ درجه می‌باشد. با حذف فراسنجه‌های ثابت یادشده رابطه (۲) به شکل رابطه زیر نوشته می‌شود. در سرریز با تاج شیبدار، ارتفاع میانه طولی سرریز که در ادامه با P' نشان داده شده، جایگزین P_i می‌شود.

$$\frac{\Delta E}{E_0} = F\left(\frac{H_t}{P_i}, \theta\right) \quad (3)$$

جدول‌های ۱ و ۲ ارائه شده است. در ادامه Tri-Base معرف سرریز با تاج افقی و Tri- B_1 معرف سرریز با تاج شیبدار است.

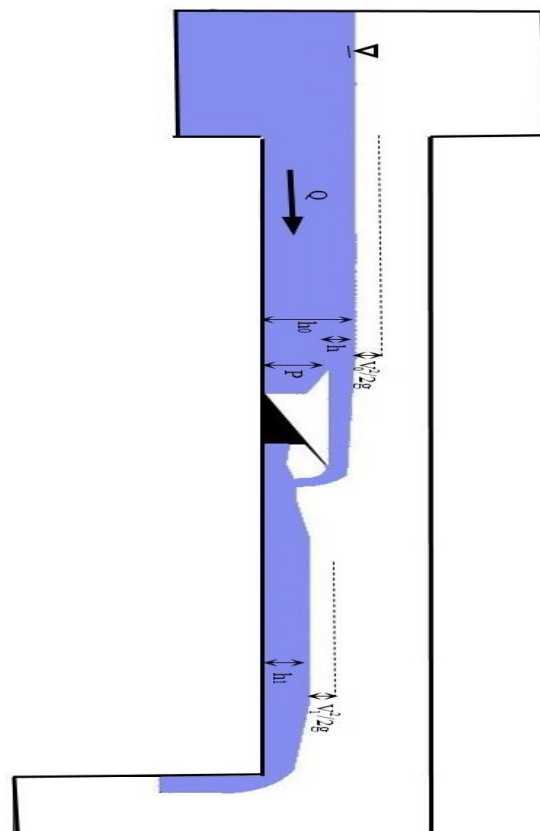


Fig. 1 Laboratory flume
شکل ۱ فلوم آزمایشگاهی

جدول ۱ مشخص‌های سرریزهای استفاده شده

Table 1 Specifications of weirs used

Model	θ (o)	P_o (cm)	P_i (cm)	B_b (cm)	$B_i=B_o$ (cm)	L (cm)
Tri-Base	0	20	20	25	12.5	301.8
Tri- B_1	10	28.86	20	25	12.5	306.42

جدول ۲ مشخص‌های کلی آزمایش‌ها به همراه محدوده‌ی آن‌ها

Table 2 Characteristics of the tests conducted

Model	Number of tests	Q (L/S)	H_t/P_i	Wi/Wo
Tri-Base	23	40-150	0.23-0.78	1/25
Tri- B_1	23	40-150	0.49-0.89	1/25

(2020):

$$E_0 = h + V_0^2/2g + P \quad (4)$$

در رابطه‌ی (۴)، ارتفاع جریان در بالادست سرریز و V_0 سرعت میانگین جریان در بالادست سرریز می‌باشد.

همچنین انرژی جریان در پایین‌دست سرریز مطابق معادله‌ی (۵) می‌باشد (Eslinger and Crookston, 2020):

$$E_1 = h_1 + V_1^2/2g \quad (5)$$

در رابطه‌ی بالا h_1 ارتفاع جریان در پایین‌دست سرریز و V_1 سرعت متوسط جریان در پایین‌دست سرریز می‌باشد. افت انرژی و افت انرژی نسبی به کمک رابطه‌های (۶) و (۷) محاسبه می‌شوند (Eslinger and Crookston, 2020):

$$\Delta E = E_0 - E_1 \quad (6)$$

$$\Delta E_r = \frac{\Delta E}{E_0} = \frac{E_0 - E_1}{E_0} = 1 - \frac{E_1}{E_0} \quad (7)$$

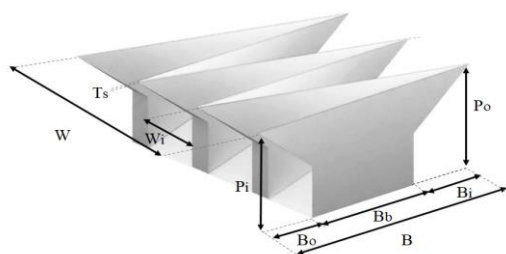
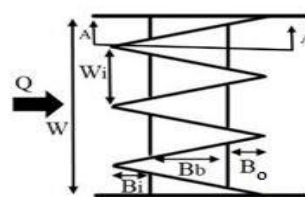


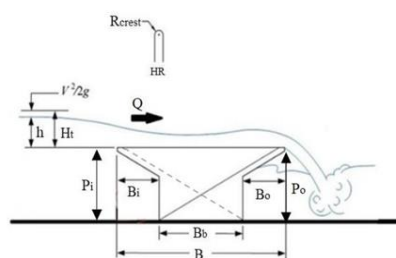
Fig. 4 Geometric parameters of PK weir with horizontal crest

شکل ۴ فراسنجه‌های هندسی سرریز کلیدپیانویی با تاج افقی

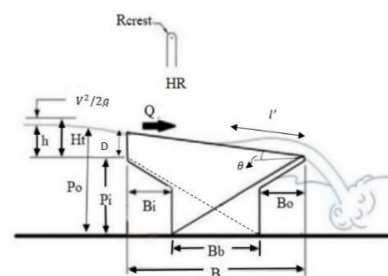
شکل ۵ تغییرپذیری‌های استهلاك انرژی را برای سرریز با تاج افقی (Tri-Base) و سرریز با تاج شیبدار (Tri-B1) و مقایسه آن‌ها با نتایج دیگر محققان را نشان می‌دهد. روند تغییرات استهلاك انرژی با افزایش عمق نسبی جریان، برای سرریزهای استفاده در این شکل مشابه است. با توجه به شکل ۵ بیشترین استهلاك نسبی انرژی برای مدل Tri-Base می‌باشد. به عبارت دیگر در یک دبی یکسان، بیشترین میزان نسبی استهلاك انرژی به مدل سرریز با تاج افقی مرتبط می‌باشد. همچنین آشکار است



(a)



(b)



(c)

Fig. 2 PKW schematic: (a) in plan, (b) section A-A for horizontal crest; (c) section A-A for sloped crest

شکل ۲ سرریز کلیدپیانویی: (a) نمای بالا، (b) مقطع A-A با تاج افقی و (c) مقطع A-A با تاج شیبدار

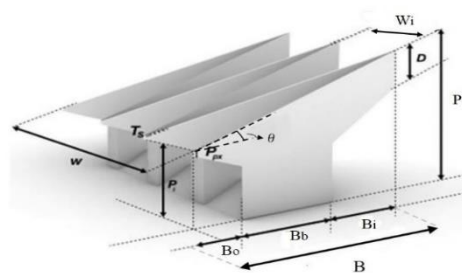


Fig. 3 Geometric parameters of PK weir with sloped crest
شکل ۳ فراسنجه‌های هندسی سرریز کلیدپیانویی با تاج شیبدار

۴- نتایج

برای محاسبه‌ی انرژی جریان در بالادست سرریز از رابطه‌ی (۴) استفاده شد Eslinger and Crookston

می‌یابد. بیشترین میزان استهلاک انرژی در سرریز کلیدپیانویی مثلثی با تاج افقی و سرریز کلیدپیانویی مثلثی با تاج شیبدار به ترتیب برابر ۰/۷۴ و ۰/۸۵ می‌باشد.

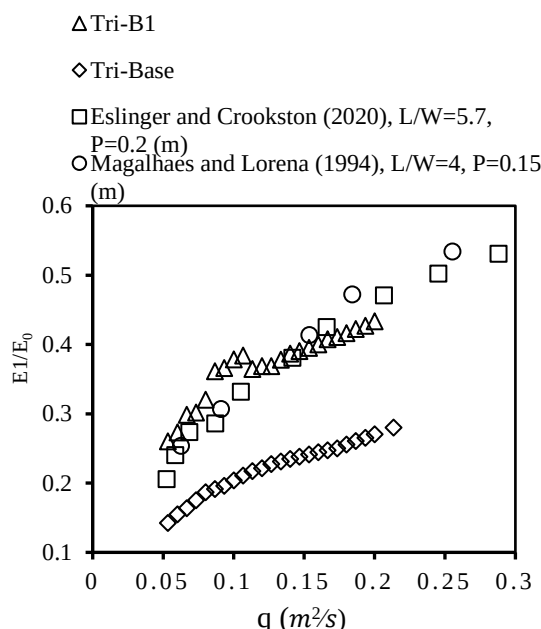


Fig. 6 Relative residual energy vs. unite discharge

شکل ۶ انرژی باقی‌مانده نسبی در برابر دبی بر واحد عرض

۶- رابطه‌ی استهلاک انرژی

به‌منظور تعیین انرژی نسبی مستهلک‌شده در سرریز کلیدپیانویی با تاج افقی و تاج شیبدار به ترتیب رابطه‌های (۸) و (۹) پیشنهاد می‌شود. این رابطه‌ها در واقع ارتباط بین انرژی نسبی مستهلک‌شده و فراسنجه‌های مشخص‌شده در قسمت تحلیل ابعادی را نشان می‌دهد. رابطه‌های پیشنهادی برای محاسبه‌ی استهلاک نسبی انرژی برای سرریز با تاج افقی (Tri-Base) و سرریز با تاج شیبدار (Tri-B1) به ترتیب دارای ضریب همبستگی (R^2) برابر ۰/۹۹۹ و ۰/۸۹۷ می‌باشند. در این رابطه‌ها P_i و P' به ترتیب ارتفاع پایین‌دست سرریز و ارتفاع میانگین سرریز می‌باشد.

(8)

$$\frac{\Delta E}{E_0} = \left[-0.496 \left(\frac{H_t}{P_i} \right)^3 + \left(\frac{H_t}{P_i} \right)^2 - 0.844 \left(\frac{H_t}{P_i} \right) + 1 \right]^{0.963}$$

که بیشترین افت نسبی انرژی در همه سرریزها در کمترین عمق‌های نسبی رخ داده است و با افزایش عمق نسبی، تاثیر شکل تاج سرریز بیشتر می‌شود.

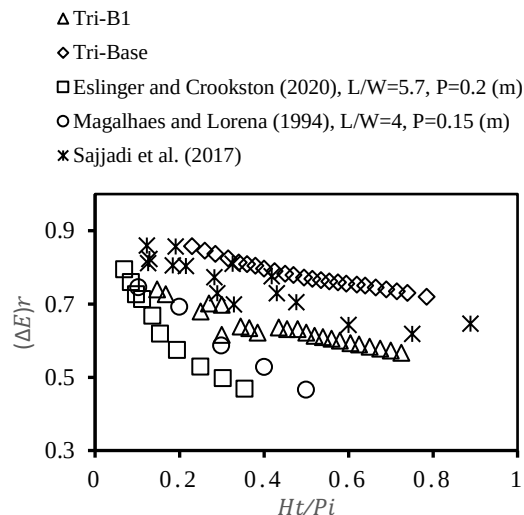


Fig. 5 Relative energy dissipation vs. H_t/P_i

شکل ۵ استهلاک انرژی نسبی در برابر H_t/P_i

با افزایش عمق نسبی از میزان استهلاک نسبی انرژی در هر دو سرریز کاسته می‌شود. علت این است که با افزایش دبی و سرعت جریان، از میزان اصطکاک بین جریان و سرریز کاسته شده و در نتیجه استهلاک جریان کاهش می‌یابد. از آنجاکه به واسطه‌ی شیب دیواره‌های سرریز، سرعت جریان در مدل Tri-B1 نسبت به مدل Tri-Base بیشتر می‌باشد بنابراین منطقه جدایی در مدل Tri-B1 کاهش‌یافته و در پی آن استهلاک نسبی انرژی در مدل Tri-B1 کمتر از مدل Tri-Base می‌باشد. این میزان کاهش حدود ۲۴ درصد است.

شکل ۶ تغییرات انرژی باقی‌مانده بر حسب دبی بر واحد عرض سرریز را نشان می‌دهد. با توجه به شکل ۶، با افزایش دبی بر واحد عرض، نسبت E_1/E_0 افزایش می‌یابد. به عبارت دیگر انرژی باقی‌مانده نسبی بیشتری در هر دو مدل سرریز در دبی‌های بالا رخ می‌دهد. همچنین در هر دو مدل سرریز در دبی‌های پائین، شیب افزایشی نسبت E_1/E_0 بیش از دبی‌های بالا است. علت این امر استغراق موضعی در بالادست سرریز در دبی‌های بالا می‌باشد؛ به‌طوری‌که در هدهای بالا هوادهی روی سرریز کاهش

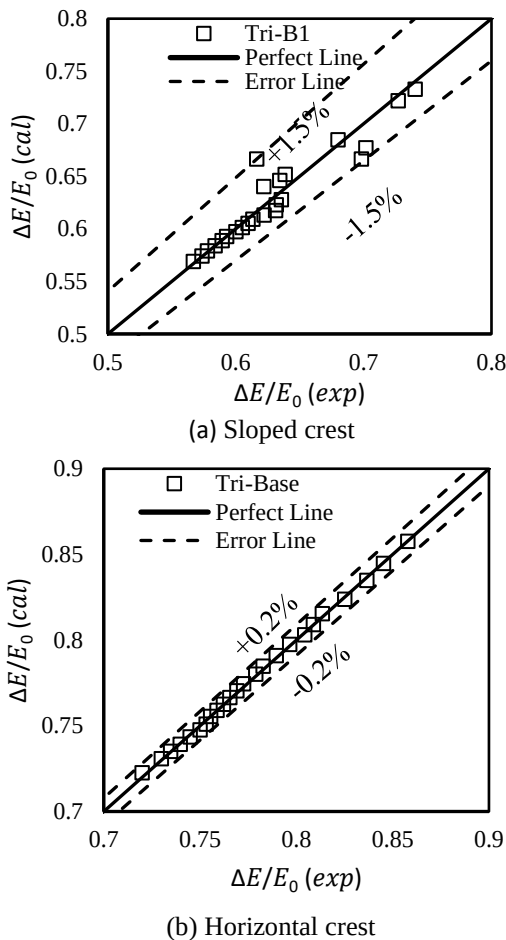


Fig. 7 Comparison of measured and calculated relative energy dissipation for PK weir with: (a) sloped crest and (b) horizontal crest

شکل ۷ مقایسه میزان‌های اندازه‌گیری شده و محاسبه‌شده‌ی استهلاك انرژی در سرریز کلیدپیانویی با: (a) تاج شیب دار و (b) تاج افقی

$$\frac{\Delta E}{E_0} = -0.55 \left(\frac{H_t}{P'} \right)^3 + \left(\frac{H_t}{P'} \right)^2 - 0.796 \left(\frac{H_t}{P'} \right) + 0.83 \quad (9)$$

میزان‌های درصد خطای میانگین E با استفاده از رابطه‌ی (۱۰) محاسبه و برای سرریز با تاج افقی (Tri-Base) و سرریز با تاج شیب‌دار (Tri-B1)، به ترتیب برابر 0.2 و 1.5 درصد می‌باشد.

$$E = \sum_{i=1}^{n'} \left| \frac{\frac{\Delta E}{E_{0cal}} - \frac{\Delta E}{E_{0exp}}}{\frac{\Delta E}{E_{0cal}}} \right| \frac{100}{n'} \quad (10)$$

در رابطه بالا $\frac{\Delta E}{E_{0exp}}$ و $\frac{\Delta E}{E_{0cal}}$ به ترتیب میزان‌های محاسبه‌شده و میزان‌های واقع استهلاك نسبی انرژی و n' شمار داده‌ها است.

شکل ۷ مقایسه‌ای بین مقادیر اندازه‌گیری شده و محاسبه‌شده استهلاك نسبی انرژی برای سرریز با تاج افقی و سرریز با تاج شیب‌دار را نشان می‌دهد. این شکل نشان می‌دهد که معادله پیشنهادی، استهلاك نسبی انرژی را با دقت بالا نسبت به میزان‌های آزمایشگاهی محاسبه می‌کند. محدوده‌ی اعتبار رابطه‌های (۸) و (۹)، به ترتیب برای سرریز با تاج افقی و سرریز با تاج شیب‌دار، $0.78 < \frac{H_t}{P_i} < 0.89$ و $0.49 < \frac{H_t}{P_i} < 0.78$ می‌باشد.

۷- نتایج

۱- در سرریز کلیدپیانویی مثلثی با افزایش شیب دیواره‌های جانبی از صفر به 10 درجه و در جهت جریان، استهلاك نسبی انرژی 24 درصد کاهش یافته است.

۲- بیشترین استهلاك انرژی در سرریز با تاج افقی در بارهای پایین رخ داده است و با افزایش بار از این مقدار کاسته می‌شود.

۳- بیشترین میزان استهلاك انرژی در سرریز کلیدپیانویی مثلثی با تاج افقی و سرریز کلیدپیانویی مثلثی با تاج شیب‌دار به ترتیب برابر 0.74 و 0.85 می‌باشد.

۴- رابطه‌های (۸) و (۹)، به ترتیب برای محاسبه‌ی استهلاك انرژی نسبی سرریز کلیدپیانویی با تاج افقی و سرریز با تاج شیب‌دار پیشنهاد می‌شود.

۸- فهرست نشانه‌ها

N	شمار سیکل‌ها
P_0	ارتفاع بالادست سرریز (cm)
P_i	ارتفاع پایین‌دست سرریز (cm)
P'	ارتفاع میانگین سرریز (cm)
S_0	شیب کف آبراهه
Z	عمق جریان (cm)
h	بار آبی روی سرریز (cm)
H_t	هد کل بالادست سرریز (cm)
n	شمار دیواره‌های جانبی سرریز
θ^0	زاویه‌ی تاج سرریز نسبت به افق
α^0	زاویه‌ی بین دیواره‌ی جانبی سرریز با

Chamani, M. & Rajaratnam, N. (1995). Energy loss at drops. *J. Hydraul. Res.*, 33, 373–384.

Crookston, B.M., Erpicum, S., Tullis, B.P. & Laugier, F. (2019). Hydraulics of labyrinth and piano key weirs: 100 years of prototype structures and future research needs. *J. Hydraul. Eng.* 145(12), [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0001646](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001646).

Crookston, B.M., Anderson, R.M. & Tullis, B.P. (2018). Free-flow discharge estimations for piano key weir geometries. *J. Hydro-environ. Res.*, 19, 160–167.

Erpicum, S., Laugier, F., Boillat, J.L. & Piroton, M. (2011). Labyrinth and piano key weirs; CRC Press: London, UK.

Erpicum, S., Laugier, F., Ho Ta Khanh, M. & Pfister, M. (2017). Labyrinth and piano key weirs III—PKW; CRC Press: London, UK.

Erpicum, S., Laugier, F., Pfister, M., Piroton, M., Cicero, G. & Schleiss, A.J. (2013). Labyrinth and piano key weirs; CRC Press: London, UK.

Eslinger K, & Crookston BM. (2020) Energy dissipation of type a piano key weir. *Water*, 12(5), 1253, <https://doi.org/10.3390/w12051253>.

Ghodsian, M. & Sohrabzadeh-Anzani, H. (2023). Experimental study on flow over rectangular Piano key weirs with slopped side crests. *Modares Civil Engineering Journal*. 23(2), 165-175. (in Persian)

Gill, M.A. (1979). Hydraulics of rectangular vertical drop structures. *Journal of Hydraulic Research*, 17, 289–302.

Leite Ribeiro, M., Pfister, M., Schleiss, A.J. & Boillat, A.L. (2012). Hydraulic design of A-type piano key weirs. *J. Hydraul. Res.*, 50, 400–408.

Lempérière, F. & Ouamane, A. (2003). The piano key weir: A new cost-effective solution for spillways. *Int. J. Hydropower Dams*, 10, 144–149.

Lopes, R., Matos, J. & Melo, J. (2008). Characteristic depths and energy dissipation downstream of a labyrinth weir. In *Hydraulic Structures, Proceedings of the International Junior Researcher and Engineer Workshop on Hydraulic Structures (IJREWHS '08)*, Pisa University Press: Pisa, Italy.

Lopes, R. Matos, J. & Melo, J.F. (2011). Flow properties and residual energy downstream of labyrinth weirs. In *Labyrinth and Piano Key Weirs*; Erpicum, S., Laugier, F., Boillat, J.L., Piroton, M.,

	راستای اصلی جریان
V	سرعت میانگین جریان (ms^{-1})
Q	دبی جریان (ls^{-1})
E	درصد خطای میانگین
F	نماد تابع
n'	شمار داده‌های آزمایشگاهی
W_i	عرض کلید ورودی (cm)
W_o	عرض کلید خروجی (cm)
w	عرض یک چرخه (cm)
W	عرض فلوم (cm)
We	عدد وبر
B_i	طول شیروانی پایین‌دست سرریز (cm)
B_o	طول شیروانی بالادست سرریز (cm)
B	طول تاج جانبی سرریز (cm)
t	ضخامت دیواره‌های سرریز (cm)
D	ارتفاع دیواره‌های اضافه‌شده به تاج (cm)
L	طول کل تاج (cm)
L'	طول مؤثر (cm)
l'	طول تر شده‌ی یک دیواره‌ی جانبی سرریز (cm)
g	شتاب گرانش زمین (ms^{-2})
E_1	انرژی جریان در پائین دست سرریز
E_0	انرژی جریان در بالادست سرریز

۹- منابع

Akbaryan, A. (2009). Design of Hydraulic Structures Canals. Amidi Pub. (in Persian)

Anderson, R.M. & Tullis, B. (2012). Comparison of piano key and rectangular labyrinth weir hydraulics. *J. Hydraul. Eng-ASCE*. 138(4), 358-361.

Blanc, P. & Lempérière, F. (2001). Labyrinth spillways have a promising future. *Hydropower Dams*, 8, 129–131.

Chanson, H. (1994). Comparison of energy dissipation between nappe and skimming flow regimes on stepped chutes. *J. Hydraul. Res.*, 32, 213–218.

Chanson, H. (1995). Hydraulic design of stepped cascades, channels, weirs, and spillways; Pergamon: Oxford, UK.

Reverchon, B., Schleiss, A., Eds., CRC Press/Balkema: Boca Raton, FL, USA, 97–104.

Machiels, O., Pirotton, M., Archambeau, P., Dewals, B.J. & Erpicum, S. (2014). Experimental parametric study and design of piano key weirs. *J. Hydraul. Res.* 52, 326–335.

Magalhães, A.P. & Lorena, M. (1994). Energy losses in flow over labyrinth Weirs; SILUSBA: Lisboa, Portugal, 203–211. (in Portuguese)

Mansouri, K. & Ahadiyan, J. (2015). Obstruction of piano key weirs in debris flow in individual experiments system. *Irrig. Sci. Eng.*, 5(3), 163-172. (in Persian).

Moore, W.L. (1943). Energy loss at the base of free over fall. *Trans. ASCE*, 108, 1343–1360.

Rand, W. (1953) Flow geometry at straight drop spillways. *Proc. ASCE*, 81(9), 1–13.

Ribeiro, M.L., Pfister, M. & Schleiss, A. (2013). Overview of Piano Key weir prototypes and scientific model investigations. In: Proceedings of the 2nd International Workshop on Labyrinth and Piano Key Weirs, 273-281.

Sohrabzadeh-Anzani, H. & Ghodsian, M. (2022). Experimental study of the effect of sidewall slope over the triangular PK weir. *Journal of Hydraulics*. 17(4), 17-30. (In Persian)

Qanavati, M., Sajjadi, S.M. & Ahadiyan, J. (2016). The effect of block height on flow hydraulic behavior in rectangular piano key weir with baffled outlet key. The 3rd International Conference on Geographical Science. Nov. 3. Shiraz University. Shiraz, Iran. (in Persian)

Optimization of Energy Consumption in Water Distribution Networks Using Variable Speed Pumps

Homa Moeinfar¹, Jafar Yazdi^{2*}

1- Graduate Student, MSc, Water and Hydraulic Structures, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University.

2- Corresponding Author, Associate Professor, Department of Water Resources Engineering, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University.

* j_yazdi@sbu.ac.ir

Received: 23 June 2022, Accepted: 7 June 2023  J. Hydraul. Homepage: www.jhyd.iha.ir

Abstract

Introduction: In recent years, with the expansion of urban planning and the larger and more complex water supply networks, the need for energy consumption to carry out the process of water supply and distribution has increased. On the other hand, the increase in energy costs nowadays, due to the limited resources and power plants that produce electricity, has made it necessary to quota available energy for various purposes and activities. Water pumping requires a lot of energy, which is a significant part of the network's operating cost. In this research, intelligent operation of these infrastructures using optimization tools and mathematical models has been considered to be useful by increasing the efficiency of pumping stations in urban areas and reducing costs. Over the past decade, many studies have proposed various automated systems for optimal planning of pump operation with the aim of saving energy and reducing operating and maintenance costs, but a small number of these studies have investigated the optimization of the rotation speed of the pumps, the parameter that has been investigated in this research. The main purpose of this study is to achieve the best energy efficiency in water distribution networks (reducing energy consumption and its costs) while achieving other operating goals (providing standard limits of node pressure, etc.). Optimum adjustment of pumps rotation speed is a topic that has not been investigated in previous researches by considering the historical series of water consumption data.

Methodology: The hydraulic model of the network, pumping station and its control equipment are simulated by EPANET hydraulic solver. Hydraulic solver coupling with differential evolution (DE) algorithm as a random search algorithm is used to adjust the motor speed of water distribution network pumps optimally. In the DE algorithm, a string of numbers with the range [0.5-2], which is the network pump's rotation speed coefficient, is randomly generated. The objective function evaluates these random values to obtain the optimal answer finally. Constraints monitored in the optimization problem are continuity, energy conservation, and minimum node pressure constraints. In the static operating policy developed in this research, the operational variables of the rotational speed of the pumps are in 15-minute time steps for one day. The DE algorithm optimizes the rotational speed values for one day in 15-minute time steps, and then the optimal pattern is applied uniformly for all days. Hassanabad water distribution network in Tehran has been selected for a case study, and the optimal pumps speed pattern has been extracted as an operation policy.

Results and Discussion: We received water demands of the entire network for 219 days in 15-minute time steps as the initial research data. The amount of energy consumed by the pumps for these 219 days in the current state of the network is equal to 491496.97 kWh. In the current state, the pumps rotate at a constant speed of 1450 rpm. According to the number of decision variables in this issue (192 variables), the initial population is equal to 400, and the number of iterations of the optimization algorithm is defined as 100. The completion condition of the optimization process is completing 100 iterations. After optimizing and determining the optimal rotation pattern of the pumps, by statically considering this optimal pattern for these 219 days and simulating the network by EPANET software, the energy consumption of the pumps for these 219 days was obtained to be 444212.54 kWh. This optimization-simulation process took about 27 days on a system with "8 core, 2.3 GHz" CPU and "10 GB" RAM. The obtained model shows a significant saving in energy consumption compared to the current state of the network while determining this optimal model by the operator through work experience alone is practically impossible. The obtained energy savings show the efficiency and proper performance of the proposed approach.

Conclusion: In this research, an optimization-simulation model was presented to determine how to adjust the speed of variable speed pumps in water distribution networks with the aim of minimizing energy consumption. The conclusion obtained from the comparison of the results of the optimal model developed for the water distribution network of Hassanabad town using the differential evolution algorithm against the current state of the network indicates that the approach adopted in this study has reduced energy consumption by 47284.42 kilowatt-hours equivalent to 9.6%. Also, in the peak hour of water consumption, the presented approach has been able to reduce the energy consumption by 19914.4 kilowatt-hours, equivalent to 74.3%. This is an important advantage over traditional methods and can be effective in saving energy. The main advantage of this operation approach is simplicity, comprehensibility for the operator and its operability. In addition to this advantage, perhaps the most important limitation of this method is the lack of consideration of special events and possible accidental conditions in the network and non-compliance with it in the way of operation.

Keywords: Energy, Optimization, differential evolution (DE) algorithm, Water Distribution Networks, Pump station.



© 2023 Iranian Hydraulic Association, Tehran, Iran.
This is an open access article distributed under the terms and conditions of
the Creative Commons Attribution 4.0 International (CC BY 4.0 license)
(<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>)

بهینه‌سازی مصرف انرژی در شبکه‌های توزیع آب با کاربرد پمپ‌های با دور متغیر

هما معین‌فر^۱، جعفر یزدی^{۲*}

۱- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد رشته مهندسی آب و سازه‌های هیدرولیکی، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی.
۲- نویسنده مسئول، دانشیار گروه مهندسی منابع آب، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی.

*j_yazdi@sbu.ac.ir

دریافت: ۱۴۰۱/۰۴/۰۲، پذیرش: ۱۴۰۲/۰۳/۱۷، وب‌گاه نشریه هیدرولیک: www.jhyd.iha.ir

چکیده: در سال‌های اخیر، با گسترش شهرسازی و بزرگتر و پیچیده‌تر شدن شبکه‌های آبرسانی، نیاز به مصرف انرژی برای انجام فرآیند تأمین و توزیع آب افزایش پیدا کرده است. پمپ‌آب به انرژی زیادی نیاز دارد که هزینه تأمین این انرژی بخش قابل توجهی از هزینه‌های دوران بهره‌برداری از شبکه را در بر می‌گیرد. در این تحقیق، بهره‌برداری هوشمند از این زیرساخت‌ها با استفاده از ابزار بهینه‌سازی و مدل‌های ریاضی مورد توجه قرار گرفته است تا با افزایش بازده ایستگاه‌های پمپ‌آز در منطقه‌های شهری و کاهش هزینه‌ها سودمند واقع شود. هدف اصلی این تحقیق دستیابی به بهترین بازده مصرف انرژی در شبکه‌های توزیع آب (کاهش مصرف انرژی و هزینه‌های آن) در حین تأمین دیگر هدفهای بهره‌برداری (تأمین فشار گرهی و غیره) است. مدل هیدرولیکی شبکه، ایستگاه پمپ‌آز و تجهیزات کنترلی آن توسط حل‌گر هیدرولیکی EPANET شبیه‌سازی شده است. جفت حل‌گر هیدرولیکی با الگوریتم تکامل تفاضلی (DE) به عنوان الگوریتم جستجوی تصادفی برای تنظیم بهینه دور موتور پمپ‌های شبکه توزیع آب بکار گرفته شده است. تنظیم بهینه دور موتور پمپ‌ها موضوعی است که در تحقیقات پیشین با در نظر گرفتن دوره تاریخی داده‌های مصرف آب، تحقیق نشده است. شبکه توزیع آب شهر حسن‌آباد تهران برای بررسی موردی انتخاب و الگوی بهینه دور پمپ‌ها بصورت یک سیاست بهره‌برداری استخراج شده است. نتایج نشان می‌دهد که این رویکرد مصرف انرژی را نسبت به وضعیت موجود شبکه ۴۷۲۸۴/۴۲ کیلووات-ساعت معادل ۹/۶ درصد کاهش می‌دهد. همچنین در ساعت اوج مصرف آب، رویکرد ارائه شده توانسته است میزان انرژی مصرفی را ۱۹۹۱۴/۴ کیلووات-ساعت معادل ۷۴/۳٪ کاهش دهد.

کلیدواژه‌ها: انرژی، بهینه‌سازی، الگوریتم تکامل تفاضلی، شبکه‌های توزیع آب، ایستگاه پمپ‌آز.

۱- مقدمه

و میزان زیادی از انرژی الکتریکی که می‌تواند برای کاربردهای ضروری‌تر در نظر گرفته شود در این سامانه‌ها از بین رود. در طول دهه گذشته بررسی‌های چندی، سامانه‌های خودکار را برای برنامه‌ریزی بهینه بهره‌برداری پمپ با هدف صرفه‌جویی در انرژی و کاهش هزینه‌های عملیاتی و نگهداری پیشنهاد کرده‌اند.

Rasoulzadeh et al. (2012) به بررسی و توسعه کاربرد الگوریتم ترکیبی NLP- GA در طراحی و بهره‌برداری بهینه از ایستگاه‌های پمپ‌آز پرداختند و کارایی این الگوریتم را با دیگر الگوریتم‌ها مقایسه کردند. نتایج نشان‌دهنده کار بهتر الگوریتم ترکیبی است. Makaremi

امر آبرسانی باید بنا بر یک برنامه دقیق و از پیش طراحی شده انجام گیرد تا هم این نیاز حیاتی به میزان و دقت کافی برطرف شود و هم از نقطه نظر دیگر، هزینه انجام این کار بیهوده بالا نرود و از مصرف بیهوده انرژی جلوگیری شود. پمپ‌آب به انرژی زیادی نیاز دارد که هزینه تأمین این انرژی بخش قابل توجهی از هزینه‌های دوران بهره‌برداری از شبکه را در بر می‌گیرد. در این میان، نبود دستور کار و استاندارد مشخص در بهره‌برداری از سامانه‌های پمپ‌آز آبرسانی کشور، موجب شده تا این سامانه‌ها اغلب با بازده پایینی مورد بهره‌برداری قرار گیرند

انرژی نتیجه تحقیق آنان می‌باشد. (Dini et al. (2022) به بهینه‌سازی کارایی هیدرولیکی شبکه توزیع آب شهر خم‌ام با برنامه‌ریزی بهینه شمار و سرعت پمپ‌ها پرداختند. آنان چهار پیش‌فرض مختلف را بررسی کردند و نتایج نشان داد که پیش‌فرضهای تنظیم بهینه سرعت پمپ‌های دور متغیر و تنظیم بهینه شمار و سرعت پمپ‌های روشن دور متغیر با اندکی اختلاف، بیشترین میزان قابلیت اطمینان و کمترین میزان نشت در شبکه را دارند. پیش‌فرضهای ارائه شده تنها بر روی داده‌های ۲۴ ساعت (در یک روز خاص) از شبکه اجرا شده است و بر مقایسه پیش‌فرضهای مختلف تمرکز شده است، حال آنکه در تحقیق حاضر برای تعیین دور بهینه پمپ‌ها دوره تاریخی داده‌های شبکه استفاده شده است و به ارائه رویکردی که قابلیت پیاده‌سازی در شبکه را داراست، پرداخته شده است. (Pezeshk et al. (1996 روشی به نام الگوریتم جستجوی تطبیقی (ASA) برای بهینه‌سازی برنامه زمانی کارکرد پمپ‌ها در سیستم آبرسانی ارائه کردند و به کاهش هزینه‌های عملیاتی پمپ پرداختند. (Babu and Angira (2003 به بهینه‌سازی سیستم پمپاژ آب با استفاده از راهبردهای تکامل تفاضلی پرداختند. آنان نقطه کارکرد بهینه پمپ را با ایجاد توازن بین اختلاف فشار و دبی عبوری بین دو مخزن، یافتند. (Zhu et al. (2004 شبیه‌سازی پویایی کار ایستگاه پمپاژ با استفاده از مدل هیدرولیک کنترل زمان واقعی را بررسی کردند. (Wu (2007 به بررسی در مورد به کمینه رساندن هزینه انرژی بهره‌برداری پمپ‌ها با سرعت ثابت و متغیر، با استفاده از الگوریتم ژنتیکی آشفته سریع ($fmGA^1$) پرداخت. (Bunn (2008 به بهینه‌سازی برنامه‌ریزی پمپ در چهار شهر کشور ایالات متحده پرداختند. (Pasha and Lansey (2011 چند راهبرد بهره‌برداری زمان واقعی بهینه پمپ برای سامانه‌های توزیع آب را بررسی کردند. (Giacomello et al. (2013 به بهینه‌سازی سریع ترکیبی^۲ برای زمان‌بندی کارایی پمپ (روشن/خاموش) پرداختند. نتایج به دست آمده در دو بررسی موردی به روشنی نشان می‌

et al. (2013) روش‌های مختلف شبیه‌سازی برنامه‌ی زمانی کارکرد پمپ‌ها در سیستم‌های آبرسانی را از منظر بهینه‌سازی مصرف انرژی مقایسه کردند. Sami kashkouli et al. (2016 بهره‌برداری بهینه از ایستگاه‌های پمپاژ سامانه‌های تأمین آب با استفاده از الگوریتم جامعه زنبورهای عسل مصنوعی (ABC) بررسی کردند؛ ۳۲ درصد کاهش هزینه انرژی در حالت بهره‌برداری با برنامه زمان‌بندی روشن و خاموش کردن بهینه پمپ‌ها، نتیجه به دست آمده از تحقیق آنان بود. Fotuhi and Tabesh (2016) به بهینه‌سازی هزینه انرژی با در نظر گرفتن قابلیت اطمینان هیدرولیکی و کیفی شبکه‌های توزیع آب با استفاده از الگوریتم جامعه مورچگان پرداختند؛ نتایج نشان داد که نمی‌توان به ترکیبی از دور پمپ دست یافت که هر سه قابلیت اطمینان پمپ، هیدرولیکی و کیفی به‌طور همزمان بالا باشند. (Aghajanzpour and Monsef (2017 به بررسی و مدیریت مصرف انرژی در بهره‌برداری از ایستگاه‌های پمپاژ شبکه‌های آبرسانی (بررسی موردی شهر رضوانشهر گیلان) پرداختند. بدین منظور از یک الگوریتم ژنتیک در کنار مدل هیدرولیکی شبکه‌ی واقعی استفاده کردند تا برنامه‌ی زمان‌بندی مناسب برای کارکرد پمپ‌ها به دست آید. برنامه زمان‌بندی ارائه شده کاهش ۱۰ درصدی مصرف انرژی را نشان داد. Alamatian et al. (2017 برنامه زمان‌بندی برای ساعت‌های کارکرد پمپ‌ها، به‌منظور کاهش مصرف انرژی شبکه آبرسانی شهر مشهد ارائه دادند. برنامه زمان‌بندی ارائه شده نشان دهنده کاهش حدود ۲۰٪ مصرف انرژی در این شبکه است. Angebini et al. (2018) به بهینه‌سازی مصرف انرژی ایستگاه‌های پمپاژ آب شهر درگهان با الگوریتم ژنتیک پرداختند. قیود هیدرولیکی در تحقیق آنان شامل کمینه و بیشینه حجم مخزن و شمار بارهای خاموش و روشن شدن اقتصادی پمپ‌ها می‌باشد. نتایج نشانگر کاهش ۶٪ هزینه مصرف انرژی است. (Baradaran and Chari (2018 برنامه‌ریزی خطی فازی برای ارتقاء بهره‌وری انرژی الکتریکی از طریق تعیین ساعت‌های کارکرد الکتروپمپ‌ها، در تاسیسات تأمین آب شرب (بررسی موردی: طرح آبرسانی سیستان) را ارائه نمودند. ۲۳٪ کاهش هزینه

1 Fast messy Genetic Algorithm
2 Fast Hybrid Optimisation Method

Patel and Raja (2021) کار ۹ الگوریتم بهینه‌سازی پیشرفته را از نظر کمینه‌سازی انرژی مورد نیاز در شبکه‌ی آب دارای برنامه زمان‌بندی سوئیچ پمپ، مقایسه کردند. نتایج کیفی الگوریتم‌ها با تجزیه و تحلیل آماری به‌دست آمد که نشان می‌دهد الگوریتم سینوس-کسینوس رتبه نخست را در کمینه انرژی مورد نیاز با شمار پمپ‌های مختلف در حال کار در شبکه به دست آورد. Dini et al. (2022) روشی برای بهینه‌سازی شمار پمپ‌های فعال و تنظیم دور آنها، با استفاده از الگوریتم بهینه‌سازی ازدحام ذرات در شبکه‌های توزیع آب ارائه کردند. سه پیش‌فرض مختلف در این تحقیق بررسی شده است. در پیش‌فرض اول، فرض شده است پمپ‌ها به طور پیوسته با سرعت ثابت کار کنند و شمار پمپ‌های فعال بهینه شده است. در پیش‌فرض دوم، فرض بر این است که همه‌ی پمپ‌ها به صورت دور متغیر بهره‌برداری شوند و دور موتور آن‌ها بهینه‌سازی شده است. در پیش‌فرض سوم، شمار پمپ‌های فعال مورد نیاز تعیین شده و سپس تنظیمات دور موتور برای هر پمپ فعال بهینه شده است. در این تحقیق نیز از دوره تاریخی داده‌های تقاضای آب استفاده نشده است و پیش‌فرض‌های ارائه شده تنها بر روی داده‌های ۲۴ ساعت (در یک روز خاص) از شبکه اجرا شده است. Salvino et al. (2022) یک سیستم کنترل برای بهینه‌سازی بهره‌وری انرژی سامانه‌های توزیع آب با استفاده از یک شبکه عصبی مصنوعی طراحی کردند. هدف اصلی آنان طراحی یک شبکه عصبی مصنوعی با یادگیری کنترل خودکار فشار در شبکه‌های توزیع آب در عین افزایش بازده انرژی سامانه‌های پمپاژ بوده است. نتایج تجربی نشان داد که کنترل‌کننده پیشنهادی توانسته است نقطه کار پمپ‌ها را در نزدیک نقطه بازده بیشینه نگه دارد و لذا کاهش میزان انرژی مصرفی را بین ۱۵/۱٪ و ۱۷/۸٪ در مقایسه با سیستم کنترل نشده ارائه کند.

در این پژوهش، سرعت بهینه چرخش پمپ از نظر کمینه‌سازی میزان مصرف انرژی، توسط الگوریتم تکامل تفاضلی بررسی شده است. از دوره تاریخی داده‌های مصرف آب در شبکه به منظور تعیین سرعت بهینه چرخش پمپ‌ها استفاده شده است. در تحقیقات پیشین

دهد که روش LPG ترکیبی در مقایسه با روش بهینه سازی GA، قادر به حل کارآمدتر مسئله برنامه‌ریزی پمپ است و همچنین سرعت پردازش بیشتری داراست که استفاده از آن را به صورت زمان واقعی ممکن می‌سازد. Coelho and Andrade-Campos (2014) روش‌های دستیابی به بهره‌وری سامانه‌های تامین آب را مرور و بررسی کردند. Hashemi et al. (2014) برنامه‌ریزی پمپ‌های سرعت متغیر در شبکه‌های توزیع آب برای به کمینه رساندن هزینه انرژی با استفاده از الگوریتم جامعه مورچگان پرداختند. نتایج نشان داد استفاده از پمپ با سرعت متغیر می‌تواند منجر به صرفه‌جویی حدود ۱۰٪ در هزینه انرژی پمپاژ در مقایسه با پمپ‌های سرعت ثابت شود. در این تحقیق نیز از دوره تاریخی داده‌های تقاضای آب استفاده نشده است. Wu et al. (2015) به بهینه‌سازی سیستم پمپ موازی برای بهبود بهره‌وری انرژی پرداختند. آنان از مدل بهینه‌سازی توسعه یافته از یک الگوریتم ژنتیکی (GA) با هدف بازده بیشینه پمپ‌ها استفاده کردند و یک راه حل نظری ساده از بهینه‌سازی سرعت چرخش دو پمپ یکسان با استفاده از روش‌های چندگانه GA و لاگرانژ ارائه دادند. Brentan et al. (2017) به بهینه‌سازی پمپ و مدیریت فشار با استفاده از الگوریتم PSO، با تقریب زمان واقعی پرداختند. نتایج بیانگر کاهش ۵۴٪ مصرف انرژی می‌باشد. Castro-Gama et al. (2017) به بررسی و برنامه‌ریزی سرعت چرخش پمپ برای یک شبکه بزرگ توزیع آب در میلان ایتالیا با بهره‌گیری از الگوریتم ژنتیک پرداختند. نتایج نشان‌دهنده کاهش ۲۶٪ هزینه انرژی است. Paola et al. (2017) الگوریتم بهینه‌سازی جستجوی هارمونی اصلاح شده‌ی چند هدفه برای حل مسئله برنامه‌ریزی ساعت‌های کارکرد پمپ‌ها در شبکه‌های توزیع آب ارائه کردند. نتایج بیانگر توانایی ارائه برنامه زمان‌بندی بهینه در زمان محاسبه شده کوتاه می‌باشد که کاهش قابل قبول مصرف انرژی را داراست. Khatavkar and Mays (2019) یک روش جدید (مدل بهینه‌سازی-شبیه‌سازی) برای بهره‌برداری زمان واقع سامانه‌های توزیع آب (WDS) در شرایط بحرانی محدودیت انرژی الکتریکی و یا آب در دسترس ارائه دادند.

مساله بهینه‌سازی فرمول‌بندی و تحلیل می‌شود. تابع هدف مجموع میزان مصرف انرژی در پمپ‌ها و میزان تابع جریمه است و به صورت رابطه (۱) تعریف شده است.

$$\text{Min } C = \sum_{i=1}^{np} \text{Pumping Energy} + \sum_{j=1}^{nj} \text{Pen}(j) \quad (1)$$

که در این رابطه C میزان تابع هدف، np شمار پمپ‌ها، nj شمار گره‌های نیاز، Pumping Energy میزان انرژی مصرفی توسط پمپ‌ها و $\text{Pen}(j)$ میزان تابع مجازات در گره j می‌باشند.

برای اعمال استاندارد کمینه فشار گرهی در شبکه H_j^l (۱۴ مترآب)، یک تابع جریمه به صورت زیر تعریف شده است:

$$\text{pen}(j) = \text{abs}\left(\min\left((H_j - H_j^l), 0\right)\right) \times 10^{10} \quad (2)$$

که در این رابطه، j شمارنده گره‌ها است.

قیود مسئله بهینه‌سازی عبارت‌اند از:

۱- قید پیوستگی که برای هر گره باید ارضا شود (Todini, 2000):

$$\sum Q_{in} - \sum Q_{out} = Q_e \quad (3)$$

در رابطه (۳) Q_{in} و Q_{out} به ترتیب دبی ورودی و خروجی از گره و Q_e دبی نیاز در گره است.

۲- قید بقای انرژی که برای هر حلقه به صورت رابطه (۴) نوشته می‌شود (Todini, 2000):

$$\sum_{k \in \text{Loop } l} \Delta h_k = 0 \quad \forall l \in Nl \quad (4)$$

که Δh_k افت بار در لوله k ام و Nl شمار کل حلقه‌ها در سیستم است. افت بار در هر لوله تابعی از دبی، قطر لوله و ضریب زبری لوله است. افت بار بطور معمول با استفاده از معادلات تجربی نظیر دارسی-وایسباخ یا هیزن ویلیامز محاسبه می‌شود.

۳- قید کمینه فشار گرهی قابل قبول که برای هر گره برابر رابطه (۵) نوشته می‌شود (Yazdi, 2015):

$$H_j^l \leq H_j \quad \forall j \in 1, 2, \dots, nj \quad (5)$$

بهینه‌سازی سرعت چرخش پمپ‌ها در مقایسه با دیگر فراسنجه‌های پمپاژ (مانند برنامه‌ریزی ساعت‌های کارکرد پمپ‌ها) کمتر مورد توجه بوده است و تحقیقات اندکی که در این زمینه صورت گرفته‌اند از داده‌های محدودی (اکثراً داده‌های یک روز مصرف در شبکه توزیع) برای بیان تاثیرگذاری برنامه‌ریزی بهره گرفته‌اند. تعیین دور بهینه پمپ‌ها نیازمند در نظرگیری شرایط گسترده‌ای از نیازهای شبکه است و بهینه‌سازی سرعت پمپ‌ها بر اساس داده‌های تنها یک روز (۲۴ ساعت) لزوماً سیاست بهره‌برداری بهینه برای دیگر روزهای سال نیست. بررسی سوابق تحقیق نشان می‌دهد پژوهشی که بر روی دوره تاریخی داده‌ها متمرکز شده و رویکردی قابل اجرا ارائه دهد، انجام نشده است. رویکرد ارائه شده در این تحقیق، از داده‌های ۲۱۹ روز سال برای تعیین یک سیاست بهره‌برداری بهینه ایستا با ترکیب حل گر EPANET و الگوریتم جستجوی تکامل تفاضلی استفاده شده است. یادآوری می‌شود که دلیل انتخاب این طول از بازه زمانی، دسترسی به اطلاعات تنها ۲۱۹ روز از داده‌های ورودی به شبکه مورد بررسی بوده است. روش پیشنهادی بر روی شبکه توزیع آب حسن‌آباد تهران بررسی شده و نتایج به دست آمده از آن با نتایج تجربی اجرا شده این شبکه توزیع آب مقایسه شده است.

۲- مواد و روش‌ها

به منظور بهینه‌سازی مصرف انرژی در شبکه، در این تحقیق از محیط برنامه‌نویسی MATLAB، نسخه ۲۰۱۷ و مرتبط کردن آن با EPANET نسخه ۲ بوسیله ابزار EPANET-MATLAB Toolkit استفاده شده است. نرم‌افزار EPANET یک برنامه رایانه‌ای است که رفتار هیدرولیکی و کیفی آب را در داخل شبکه لوله‌های تحت فشار شبیه‌سازی می‌کند. EPANET جریان آب در هر لوله، فشار در هر گره، ارتفاع آب در هر تانک و غلظت یک نوع ماده شیمیایی را در سراسر شبکه در طی یک دوره شبیه‌سازی می‌کند (Rossman, 2000).

۲-۱- فرمول‌بندی مسئله بهینه‌سازی

رویکرد سیاست بهره‌برداری بهینه ایستا در قالب یک

بار در سال ۱۹۹۵ توسط Storn معرفی شد. این محقق نشان داد که این الگوریتم توانایی خوبی در بهینه‌سازی تابع‌های غیرخطی مشتق ناپذیر دارد و به‌عنوان روشی توانمند و سریع برای مسائل بهینه‌سازی در فضاهای پیوسته معرفی شده است (Storn and Price, 1997). الگوریتم تکامل تفاضلی همگی به‌عنوان الگوریتم‌های تکاملی بهینه‌سازی همه منظوره شناخته می‌شود که قادر به پیدا کردن پاسخ‌های نزدیک به بهینه برای مسائل ریاضی و واقعی می‌باشند، درحالی‌که روش‌های کلاسیک و تحلیلی قادر به پیدا کردن پاسخ بهینه در یک زمان محاسباتی منطقی نمی‌باشند. این الگوریتم برای چیرگی بر کاستی اصلی الگوریتم‌های ژنتیکی یعنی نداشتن جستجوی محلی در این الگوریتم‌ها ارائه شده است. تفاوت اصلی بین الگوریتم‌های ژنتیکی و الگوریتم DE در ترتیب عملگرهای جهش و تلاقی (باز ترکیبی) و همچنین در چگونگی کار عملگر انتخاب است. این الگوریتم از یک اپراتور تفاضلی برای تولید پاسخ‌های جدید بهره می‌گیرد که این اپراتور باعث مبادله اطلاعات بین اعضای جمعیت می‌شود. از جمله برتری‌های این الگوریتم داشتن حافظه است که اطلاعات پاسخ‌های مناسب را در جمعیت کنونی حفظ می‌کند. دیگر برتری این الگوریتم مربوط به عملگر انتخاب آن است. در این الگوریتم همه اعضای یک جمعیت شانس یکسانی برای انتخاب شدن به‌عنوان یکی از والدین را دارند. به این صورت که نسل نوزاد با نسل والد از نظر میزان شایستگی که توسط تابع هدف سنجیده شده، مقایسه می‌شود. سپس بهترین اعضا به‌عنوان نسل بعدی وارد مرحله بعد می‌گردند (Mansouri and Torabi, 2015). شکل ۲ روند کلی مرحله‌های جستجو در این الگوریتم را نشان می‌دهد.

در این رابطه H_j^l کمینه فشار مجاز در گره j می‌باشد. این قید به عنوان تابع جریمه برابر رابطه (۲)، در تابع هدف اعمال شده است. برای حل مسئله بهینه‌سازی، قیود انرژی و پیوستگی با استفاده از یک حل‌گر هیدرولیکی (در این نوشتار EPANET2.0) به طور خودکار ارضا می‌شوند. در این رویکرد متغیر بهره‌برداری که الگوی سرعت چرخش پمپ‌ها می‌باشد، برای یک روز با گام‌های زمانی ۱۵ دقیقه، توسط الگوریتم بهینه‌سازی تفاضل تکاملی (DE) بهینه می‌شود و الگوی بهینه به‌دست‌آمده برای همه‌ی روزها به‌صورت یکسان اعمال می‌شود. انتخاب الگوی سرعت پمپ مناسب که تأثیر مطلوب مدنظر را داشته باشد به خودی خود و تنها با استفاده از تجربه کنشگر غیرممکن است. برای تعیین سرعت چرخش بهینه بهره‌برداری پمپ‌های شبکه، نیاز به استفاده از ابزار بهینه‌سازی است. در این تحقیق الگوریتم تکامل تفاضلی (DE) به‌عنوان الگوریتم حل مسئله بهینه‌سازی استفاده شده است و میزان سرعت چرخش پمپ در گام‌های زمانی ۱۵ دقیقه‌ای به‌عنوان متغیر تصمیم در نظر گرفته شده است. شمار کل گام‌های زمانی الگوی سرعت چرخش یک روزه با در نظر گرفتن گام‌های ۱۵ دقیقه‌ای، برابر ۹۶ گام ($T=24 \times 4=96$) می‌باشد. با توجه به تخصیص الگوی سرعت چرخش مجزا به هر پمپ، برای شبکه مورد بررسی در این تحقیق که دارای دو پمپ فعال ($m=2$) است، شمار کل متغیرهای تصمیم برابر ۱۹۲ ($m \times T=2 \times 96=192$) متغیر است. چگونگی تعریف رشته متغیرهای تصمیم در شکل ۱ نشان داده شده است.

۲-۲- الگوریتم تکامل تفاضلی^۱ (DE)

الگوریتم DE یک الگوریتم بهینه‌سازی است که نخستین

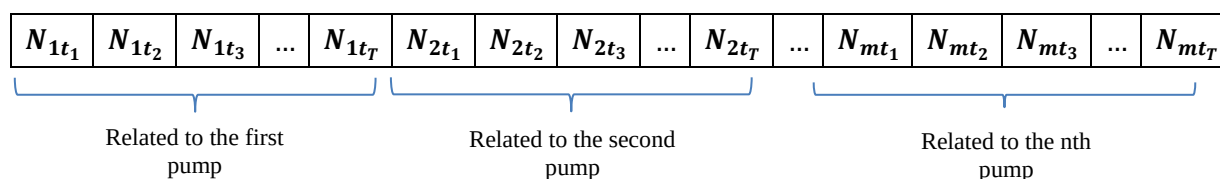


Fig. 1 The set of decision variables in the optimization problem assuming the presence of m pump at the station and T time step per day

شکل ۱ رشته متغیرهای تصمیم در مسئله بهینه‌سازی با فرض وجود m پمپ در ایستگاه و T گام زمانی در شبانه‌روز

دست می‌آید که کمترین میزان تابع هدف را در میان دیگر پاسخ‌ها داراست. روندنمای انجام کار رویکرد ارائه شده، در شکل ۳ نمایش داده شده است.

تبدیل پمپ‌های دور ثابت به پمپ دور متغیر از طریق نصب درایو تغییر سرعت بر روی الکتروموتور اجرا می‌شود. اینورتر یا درایو تغییر سرعت دستگاهی است که به کمک آن می‌توان سرعت یک موتور سه فاز را کنترل کرد بدون آن که قدرت و گشتاور موتور کاهش یابد. کنترل اتوماتیک دور پمپ از طریق تغییر بسامد جریان ورودی امکان‌پذیر است. تغییر در ولتاژ ورودی از منبع و استفاده از مبدل بسامد مدوله شده با عرض ضربه یا پالس (PWM)، رایج‌ترین روش‌هایی هستند که بدین منظور استفاده می‌شوند (Hydraulic Institute of America, 2004).

۳- بررسی موردی

در این تحقیق شبکه آب شهر حسن‌آباد تهران بررسی و ارزیابی شده است. این شبکه دارای ۱۳۲ لوله با قطرهای ۶۳ تا ۲۰۰ میلی‌متر است. همچنین این شبکه دارای یک مخزن ذخیره زمینی به حجم ۱۰۰۰۰ مترمکعب در ارتفاع ۹۶۵/۴ متری است و کم ارتفاع‌ترین قسمت شبکه ۹۲۶ متر و مرتفع‌ترین قسمت آن ۹۶۸ متر ارتفاع دارد (شکل ۴). بیشینه فشار گرهی شبکه در وضعیت موجود آن ۵۴/۰۱ متر آب و کمینه آن ۱۴/۱ متر آب می‌باشد. توزیع فشار در گرهِهای شبکه، در ساعت اوج مصرف آب در پرمصرف‌ترین روز از دوره بهره‌برداری ۲۱۹ روزه در نظر گرفته شده، در شکل ۵ نمایش داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود فشارهای گرهِی در محدوده مجاز و استاندارد است. با توجه به اینکه در این پژوهش، مدل‌سازی شبکه بر مبنای تحلیل مبتنی بر تقاضا بوده است، در همه مدل‌سازی‌ها دبی به اندازه نیاز گرهِی در شبکه تامین می‌شود. این شبکه بدون شیر فشارشکن است. این شبکه دارای ۴ پمپ می‌باشد که به صورت موازی به هم متصل هستند. هر چهار پمپ از نوع "گریز از مرکز، ۴۰۰-۱۵۰ پمپیران، دور موتور ۱۴۵۰ rpm، دبی نامی ۳۸۰ m³/s، قطر پروانه ۳۲۰ mm" می‌باشد. دو پمپ از چهار پمپ یاد

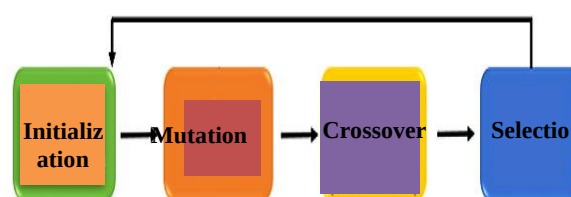


Fig. 2 Process of Operators of Differential Evolution Algorithm (Mansouri and Torabi, 2015)

شکل ۲ روندکار عملگرهای الگوریتم تکامل تفاضلی (Mansouri and Torabi, 2015)

مهم‌ترین ویژگی‌های الگوریتم DE، سرعت بالا، سادگی و توانمند بودن آن است. این روش تنها با تنظیم سه فراسنجه آغاز به کار می‌کند. فراسنجه NP اندازه جمعیت، فراسنجه F وزن جهش و فراسنجه Cr احتمال انجام بازترکیبی یا تقاطع است، که در تفاضل دو بردار ضرب می‌شود و به بردار سوم اضافه می‌شود. به گفته استورن و پرایس (۱۹۹۵)، فراسنجه F بطور معمول بین ۰ تا ۲ تنظیم و فراسنجه Cr مقداری بین ۰ تا ۱ می‌گیرد. به گفته استورن و پرایس (۱۹۹۷)، بازه معقول برای اندازه جمعیت بین ۳ تا ۱۰ برابر شمار متغیرهای تصمیم مسئله است. به‌طور کلی این الگوریتم دارای چهار مرحله اساسی ارزش‌دهی، جهش، تقاطع یا بازترکیبی و درنهایت انتخاب است (Mansouri and Torabi, 2015). در الگوریتم DE در این تحقیق، رشته‌ای از اعداد با محدوده [۰/۵-۲] که ضریب سرعت چرخش پمپ‌های موجود در شبکه است، به صورت تصادفی تولید می‌شوند. سپس این میزان‌های تصادفی توسط تابع هدف ارزیابی می‌شود؛ حین عمل جهش شماری از پاسخ‌ها جهش‌یافته و متغیرهای جدید تولید می‌شوند. میزان تابع هدف برای تغییرات ایجاد شده در هر تکرار محاسبه می‌شود. الگوریتم DE به صورت تک هدفه و چند هدفه قابل تعریف است. در حالت تک هدفه تنها یک تابع هدف قابل تعریف و محاسبه است. در مقابل، در الگوریتم‌های DE چند هدفه چند معیار یا تابع هدف به‌طور مستقل در نظر گرفته می‌شود. تابع‌های چند هدفه را می‌توان با استفاده از تابع‌های مجازات به یک هدف واحد تبدیل کرد، در این تحقیق نیز از این ترفند استفاده شده است. در حالت تک هدفه تنها یک پاسخ بهینه به

شده فعال بوده و آب را از مخزن ذخیره به شبکه پمپاژ می‌کنند. میزان نیاز آبی در این شبکه برای ۲۱۹ روز در گام‌های زمانی ۱۵ دقیقه از طریق مکاتبه با شرکت آب و فاضلاب در دسترس بوده است. با در نظر گرفتن الگوی بهینه به‌دست آمده برای این ۲۱۹ روز به صورت ایستا و شبیه‌سازی هیدرولیکی شبکه توسط نرم‌افزار EPANET، میزان انرژی مصرفی پمپ‌ها برای این ۲۱۹ روز به دست می‌آید. برای ارزیابی کار سیاست بهینه به دست آمده برای پمپ‌ها، میزان بهینه انرژی مصرفی با میزان انرژی مصرفی در وضعیت کنونی شبکه که بدون برنامه زمانی پمپ است، مقایسه شده است.

۴- تحلیل نتایج

میزان‌های مصرف آب در شبکه برای ۲۱۹ روز (از تاریخ

۱۳۹۵/۱۲/۱۱ تا ۱۳۹۶/۷/۱۵) در گام‌های زمانی ۱۵ دقیقه‌ای از سازمان امور آب و فاضلاب حسن‌آباد دریافت شد. این داده‌ها توسط فلومتر نصب شده درست پس از مخزن تامین آب شبکه، ثبت شده است که میزان کل مصرف شبکه را در گام‌های زمانی مختلف نشان می‌دهد. نیازهای گرهی در مدل هیدرولیکی اولیه این شبکه به صورت ثابت و متوسط روزانه در نظر گرفته شده بود. لذا الگوی مصرف گره‌های شبکه اصلاح و به صورت متغیر و با گام‌های ۱۵ دقیقه استخراج و در مدلسازی اعمال شد. برای این کار بشرح زیر اقدام شد:

با تقسیم داده‌های مصرف هر روز به میانگین داده‌های همان روز، ضریب‌های الگوی مصرف در این ۲۱۹ روز (۵۲۵۶ ساعت) به دست آمد که نمودار میزان‌های آن در شکل ۶ نشان داده شده است. با اعمال این الگوی مصرف

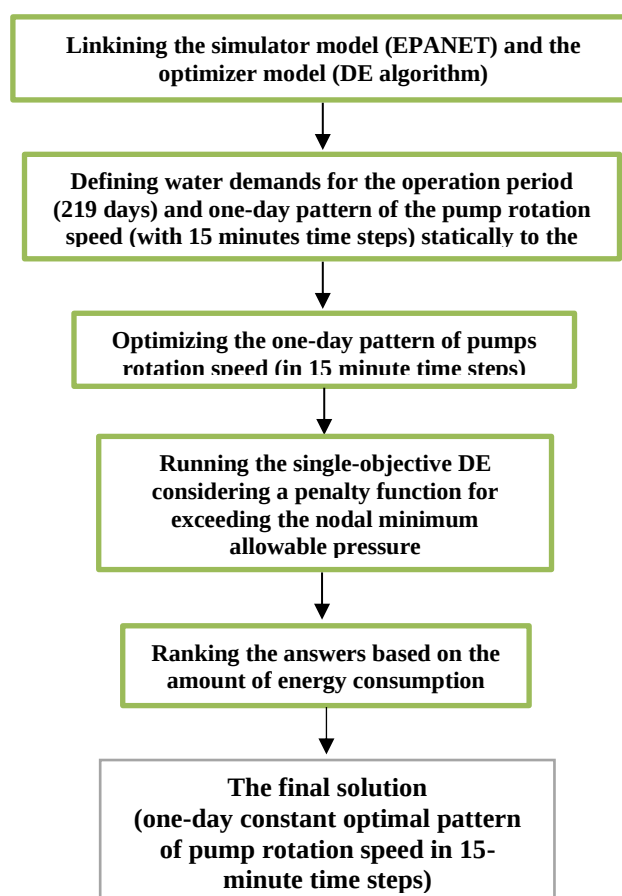


Fig. 3 Flowchart of the work process in the static operation approach

شکل ۳ روندنمای انجام کار در رویکرد سیاست بهره‌برداری ایستا

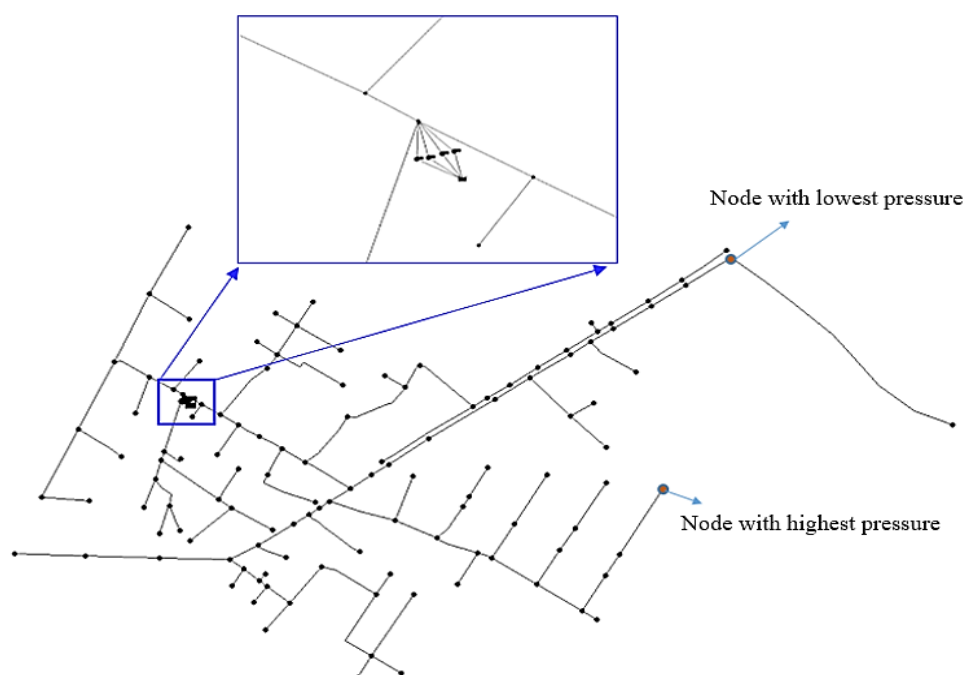


Fig. 4 Overview of the studied network in Tehran in EPANET software environment

شکل ۴ نمای کلی از شبکه مورد بررسی در شهر تهران در محیط نرم‌افزار EPANET

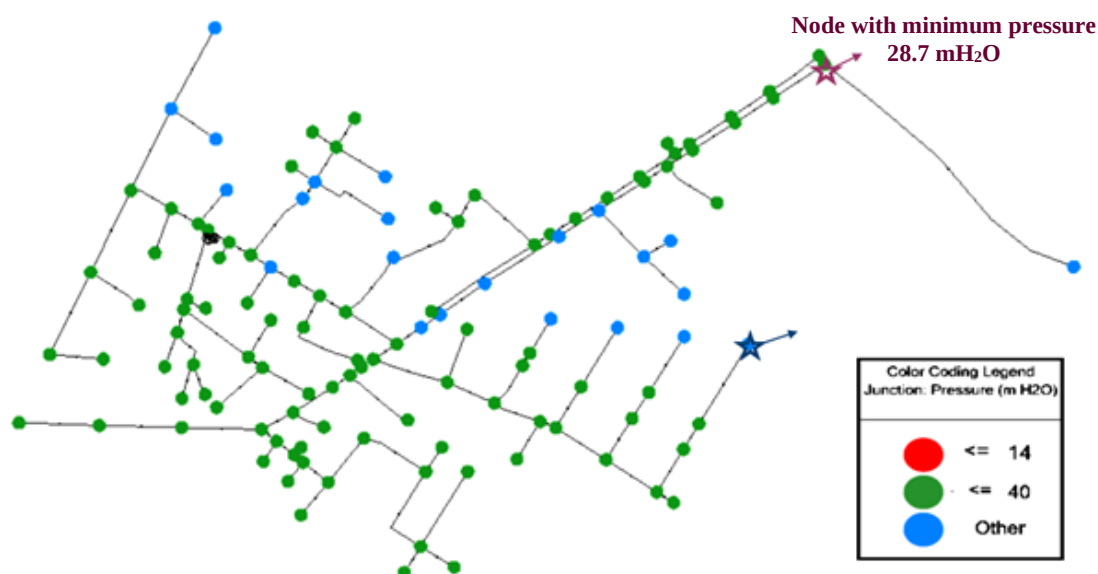


Fig. 5 Pressure distribution in the network nodes during the peak hour of water consumption on the most consumed day of the 219-day operation period

شکل ۵ توزیع فشار در گره‌های شبکه در ساعت اوج مصرف آب در پرمصرف‌ترین روز از دوره بهره‌برداری ۲۱۹ روزه

در رویکرد سیاست بهره‌برداری ایستای توسعه داده شده در این تحقیق، متغیرهای بهره‌برداری سرعت دورانی پمپ‌ها در گام‌های زمانی ۱۵ دقیقه‌ای به مدت یک

به مدل شبکه و شبیه‌سازی وضعیت موجود شبکه در این ۲۱۹ روز، میزان انرژی مصرفی توسط پمپ‌های شبکه برابر با ۴۹۱۴۹۶/۹۷ کیلووات-ساعت به دست آمد. در وضعیت موجود پمپ‌ها با سرعت ثابت ۱۴۵۰ دور بر دقیقه می‌چرخند.

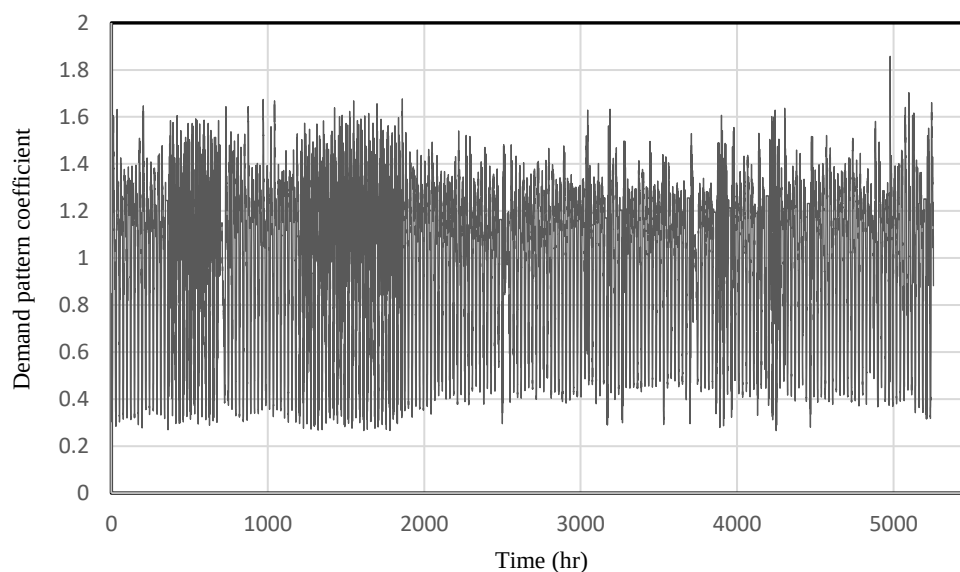


Fig. 6 Demand pattern coefficients in Hassan Abad water distribution network

شکل ۶ ضریب‌های الگوی مصرف در شبکه توزیع آب شهر حسن آباد

گام‌های زمانی برای تحلیل‌ها در نظر گرفته شده است. دلیل تعریف سرعت دورانی متغیر به نحو یادآوری شده نیز این است که در حل گر هیدرولیکی EPANET برای متغیر تعریف نمودن فراسنجه‌ها نظیر میزان مصارف گرهی و نیز سرعت دورانی پمپ بایستی این کار از طریق تعریف ضرایب الگو در نرم‌افزار انجام شود.

با توجه به شمار متغیرهای تصمیم در این مسئله (۱۹۲ متغیر)، میزان جمعیت اولیه برابر ۴۰۰ و شمار تکرار الگوریتم بهینه‌سازی ۱۰۰ تعریف شده است. شرایط اهمه فرآیند بهینه‌سازی پایان ۱۰۰ تکرار تعریف شده است. در مسائل بهینه‌سازی، پیشنهاد می‌شود میزان جمعیت اولیه بین ۲ تا ۵ برابر شمار متغیرهای تصمیم مسئله در نظر گرفته شود. با توجه به شمار متغیرهای تصمیم مسئله در تحقیق حاضر (۱۹۲ متغیر تصمیم)، جمعیت اولیه برابر ۴۰۰ در نظر گرفته شده است که دو برابر شمار متغیرهای تصمیم مسئله است. با توجه به مدت زمان اجرای طولانی مسئله بهینه‌سازی در تحقیق حاضر، شرایط پایان به نحوی تعیین گشته است که مدت اجرای مسئله منطقی بوده و در عین حال میزان کاهش مصرف انرژی به میزان مطلوبی دست یابد. همان‌طور که یادآوری شد، میزان نیاز آبی کل شبکه برای ۲۱۹ روز در گام‌های زمانی ۱۵ دقیقه در

شبانه‌روز است. میزان‌های سرعت دورانی برای یک روز با گام‌های زمانی ۱۵ دقیقه، توسط الگوریتم بهینه‌سازی تفاضل تکاملی (DE) بهینه می‌شود و پس از آن، الگوی بهینه به‌دست‌آمده برای همه‌ی روزها به‌صورت یکسان اعمال می‌شود؛ بنابراین برای ایستگاه پمپاژ مورد نظر که تنها دو پمپ به‌صورت فعال کار می‌کنند، دو الگوی سرعت چرخش که هر یک ۹۶ گام زمانی دارا خواهد بود باید پیش‌بینی شود و در مجموع ۱۹۲ متغیر تصمیم در مدل بهینه‌سازی این تحقیق وجود دارد. با توجه به بررسی صورت گرفته بر روی دامنه کار پمپ‌های با سرعت متغیر در مجموعه پمپ‌های شرکت پمپیران، ضریب سرعت دورانی پمپ اعدادی بین ۰/۵ تا ۲ می‌تواند باشد که با ضرب در سرعت ثابت ۱۴۵۰ دور بر دقیقه، سرعت دورانی مربوطه در آن گام زمانی به دست می‌آید. در واقع ضریب‌های سرعت چرخش پمپ در گام‌های زمانی ۱۵ دقیقه‌ای به‌عنوان متغیر تصمیم در نظر گرفته شده است. دلیل انتخاب گام زمانی ۱۵ دقیقه‌ای در این پژوهش این است که داده‌های میدانی اندازه‌گیری دبی ورودی به شبکه ۱۵ دقیقه‌ای بوده است و با توجه به اینکه این گام‌های زمانی سطح دسترسی اطلاعات به نوسانات مصرف آب شبکه را در طی روزهای مختلف نشان می‌دهد همین

جدول ۱ مقایسه میزان‌های انرژی مصرفی در طول ۲۱۹ روز در وضعیت موجود شبکه و رویکرد سیاست بهره‌برداری بهینه ایستا

Table 1 Comparison of energy consumption in 219 days in the current state of the network and the static optimal operation policy approach

Energy consumption in the current state (kW.h)	491496.97
Energy consumption in optimal static operation policy (kW.h)	444212.54
Reduction in energy consumption (kW.h)	47284.42
Percentage of energy consumption reduction	9.6%

عملکرد رویکرد ارائه شده در ساعت‌های شبانه‌روز برای مجموع ۲۱۹ روز، در جدول ۲ ارائه و مقایسه شده است. ساعت اوج مصرف آب در این شبکه، ساعت ۱۳-۱۲ و ساعت اوج مصرف برق ساعت ۱۹-۲۰ می‌باشد. در جدول ارائه شده میزان‌های مربوط به ساعت اوج مصرف آب و ساعت اوج مصرف برق، هایلایت شده است. همانطور که مشاهده می‌شود در ساعت اوج مصرف آب، انرژی مصرفی پمپاژ حاصل از اعمال سیاست بهینه بهره‌برداری (با بهینه سازی دور پمپ و نزدیک کردن نقطه کار پمپ به نقطه بازده بیشینه) به اندازه ۷۴٪ و در ساعت اوج مصرف برق شهر ۹۴٪ در کل ۲۱۹ روز کاهش داشته است. در بعضی ساعت‌های نیز مصرف انرژی پمپاژ با اعمال سیاست بهینه بهره‌برداری افزایش داشته است ولی در مجموع حدود ۱۰٪ انرژی پمپاژ آب به شبکه کاهش نشان داده است. دلیل اینکه در بعضی ساعت‌های افزایش و در بعضی ساعت‌های انرژی مصرفی کاهش داشته است این است که مدل بهینه‌سازی بر اساس فرمول‌بندی مسئله مجبور بوده است یک سیاست ثابت برای سرعت چرخش پمپها در گامهای زمانی ۱۵ دقیقه یک شبانه روز در همه ۲۱۹ روز به دست آورد و عبارتی سیاست بهره‌برداری، یک سیاست بهره‌برداری آزاد نبوده است که بتواند برای هر گام زمانی در هر روز یک دور بهینه را استخراج کند.

دسترس بوده است. پس از پایان بهینه‌سازی و تعیین الگوی بهینه چرخش پمپها، با لحاظ این الگوی بهینه برای این ۲۱۹ روز به‌صورت ایستا و شبیه‌سازی هیدرولیکی شبکه توسط نرم‌افزار EPANET، میزان انرژی مصرفی پمپها برای این ۲۱۹ روز برابر ۴۴۴۲۱۲/۵۴ کیلووات-ساعت به دست آمد.

انجام این فرآیند بهینه‌سازی-شبیه‌سازی بر روی یک سیستم با "8 core, 2.3 GHz" CPU و "10 GB" RAM حدود ۲۷ روز به طول انجامید. الگوی بهینه به‌دست آمده برای دو پمپ در شکل ۶ نشان داده شده است. همان‌طور که از الگوی بهینه به‌دست آمده برای دو پمپ در شکل ۷ مشاهده می‌شود، بطور کلی می‌توان بیان کرد که در بازه زمانی ساعت ۸ تا ۱۲ سرعت چرخش بهینه دو پمپ با هم رابطه عکس دارد بطوریکه با کاهش سرعت چرخش یک پمپ، سرعت چرخش پمپ دیگر افزایش یافته است؛ اما این رابطه الزاماً در همه شبکه‌های توزیع آب برقرار نمی‌باشد و الگوی بهینه به‌دست آمده تابع نیازهای گرهی شبکه در طی روزهای مختلف بوده است. این الگو نسبت به وضعیت فعلی شبکه صرفه‌جویی قابل ملاحظه‌ای را در مصرف انرژی معادل ۹/۶٪ نشان می‌دهد حال آنکه تعیین این الگوی بهینه از طرف بهره‌بردار یا اپراتور از طریق صرفاً تجربه کاری عملاً امکان‌پذیر نیست. میزان صرفه‌جویی به‌دست آمده معادل ۹/۶٪ انرژی مصرفی، کارایی و عملکرد مناسب رویکرد پیشنهاد شده را نشان می‌دهد.

نمودار همگرایی الگوریتم بهینه‌سازی در شکل ۸ ارائه شده است. همان‌طور که از این نمودار پیداست، احتمال اینکه با ادامه فرایند بهینه‌سازی برای شمار تکرار بیشتر، همگرایی الگوریتم به پاسخ‌های بهتر اتفاق افتد وجود دارد، اما با توجه به مدت زمان اجرای طولانی، فرایند بهینه‌سازی در ۱۰۰ تکرار خاتمه داده شده است که اجرای آن ۲۷ روز به طول انجامیده است. نمودار شمار تکرار-زمان اجرا در شکل ۹ ارائه شده است. میزان انرژی مصرفی به‌دست آمده حاصل از رویکرد سیاست بهره‌برداری بهینه ایستا با میزان انرژی مصرفی در وضعیت موجود شبکه که بدون برنامه زمانی پمپ است، مقایسه شده و در جدول ۱ ارائه شده است.

جدول ۲ مقایسه میزان‌های انرژی مصرفی در وضعیت موجود شبکه و رویکرد سیاست بهره‌برداری بهینه ایستا در طول ۲۴ ساعت شبانه‌روز برای ۲۱۹ روز

Table 2 Comparison of energy consumption in the current state of the network and the static optimal operation policy approach during 24 hours a day for 219 days

Time (h)	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24
Energy consumption in the current state (kWh)	1577.9	1159.5	9994.8	9709.3	9705.6	1128.3	1412.8	1708.7	2085.9	2401.4	2547.2	2625.3	2679.2	2612.4	2513.7	2456.6	2528.4	2583.4	2592.5	2514.9	2412.0	2374.0	2270.7	2021.7
Energy consumption in optimal static operation policy (kWh)	9676.3	1864.0	4344.7	238.0	4868.0	3926.6	3635.9	6101.9	5267.9	1712.5	9817.2	2555.2	6877.6	7854.5	1019.5	6390.0	1870.1	1144.6	2799.7	1615.2	2225.1	9325.9	3548.7	2981.5
Percentage of energy consumption reduction (%)	38.7	-61	56.5	97.5	49.8	-248	-157	64.3	-152	28.7	61.5	2.7	74.3	69.9	95.9	-160	92.6	55.7	-8%	93.6	7.7	60.7	-56	-48

peak hour of water

peak hour of electricity

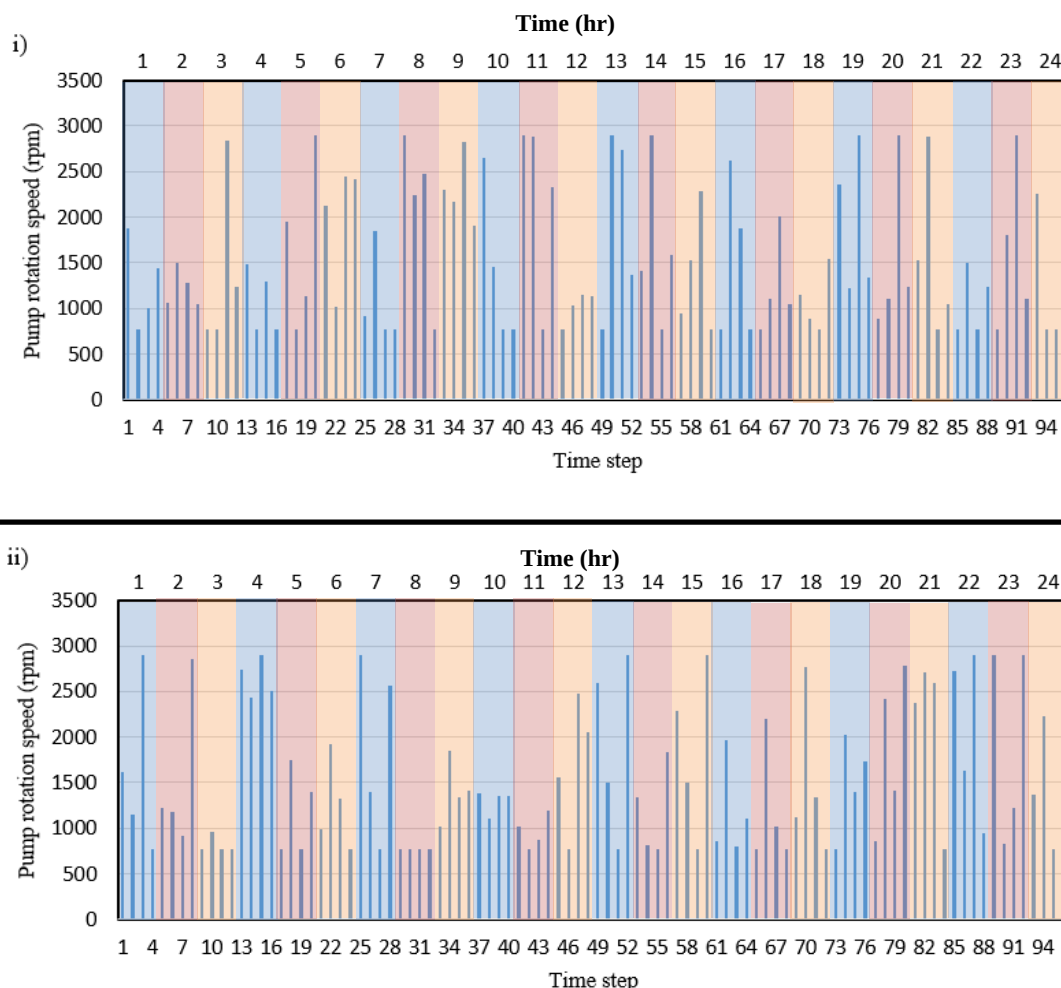


Fig. 7 Optimal rotation speeds of pumps (i) pump 1, (ii) pump 2
شکل ۷ رابطه سرعت‌های چرخش بهینه پمپ‌ها (i) پمپ اول، (ii) پمپ دوم

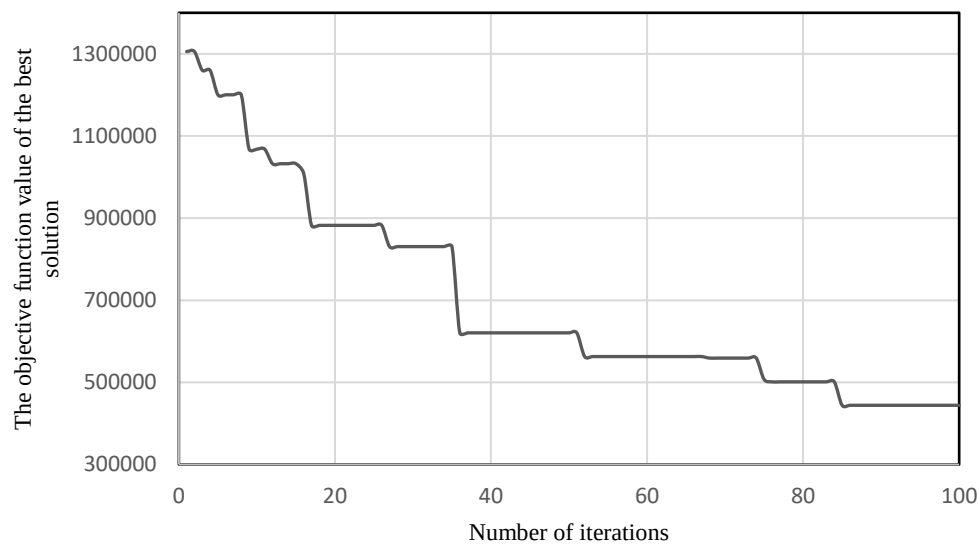


Fig. 8 Convergence process of DE optimization algorithm

شکل ۸ روند همگرایی الگوریتم بهینه‌سازی DE

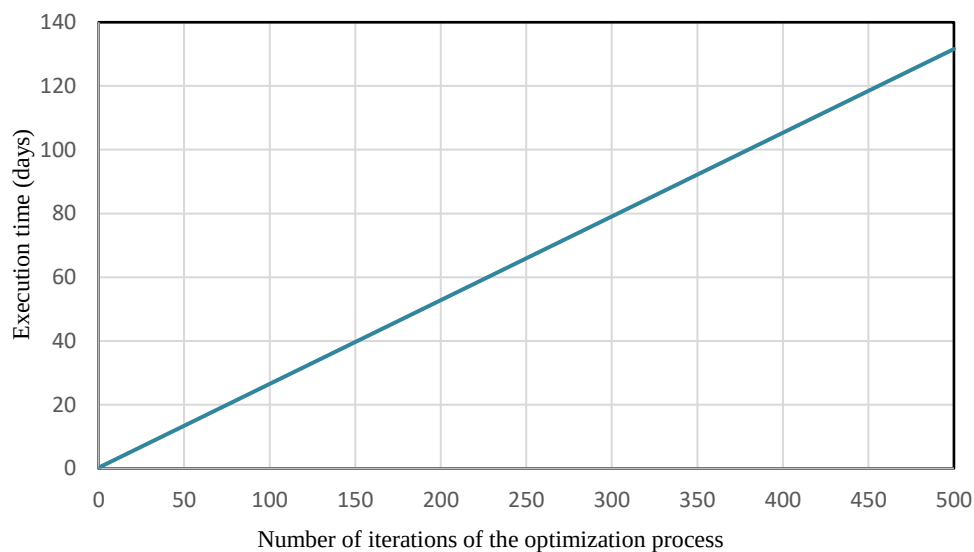


Fig. 9 The execution time of the optimizer program according to the number of iterations of the optimization process

شکل ۹ زمان اجرای برنامه بهینه‌ساز با توجه به شمار تکرار فرایند بهینه‌سازی

۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، یک مدل بهینه‌سازی-شبیه‌سازی برای تعیین چگونگی تنظیم سرعت پمپ‌های دور متغیر در شبکه‌های توزیع آب با هدف کمینه‌سازی انرژی مصرفی ارائه شده است. نتیجه‌گیری حاصل شده از مقایسه نتایج مدل بهینه توسعه داده شده برای شبکه توزیع آب شهر حسن‌آباد تهران با استفاده از الگوریتم تکاملی تفاضلی، در مقابل وضعیت موجود شبکه، گویای آن است که رویکرد

اتخاذ شده در این تحقیق ۹/۶٪ مصرف انرژی کمتری را دارا می‌باشد که برتری مهمی نسبت به روش‌های سنتی به شمار آمده و می‌تواند در صرفه‌جویی مصرف انرژی مؤثر باشد. یادآوری می‌شود که بهینه‌سازی پمپاژ و مصرف انرژی توسط محققین دیگر نیز قبلاً بررسی شده است و در سابقه تحقیق کاهش ۱۰ تا ۵۵٪ میزان انرژی مصرفی پمپاژ توسط محققان مختلف گزارش شده است، اما تفاوتی ساختاری این تحقیق با پژوهش‌های پیشین، در عملیاتی

n_j	شمار گره‌های نیاز
Nl	شمار حلقه‌های شبکه
np	شمار پمپ‌های شبکه
$Pen(j)$	میزان تابع جریمه برای گره j ام شبکه
$Pumping\ Energy$	میزان انرژی مصرفی توسط پمپ‌ها (kW.h)
Q_e	دبی نیاز در یک گره دلخواه شبکه (m^3s^{-1})
Q_{in}	دبی ورودی به یک گره دلخواه شبکه (m^3s^{-1})
Q_{out}	دبی خروجی از یک گره دلخواه شبکه (m^3s^{-1})
Δh_k	افت بار در لوله k ام (mH_2O)

۷- منابع

Aghajanjpour, A. & Monsef, H. (2017). Energy consumption management in operation of pumping stations of water supply networks - a case study of rezvanshahr, guilan, First national conference on water loss and consumption management, Shahid Beheshti University, Tehran. (in Persian)

Alamatian, E., Eslaminia, H. & Haddadsarai, B. (2017). Presenting the operation schedule of the pumping station in order to reduce the energy consumption of water supply networks (mashhad i1 case study), The 10th Symposium on Advances in Science and Technology (10thSASTech), Mashhad, Iran. (in Persian)

Angebini, S., Rouhani, M., Ghosami, A. & Sadeghi, S. (2018). Optimization of water pumping stations energy consumption in dargahan using genetic algorithm, 12th International Energy Conference, National Energy Committee of the Islamic Republic of Iran and Secretariat of the International Energy Conference, Tehran. (in Persian)

Babu, B. & Angira, R. (2003). Optimization of water pumping system using differential evolution strategies, Proceedings of The Second International Conference on Computational Intelligence, Robotics, and Autonomous Systems, Singapore.

Baradaran, V. & Abdolvasal, C. (2018). Presenting a fuzzy linear programming model to improve electrical energy efficiency in drinking water supply facilities (case study: Sistan water supply project), *Water and Wastewater*, 29(1), 27-36. (in Persian)

Brentan, B.M., Luvizotto, E., Montalvo, I., Izquierdo, J. & Pérez-García, R. (2017). Near real time pump optimization and pressure management. *Procedia Engineering*, 186, 666-675.

بودن سیاست بهره‌برداری ارائه شده است. در واقع در بررسی‌های پیشین، بهینه‌سازی با فرض معلوم بودن نیازهای گرهی و در یک روز ثابت انجام شده است که چنین فرضیه‌هایی در واقعیت وجود ندارد.

رویکرد اتخاذ شده در این پژوهش همچنین توانسته است میزان انرژی مصرفی را در ساعت اوج مصرف انرژی و ساعت پیک مصرف آب به ترتیب ۹۳/۶٪ و ۷۴/۳٪ در طول دوره بهره‌برداری در نظر گرفته شده، کاهش دهد. مزیت اصلی این رویکرد بهره‌برداری سادگی، قابل درک و فهم بودن برای بهره‌بردار و عملیاتی بودن آن است. در کنار این مزیت، شاید مهم‌ترین محدودیت این روش عدم در نظر گرفتن اتفاقات و شرایط خاص و تصادفی محتمل در شبکه و عدم انطباق با آن در چگونگی بهره‌برداری را بتوان نام برد. در واقع، از آنجا که رویکرد بهره‌برداری پیشنهادی در این تحقیق بر اساس نیاز یا الگوی مصرف در طی یک دوره نسبتاً بلندمدت در گذشته توسعه داده شده است، در صورت بروز هرگونه تغییر فاحش در میزان‌های نیازهای گرهی و یا هیدرولیک شبکه (برای مثال، به دلیل شکستگی اتفاقی چند لوله)، این سیاست بهره‌برداری به حتم بهینه نخواهد بود. به عبارت دیگر، سیاست ایستای به‌دست‌آمده برای شرایط نرمال شبکه مناسب است. از این نظر، رویکردهای بهره‌برداری بهنگام یا به اصطلاح زمان واقعی در شرایط غیرعادی مناسب‌تر به نظر می‌رسد. درعین حال عملکرد نسبی رویکرد بهینه ایستا در این تحقیق با روش بهره‌برداری زمان واقعی در شرایط نرمال نیز همچنان بحث برانگیز است. لذا تاکید می‌شود در تحقیقات بعدی رویکرد زمان واقعی نیز برای مسئله بهره‌برداری از پمپ‌های دور متغیر استفاده شود و نتایج آن با سیاست بهینه ایستای از نوع این تحقیق مقایسه شود.

۶- فهرست نشانه‌ها

abs	تابع قدر مطلق
C	میزان کل تابع هدف
H_j	میزان بار واقعی در گره j شبکه (mH_2O)
H_j^l	کمینه فشار مجاز در گره j شبکه (mH_2O)
min	تابع تعیین میزان کمینه

- simulating the operation schedule of pumps in water supply systems with the aim of optimizing energy consumption, 12th Iranian Hydraulic Conference, Karaj, Iran. (in Persian)
- Mansouri, R. & Torabi, H. (2015). Application of differential evolution (de) algorithm for optimizing water distribution networks (case study: Ismail abad pressurized irrigation network), *Water and soil knowledge (agricultural knowledge)*, 25(4/2), 81-95. (in Persian)
- Paola, F., Fontana, N., Giugni, M., Marini, G. & Pugliese, F. (2017). Optimal solving of the pump scheduling problem by using a harmony search optimization algorithm, *Journal of Hydroinformatics*, 19(6), 879-889.
- Pasha, F. & Lansey, K. (2011). Strategies for real time pump operation for water distribution systems., American Society of Civil Engineers, 12/21; 2015/11 2011, 1456-1469.
- Patel, V.K. & Raja, B.D. (2021). Comparative Performance of Recent Advanced Optimization Algorithms for Minimum Energy Requirement Solutions in Water Pump Switching Network, *Archives of Computational Methods in Engineering*, 28, 1545-1559, <https://doi.org/10.1007/s11831-020-09429-x>.
- Pezeshk, S. & Helweg, O.J. (1996). Adaptive search optimization in reducing pump operating costs, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 122(1), 57-63.
- Rasoulzadeh Gharibdousti, S. & Bozorg Haddad, O. (2012). Development and application of nlp-ga hybrid algorithm in optimal design and operation of pumping stations, *Soil and Water Research of Iran (Iran Agricultural Sciences)*, 43(2), 129-137. (in Persian)
- Rossman, L. (2000). Epanet 2 users manual.
- Salvino, L., Gomes, H. & de Tarso, S. (2022). Design of a Control System Using an Artificial Neural Network to Optimize the Energy Efficiency of Water Distribution Systems, *Water Resources Management*, 36(8), 2779-2793. <https://doi.org/10.1007/s11269-022-03175-4>.
- Sami Kashkouli, B., Bahrami, M. & Ansari Jaber, M. (2016). Using bee algorithm in optimal operation of pumping stations of water supply systems, *Journal of Soil and Water Conservation Research*, 23(5), 175-189. (in Persian)
- Storn, R. & Price, K. (1997). Differential Evolution
- Bunn, S. (2008). Pump scheduling optimization in four us cities: Case studies, Eighth Annual Water Distribution Systems Analysis Symposium (WDSA) Cincinnati, Ohio, United States.
- Castro Gama, M., Pan, Q., Lanfranchi, E., Jonoski, A. & Solomatine, D. (2017). Pump scheduling for a large water distribution network. Milan, Italy, *Procedia Engineering*, 186, 436-443.
- Coelho, B. & Andrade-Campos, A. (2014). Efficiency achievement in water supply systems—a review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 30, 59-84.
- Dini, M., Hemmati, M. & Hashemi, S. (2022). Optimal operational scheduling of pumps to improve the performance of water distribution networks, *Water Resources Management*, 36(1), 417-432.
- Dini, M., Hemmati, M. & Hashemi, S. (2022). Maximizing the hydraulic performance of khomam water distribution network with optimal planning of the number and speed of pumps, *Journal of Water & Wastewater*, 32(137), 36-47. (in Persian)
- Europump and Hydraulic Institute of America. (2004). Variable Speed Pumping: A guide to successful application.
- Fotuhi, M. & Tabesh, M. (2016). Optimization of energy costs considering hydraulic and quality reliability using ant colony algorithm. *Ferdowsi Civil Engineering (Faculty of Engineering)*, 27(2), 111-126. (in Persian)
- Geem, Z.W. (2009). Harmony search optimisation to the pump-included water distribution network design. *Civil Engineering and Environmental Systems - CIV ENG ENVIRON SYST*, 26, 211-221.
- Giacomello, C., Kapelan, Z. & Nicolini, M. (2013). Fast hybrid optimization method for effective pump scheduling, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 139, 175-183.
- Hashemi, S.S., Tabesh, M. & Ataeeikia, B. (2014). Ant-colony optimization of pumping schedule to minimize the energy cost using variable-speed pumps in water distribution networks, *Urban Water Journal*, 11(5), 335-347.
- Khatavkar, P. & Mays, L. (2019). Optimization-simulation model for real-time pump and valve operation of water distribution systems under critical conditions. *Urban Water Journal*, 16, 1-11.
- Makaremi, Y., Haghighati, A. & Ranginkaman, M. (2013). Evaluation of different methods of

– A Simple and Efficient Heuristic for global Optimization over Continuous Spaces. *Journal of Global Optimization*, 11, 341–359, <https://doi.org/10.1023/A:1008202821328>.

Todini, E. (2000). Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach, *Urban Water*, 2, 115-122.

Wu, P., Lai, Z., Wu, D. & Wang, L. (2015). Optimization research of parallel pump system for improving energy efficiency, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 141(8), [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000493](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000493).

Wu, Z. (2007). A benchmark study for minimizing energy cost of constant and variable speed pump operation, World Environmental and Water Resources Congress 2007, Tampa, Florida, United States.

Yazdi, J. (2015). Development of decomposition-based multi-objective optimization algorithm using genetic algorithm operators to optimally design water distribution networks, *Journal of Hydraulics*, 10(3), 27-40. (in Persian)

Zhu, G., Chiang, W. & Paredes, C. (2004). Dynamic simulation of pump station operation using a real-time control hydraulic model, Proceedings of the Water Environment Federation, 2004, 112-128.

Study on the Impact of Input Flow Rate on Suspended Sediments in Lakes Using Satellite Imagery: A Case Study

Ashkan Noori¹, Seyed Hossein Mohajeri^{2*}

1- Graduated Master student, Department of Civil Engineering, Technical and Engineering Faculty, Kharazmi University, Tehran, Iran.

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Technical and Engineering Faculty, Kharazmi University, Tehran, Iran.

* hossein.mohajeri@khu.ac.ir

Received: 6 June 2023, Accepted: 1 July 2023  J. Hydraul. Homepage: www.jhyd.iha.ir

Abstract

Introduction: The main objective of this research is to prepare a temporal and spatial classification of suspended sediment values using Sentinel-2 satellite imagery and physical methods on the Chah-Nimeh reservoirs in Sistan and Baluchestan province. Specifically, this study aims to produce an accurate classification of suspended sediment values in space and time using satellite data and physical methods. Furthermore, by comparing the suspended sediment values with the input flow rate of the Chah-Nimeh reservoirs, more information about the suspended sediment values was obtained. Finally, a regression-based model was presented to estimate the suspended sediment values based on the input flow rate. By analyzing this information, it is possible to gain a better understanding of the behavior of suspended sediments and the factors affecting them over time. Overall, this research can contribute to a better understanding of the behavior of suspended sediments and the factors affecting them.

Methodology: The aim of this study is to accurately classify suspended sediment values in space and time using Sentinel-2 satellite imagery and physical methods on Chah-Nimeh reservoirs in the Sistan and Baluchestan province. To achieve this goal, the researchers utilized the C2RCC processor for spectral calculations and modeling, which is based on deep learning approaches and simulated water reflectance outputs for high-altitude correction algorithms. The processor allows for the calculation of water reflectance in different spectral bands and the estimation of three main water quality parameters, including the concentration of total suspended solids, chlorophyll-a, and colored dissolved organic matter, using various relationships. After retrieving the maps of the concentration classification of suspended sediment parameters in the reservoirs, the researchers aim to examine the monthly input flow rates to the Chah-Nimeh reservoirs with the estimated concentration of suspended sediments. By comparing the input flow rate values with the concentration of suspended sediments in Chah-Nimeh 1, the researchers can gain more information about the behavior of suspended sediments and the factors affecting them over time. Finally, a regression model will be developed using the corresponding input flow rate and suspended sediment concentration values, with the monthly input flow rate considered as input and the mean concentration of suspended sediments considered as output. It should be noted that various regression methods, including linear, exponential, GPR, and SVR, have been used to model the relationship between input flow rate and suspended sediment. Each of these

methods have unique features and advantages and has been selected based on the type of data and the problem at hand. By combining these methods, a comprehensive and accurate model for predicting the concentration of suspended sediments based on the input flow rate between Chah-Nimeh reservoirs has been developed, which can contribute to a better understanding of the behavior of suspended sediments and the factors affecting them.

Results and discussion: As the results indicate, the concentration of suspended sediments is low during wet years and increases with the increase in input flow rates into the reservoirs. Eventually, the phenomenon of 120-day winds in early May stabilizes the concentration of suspended sediments. This is due to the fact that the input flow rate from Chah-Nimeh 1 is higher than other points, resulting in a higher concentration of suspended sediments in this Chah-Nimeh reservoirs. This is because the input flow rate directly affects the production and movement of suspended sediments in the lake. With an increase in the input flow rate, the two main factors affecting the production of suspended sediments, namely the water current velocity and the energy of sinusoidal waves, also increase. This increase in water current velocity and energy of sinusoidal waves improves the conditions for the production and accumulation of suspended sediments in this point. Therefore, the concentration of suspended sediments in Chah-Nimeh 1 is generally higher than other points in the lake. This figure shows that the retrieval values of suspended sediments using the physical method based on Sentinel-2 satellite imagery are accurate and reliable. This finding indicates that water turbidity data can be used to validate the retrieval values of suspended sediments from other methods. To investigate the effect of input flow rate on suspended sediments in more detail, a time profile of monthly volume input flow rates in millions of cubic meters versus the average concentration of suspended sediments in Chah-Nimeh 1 in milligrams per cubic meter has been studied. With these figures, it can be observed that the concentration of suspended sediments in the lakes is highly influenced by the input flow rate, and it increases with an increase in input flow rate. Additionally, in other months of the year, the amount of suspended sediments has been somewhat constant and accompanied by slight changes. It can be concluded that the amount of suspended sediments in the lakes is strongly influenced by the input flow rate, and it increases with an increase in input flow rate. We developed a model for establishing the relationship between input flow rate and the average concentration of suspended sediments using regression methods and monthly input flow rate and average concentration of suspended sediments in Chah-Nimeh 1 data. The GPR model has achieved acceptable results and has been used as the optimal model.

Conclusion: This study used satellite images to analyze suspended sediment parameters in lakes and reservoirs. The mean concentration of suspended sediments and input flow rate were highly correlated, with a correlation coefficient of 0.9 for Chah-Nimeh 1. The developed model had an 85.0% detection coefficient, 4.30 g/m³ root mean square error, and 3.27 absolute mean error. With an increase in input flow rate of about 10.0% of the reservoir volume, the concentration of suspended sediments in Chah-Nimeh 1 increased by about 74%. Optimizing the input flow rate can reduce the concentration of suspended sediments in reservoirs and the model can be used for effective water resource management and reducing surface water pollution.

Keywords: Input flow rate, suspended sediments, Sentinel-2 satellite imagery, Chah-Nimeh reservoirs.



© 2023 Iranian Hydraulic Association, Tehran, Iran.
This is an open access article distributed under the terms and conditions of
the Creative Commons Attribution 4.0 International (CC BY 4.0 license)
(<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>)

بررسی و ارزیابی تأثیر دبی ورودی بر رسوب‌های معلق در دریاچه‌ها با استفاده از تصاویر ماهواره‌ای: مطالعه موردی

اشکان نوری^۱، سیدحسین مهاجری^{۲*}

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران.

۲- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

* hossein.mohajeri@khu.ac.ir

دریافت: ۱۴۰۱/۱۰/۰۴، پذیرش: ۱۴۰۲/۰۱/۲۶، وب‌گاه نشریه هیدرولیک: www.jhyd.iha.ir

چکیده: در این پژوهش، تأثیر دبی آب ورودی ماهانه بر غلظت رسوب‌های معلق در مخازن چاه نیمه استان سیستان و بلوچستان بررسی شده است. با استفاده از تصاویر ماهواره‌ای سنتینل-۲، نقشه‌های پارامتر رسوب‌های معلق برآورد شده و با استفاده از الگوریتم‌های مبتنی بر رگرسیون، مدلی برای برآورد غلظت رسوب‌های معلق توسعه داده شده است. نتایج پژوهش نشان داد که مقادیر دبی آب ورودی و میانگین غلظت رسوب‌های معلق در مخزن‌های چاه نیمه با همبستگی بالایی در ارتباط هستند، به ویژه در چاه نیمه شماره یک که منبع اصلی ورودی آب به چاه نیمه‌ها است. همچنین، نتایج نشان داد که ضریب همبستگی میان پارامترهای میانگین غلظت رسوب‌های معلق در چاه-نیمه یک با دبی ورودی مخزن معادل ۰/۹ می‌باشد. این میزان برای چاه‌نیمه‌های دو، سه و چهار معادل ۰/۴۲، ۰/۴۵ و ۰/۴۴ می‌باشد. براساس همبستگی بالای رسوب‌های معلق در مخازن چاه‌نیمه، مدل‌های مبتنی بر رگرسیون توسعه داده شده‌اند که با داشتن داده‌های دبی ورودی مخازن، میانگین کلی از غلظت رسوب‌های معلق دریاچه‌ها را به دست می‌آورند. نتایج نشان داد که مدل چاه‌نیمه یک با توجه به همبستگی بالاتری که میان پارامترها وجود داشت، عملکرد مناسب‌تری را به همراه داشت به گونه‌ای که مقدار ریشه میانگین مربعات خطا در حالت بهینه معادل ۴/۳۰ گرم بر مترمکعب و میزان خطا میانگین مطلق معادل ۳/۲۷ بود. در کل، این پژوهش با استفاده از نقشه‌های پهنه‌بندی پارامتر رسوب‌های معلق، بررسی همبستگی بین دبی ورودی و غلظت رسوب‌های معلق، و توسعه یک مدل مبتنی بر رگرسیون، به بهبود مدیریت منابع آبی و پهنه‌های آبی در منطقه کمک می‌کند.

کلیدواژگان: دبی ورودی، رسوب‌های معلق، تصاویر ماهواره‌ای سنتینل-۲، مخازن چاه‌نیمه

۱- مقدمه

انجام اندازه‌گیری، روش ثبت و نگهداری داده‌ها و اطلاعات را نیز در بر می‌گیرد. پارامتر رسوب‌های معلق^۱، شامل مواد معدنی، مواد آلی، ذرات زنده و غیر زنده و آلاینده‌های محیطی جامد در ستون آب است (Du et al., 2020). رسوب‌های معلق آب، از جمله، اجزای مهم آب از نظر ویژگی‌های کیفی و همچنین منبع اصلی رسوب‌های، در تعیین کیفیت آب و ارزیابی تأثیرات آلاینده‌های محیطی بر محیط زیست و بوم‌سامانه‌ها نقش مهمی دارد (Balasubramanian et al., 2020). به طور خاص،

فرآیند پایش کیفیت آب، شامل سه مرحله مهم جمع‌آوری، نگهداری و تجزیه و تحلیل نمونه‌های آب است که با هدف شناسایی و بررسی ویژگی‌های کیفی آب انجام می‌شود. به عبارت دیگر، پایش کیفی آب به منظور نظارت کیفی منابع آب و اطمینان از سلامت و استفاده بهینه از آنها صورت می‌گیرد (Ji et al., 2022). این نوع پایش، افزون بر گردآوری، نگهداری و تجزیه و تحلیل نمونه‌های آب، مسائل مختلفی مانند عامل‌های مورد سنجش، مکان اندازه‌گیری، دوره زمانی و تواتر اندازه‌گیری، چگونگی روش

1 Suspended Sediment

رسوب‌های معلق به عنوان یکی از شاخص‌های مهم کیفیت آب، در بررسی تأثیرات فعالیت‌های انسانی در منابع آب و حفاظت از منابع آب و بوم‌سامانه‌ها استفاده می‌شود. در این رابطه، پارامتر دبی ورودی به مخازن و دریاچه‌ها از جمله پارامترهای مهم در بررسی میزان رسوب‌های معلق است (Long and Pavelsky, 2013). افزایش دبی ورودی به مخازن و دریاچه‌ها می‌تواند به افزایش حمل و نقل رسوب‌های معلق در آب، افزایش کدورت و کاهش شفافیت آب منجر شود (Long and Pavelsky, 2013). از این رو، بررسی تأثیر دبی ورودی بر رسوب‌های معلق، به منظور حفظ کیفیت آب و حفاظت از منابع آب و بوم‌سامانه‌ها، بسیار مهم است (Gallay et al., 2019).

افزون بر این، مسئله‌های محیطی دیگری نیز می‌توانند بر تأثیر رسوب‌های معلق در آب اثرگذار باشند. به عنوان مثال، باد (Soria et al., 2021) و جهت حرکت آب می‌توانند به عنوان عامل‌هایی موثر در حرکت رسوب‌های معلق و افزایش رسوب معلق آب در دریاچه‌ها باشند. همچنین، میزان دبی ورودی (Gallay et al., 2019)، به پهنه‌های آبی می‌تواند به عنوان یک عامل مهم در تأثیر رسوب‌های معلق بر کیفیت آب تلقی شود. از سوی دیگر، رسوب‌های معلق همچنین می‌توانند ریزآلاینده‌های محیطی و فلزهای سنگین را به صورت تجمعی در برداشته و به طور مستقیم و نامستقیم بر کیفیت آب و محیط‌های آبی تأثیر بگذارند. بررسی تأثیر این مسئله‌ها در کنار بررسی تأثیر دبی ورودی بر رسوب‌های معلق، می‌تواند به کسب دانش دقیق‌تر در این زمینه و درک بهتر از محیط‌های آبی به‌ویژه دریاچه‌ها و مخازن منجر شود. در نتیجه، بررسی و ارزیابی بیشتر در این زمینه می‌تواند به بهبود مدیریت کیفیت آب و محیط‌های آبی کمک کند. به طور سنتی، برای ارزیابی پارامترهای کیفیت آب مانند رسوب‌های معلق آب، نمونه‌هایی از آب در محل گرفته شده و در آزمایشگاه تجزیه و تحلیل می‌شوند (Li et al., 2021). این رویکرد افزون بر هزینه بر بودن، زمانبر نیز است. همچنین، استفاده از شمار محدودی از این داده‌ها در محل برای نشان دادن توزیع کلی زمانی و مکانی

پارامترهای کیفیت آب، به‌ویژه در دریاچه‌هایی که تغییرات قابل‌توجهی در زمان و مکان دارند، منطقی نیست (Noori et al., 2023). فناوری سنجش از دور، به عنوان یک روش جایگزین، می‌تواند طیف قابل قبولی از ویژگی‌های کیفیت آب را نشان دهد. با استفاده از حسگرها و دستگاه‌های ماهواره‌ای، می‌توان پارامترهایی مانند رسوب‌های معلق، دما، میزان اکسیژن محلول و دیگر ویژگی‌های کیفیت آب را از دور اندازه‌گیری کرد (Padilla-Mendoza et al., 2023). این روش برتری و سودمندی‌های فراوانی دارد، از جمله کاهش هزینه‌ها و زمان مورد نیاز برای گردآوری نمونه‌ها و انجام آزمایش‌ها، بهبود دقت و درستی داده‌ها و ارائه اطلاعات بیشتر درباره توزیع زمانی و مکانی پارامترهای کیفیت آب. به همین دلیل، فناوری سنجش از دور به عنوان یک روش جایگزین و کارآمد در ارزیابی کیفیت آب استفاده می‌شود.

روش‌های بازبایی بر مبنای ویژگی‌های طیفی ذرات به سه رویکرد اصلی تقسیم می‌شوند: تجربی، نیمه تجربی و مبتنی بر فیزیک (Gao et al., 2021). در رویکرد تجربی، یک مدل رگرسیون بین ویژگی‌های مشتق شده از تصویر و مشاهده‌های درجا آموزش و واسنجی می‌شود (Larson et al., 2021). در رویکرد نیمه تجربی، مدل رگرسیون بین طیف گسترده‌ای از مشاهده‌های درجا و ویژگی‌های مشتق شده از تصاویر ایجاد می‌شود. در رویکرد مبتنی بر فیزیک، از مدل‌های انتقال تابشی برای بازبایی پارامترهای مورد نظر استفاده می‌شود (Brockmann et al., 2016).

تاکنون، پژوهش‌های مختلفی در زمینه پایش وضعیت کیفی و سنجش غلظت رسوب‌های معلق در منابع آب سطحی با استفاده از سنجش از دور انجام شده‌اند. این پژوهش‌ها از سنجنده‌های متنوعی مانند رادار و سنجش طیفی استفاده کرده‌اند و از مدل‌های مختلفی مانند رگرسیونی و هوش محاسباتی برای برآورد پارامترهای کیفیت آب و مدیریت رسوب استفاده کرده‌اند. افزون بر این، برخی از بررسی‌ها سعی کردند با استفاده از تصاویر ماهواره‌ای و برخی عامل‌هایی محیطی مانند باد و دبی ورودی، وضعیت رسوب مخازن و دریاچه‌ها را ارزیابی کنند. در پژوهشی که توسط (Gallay et al., 2019) انجام شد؛ با

استفاده از داده‌های سنجش از دور، غلظت رسوب‌های معلق سطحی و آبشار رودخانه اورینوکو در دوره ۲۰۰۰ الی ۲۰۱۶ بررسی شد. استفاده از حسگرهای سنجش از دور، به واسطه مقایسه‌ی نتایج با داده‌های میدانی، موثر بوده و می‌تواند در پایش غلظت رسوب‌های معلق در ایستگاه‌های مجازی در میانه و پایین دست رودخانه اورینوکو استفاده شود. بیشترین غلظت رسوب‌های معلق پس از رودخانه‌های متا و آپوره بود که بیشترین ورود رسوب را به جریان اصلی اورینوکو فراهم می‌کردند، در حالی که کمترین غلظت رسوب‌های معلق در بالادست رودخانه متا مشاهده شد. نتایج نشان داد که استفاده از داده‌های سنجش از دور در برآورد آبشار رسوب‌های رودخانه اورینوکو با دقت بسیار خوبی صورت می‌گیرد.

در پژوهشی دیگر، اثرگذاری‌های جذب آب و پایش رسوب‌های معلق در دلتای آتاباسکا در کانادا با استفاده از تصاویر ماهواره‌ای ارزیابی شده است. برای تشخیص مدل مناسب برای رابطه بین غلظت رسوب‌های معلق و بازتابندگی، ۳۱ معادله مورد استفاده و با نتایج مشاهده‌های میدانی مقایسه شده است. نتایج نشان می‌دهد که مدل‌های غیرخطی با ترکیبی از باندهای نزدیک فروسرخ و دست کم یک باند قابل مشاهده اعتماد، بر مبنای غلظت رسوب‌های معلق همانند در محل جدید، توان بالقوه قابلیت انتقال مکانی دارند. در این پژوهش، یک دوره زمانی دوازده ساله از غلظت رسوب‌های معلق در دریاچه آتاباسکا توسعه داده شده است و زمان و منابع فراوانی رسوب‌های مشاهده شده است. افزون بر این، ورود آب رودخانه آتاباسکا به دریاچه‌های سیلابی بررسی شده و در سه دریاچه، آستانه تخلیه مورد نیاز برای جذب آب شناسایی شده و فراوانی تجاوز آستانه در دهه‌های اخیر کاهش یافته است (Long and Pavelsky, 2013).

در پژوهش دیگری، تغییرپذیری‌های مکانی-زمانی میزان رسوب‌های معلق کل در رودخانه سنگال با استفاده از داده‌های ماهواره‌ای بررسی شد. برای برآورد مقدار رسوب معلق، از رابطه‌ای بین داده‌های مستقیم رسوب‌های معلق و بازتابندگی ماهواره‌ای استفاده شد. نتایج نشان داد که میزان رسوب‌های معلق در ابتدای رودخانه بیشتر بوده و با

پیشروی رودخانه به سمت دلتا، به تدریج کاهش می‌یابد. همچنین، اوج میزان رسوب‌های معلق در منطقه باکل^۱ با آغاز بارش‌ها رخ داده و پس از آن، اوج دبی با دو ماه تأخیر رخ می‌دهد. تأخیر زمانی بین اوج میزان رسوب‌های معلق و دبی در رودخانه‌های فرعی نیز مشاهده شده است. این نتایج نشان می‌دهد که دبی و بارش می‌توانند به عنوان عامل‌های تأثیرگذار بر میزان رسوب‌های معلق در رودخانه سنگال به‌شمار آیند. در واقع، بسیاری از ارزیابی‌ها بر روی تأثیر عامل‌های محیطی مختلف بر میزان رسوب‌های معلق کار شده‌اند. به عنوان مثال، در پژوهش (Soria et al, 2021) که در خلیج والنسیا انجام شده است، اثر باد بر رسوب‌های معلق با استفاده از داده‌های سنتینل-۲ بررسی شده است. نتایج این بررسی گویا آن است که با افزایش سرعت باد، میزان رسوب‌های معلق نیز افزایش پیدا می‌کند. به همین ترتیب، بررسی عامل‌های مختلف محیطی مانند دبی ورودی مخازن و دریاچه‌ها می‌تواند به درک بهتر عملکرد بوم‌سامانه‌های آبی و مدیریت منابع آب کمک کند.

هدف اصلی این تحقیق، تهیه پهنه‌بندی زمانی و مکانی میزان رسوب‌های معلق با استفاده از تصاویر ماهواره‌ای سنتینل-۲ و روش‌های فیزیکی بر روی چاه‌نیمه‌های استان سیستان و بلوچستان است. به‌طور خاص، در این تحقیق با استفاده از داده‌های ماهواره‌ای و روش‌های فیزیکی، تلاش برای تهیه پهنه‌بندی دقیقی از میزان رسوب‌های معلق در فضا و زمان صورت گرفته است. در ادامه، با مقایسه میزان رسوب‌های معلق با میزان دبی ورودی چاه نیمه‌ها، اطلاعات بیشتری در مورد مقدار رسوب‌های معلق به دست آمده است. در نهایت، با استفاده از روش‌های رگرسیونی، یک مدل برای برآورد میزان رسوب معلق به واسطه دبی ورودی ارائه شده است. با تحلیل این اطلاعات، امکان به‌دست آوردن دانش بیشتری از تأثیر عامل‌های مختلف محیطی بر رفتار رسوب‌های معلق در طول زمان وجود دارد. به‌طور کلی، این تحقیق می‌تواند به بهبود درک رفتار رسوب‌های معلق و عامل‌های مؤثر بر آن‌ها کمک کند.

1 Bakel

۲- روش تحقیق و داده‌های مورد بررسی

۲-۱- منطقه مورد بررسی

منطقه چاه‌نیمه‌ها شامل چهار گودال طبیعی سازماندهی شده است که در بخش شمالی دلتای رود هیرمند در منطقه سیستان ایران واقع شده‌اند. موقعیت جغرافیایی این منطقه در محدوده جغرافیایی ۳۰ درجه و ۴۵ دقیقه تا ۳۰ درجه و ۵۰ دقیقه عرض شمالی و ۶۱ درجه و ۳۸ دقیقه تا ۶۱ درجه و ۴۵ دقیقه طول شرقی و ارتفاع متوسط آن ۵۰۰ متر از سطح دریا است (Noori et al., 2023).

چاه‌نیمه‌ها منبع آب شیرین برای شهرستان‌های زابل، زهک، زاهدان و سایر نواحی مسکونی سیستان و همچنین آب آبیاری حدود ۸۰۰۰۰ هکتار اراضی کشاورزی این منطقه هستند. این چاه‌نیمه‌ها از نوع سدهای برون مسیر و گودال‌های طبیعی هستند که همانند ظرف‌های مرتبط عمل کرده و آب‌های مازاد مصرف رودخانه هیرمند در فصل‌های پر آب زمستان و بهار را گردآوری و در فصول کم آب و پر مصرف برای کاربردهای کشاورزی و آشامیدن در دسترس قرار می‌دهند (Akbari et al., 2022).

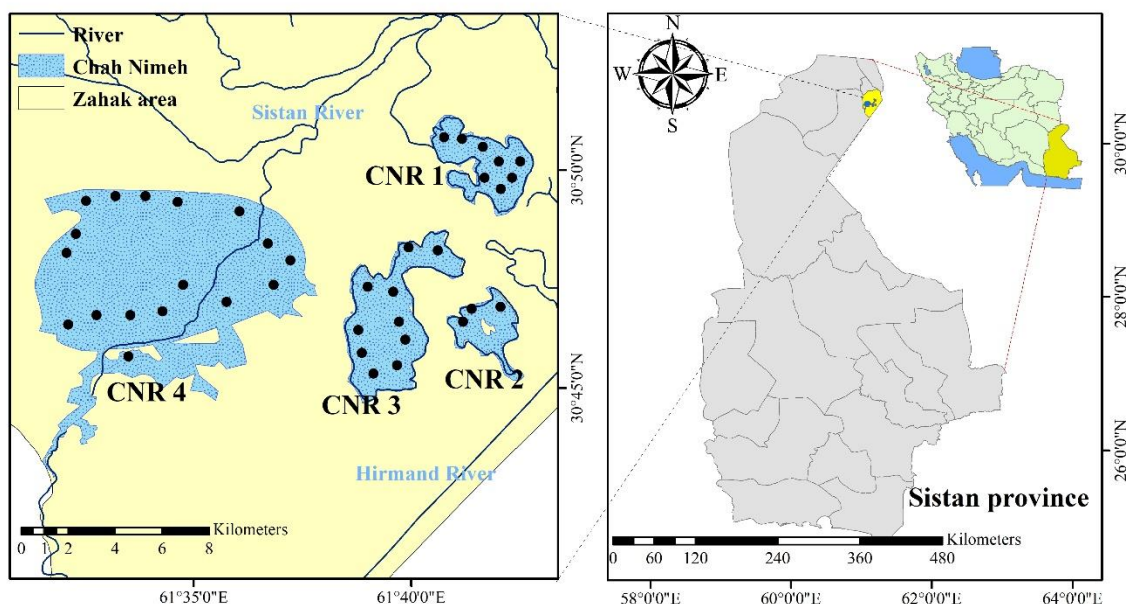


Fig. 1 Comprehensive overview of the study site

شکل ۱ نمای کلی کلی منطقه مورد بررسی

مساحت ۴۷ کیلومتر مربع و مخزن شماره چهار به مساحت ۹۴ کیلومتر مربع در سال ۱۳۸۷ به بهره‌برداری رسیده است. مجموعه این مخزن‌ها چاه‌نیمه سالانه می‌توانند حدود یک هفتم دریاچه هامون آب را در خود ذخیره کنند و در فصل‌های خشک بخشی از آن را مورد استفاده قرار دهند. در شکل ۱ می‌توان نمونه‌های زمینی پارامتر کدورت را در منطقه مورد بررسی مشاهده کرد.

۲-۲- داده‌های پژوهش

به منظور پیشبرد این پژوهش، نیاز به داده‌های زمینی دبی ورودی برای بررسی تأثیر حجم دبی ورودی بر رسوب‌های معلق و همچنین توسعه مدل میان پارامتر دبی ورودی و

مخزن‌های چاه‌نیمه شامل چهار مخزن است که به ترتیب شماره یک تا چهار نامیده می‌شوند. مخزن شماره یک از مرز ایران و افغانستان آغاز شده و تا حدود ۶ کیلومتری روستای زهک ادامه دارد. گودال شماره دو از مرز افغانستان شروع شده و تا اواسط چاه‌نیمه شماره یک در جنوب آن ادامه می‌یابد. چاه‌نیمه شماره سه در غرب چاه‌نیمه شماره دو و مخزن شماره چهار در غرب چاه‌نیمه شماره سه قرار دارد و بزرگترین مخزن در بین مخزن‌های چاه‌نیمه می‌باشد. بیشینه ارتفاع این مخزن‌ها از سطح دریا تا ۴۹۲ متر نیز برآورد شده است و به وسیله آبراهه‌های شماره یک، دو و سه به هم متصل می‌شوند. مساحت مخزن‌های یک، دو و سه در سال ۱۳۵۲ به مجموعه‌ای به

غلظت رسوب مخزن داریم. همچنین، نیاز به داده‌های زمینی رسوب‌های معلق برای اعتبارسنجی داده‌های رسوب برآورد شده از تصاویر ماهواره‌ای می‌باشد. با توجه به در دسترس نبودن داده‌های زمینی غلظت رسوب معلق، در این پژوهش از داده‌های زمینی پارامتر کدورت استفاده شده است، که نقطه‌های اندازه‌گیری شده زمینی با دایره‌های سیاه رنگ در شکل ۱ نشان داده شده است. لازم به یادآوری است که همبستگی بالا این دو پارامتر یعنی رسوب‌های معلق و کدورت در پژوهش‌ها و ارزیابی‌های پیشین (He et al., 2013; Sirdaş and Şen, 2007) به خوبی نشان داده شده است. با توجه به پژوهش انجام شده توسط Sirdaş و Şen در سال ۲۰۰۷، یک ارتباط بالایی بین پارامتر رسوب‌های معلق و کدورت آب با ضریب همبستگی ۰/۸۹ مشاهده شد. با توجه به این پژوهش و بررسی‌های همانند، به این موضوع پی برده شد که رسوب‌های معلق می‌توانند بر کیفیت آب و کدورت آن تأثیر بسزایی بگذارند. در پژوهشی مشابه که توسط He و همکارانش در سال ۲۰۱۳ انجام شده، ارتباط معنایی قابل توجهی بین کدورت و رسوب‌های معلق آب به دلیل ضریب همبستگی نزدیک به ۰/۹ مشاهده شد. این موضوع نشان‌دهنده این است که با افزایش غلظت رسوب‌های معلق، کدورت آب نیز افزایش می‌یابد.

همچنین، در نتایج پژوهش‌های دیگری نیز از جمله (Li et al., 2021) به ارتباط میان غلظت رسوب‌های معلق و کدورت اشاره شده است. بنابراین، به طور کلی، پژوهش‌های مختلف نشان داده‌اند که رسوب‌های معلق می‌توانند بر کیفیت آب و کدورت آن تأثیر بگذارند و این ارتباط میان غلظت رسوب‌های معلق و کدورت آب بررسی شده است.

در این پژوهش، تصاویر ماهواره‌ای سنتینل-۲ استفاده شده‌اند که در حداث سال‌های ۲۰۱۸، ۲۰۱۹ و ۲۰۲۰، با توجه به داده‌های زمینی متناظر به پارامتر کیفی غلظت رسوب‌های معلق و همچنین داده‌های دبی ورودی مخزن‌های برداشت شده‌اند. تصاویر دریافت شده در حالت $L1C^1$ بوده و نیازی به تصحیح هندسی ندارند، اما به علت اینکه بازتابش آن‌ها در حالت بالای اتمسفر است، باید

تصحیحات اتمسفری روی آن‌ها اعمال شود تا به صورت پرتوهای بازتابش زمینی تغییر حالت داده شوند. لازم به یادآوری است که در مرحله نخست، تصاویر ماهواره باید به منظور یکسان‌سازی باندها، بازنمونه‌برداری مکانی شوند. در این پژوهش، تصاویر به پیکسل‌های ۲۰ متری بازنمونه‌برداری مکانی شده‌اند. این بازنمونه‌برداری مکانی، مبنی بر نتایج پژوهش‌ها و ارزیابی‌های پیشین، در جهت امور پارامترهای کیفی آب مورد تایید است (Noori et al., 2023; Li et al., 2021).

جدول ۱ ویژگی‌های باندهای طیفی سنجنده سنتینل-۲ شامل مرکز طول موج باندها و توان تفکیک مکانی هر باند را نشان می‌دهد. میزان آماری داده‌های اندازه‌گیری شده کدورت آب در محل نیز در جدول ۲ نشان داده شده‌اند.

جدول ۱ ویژگی‌های باندهای طیفی برای سنجنده سنتینل-۲

Table 1 Characteristics of spectral bands for Sentinel-2 sensors

Description	Central Wavelength	Resolution	Band
Ultra Blue (Coastal and Aerosol)	443 nm	60 m	B1
Blue	490 nm	10 m	B2
Green	560 nm	10 m	B3
Red	665 nm	10 m	B4
Visible and Near Infrared (VNIR)	705 nm	20 m	B5
Visible and Near Infrared (VNIR)	740 nm	20 m	B6
Visible and Near Infrared (VNIR)	783 nm	20 m	B7
Visible and Near Infrared (VNIR)	842 nm	10 m	B8
Visible and Near Infrared (VNIR)	865 nm	20 m	B8a
Short Wave Infrared (SWIR)	940 nm	60 m	B9
Short Wave Infrared (SWIR)	1375 nm	60 m	B10
Short Wave Infrared (SWIR)	1610 nm	20 m	B11
Short Wave Infrared (SWIR)	2190 nm	20 m	B12

جدول ۲ اطلاعات پارامتر اندازه‌گیری شده زمینی

Table 2 Information on Ground Measured Parameter

Parameter	Units	Min	Max	Mean	N
Turbidity	NTU	0.000	37.40	14.27	76

۲-۳- روش پژوهش

از جمله اهداف اصلی این پژوهش، برآورد پارامتر کدورت آب با استفاده از داده‌های طیفی تصاویر ماهواره‌ای سنتینل-۲ است. برای دستیابی به این هدف، از پردازشگر C2RCC¹ برای محاسبه داده‌های طیفی و ادامه مدل‌سازی استفاده شده است (Brockmann et al., 2016). پردازشگر C2RCC بر مبنای رویکردهای یادگیری عمیق طراحی شده و بر پایه بازتابش‌های خروجی آب شبیه‌سازی شده برای ارتفاع بالا از الگوریتم‌های اصلاح جوی استوار است. با استفاده از پردازشگر C2RCC، می‌توان بازتابش‌های آب را در باندهای طیفی مختلف محاسبه کرده و با استفاده از رابطه‌های مختلف، سه پارامتر کیفیت آب اصلی را شامل غلظت کل رسوب‌های معلق، کلروفیل-آ و مواد محلول آلی رنگی محاسبه کرد. در کل، پردازشگر C2RCC بر مبنای رویکردهای شبکه‌های عصبی مصنوعی طراحی شده است و شامل دو بخش مستقل است: بخش جوی و بخش عناصر آب. نقش بخش جوی در این رویکرد، انعکاس تابش بالای جو به سطح آبی را ایفا می‌کند و نقش بخش عنصرهای آب، انعکاس این تابش است این عناصر شامل چند ویژگی هستند که شامل جذب رنگ دانه، جذب مواد آلی محلول رنگی، جذب ریزه، پراکندگی ذرات سفید و پراکندگی رسوب‌های معمولی هستند (Hanintyo et al., 2021). رابطه ۱؛ برآورد غلظت رسوب‌های معلق را با استفاده از پردازنده C2RCC را نشان می‌دهد. در این رابطه b_{part} نشان دهنده رسوب‌های معلق پراکنده و b_{wit} نیز بیانگر رسوب‌های آهکی سفید می‌باشد. ضریب‌های $f_{b(Part)}$ و $f_{b(Wit)}$ به ترتیب ضرایب عامل‌های بازتابش رسوب‌های معمولی و بازتابش مواد سفید هستند. این مقادیر به ترتیب معادل ۱/۰۶ و ۰/۹۴۲ هستند.

(1)

$$\text{Suspended Sediment} = b_{part} \times f_{b_{part}} + b_{wit} \times f_{b_{wit}}$$

در مرحله بعد، پس از بازیابی نقشه‌های پهنه‌بندی پارامتر غلظت رسوب‌های معلق در مخزن‌ها، قصد داریم مقادیر

دبی ورودی ماهانه به چاه‌های نیمه‌ها را با غلظت رسوب‌های معلق برآورد شده را بررسی کنیم. با توجه به اینکه میزان ورودی بیشتر از سمت چاه نیمه ۱ می‌باشد، برای بررسی میزان‌های دبی ورودی، مقدار غلظت رسوب‌های معلق در چاه نیمه ۱ با آن مقایسه می‌شود. در نهایت، با استفاده از مقادیر دبی ورودی و غلظت رسوب‌های معلق متناظر در چاه نیمه شماره ۱ به عنوان منبع ورودی اصلی چاه‌نیمه‌ها، یک مدل رگرسیونی را توسعه داده؛ که بر مبنای آن دبی، ورودی و غلظت رسوب‌های معلق به عنوان خروجی لحاظ می‌شود. در این مدل، دبی ورودی ماهانه به عنوان ورودی و میانگین غلظت رسوب‌های معلق به عنوان خروجی در نظر گرفته خواهد شد.

در اینجا لازم به یادآوری است که روش‌های رگرسیونی مورد استفاده در این پژوهش شامل روش‌های خطی، نمایی، GPR^2 و SVR^3 هستند. این روش‌ها برای مدل‌سازی میان دبی ورودی و رسوب‌های معلق استفاده شده‌اند. هر یک از این روش‌ها دارای ویژگی‌ها و برتری‌های منحصر به فردی هستند و بر اساس نوع داده‌ها و مسئله مورد نظر، انتخاب شده‌اند. به عنوان مثال، روش خطی برای مسئله‌هایی که در آن‌ها رابطه خطی بین داده‌ها وجود دارد، مناسب است. در حالی که روش‌های GPR و SVR برای مسئله‌هایی که رابطه بین داده‌ها غیرخطی است، مناسب هستند. به این صورت، با استفاده از ترکیب این روش‌ها، مدلی کامل و دقیق برای پیش‌بینی غلظت رسوب‌های معلق بر مبنای دبی ورودی میان دو چاه نیمه توسعه شده است.

در اینجا لازم به یادآوری است که پارامترهای آماری به منظور اعتبارسنجی مدل‌ها بهینه شده از این بررسی و ارزیابی‌ها شامل سه پارامتر ضریب تشخیص، ریشه میانگین مربعات خطا و میانگین خطای مطلق هستند. ضریب تشخیص یک معیار آماری مهم است که در یک مدل رگرسیونی نشان‌دهنده نسبت اختلاف یا واریانس در شرایط آماری برای یک متغیر وابسته است که می‌تواند

2 Gaussian Process Regression
3 Support Vector Regression

1 Case 2 Regional Coast Colour

در این مطالعه، در ابتدا با استفاده از روش‌های فیزیکی، به عبارتی روش C2RCC نقشه پهنه بندی رسوب‌های معلق مخازن چاه نیمه را برآورد می‌شود. شکل ۲ و ۳، نقشه‌های پهنه بندی غلظت رسوب‌های مخازن چاه نیمه را برای سال‌های آبی ۲۰۱۸-۲۰۱۹ و ۲۰۱۹-۲۰۲۰ به ترتیب نشان می‌دهند.

همان‌طور که از نتایج مشخص است، در آغاز، در سال‌های آبی، غلظت رسوب‌های معلق پایین است و با افزایش میزان دبی ورودی در مخزن‌ها، مقادیر رسوب‌های معلق دریاچه نیز افزایش می‌یابد. در نهایت، با آغاز رخداد بادهای ۱۲۰ روزه در خرداد ماه، مقادیر غلظت رسوب‌های معلق به یک ثبات نسبی می‌رسند، البته لازم به یادآوری است گاهی نیز به دلیل افزایش سرعت باد در این بازه زمانی و به دنبال آن افزایش ریزگردها در هوا، در نهایت منجر به افزایش رسوب‌های معلق در مخازن چاه نیمه نیز می‌شود. در تصویر شماره ۴، میانگین غلظت رسوب‌های معلق مخازن چاه نیمه در دو سال آبی ۲۰۱۸-۲۰۱۹ و ۲۰۱۹-۲۰۲۰ نشان داده شده‌است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در دوره رخداد بادهای ۱۲۰ روزه به طور میانگین میزان غلظت رسوب‌های معلق برای کل مخزن‌های چاه نیمه افزایش پیدا کرده‌است؛ که این موضوع نیز می‌تواند بیانگر این نکته باشد که عامل بر پارامترهایی همچون دبی ورودی مخازن، فاکتورهای دیگری نیز مانند سرعت باد در میزان غلظت رسوب‌های معلق موثر است.

از سوی دیگر به دلیل اینکه دبی ورودی بیشتر از سمت چاه نیمه ۱ صورت می‌گیرد و همچنین سرعت باد غالب که در جهت شمال غربی به جنوب شرقی است، غلظت رسوب‌های معلق در چاه نیمه شماره ۱ نیز به‌طور معمول بیشتر از دیگر نقطه‌ها است. این موضوع به دلیل تاثیر مستقیم دبی ورودی در تولید و جابجایی رسوب‌های معلق دریاچه است. با افزایش دبی ورودی، دو عامل اصلی تاثیرگذار بر تولید رسوب‌های معلق، یعنی سرعت جاری آب و میزان انرژی سینوسی امواج، نیز افزایش می‌یابند. این افزایش در سرعت جاری آب و انرژی سینوسی امواج، باعث بهبود شرایط برای تولید رسوب‌های معلق و تجمع آن‌ها در این نقطه می‌شود. بنابراین، در نتیجه، غلظت

توسط یک متغیر مستقل شرح داده شود. ریشه میانگین مربعات خطا معیاری است که اغلب تفاوت بین میزان پیش‌بینی شده توسط یک مدل و میزان واقعی مشاهده شده از محیطی که در حال مدل‌سازی است را نشان می‌دهد. میانگین خطای مطلق دقت را برای متغیرهای پیوسته اندازه‌گیری می‌کند. قدر مطلق تفاوت بین مقدار پیش‌بینی شده و مقدار واقعی است. با استفاده از این پارامترها، می‌توان بهترین مدل را برای پیش‌بینی غلظت رسوب‌های معلق بر اساس دبی ورودی انتخاب کرد. معادله‌های ۲ الی ۴ نشان‌دهنده این پارامترهای آماری هستند.

$$R^2 = \left(\frac{n(\sum xy) - (\sum x)(\sum y)}{\sqrt{[n \sum x^2 - (\sum x)^2][n \sum y^2 - (\sum y)^2]}} \right)^2 \quad (2)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - y_i)^2}{n}} \quad (3)$$

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |x_i - y_i| \quad (4)$$

در این پژوهش، برای اعتبارسنجی مدل‌ها؛ از روش اعتبارسنجی متقابل، روش K-Fold استفاده شده است. در این روش، در صورتی که داده‌های آموزش در یک مسئله یادگیری ماشین به نسبت کم باشد و یا نتیجه مربوط به داده‌های آزمایش خیلی دقیق نباشد، از روش اعتبارسنجی متقابل استفاده می‌شود. در این شرایط، روش اعتبارسنجی متقابل Cross Validation به روش K-Fold به ما کمک می‌کند که داده‌ها را به K قسمت تقسیم کنیم. سپس طی K مرحله مختلف، هر بار یکی از K قسمت را به عنوان داده تست و K-1 قسمت دیگر را به عنوان داده‌های آموزشی در نظر گرفته می‌شود. در نهایت، با هربار اعمال مدل توسعه‌یافته بر روی داده‌های تست و طبقه‌بندی آن‌ها، داده‌های پیش‌بینی شده توسط مدل‌های توسعه یافته مرحله‌های اعتبارسنجی متقابل را با داده‌های مشاهداتی واقعی از نظر پارامترهای آماری ارزیابی می‌شود. در این پژوهش، میزان K برابر با ۵ در نظر گرفته شده است (Li et al., 2021).

۳- نتایج و بحث

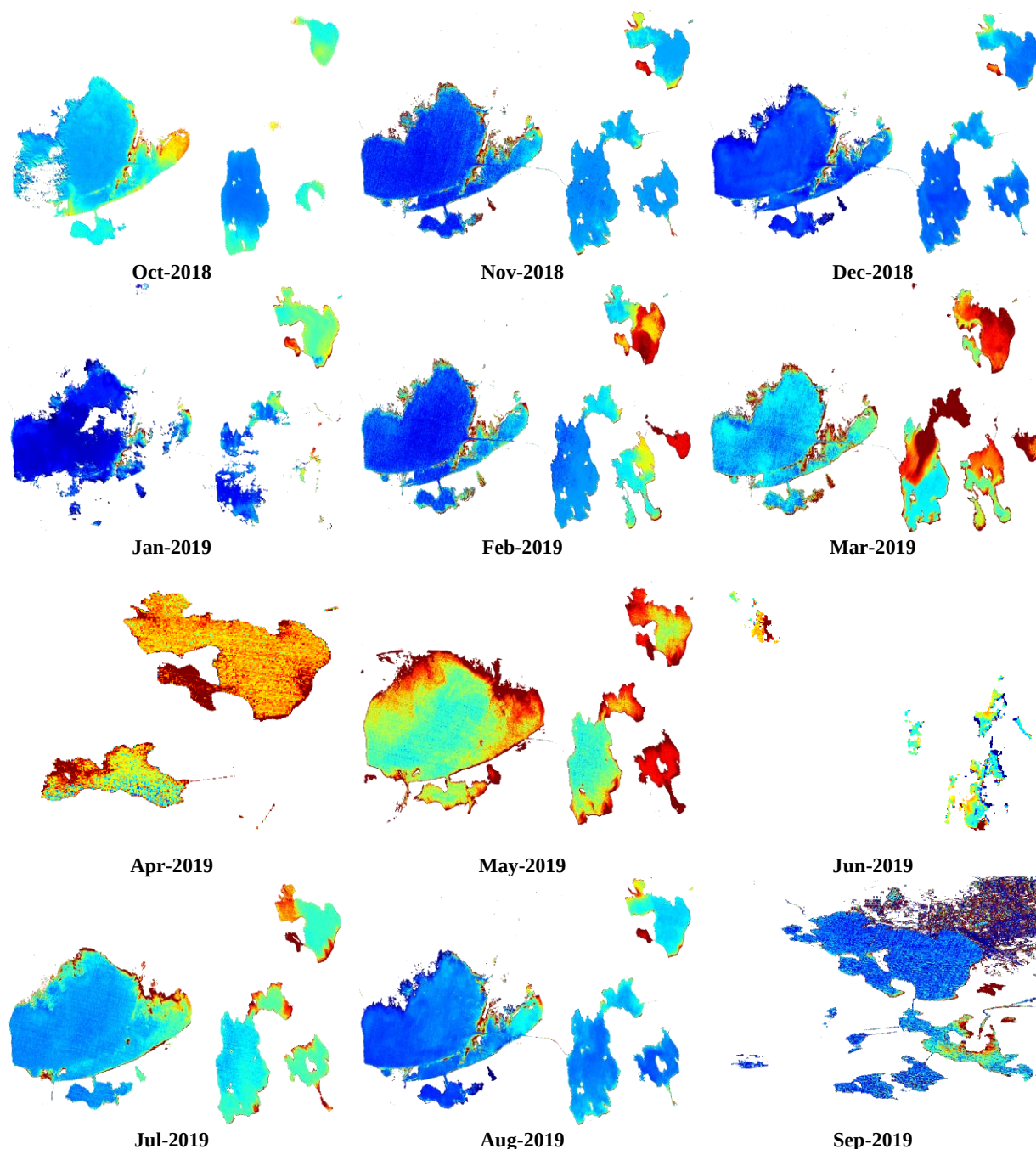


Fig. 2 The classification map of suspended sediment parameters in reservoirs during the 2018-2019 hydrological year.

شکل ۲ نقشه پهنه بندی پارامتر رسوب‌های معلق مخزن‌ها در سال آبی ۲۰۱۸-۲۰۱۹

شکل شماره ۳ مخزن‌ها به خوبی نمایش داده نشده است. دلیل اصلی این امر، وجود ابر در تصاویر است. به دلیل وجود ابرها، نور خورشید نمی‌تواند به صورت مستقیم بر روی مخازن تابیده و تصویر مخزن‌ها را به خوبی نشان دهد. بنابراین، در این تصاویر، نقشه پهنه بندی رسوب‌های معلق مخزن‌ها با دقت کافی نشان داده نشده است.

رسوب‌های معلق در چاه نیمه یک، به جهت منبع اصلی ورودی آب به مخازن چاه‌نیمه و همچنین اثر باد غالب منطقه که در جهت چاه‌نیمه ۱ می‌باشد، به‌طور معمول بیشتر از دیگر نقطه‌های دریاچه است.

یک نکته مهم در رابطه با شکل‌های ۲ و ۳ این است که علاوه بر مواردی که بیان شده، در برخی تصاویر، از جمله تصویر ماه Jun-2019 در شکل شماره ۲ و Oct-2019

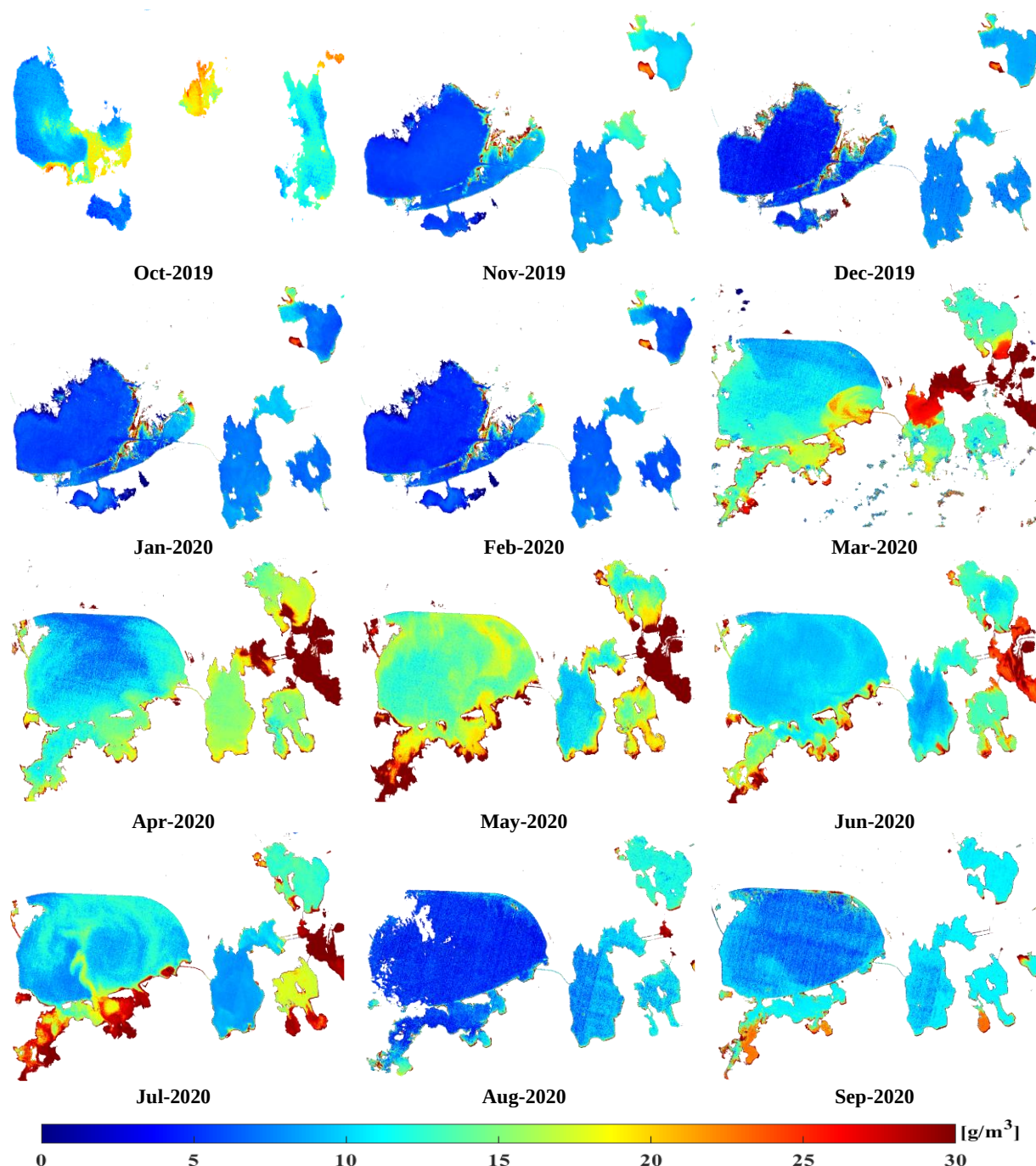


Fig. 3 The classification map of suspended sediment parameters in reservoirs during the 2019-2020 hydrological year.

شکل ۳ نقشه پهنه بندی پارامتر رسوب‌های معلق مخزن‌ها در سال آبی ۲۰۲۰-۲۰۱۹

آب را نشان می‌دهد. این شکل نشان می‌دهد که مقادیر بازبایی رسوب‌های معلق از روش فیزیکی مبتنی بر تصاویر ماهواره‌ای سنتینل-۲ درست و دقیق هستند. این یافته نشان می‌دهد که با استفاده از داده‌های کدورت آب می‌توان اعتبارسنجی مقادیر بازبایی رسوب‌های معلق از روش‌های دیگر را انجام داد.

یکی از موارد مهم در زمینه بازبایی غلظت رسوب‌های دریاچه‌ها و دیگر پارامترهای کیفی، اعتبارسنجی مقادیر بازبایی شده است. در این پژوهش، به دلیل نداشتن دسترسی به داده‌های غلظت رسوب‌های معلق، از داده‌های کدورت آب استفاده شده است. شکل ۵، ارتباط و همبستگی بالای مقادیر غلظت رسوب‌های معلق و کدورت

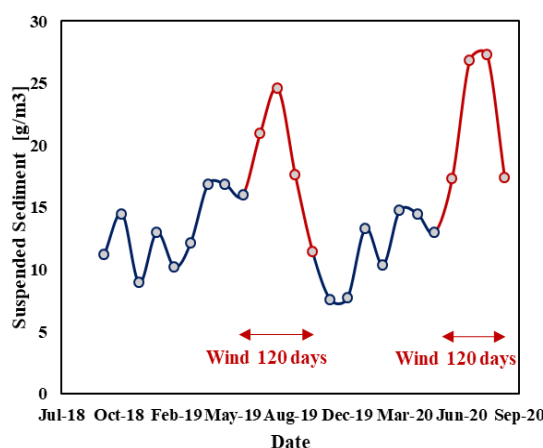


Fig. 4 The average concentration of suspended sediments in Chah Nimeh Reservoirs in the two water years 2019-2018 and 2020-2019

شکل ۴ میانگین غلظت رسوب‌های معلق در مخزن‌های چاه نیمه در دو سال آبی ۲۰۱۸-۲۰۱۹ و ۲۰۱۹-۲۰۲۰

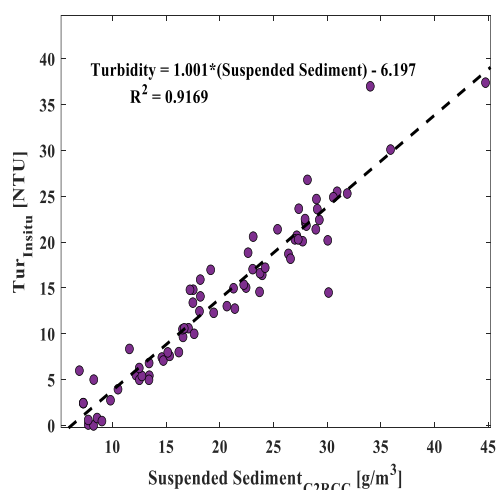


Fig. 5 Validation of the retrieved suspended sediment concentration data from satellite images and ground-based measurements

شکل ۵ اعتبارسنجی داده‌های غلظت رسوب‌های معلق بازیابی شده از تصاویر ماهواره‌ای و داده‌های زمینی

ماه‌های سال، به عبارتی فصول گرم سال میزان رسوب‌های معلق در این چاه‌نیمه تا حدودی ثابت بوده و پارامتر مورد پژوهش بیشتر متأثر از عامل‌های دیگری همچون باد، آبگیرها و شرایط جوی می‌باشد. که این موضوعات نیز در بررسی و ارزیابی‌های آتی می‌تواند به طور دقیق‌تر بررسی شود که سهم هر کدام از پارامترها و عامل‌های تأثیرگذار بر روی غلظت رسوب‌های معلق به چه اندازه است.

به طور کلی، می‌توان نتیجه گرفت که میزان رسوب‌های معلق در چاه‌نیمه یک تحت تأثیر دبی ورودی قرار دارد و با افزایش دبی، میزان آن افزایش می‌یابد. همچنین، تغییرپذیری‌های ماهانه در مقدار رسوب‌های معلق نسبتاً

برای بررسی دقیق‌تر تأثیر نسبت دبی ورودی به چاه نیمه‌ها و رسوب‌های معلق، یک پروفایل زمانی از مقادیر نسبت حجم ماهانه دبی بر حجم کل مخازن در مقابل میانگین غلظت رسوب‌های معلق چاه نیمه یک بر حسب میلی‌گرم بر متر مکعب بررسی شده است.

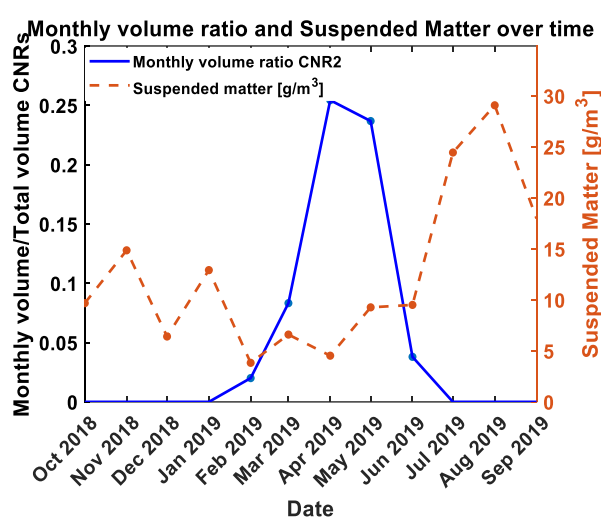
شکل‌های ۶ و ۷ نشان‌دهنده تغییرپذیری‌های میانگین میزان رسوب‌های معلق در مخزن‌های چاه‌نیمه برای دو سال آبی متوالی، یعنی سال‌های ۲۰۱۸-۲۰۱۹ و ۲۰۱۹-۲۰۲۰ هستند. با توجه شکل ۶(a)، مشاهده می‌شود که با افزایش دبی ورودی، میزان رسوب‌های معلق نیز در چاه‌نیمه شماره ۱ افزایش پیدا کرده‌است. همچنین، در دیگر

(c) و (c) ۶، برابر با ۰/۴۵ و برای چاه نیمه چهارم (شکل (d) ۶ و (d) ۷)، برابر با ۰/۴۴ است. همانطور که مشخص است، ضریب همبستگی برای چاه نیمه‌های ۲، ۳ و ۴ کمتر از ۰/۵ است که گویای ارتباط کمتر این دو پارامتر است. البته لازم به یادآوری است که تصاویر ماهواره‌ای متناسب با دبی ورودی چاه نیمه ۱ برداشت شده‌اند و این احتمال وجود دارد که پس از چند روز و آگیری دیگر چاه نیمه‌ها، این مقادیر تا حدودی بهبود یابند.

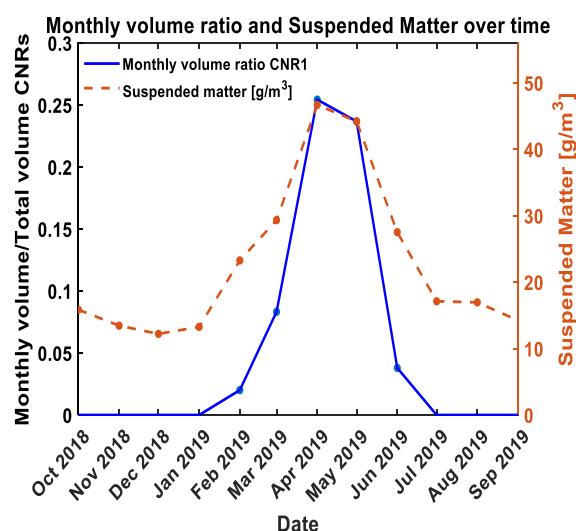
در جهت بررسی اثر دبی ورودی مبتنی بر فصل‌های گرم و سرد سال آبی ۲۰۱۸-۲۰۱۹، نتایج حاکی از این است که

کم بوده و این نشان می‌دهد که فرایند رسوب‌گذاری در دریاچه‌ها به طور کلی به صورت پایدار رخ می‌دهد. با توجه به این مطالب، می‌توان به اهمیت مهار دبی ورودی به دریاچه‌ها و نظارت دقیق بر میزان رسوب‌های معلق در آن‌ها تأکید کرد.

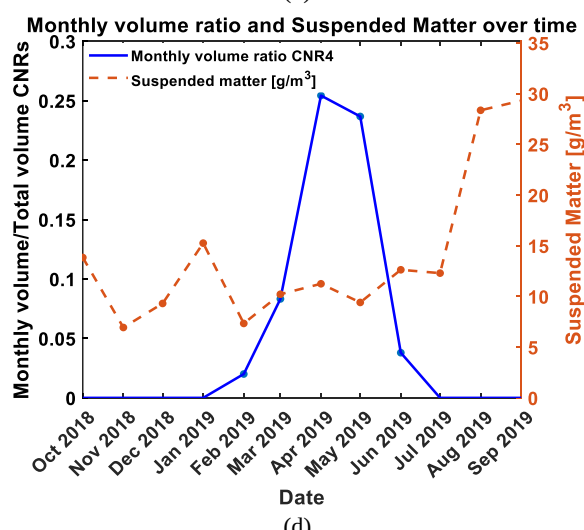
از سوی دیگر، با توجه به پروفایل‌های زمانی شکل‌های ۶ و ۷ و همچنین بررسی ضریب همبستگی پارامترهای دبی ورودی و غلظت رسوب‌های معلق، مشخص می‌شود که ضریب همبستگی برای چاه نیمه ۱ (شکل (a) ۶ و (a) ۷) برابر با ۰/۹ است و این میزان برای چاه نیمه دو (شکل (b) ۶ و (b) ۷)، برابر با ۰/۴۲ و برای چاه نیمه سوم (شکل



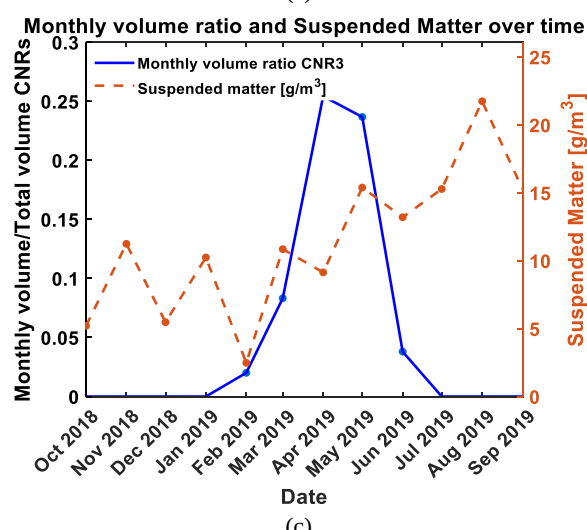
(b)



(a)



(d)



(c)

Fig. 6 Monthly water volume and suspended sediment profile for water year 2018-2019 for (a) Chah Nimeh Reservoir (CNR) 1, (b) CNR 2, (c) CNR 3 and (d) CNR 4

شکل ۶ پروفایل زمانی حجم ماهانه آب و رسوب‌های معلق برای سال آبی ۲۰۱۸-۲۰۱۹ برای (a) چاه نیمه ۱، (b) چاه نیمه ۲، (c) چاه نیمه ۳ و (d) چاه نیمه ۴

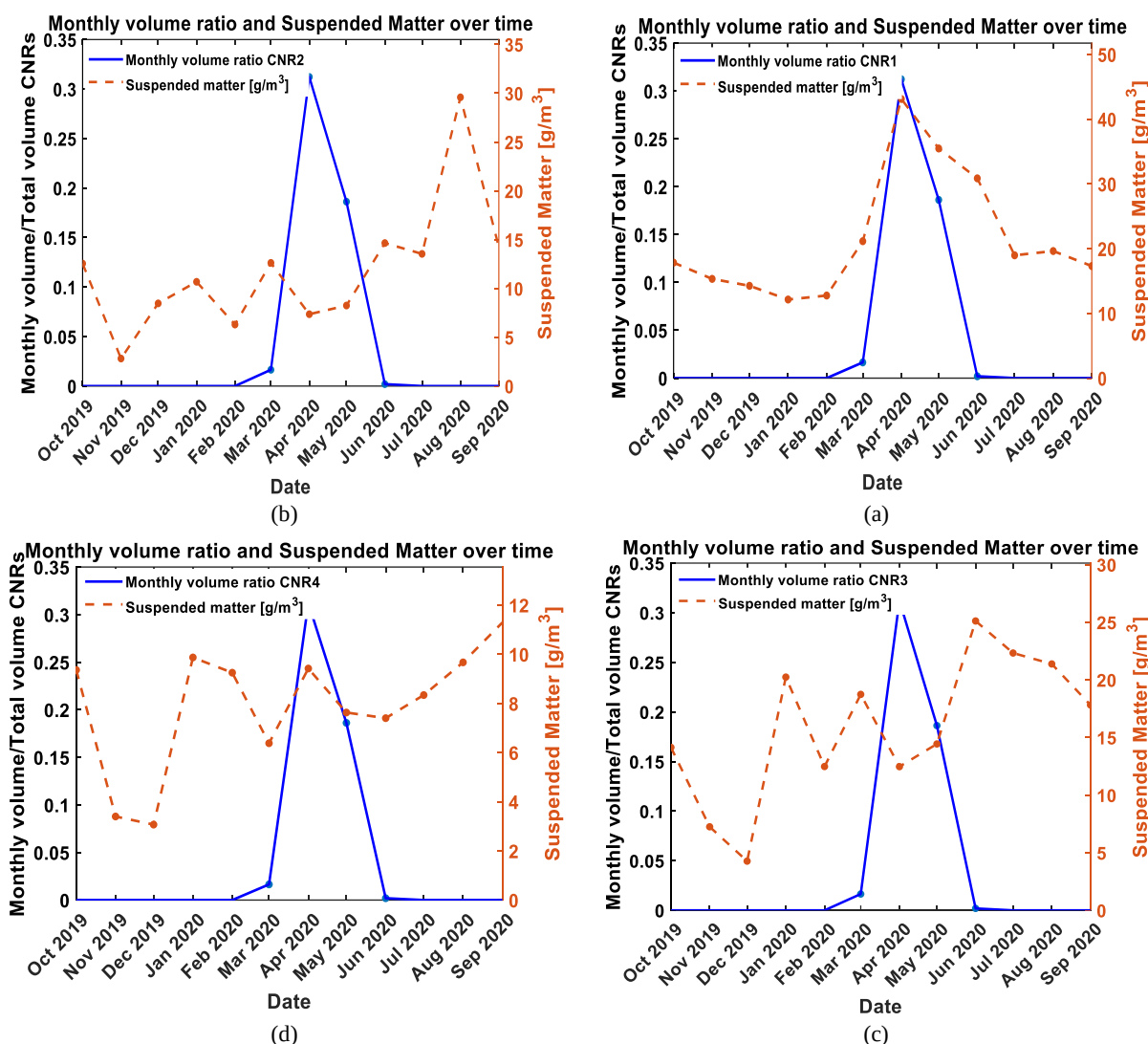


Fig. 7 Monthly water volume and suspended sediment profile for water year 2019-2020 for (a) Chah Nimeh Reservoir (CNR) 1, (b) CNR 2, (c) CNR 3 and (d) CNR 4

شکل ۷ پروفایل زمانی حجم ماهانه آب و رسوب‌های معلق برای سال آبی ۲۰۱۸-۲۰۱۹ برای (a) چاه نیمه ۱، (b) چاه نیمه ۲، (c) چاه نیمه ۳ و (d) چاه نیمه ۴

ورودی ماهانه و میانگین غلظت رسوب‌های معلق در مخزن‌های چاه نیمه، به توسعه یک مدل برای برقراری ارتباط بین دبی ورودی و میانگین رسوب‌های معلق پرداخته شد. همانطور که در شکل ۷ نشان داده شده است، مدل GPR نتایج قابل قبولی را در این زمینه برای چاه نیمه شماره یک نشان داده است و به عنوان مدل بهینه این مخزن استفاده شده است. البته باید به یاد داشت که برای ساخت این مدل، از ۲۴ داده استفاده شده است که به دلیل محدودیت در دسترسی به داده‌های زمینی و تصاویر ماهواره‌ای، تعداد داده‌ها محدود شده است. با افزایش شمار داده‌های ورودی، می‌توان مدل‌های با دقت بالاتر و بهتر

در فصل گرم، به عبارتی ماه‌های اکتبر ۲۰۱۸ الی دسامبر ۲۰۱۸ و ژوئن ۲۰۱۹ الی سپتامبر ۲۰۱۹، میزان دبی ورودی به طور میانگین از فصل خشک به فصل تر، حدود ۰/۱۱ حجم مخزن‌ها افزایش داشته است. در ارتباط با غلظت رسوب‌های معلق مخزن چاه نیمه ۱، این پارامتر در فصل تر نسبت به فصل خشک حدود ۸۷ درصد افزایش داشته است. به طور مشابه، در سال آبی ۲۰۱۹-۲۰۲۰، با افزایش دبی ورودی به طور میانگین حدود ۰/۱۰ حجم مخزن‌ها، غلظت رسوب‌های معلق مخزن چاه نیمه ۱ حدود ۷۴ درصد افزایش یافته است. در ادامه با استفاده از روش‌های رگرسیونی و داده‌های دبی

دبی ورودی چاه نیمه ۱ در این بررسی و ارزیابی می‌باشد که ممکن است پس از برداشت تصاویر ماهواره‌ای متناسب با دیگر مخزن‌ها پس از آگیری، دقت مدل‌ها افزایش یابد. با این حال، همان‌طور که نتایج نشان می‌دهد، مدل مخزن چاه نیمه یک دارای بیشترین همبستگی میان دبی ورودی و غلظت رسوب‌های معلق است.

ساخت. در شکل ۸، نتایج برای دیگر مخزن‌ها نیز نمایش داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، دقت مدل مبتنی بر دبی ورودی و غلظت رسوب‌های معلق در مخزن چاه نیمه ۱، بیشتر از دیگر مخزن‌ها است. به احتمال یکی از علت‌های این امر، برداشت تصاویر ماهواره‌ای متناسب با

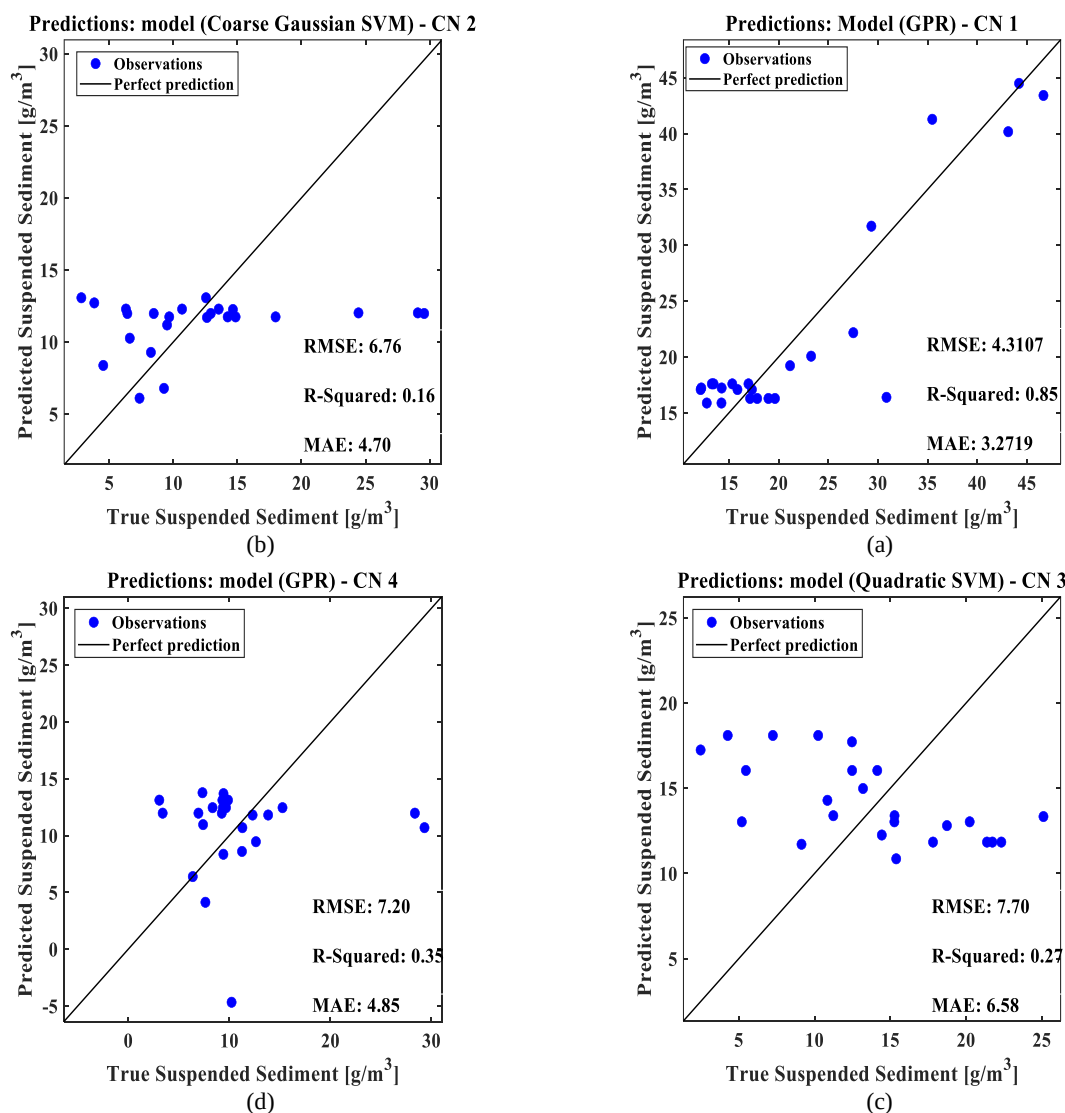


Fig. 8 Average suspended sediment data of reservoirs estimated from satellite images and model predictions for (a) Chah Nimeh (CN) 1, (b) CN 2, (c) CN 3 and (d) CN 4

شکل ۸ میانگین رسوب‌های معلق مخزن‌های برآورده شده از تصاویر ماهواره‌ای و پیش‌بینی مدل برای (a) چاه نیمه ۱، (b) چاه نیمه ۲، (c) چاه نیمه ۳ و (d) چاه نیمه ۴

۴- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، با استفاده از تصاویر در دسترس ماهواره‌ای سنیتل ۲، پارامترهای رسوب‌های معلق در دریاچه‌ها و مخزن‌های آبی را بررسی و تحلیل شد. در آغاز نیز، با

جدول شماره ۳ و ۴ نیز به ترتیب نتایج کامل مدل‌سازی مربوطه را میان پارامتر میانگین غلظت رسوب‌های معلق و دبی ورودی در دو مرحله آموزش و اعتبارسنجی نشان می‌دهد.

جدول ۳ نتایج مرحله آموزش مدل سازی میان پارامترهای

غلظت رسوبهای معلق و دبی ورودی

Table 3 The results of the training phase of modeling between suspended sediments and inflow

CN	Type of Model	Training Result		
		RMSE	R ²	MAE
CN1	GPR	4.30	0.85	3.27
CN2	SVM	6.76	0.16	4.70
CN3	SVM	7.70	0.27	6.58
CN4	GPR	7.20	0.35	4.85

جدول ۴ نتایج مرحله اعتبارسنجی مدل سازی میان پارامترهای

غلظت رسوبهای معلق و دبی ورودی

Table 4 The results of the validation phase of modeling between suspended sediments and inflow

CN	Type of Model	Validation Result		
		RMSE	R ²	MAE
CN1	GPR	4.76	0.81	3.57
CN2	SVM	6.85	0.13	4.86
CN3	SVM	7.40	0.18	6.15
CN4	GPR	7.12	0.32	5.16

استفاده از روش فیزیکی C2RCC، نقشه های پهنه بندی رسوبهای معلق برآورد شد. آنگاه پس از اعتبارسنجی داده های مکانی و زمانی برآورد شده، میانگین غلظت رسوبهای معلق و دبی ورودی بررسی و تحلیل شدند. نتایج نشان داد که میزان های دبی ورودی و میانگین غلظت رسوبهای معلق در مخزن های چاه نیمه با هم ارتباط و همبستگی بالایی دارند، به ویژه در چاه نیمه شماره یک که منبع اصلی ورودی آب به چاه نیمه ها است. همچنین، ضریب همبستگی میان پارامترهای میانگین غلظت رسوبهای معلق در چاه نیمه یک با دبی ورودی مخزن ۰/۹ معادل است. این میزان برای چاه نیمه های دو، سه و چهار به ترتیب ۰/۴۲، ۰/۴۵ و ۰/۴۴ می باشد.

در این پژوهش، اثرگذاری دبی ورودی بر مبنای فصل های گرم و سرد سال آبی ۲۰۱۸-۲۰۱۹ بررسی شد. نتایج نشان داد که، از فصل خشک به فصل تر، دبی ورودی حدود ۰/۱۱ حجم مخزن ها افزایش داشته است. همچنین، غلظت رسوبهای معلق در مخزن چاه نیمه یک در فصل تر نسبت به فصل خشک نزدیک به ۸۷ درصد افزایش داشت. به طور مشابه، در سال آبی ۲۰۱۹-۲۰۲۰، با افزایش دبی ورودی (حدود ۰/۱۰ حجم مخازن)، غلظت رسوبهای معلق در مخزن چاه نیمه یک حدود ۷۴ درصد افزایش یافت.

پس از بررسی پروفایل های زمانی سال های آبی، مدلی برای پیش بینی میانگین غلظت رسوبهای معلق دریاچه ها توسعه داده شد. با در نظر گرفتن همبستگی میان دبی و میانگین غلظت رسوبهای معلق در مخزن های آبی، مدل پیش بینی برآورد شد. برای این منظور، با استفاده از روش های یادگیری عمیق، پارامترهای مختلفی از جمله دبی ورودی، میانگین غلظت رسوبهای معلق، فصل سال و دیگر پارامترهای هواشناسی استفاده شدند. نتایج نشان داد که مدل پیش بینی با دقت بالایی (ضریب تشخیص ۰/۸۵، ریشه میانگین مربعات خطا ۴/۳۰ گرم بر مترمکعب و میزان خطای میانگین مطلق معادل ۳/۲۷)، قادر به پیش بینی میانگین غلظت رسوبهای معلق دریاچه ها در فصل های سال است. در نهایت، با توجه به نتایج به دست آمده، پیشنهاد و تاکید می شود که برای کاهش غلظت رسوبهای معلق در مخازن آبی، بهینه سازی دبی ورودی در نظر گرفته شود. همچنین، استفاده از مدل پیش بینی توسعه یافته در این پژوهش، می تواند به عنوان یک ابزار موثر برای مدیریت منابع آبی و کاهش آلودگی آب های سطحی استفاده شود.

در نهایت لازم به یادآوری است که با توجه به حساسیت داده های رودخانه های مرزی؛ داده های دبی های ورودی حذف شده است و ارزیابی بر مبنای نسبت حجم ورودی ماهانه بر حجم مخزن ها صورت گرفته است؛ این داده ها در اختیار مجله بوده و بر اساس درخواست کتبی می تواند در اختیار پژوهشگران علاقه مند قرار خواهد گرفت.

۴- منابع ها

Akbari, M., Mirchi, A., Roozbahani, A., Gafurov, A., Kløve, B. & Haghighi, A.T. (2022). Desiccation of the transboundary Hamun Lakes between Iran and Afghanistan in response to hydro-climatic droughts and anthropogenic activities. *Journal of Great Lakes Research*, 48(4), 876-889.

Balasubramanian, S.V., Pahlevan, N., Smith, B., Binding, C., Schalles, J., Loisel, H., Gurlin, D., Greb, S., Alikas, K., Randra, M., Bunkeik, M., Mosesl, W., Nguyễn, H., Lehmann, M.K., O'Donnello, D., Ondrusekp, M., Hanq, T.-H., Fichotr, C.G., Moores, T. & Boss, E. (2020). Robust algorithm for estimating total suspended

- and ensemble algorithms for grassland in the Shengjin Lake Wetland, China. *Remote Sensing*, 13(8), 1595, <https://doi.org/10.3390/rs13081595>.
- Long, C.M. & Pavelsky, T.M. (2013). Remote sensing of suspended sediment concentration and hydrologic connectivity in a complex wetland environment. *Remote Sensing of Environment*, 129, 197-209.
- Noori, A., Mohajeri, S. H., Mehraein, M. & Samadi, A. (2023). Comparison of the Optimal Band Combinations to Estimate the Water Turbidity Parameter in Lakes Using Sentinel-2 and Landsat-8 Satellite Images (Case Study: Chah Nimeh Reservoirs). *Iran-Water Resources Research*, 18(4), 105-117. (in Persian)
- Padilla-Mendoza, C., Torres-Bejarano, F., Campo-Daza, G. & González-Márquez, L.C. (2023). Potential of Sentinel Images to Evaluate Physicochemical Parameters Concentrations in Water Bodies—Application in a Wetlands System in Northern Colombia. *Water*, 15(4), 789, <https://doi.org/10.3390/w15040789>.
- Sirdaş, S. & Şen, Z. (2007). Determination of Flash Floods in Western Arabian Peninsula. *Journal of Hydrologic Engineering*, 12(6), 676-681.
- Soria, J., Jover, M. & Domínguez-Gómez, J. A. (2021). Influence of Wind on Suspended Matter in the Water of the Albufera of Valencia (Spain). *Journal of Marine Science and Engineering*, 9(3), 343, <https://doi.org/10.3390/jmse9030343>.
- solids (TSS) in inland and nearshore coastal waters. *Remote Sensing of Environment*, 246, 111768, <https://doi.org/10.1016/j.rse.2020.111768>.
- Brockmann, C., Doerffer, R., Peters, M., Kerstin, S., Embacher, S. & Ruescas, A. (2016). Evolution of the C2RCC neural network for Sentinel 2 and 3 for the retrieval of ocean colour products in normal and extreme optically complex waters. *Living Planet Symposium*, Proceedings of the conference held 9-13 May 2016 in Prague, Czech Republic. Edited by L. Ouwehand. ESA-SP Volume 740, ISBN: 978-92-9221-305-3, p.54.
- Du, Y., Song, K., Liu, G., Wen, Z., Fang, C., Shang, Y., Zhao, F., Wang, Q., Du, J. & Zhang, B. (2020). Quantifying total suspended matter (TSM) in waters using Landsat images during 1984–2018 across the Songnen Plain, Northeast China. *Journal of Environmental Management*, 262, 110334, doi: 10.1016/j.jenvman.2020.110334.
- Gallay, M., Martinez, J.-M., Mora, A., Castellano, B., Yépez, S., Cochonneau, G., Alfonso, J.A., Carrera, J.M., López, J.L. & Laraque, A. (2019). Assessing Orinoco River sediment discharge trend using MODIS satellite images. *Journal of South American Earth Sciences*, 91, 320-331.
- Gao, Z., Shen, Q., Wang, X., Peng, H., Yao, Y., Wang, M., Wang, L., Wang, R., Shi, J. & Shi, D. (2021). Spatiotemporal Distribution of Total Suspended Matter Concentration in Changdang Lake Based on In Situ Hyperspectral Data and Sentinel-2 Images. *Remote Sensing*, 13(21), 4230, <https://doi.org/10.3390/rs13214230>.
- He, X., Bai, Y., Pan, D., Huang, N., Dong, X., Chen, J., Chen, C.-T.A. & Cui, Q. (2013). Using geostationary satellite ocean color data to map the diurnal dynamics of suspended particulate matter in coastal waters. *Remote Sensing of Environment*, 133, 225-239.
- Ji, N., Liu, Y., Wang, S., Wu, Z. & Li, H. (2022). Buffering effect of suspended particulate matter on phosphorus cycling during transport from rivers to lakes. *Water Research*, 216, 118350, doi: 10.1016/j.watres.2022.118350.
- Larson, M.D., Simic Milas, A., Vincent, R.K. & Evans, J.E. (2021). Landsat 8 monitoring of multi-depth suspended sediment concentrations in Lake Erie's Maumee River using machine learning. *International Journal of Remote Sensing*, 42(11), 4064-4086.
- Li, C., Zhou, L. & Xu, W. (2021). Estimating aboveground biomass using Sentinel-2 MSI data

The Laboratory Investigation of Rotary Gates to Control the Water Level and Measure the Discharge in Rectangular Canals

Mahshid Dowlatshad¹, Hojjat AllahYonesi^{2*}, Babak Shahinejad³, Hassan Torabipoudeh⁴,
Ava Marashi⁵

1-MSc. Student of Hydraulic Structures, Department of Water Eng., Lorestan University, Khorramabad, Iran.

2,4-Associate Professor Department of Water Eng., Lorestan University, Khorramabad, Iran.

3-Assistance Professor Department of Water Eng., Lorestan University, Khorramabad, Iran.

5- PhD of Hydraulic Structures.

* yonesi.h@lu.ac.ir

Received: 23 June 2023, Accepted: 4 July 2023 J. Hydraul. Homepage: www.jhyd.iha.ir

Abstract

Introduction: The importance of flow measurement in irrigation and drainage networks is not hidden from anyone. gates are one of the structures that can be adjusted while controlling the upstream (downstream) flow depth and play an important role in measuring the flow.

Up to now, very comprehensive studies have been carried out regarding the correction and development of the relationship between the upstream height and the discharge in free and submerged conditions. Among the researchers who have investigated this issue in rectangular channels, we can mention the researches of Henry (1950), Rajaratnam et al. (1967), Roth et al. (1999), Swamee (1992) pointed out.

In this research, a rotary gate along with a rectangular to semi-circular transition is used as a flow measurement and water level control structure.

Methodology: The experiments of this research in an inclined channel with a Plexiglas wall with a rectangular cross-section with length, width and height of 12, 0.6 and 0.5 m respectively with a longitudinal slope of 0.00088 in the Water Research Laboratory of Water Engineering Department of Lorestan University done.

The transition length is 0.9 m, which was done by fixing its upper edge to the walls and bottom of the main channel from upstream and fixing it to a semicircular frame with a diameter of 0.6 m at the gate construction site. It should be noted that this semi-circular cross-section has continued up to a distance of 0.3 meters (gate radius) to the end of the transition hand. Also, a semicircular plate with a diameter of 0.6 m was used as a rotary gate.

The tested discharges were from 20 to 38 lit/sec with 2-liter intervals and angles from 35-85 degrees with 5-degree intervals.

In order to carry out the experiments, firstly the flow with a certain discharge is established in the channel, and then the gate is fixed at a specific opening and the depth of the flow

using a depth gauge device at different points of the channel, from a distance of 4 m upstream to 3 m downstream of the gate with certain distances in the direction Measured lengthwise. Also, in order to ensure the correctness of the read depth, the water level has been measured in at least three and at most five points across the channel.

Results and Discussion: The results show that with the increase of the opening angle, the flow depth will have less fluctuations. In order to provide a general relationship, two dimensionless parameters of water surface width at each level (W_h) and dimensionless flow parameter (Q_h) which were used by Marashi et al. (2021) is used.

In this research, the flow through the valve has been calculated from three approaches:

- 1- The method of estimating flow at each opening angle
- 2- Use of all data
- 3- Division of flow-opening angle curve (breaking point method)

Comparing the results of flow estimation methods: to check and calculate the error values in each discharge estimation method, indexes such as: average relative error index (Error), root mean square error (RMSE), standard error (SE) and normal root mean square error (NRMSE) were used.

Choose the recommended method: The analysis of the results obtained using the statistical indicators of the three methods mentioned above shows that all three methods have high and acceptable accuracy. In the method of using all the data and the breaking point method, the discharge is calculated by having the depth of flow at upstream, the radius and opening of the gate. Since relatively short calculations are performed in these two methods, it is sufficient for initial estimates.

Conclusion: In this research, to measuring and control the flow, using the rotary gates in rectangular channels has been studied. This research is based on the results of Marashi et al. and the purpose of the authors is to investigate the efficiency and accuracy of the results obtained from the estimation of the discharge passing through rotary gates in rectangular channels. The results showed that the method of using each angle seems more accurate because the number of calculations in it is more. The error percentage index for the separation method is 1.30%, in the aggregated data method it is 3.29% and the breaking point method is 3.98%.

The formation of the lowest flow depth after passing through the gate occurs at a relatively short distance in the central axis of the canal, which can be considered as a criterion for the initial depth of the hydraulic jump. Investigating the amount of energy loss due to the hydraulic jump of the flow after the gate shows that: with the increase of the opening angle, the cross-sectional area of the flow increases and the difference in velocity before and after the hydraulic jump decreases. This factor reduces energy loss. The comparison between the amount of energy consumption in two sliding and rotary gates showed that the flow passing through the rotary gate produces about 5% more energy loss.

Keywords: Rectangular to semicircular transition, rotary gate, flow measurement, energy loss.



© 2023 Iranian Hydraulic Association, Tehran, Iran.
This is an open access article distributed under the terms and conditions of
the Creative Commons Attribution 4.0 International (CC BY 4.0 license)
(<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>)

بررسی و ارزیابی آزمایشگاهی دریاچه‌های دوار برای کنترل سطح آب و اندازه‌گیری جریان در کانال‌های مستطیلی

مهشید دولت‌شاد^۱، حجت الله یونسی^{۲*}، بابک شاهی نژاد^۳، حسن ترابی پوده^۴، آوا مرعشی^۵

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه‌های آبی، گروه مهندسی آب دانشگاه لرستان.

۲ و ۴- دانشیار گروه مهندسی آب، دانشگاه لرستان.

۳- استادیار گروه مهندسی آب دانشگاه لرستان

۵- دکتری سازه‌های آبی.

* yonesi.h@lu.ac.ir

دریافت: ۱۴۰۲/۰۴/۰۲، پذیرش: ۱۴۰۲/۰۴/۱۳ وب‌گاه نشریه هیدرولیک: www.jhyd.iha.ir

چکیده: در این تحقیق آزمایشگاهی از دریاچه دوار به همراه یک تبدیل مستطیلی - نیم دایره‌ای به منظور اندازه‌گیری و کنترل جریان، استفاده شده است. کارایی این نوع تبدیل و دریاچه از نظر هیدرولیکی با استفاده از عامل‌هایی همچون تراز سطح آب جریان نزدیک شونده و زاویه بازشدگی دریاچه که بر مکان هندسی دیواره تبدیل موثر بوده، مورد بررسی قرار گرفته است. دبی جریان عبوری از دریاچه دوار نیز بر مبنای رابطه دبی-اشل و معادله‌های اساسی هیدرولیک و همچنین سه روش تفکیک زاویه‌ها، روش تجمیع داده‌ها و روش نقطه شکست برآورد شده است. دقت این روش‌ها با استفاده از شاخص‌های آماری مورد ارزیابی قرار گرفته و نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که هر سه روش تفکیک زاویه‌ها، روش تجمیع داده‌ها و روش نقطه شکست با دقت بالای ۹۰ درصد قادر به برآورد دبی عبوری از کانال می‌باشد. تغییرپذیری میزان هدررفت انرژی در اثر عبور جریان از دریاچه نشان می‌دهد که: با افزایش زاویه بازشدگی، به دلیل افزایش مساحت مقطع خروجی از هدررفت انرژی کاسته می‌شود.

کلیدواژگان: تبدیل مستطیلی - نیم دایره‌ای، دریاچه دوار، اندازه‌گیری دبی، افت انرژی.

۱- مقدمه

امروزه با محدودیت منابع آب و اهمیت بهینه سازی میزان تحویل و مصرف آن در شبکه‌های آبیاری و زهکشی، سازه‌های اندازه‌گیری جریان و کنترل سطح آب از جایگاه با اهمیت‌تری نسبت به گذشته برخوردار شده‌اند. دریاچه سازه‌ای است که به صورت قابل تنظیم ضمن کنترل عمق جریان بالادست (پائین دست) نقش مهمی را در اندازه‌گیری جریان عبوری ایفا می‌کند (Plan and Budget 2022). تاکنون بررسی و ارزیابی‌های بسیار جامعی در زمینه تصحیح و توسعه رابطه ارتفاع بالادست جریان با دبی عبوری در شرایط آزاد و مستغرق انجام شده است. از جمله محققینی که تاکنون به بررسی این مقوله در

کانال‌های مستطیلی پرداخته‌اند می‌توان به تحقیقات Roth et al. (1950)، Henry (1967)، Rajaratnam et al. (1999) و Swamee (1992) اشاره کرد. همچنین Kim (2007) با حل عددی معادله‌های ناویر-استوکس، و Benjamin (1956)، Vanden-Broeck (1997) و Daneshfaraz et al. (2016) با حل عددی تابع پتانسیل مختلط به بررسی محاسبه ضریب فشردگی جریان عبوری از دریاچه و تغییرپذیری‌های آن در بازشدگی‌های مختلف در پرش‌های هیدرولیکی آزاد و مستغرق بعد از دریاچه پرداختند. (Belaud et al. 2009). با حل معادله‌های انرژی و مونتوم تحقیقی را در این زمینه انجام داده‌اند. دریاچه‌های دوار به دلیل حرکت در پیرامون لولای خط

مختلف اثرگذاری‌های تبدیل در نوع ورود جریان به دریچه و همچنین زاویه‌های بازشدگی و دیگر زمینه‌های هیدرولیکی پرداخته شده است.

۲- مواد و روش‌ها

آزمایش‌های این تحقیق در یک کانال شیب پذیر با بدنه‌ای از جنس پلکسی گلاس با مقطع مستطیلی به طول، عرض و ارتفاع به ترتیب ۱۲، ۰/۶ و ۰/۵ متر با شیب طولی ۰/۰۰۸۸ در آزمایشگاه تحقیقات آب گروه مهندسی آب دانشگاه لرستان انجام شده است (شکل ۲). برای ساخت تبدیل، از یک ورق گالوانیزه به ضخامت ۱ میلی‌متر استفاده شده است. طول تبدیل ۰/۹ متر بوده که با ثابت کردن لبه بالایی آن به دیواره‌ها و کف کانال اصلی از بالادست و تثبیت آن به یک قاب نیم دایره به قطر ۰/۶ متر در محل ساخت دریچه این تغییر سطح مقطع انجام شده است. لازم به یادآوری است که این مقطع نیم دایره‌ای تا فاصله ۰/۳ متری (شعاع دریچه) تا پائین دست تبدیل ادامه پیدا کرده است.

همچنین از یک صفحه نیم دایره‌ای به قطر ۰/۶ متر، به عنوان دریچه دوار استفاده شد. این ورق فلزی با برش لیزری به شکل نیم دایره درآمده و توسط یک میله فلزی به عنوان محور به مرکز نیم دایره در بستر تبدیل متصل شده است. به منظور تنظیم زاویه‌های مختلف بازشدگی نیز، از دو بلبرینگ نصب شده در قاب مخصوص استفاده شده است (شکل ۲). جریان توسط یک پمپ گریز از مرکز با دبی اسمی ۵۳ لیتر بر ثانیه از یک منبع زیرزمینی به مخزن هوایی با ارتفاع ثابت ۴ متر به کانال آزمایشگاهی وارد می‌شود. عمق جریان توسط اندازه‌گیر نقطه‌ای با دقت ۰/۱ میلی‌متر و دبی جریان نیز توسط یک جریان سنج الکترومغناطیسی با دقت ۰/۰۱ لیتر بر ثانیه که بر روی لوله ورودی جریان به فلوم نصب شده بود اندازه‌گیری شده است. برای اطمینان از درستی عمق خوانده شده، اندازه‌گیری تراز سطح آب در سه و یا پنج نقطه در عرض کانال صورت گرفت.

سطح مقطع جریان در حین عبور از دریچه دوار به دو قسمت تقسیم می‌شود. بخشی از جریان در حد فاصل

مرکزی، عملیات بازشدگی به میزان دلخواه را ساده کرده و مانورهای سریع و آسانی را ارائه می‌دهد. به دلیل نیروهای جریان اعمال شده به نسبت مساوی به دو طرف صفحه در این دریچه برای چرخش آن، نیروی کمی نیاز است. نخستین تحقیق در زمینه دریچه‌های دوار در کانال‌های نیم‌دایره‌ای توسط Marashi et al. (2020) انجام شده است. ایشان تحقیق نسبتاً گسترده‌ای را به منظور بررسی کارایی هیدرولیکی این دریچه در کانال نیم دایره‌ای (کانالت) انجام داده و تأثیر فراسنجه‌های دبی جریان و زاویه بازشدگی این دریچه را بر عمق جریان در شرایط پرش هیدرولیکی آزاد و مستغرق گزارش کردند. در شکل ۱ نمایی از دریچه دوار به کار رفته در آزمایش‌های ایشان نشان داده شده است.

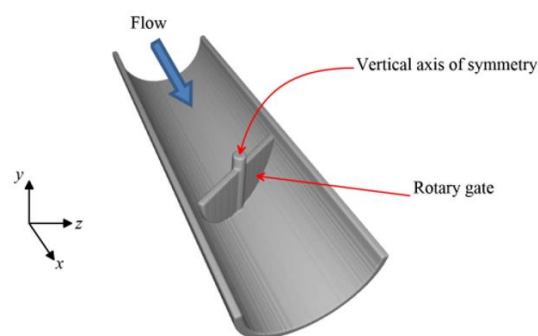


Fig. 1 3-D schematic view of the rotary gate in Semicircular Canal

شکل ۱ نمای کلی دریچه دوار در کانال نیم دایره‌ای

با توجه به اهمیت اندازه‌گیری آب در کانال‌های آبرسانی و سختی کار با دریچه‌های کشویی به لحاظ بهره‌برداری، زنگ خوردگی و نیروی کار انسانی، در این پژوهش از دریچه دوار به همراه یک تبدیل مستطیلی-نیم دایره‌ای به عنوان یک سازه اندازه‌گیری جریان و کنترل سطح آب استفاده شده است. لذا با استفاده از یک تبدیل، سطح مقطع کانال مستطیلی به صورت تدریجی به یک مقطع نیم دایره‌ای در محل نصب دریچه دوار تبدیل می‌شود. تنظیم میزان بازشدگی دریچه جهت رسیدن به تراز جریان مناسب در بالادست توسط گشتاور مثبت و منفی ایجاد شده در محور دریچه باعث آسانگری در بهره‌برداری از این نوع دریچه‌ها می‌شود. این روش تاکنون بررسی و بهره‌برداری نشده است. لذا در این تحقیق به بررسی جنبه‌های

نویسندگان نیز از همان روابط برای تعیین دبی با سه دیدگاه: بررسی در هر زاویه بازشدگی با استفاده از نتایج همان زاویه به صورت مجزا، استفاده از همه داده‌ها و در نهایت روش تقسیم بندی ناحیه‌های منحنی دبی-بازشدگی و تحلیل زیر ناحیه‌ها استفاده کرده‌اند.

برای انجام آزمایش‌ها، ابتدا جریان با دبی معینی در کانال برقرار شده و سپس دریچه در بازشدگی مشخصی تثبیت شده و عمق جریان با استفاده از دستگاه عمق سنج در نقطه‌های مختلف کانال، از فاصله ۴ متری بالادست تا ۳ متری پایین دست دریچه بدین صورت که از مرکز دریچه تا ۱ متری بالادست و پایین دست دریچه با فاصله‌های ۰/۰۵ متر و از ۱ متری تا ۴ متری بالادست و ۱ متری تا ۳ متری پایین دست با فاصله‌های ۰/۲۵ متری در راستای طولی اندازه‌گیری شده است.

دیواره تبدیل از بالادست تا لبه دریچه عبور کرده و بخش دیگر نیز از مابین دو منحنی تبدیل نیم دایره و لبه دریچه در قسمت پائین دست دریچه عبور می‌کند. در شکل‌های (۲ و ۳) نحوه عبور جریان در حدفاصل تبدیل و دریچه نشان داده شده است. در این تحقیق، با توجه به حساسیت نقش دبی در تعیین تراز سطح آب بالادست و پائین دست دریچه، دبی‌های مورد آزمایش از ۲۰ تا ۳۸ لیتر بر ثانیه با فاصله‌های دو لیتری و زاویه‌های ۳۵ تا ۸۵ درجه با فاصله‌های ۵ درجه انجام شده است (جدول ۱). برای مقایسه کارایی این دریچه با یک دریچه کشویی مفروض با همان سطح مقطع باز شدگی، از لحاظ ایجاد افت انرژی، منحنی‌های سطح مقطع دریچه دوار در برابر عمق‌های بالادست ترسیم شده است (شکل ۴).

رابطه‌های ریاضی مورد استفاده در این تحقیق توسط Marashi et al. (2020) توسعه داده شده است و

جدول ۱ حدود فراسنجه‌های اندازه‌گیری شده در وضعیت جریان آزاد

Table 1 The domain of measured parameters in free flow

Opening angle (deg)	Discharge range (lit/s)	Depth rang (m)	No. of Exp.
35	0.02<Q<0.026	0.239<h<0.281	4
40		0.220<h<0.257	4
45		0.195<h<0.287	
50		0.179<h<0.264	
55		0.162<h<0.238	
60		0.152<h<0.221	
65	0.02<Q<0.038	0.136<h<0.200	10
70		0.129<h<0.185	
75		0.125<h<0.178	
80		0.120<h<0.170	
85		0.118<h<0.166	



Fig. 2 The rectangular channel used in this research and the region of gate installation and transition in it

شکل ۲ کانال مستطیلی مورد استفاده در این تحقیق و محدوده نصب دریچه و تبدیل در آن

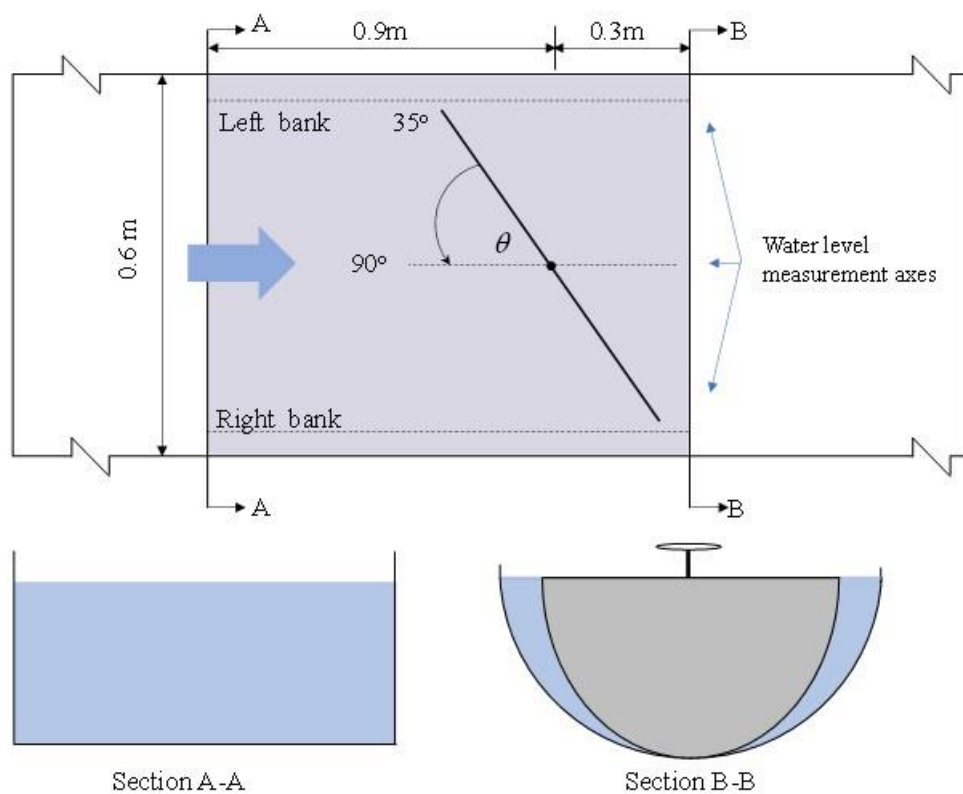


Fig. 3 Gate plan and transition in rectangular channel

شکل ۳ طرح دریچه و تبدیل در کانال مستطیلی

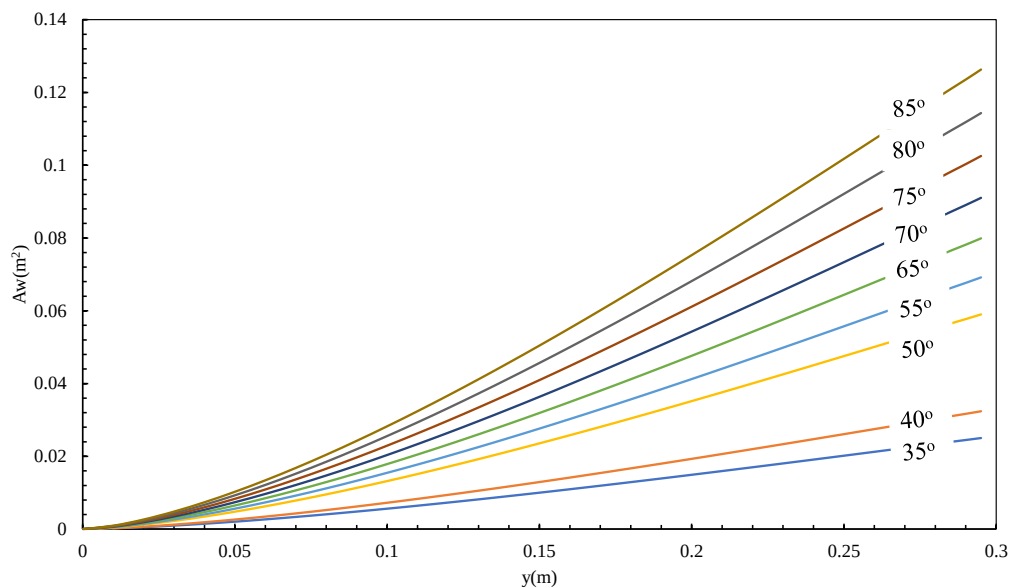


Fig. 4 Variations of the cross-section of flow through the rotary gate against the depth for different opening angles

شکل ۴ تغییرپذیری سطح مقطع جریان عبوری از دریچه دوار در برابر عمق برای زاویه‌های مختلف بازشدگی

۳- نتایج و بحث

در کلیه آزمایش‌های انجام شده در این تحقیق، نیم‌رخ سطح آب در مجاورت دیواره‌های سمت چپ و راست و همچنین محور مرکزی کانال برداشت شده است. نتایج

به‌دست آمده نشان می‌دهد در بالادست دریچه، بیشترین طولی که تراز سطح آب دچار تغییر می‌شود در حدود ۰/۵ متر بوده و در سمت چپ جریان (جایی که دریچه دوار به سمت بالادست حرکت کرده است) می‌باشد.

$$\Pi_5 = \frac{W}{h_1}$$

$$\Pi_6 = \theta, \sin \theta, \cos \theta$$

با ترکیب دو فراسنجه بدون بُعد Π_3 و Π_6 فراسنجه بدون بُعدی حاصل می‌شود که می‌تواند نماینده زاویه بازشدگی باشد. در نتیجه می‌توان به رابطه زیر دست یافت:

$$\frac{Q}{\sqrt{gh_1^5}} = f\left(\frac{W}{h_1}\right) \quad (3)$$

به منظور ارائه یک رابطه عمومی، از دو فراسنجه بدون بُعد عرض سطح آب در هر تراز (W_h) و فراسنجه دبی بدون بُعد جریان (Q_h) که توسط (Marashi et al. (2020 به صورت زیر تعریف شده است، استفاده می‌شود:

$$W_h = \frac{W}{h_1} = 2(1 - \cos \theta) \sqrt{\frac{2R}{h_1}} - 1 \quad (4)$$

$$Q_h = \frac{Q}{\sqrt{gh_1^5}} \quad (5)$$

۴- روش‌های تعیین دبی عبوری

۴-۱- روش برآورد دبی در هر زاویه بازشدگی

با توجه به میزان برداشت شده در زاویه‌های مختلف بازشدگی دریاچه، می‌توان ارتباط دو فراسنجه Q_h ، W_h را به صورت زیر نشان داد.

$$Q_h = \alpha W_h^\beta \quad (6)$$

که در آن، α, β ضریب‌های ثابت می‌باشد.

لازم به ذکر است که مقادیر α, β در زاویه‌های مختلف بازشدگی، متفاوت است. شکل ۷ تغییرپذیری فراسنجه بدون بُعد دبی در برابر عرض نسبی سطح آب برای زاویه‌های مختلف بازشدگی را نشان می‌دهد پس از برازش یک منحنی توانی به نتایج به دست آمده در هر زاویه بازشدگی در این شکل، میزان توان و ضریب معادله (۶) استخراج و منحنی تغییرپذیری آنها نسبت به زاویه بازشدگی ترسیم شده است (شکل ۸). با استفاده از این شکل می‌توان مقادیر دو فراسنجه ضریب و توان را برای هر زاویه بازشدگی به دست آورد.

تغییرپذیری دو فراسنجه α و β نسبت به زاویه بازشدگی

در شکل ۵ نمونه‌ای از نیمرخ‌های سطح آب اندازه‌گیری شده در دیواره‌های سمت چپ و راست و خط مرکزی کانال نشان داده شده است. با دقت در داده‌ها می‌توان دریافت که عمق جریان در مقطعی به فاصله ۱ متر از بالادست دریاچه را می‌توان به عنوان معیاری برای تعیین انرژی کل در بالادست دریاچه در نظر گرفت و می‌توان اطمینان داشت که میزان عمق جریان در این مقطع نسبت به مقطع‌های بالادست تغییری ندارد.

منحنی‌های دبی اشل برای زاویه‌های مختلف در شکل ۶ رسم شده است.

چگونگی تغییرپذیری میزان دبی در عمق‌های مختلف بیانگر آن است که با افزایش زاویه بازشدگی عمق جریان دچار نوسان‌های کمتری خواهد شد. به منظور تعمیم نتایج در شرایط و ابعاد هندسی مختلف، از دسته فراسنجه‌های بدون بُعد با استفاده از تئوری بی بعدسازی باکینگهام استفاده شده است.

$$F(Q, h_1, L, B, R, \rho, g, \mu, \theta) = 0 \quad (1)$$

که در آن:

Q دبی جریان عبوری (مترمکعب بر ثانیه)، R شعاع دریاچه دوار (متر)، h_1 تراز سطح آب در بالادست دریاچه (متر)، L طول تبدیل (متر)، W عرض کانال مستطیلی (عرض سطح آب-متر)، ρ چگالی سیال (کیلوگرم بر مترمکعب)، g شتاب ثقل زمین (متر بر مجذور ثانیه)، μ لزجت سیال (پاسکال-ثانیه) و θ زاویه بازشدگی دریاچه (درجه) می‌باشد.

با در نظر گرفتن سه فراسنجه ρ, h و g به عنوان متغیرهای تکرارشونده، فراسنجه‌های بدون بُعد زیر به دست می‌آید:

$$\begin{aligned} \Pi_1 &= \frac{Q}{\sqrt{gh_1^5}} \\ \Pi_2 &= \frac{\mu}{\rho \sqrt{gh_1^3}} = \frac{1}{Re} \end{aligned} \quad (2)$$

$$\Pi_3 = \frac{R}{h_1}$$

$$\Pi_4 = \frac{L}{h_1}$$

تغییرپذیری یک تابع درجه دو بر روی آنها برآزش داده شد. با ساده سازی این معادله و جایگذاری عامل‌های هیدرولیکی می‌توان با اندازه‌گیری میزان عمق جریان بالادست دریچه در زاویه‌های مختلف بازشدگی، دبی عبوری از دریچه دوار را با معادله ۱۱ محاسبه کرد.

$$Q_h = -0.027W_h^2 + 0.47W_h \quad (10)$$

$$Q = -0.338(1 - \cos\theta)^2 \times (2R - h)h^{1.5} + 2.94 \times (1 - \cos\theta)h^2\sqrt{2R - h} \quad (11)$$

۳-۴- روش تقسیم بندی ناحیه‌های منحنی دبی- بازشدگی

همان‌طور که در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود در روند نتایج یک نقطه شکست وجود دارد. این بدان معناست که در نقطه‌ای از منحنی، تغییرپذیری فراسنجه بدون بُعد دبی نسبت به عرض سطح آب که شیب داده‌ها تغییر پیدا می‌کند به عنوان نقطه شکست داده‌ها در نظر گرفته

به ترتیب از رابطه‌های ۷ و ۸ پیروی می‌کنند.

با ساده سازی رابطه‌های ۴ تا ۶ می‌توان دبی عبوری از دریچه دوار را با استفاده از رابطه ۹ برآورد کرد.

روند این منحنی‌ها از معادله‌های توانی پیروی می‌کند که می‌توان آنها را به صورت معادله ۱۰ نمایش داد. در این معادله Q_h به صورت تابع توانی از W_h داده شده است.

$$\alpha = 2.4714\cos^4\theta - 2.927\cos^3\theta + 0.9836\cos^2\theta + 0.1235\cos\theta + 0.3022 \quad (7)$$

$$\beta = -0.18666\cos^2\theta + 0.1298\cos\theta + 1.1065 \quad (8)$$

$$Q = 3.132\alpha \times h^{2.5} \times \left[2(1 - \cos\theta) \sqrt{\frac{2R}{h} - 1} \right]^\beta \quad (9)$$

۲-۴- روش برآورد دبی با استفاده از همه داده‌ها

در همه آزمایش‌های انجام شده در این تحقیق، تغییرپذیری فراسنجه بی بُعد دبی نسبت به عرض سطح آب ترسیم شده است (شکل ۹). با توجه به روند

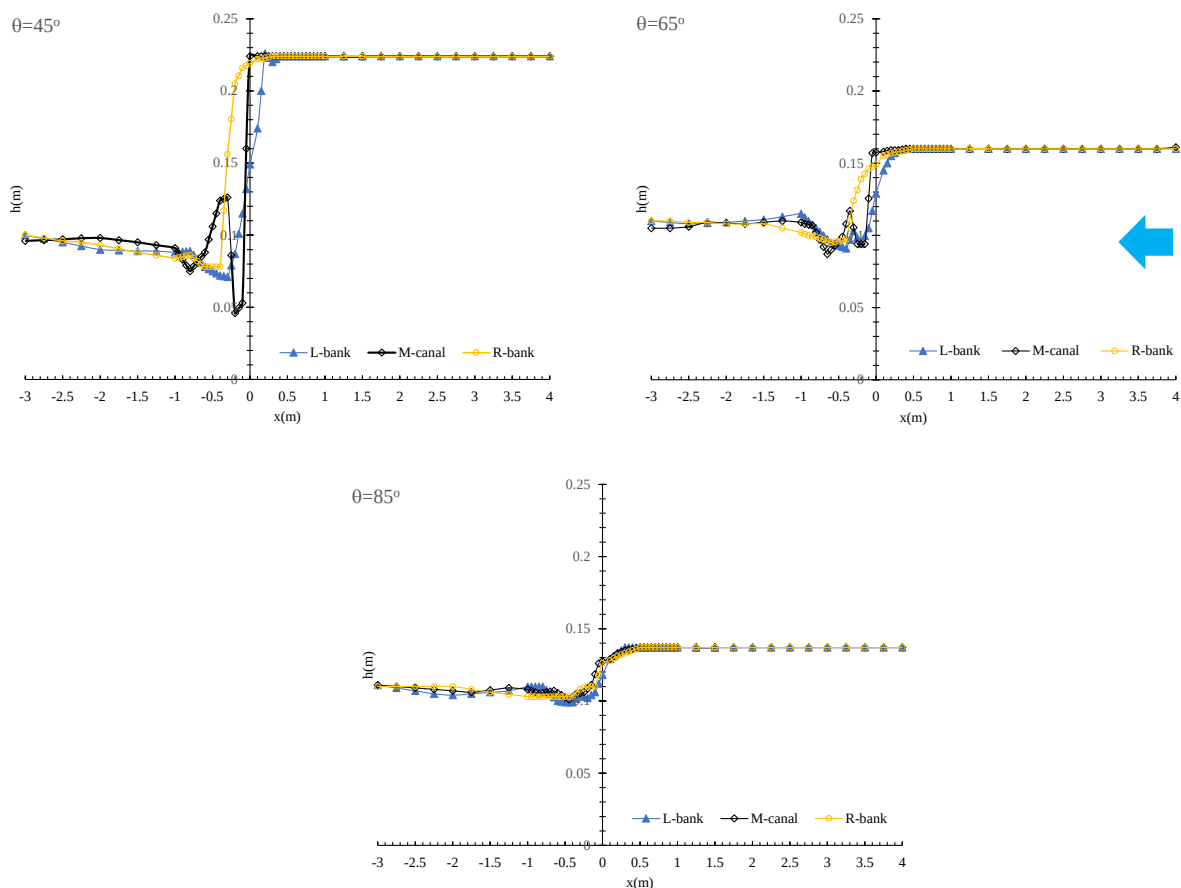


Fig. 5 The flow surface elevation at left and right bank and the center line of the canal with 26 lit/s
 شکل ۵ نیمرخ سطح آب در دیواره‌های سمت چپ و راست و خط مرکزی کانال با دبی ۲۶ لیتر بر ثانیه

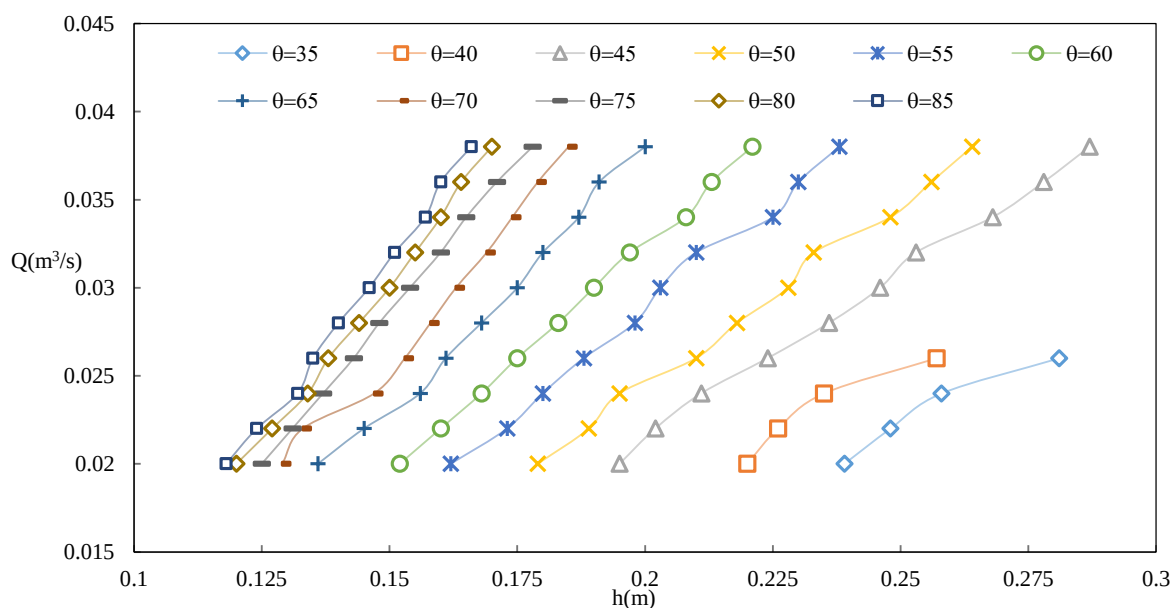


Fig. 6 Stage-discharge curve in different opening angles

شکل ۶ منحنی دبی-اشل در زاویه‌های مختلف بازشدگی

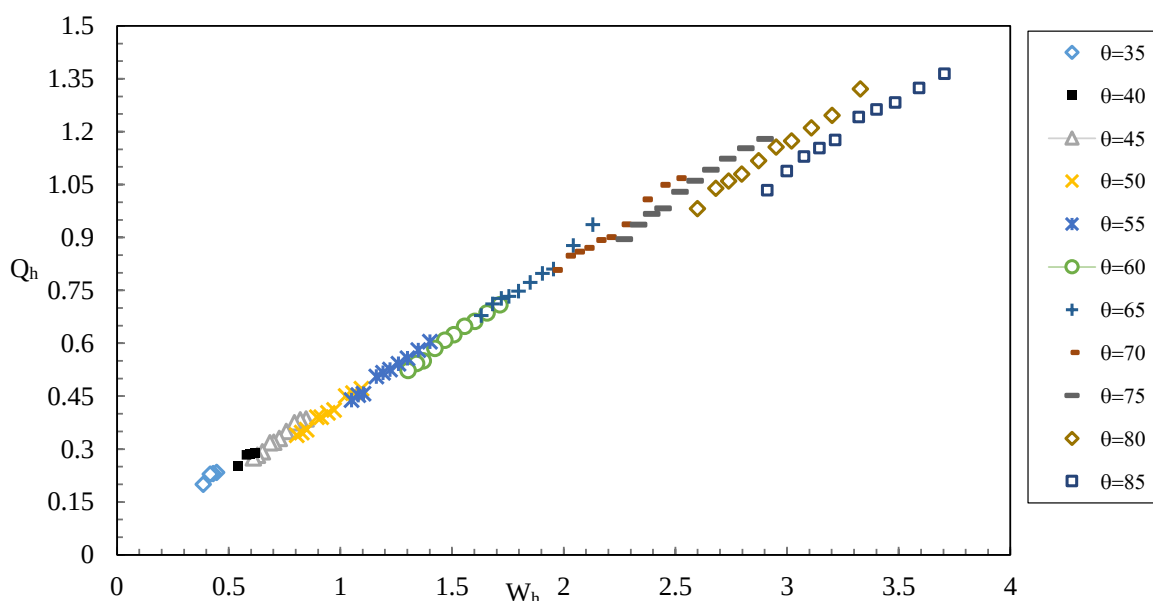


Fig. 7 Variations of the dimensionless parameter of discharge versus the relative width of the water surface for different opening angles

شکل ۷ تغییرپذیری فراسنجه بدون بُعد دبی در برابر عرض نسبی سطح آب برای زاویه‌های مختلف بازشدگی

که دریاچه در زاویه‌های کمتر از ۶۰ درجه و بیشتر از آن کارکردهای متفاوتی دارد. با ساده سازی معادله‌های ۱۲ و ۱۴ میزان دبی عبوری را با استفاده از رابطه‌های ۱۳ و ۱۵ با جایگذاری میزان عمق جریان بالادست در زاویه‌های مختلف بازشدگی می‌توان

می‌شود. این موضوع نشان می‌دهد که در زاویه‌های بیشتر از ۶۰ درجه، افزایش دبی جریان سبب افزایش ناچیز در عمق بالادست می‌شود و در مقابل، در زاویه‌های کمتر از ۶۰ درجه افزایش دبی در کانال، عمق بیشتری را به بالادست دریاچه تحمیل می‌کند. این نتیجه بیانگر آن است

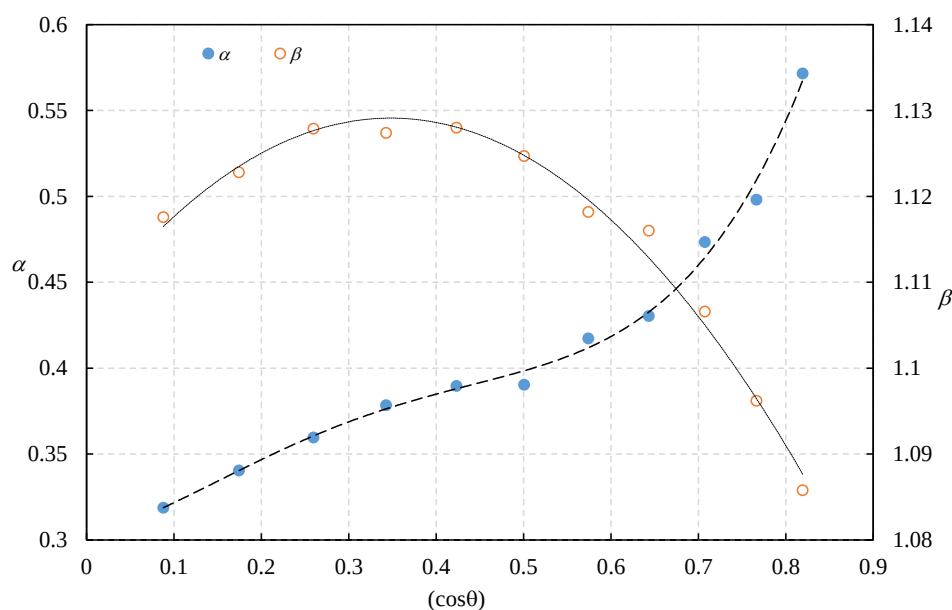


Fig. 8 Changes the coefficient and power of the exponential equation with respect to different opening angles

شکل ۸ تغییرپذیری ضریب و توان معادله نمایی نسبت به زاویه‌های مختلف بازشدگی

مربعیات خطای نرمال ($NRMSE$) استفاده شده است (رابطه‌های ۱۶ تا ۱۹).

$$Error = \left(\sum \left| \frac{Q_0 - Q_C}{Q_0} \right| / N \right) \times 100 \quad (16)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum (Q_0 - Q_C)^2}{N - 1}} \quad (17)$$

$$SE = \frac{RMSE}{Q_0} \times 100 \quad (18)$$

$$NRMSE = \frac{RMSE}{Q_{0-max} - Q_{0-min}} \times 100 \quad (19)$$

که در این رابطه‌ها:

Q_0 دبی مشاهده‌ای، Q_C دبی محاسبه شده و N شمار داده‌ها می‌باشند. میزان محاسبه شده شاخص‌های یادشده در جدول ۲ ارائه شده است. مقادیر این شاخص‌ها نشان می‌دهد که روش تفکیکی هر زاویه نسبت به روش تجمیع داده‌ها از دقت بالاتری برخوردار است.

۴-۵- انتخاب روش پیشنهادی

تحلیل نتایج به دست آمده با استفاده از شاخص‌های آماری از سه روش گفته شده در بالا نشان می‌دهد که هر

محاسبه کرد. روند این نمودار در فراسنجه بدون بُعد عرض سطح آب برابر $1/7$ با تغییر شیب همراه است. که برابر بررسی‌های انجام شده این بازشدگی مربوط به زاویه‌های بزرگتر یا مساوی 60° درجه می‌باشد.

$$Q_h = 0.43 W_h \quad (12)$$

$$Q = 2.67(1 - \cos \theta) h_1^2 \sqrt{2R - h_1} \quad W_h \leq 1.71 \quad (13)$$

$$Q_h = 0.0.31 W_h + 0.222 \quad (14)$$

$$Q = 1.950.43 W_h(1 - \cos \theta) h_1^2 \sqrt{2R - h_1} + 0.69 h_1^{2.5} \quad W_h > 1.71 \quad (15)$$

لازم به توضیح است که نتایج به دست آمده از این تحقیق همانندی نسبی خوبی با نتایج کار Marashi et al. (2020) دارد.

۴-۴- مقایسه نتایج روش‌های برآورد دبی

در این تحقیق برای بررسی و محاسبه میزان خطاها در هر روش برآورد دبی، از شاخص‌هایی همچون شاخص متوسط خطای نسبی ($Error$)، مجذور میانگین مربعات خطا ($RMSE$)، خطای استاندارد (SE) و مجذور میانگین

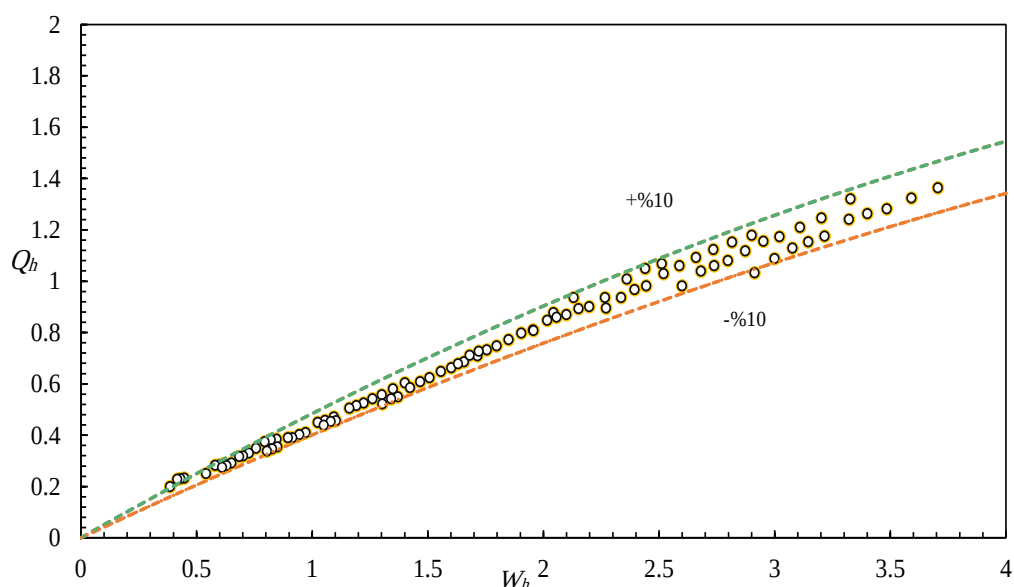


Fig. 9 Variations of the dimensionless parameter of discharge versus the relative width of the water surface

شکل ۹ تغییرپذیری فراسنجه بدون بُعد دبی نسبت به عرض نسبی سطح آب

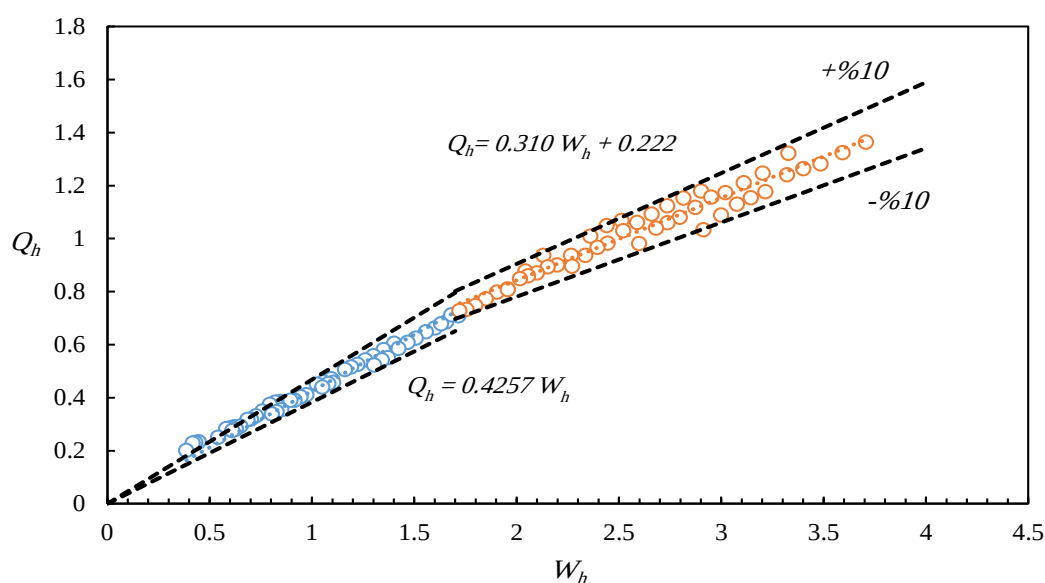


Fig. 10 Trendline on changing the dimensionless discharge parameter versus the relative width of the water surface

شکل ۱۰ برازش خطی بر روند تغییرپذیری فراسنجه بدون بُعد دبی نسبت به عرض نسبی سطح آب

جدول ۲ نتایج به دست آمده از بررسی خطای روش‌های محاسبه دبی بر مبنای شاخص‌های آماری

Table 2 The results of checking the error of discharge calculation methods based on statistical index

Approach	Error(%)	RMSE(cms)	SE(%)	NRSME(%)
Individual opening angle	1.30	0.0004	1.60	2.58
Using all Data	3.29	0.0013	4.50	7.25
Breaking point	3.98	0.0015	5.16	8.31

شعاع و بازشدگی دریاچه، میزان دبی جریان با استفاده از رابطه‌های ۱۱، ۱۳ و ۱۵ محاسبه می‌شود. از آنجایی که در این دو روش محاسبه‌های به نسبت کوتاهی انجام می‌گیرد،

سه روش با دقت بالای ۹۰ درصد قادر به برآورد دبی عبوری از دریاچه هستند. در روش استفاده از همه داده‌ها و روش نقطه شکست با داشتن عمق جریان در بالادست،

ثانویه پرش، میزان استهلاک انرژی با استفاده از رابطه زیر برآورد شده است.

$$\Delta E = (y_1 + V_1^2/2g) - (y_2 + V_2^2/2g) \quad (20)$$

که در آن ΔE میزان استهلاک انرژی در اثر پرش هیدرولیکی، y_1, y_2 به ترتیب عمق‌های پیش و پس از پرش و V_1, V_2 نیز میزان سرعت میانگین پیش و پس از پرش هیدرولیکی بوده و از رابطه پیوستگی ($V = Q/(B \cdot y)$) در هر مقطع تعیین می‌شود.

تغییرپذیری میزان استهلاک انرژی در زاویه‌ها و دبی‌های مختلف عبوری از دریچه دوار در شکل ۱۳ نشان داده شده است. همان‌طور که از این شکل مشخص است، با افزایش زاویه بازشدگی، به دلیل افزایش مساحت مقطع خروجی، سرعت جریان خروجی و در پی آن عدد فرود جریان کاهش یافته و بنابراین از میزان استهلاک انرژی نیز کاسته می‌شود. با ترسیم درصد تغییرپذیری میزان استهلاک انرژی جریان در برابر فراسنجه بدون بُعد دبی (Q_h) می‌توان ارتباط مناسبی بین این فراسنجه با عمق جریان در بالادست دریچه و درصد استهلاک انرژی را به صورت رابطه زیر نتیجه‌گیری کرد (شکل ۱۴). نتایج به‌دست آمده نشان می‌دهد که روند تغییرپذیری افت انرژی در این تحقیق با روند تغییرپذیری ارائه شده توسط Marashi et al. (2021) هم‌خوانی دارد.

$$\Delta E/y_1(\%) = 90.316 e^{-2.16(Q_h)} \quad (21)$$

همچنین نسبت بی بُعد افت انرژی به انرژی مخصوص اولیه در برابر فراسنجه بدون بُعد دبی در شکل ۱۵ نشان داده شده است. روند تغییرپذیری نشان دهنده آن است که با افزایش Q_h و در نتیجه زاویه بازشدگی، از میزان افت انرژی به دلیل کاهش اختلاف سرعت بین جریان پیش و پس از پرش هیدرولیکی کاسته می‌شود.

$$\Delta E/E_1(\%) = 95.209 e^{-2.245(Q_h)} \quad (22)$$

که در آن، E_1 میزان انرژی مخصوص پیش از پرش هیدرولیکی است.

میزان هدررفت انرژی ایجاد شده توسط این دریچه، از

برای برآوردهای اولیه کفایت می‌کند.

اما در روش استفاده از نتایج هر زاویه بازشدگی، در آغاز باید با استفاده از میزان زاویه بازشدگی دریچه، فراسنجه‌های α و β محاسبه شود، آنگاه با داشتن شعاع دریچه و عمق جریان بالادست میزان دبی جریان از رابطه ۹ محاسبه شود. در این روش، محاسبه‌ها کمی پیچیده‌تر بوده ولی باعث بهبود در دقت نتایج خواهد شد. به همین علت در مدل‌های رایانه‌ای که به منظور مدیریت مانور دریچه تهیه می‌شوند استفاده از روش تفکیک زاویه توصیه می‌شود.

۴-۶- میزان استهلاک انرژی

با توجه به کاهش سطح مقطع عبوری جریان در حین عبور از دو طرف دریچه دوار، سرعت جریان و در پی آن عدد فرود افزایش یافته و رژیم جریان بدون فاصله پس از دریچه به صورت فوق بحرانی خواهد شد. نکته مهمی که در این آزمایش‌های وجود دارد آن است که جریان پس از تقسیم از دو بازشدگی چپ و راست عبور می‌کند. آن بخش از جریان که از سمت بازشدگی چپ خارج می‌شود با عمق کمتر و سرعت بیشتر در کف کانال به مسیر خود ادامه می‌دهد و جریان عبوری از سمت راست دریچه با ارتفاع بیشتر و سرعت کمتر در مقایسه با جریان سمت چپ به حرکت خود ادامه می‌دهد (شکل ۱۱). در فاصله به نسبت کوتاهی پس از دریچه، این دو جریان با هم برخورد کرده و باعث آشفتگی شدیدی خواهند شد. پس از اختلاط این دو جریان، جریانی به شکل کوهانی در وسط محور طولی کانال مستطیلی به وجود می‌آید (شکل‌های ۱۱ و ۱۲). افزون بر این پدیده، در سمت چپ دریچه، گردابه‌هایی در صفحه افقی و در سمت راست دریچه نیز، گردابه‌هایی در صفحه عمود بر جهت جریان تشکیل می‌شود. این سه پدیده، در مجموع عامل اصلی استهلاک انرژی جریان در حین عبور از دریچه می‌باشد. در این تحقیق، با اندازه‌گیری کمترین تراز سطح آب (در خط مرکزی کانال) پیش از تشکیل کوهان به عنوان عمق اولیه پرش هیدرولیکی و همچنین عمق بعد از تشکیل کوهان (در فاصله قابل توجهی از پائین دست) به عنوان عمق

بحرانی پس از دریچه، میزان بازشدگی و مقادیر عمق و انرژی در مقطع پایاب را محاسبه کرده و در نهایت درصد هدررفت انرژی را به دست آورد. در شکل ۱۶ درصد هدررفت انرژی ایجاد شده توسط دریچه دوار با میزان همانند آن در دریچه کشویی فرضی در کانال مستطیلی هم عرض، مقایسه شده است. همان طور که از این شکل نیز مشخص است، میزان هدررفت انرژی در دریچه دوار در حدود ۵ درصد بیشتر از دریچه کشویی می باشد. این امر را می توان به دلیل تشکیل کوهان جریان و همچنین تاثیر گردابه های به وجود آمده در دو طرف دیواره های کانال قلمداد کرد.

جمله معیارهایی است که می توان به کمک آن کارایی این سازه را ارزیابی و با سازه های همانند، مانند دریچه های کشویی مقایسه کرد. بدین منظور با فرض یک دریچه کشویی در یک کانال مستطیلی هم عرض با کانال آزمایشگاهی در این تحقیق و با شرایط هیدرولیکی همانند، مقادیر درصد هدررفت انرژی محاسبه شد. میزان بازشدگی دریچه کشویی نیز از تقسیم سطح مقطع عبوری جریان از دریچه دوار (شکل ۴) بر عرض کانال مستطیلی به دست می آید. از آنجا که هر میزان عمق و سرعت در بالادست دریچه کشویی، مقادیر منحصر به فردی از عمق و سرعت در شرایط فوق بحرانی ایجاد می کند، لذا می توان با استفاده از این مقادیر، عمق و سرعت در شرایط فوق

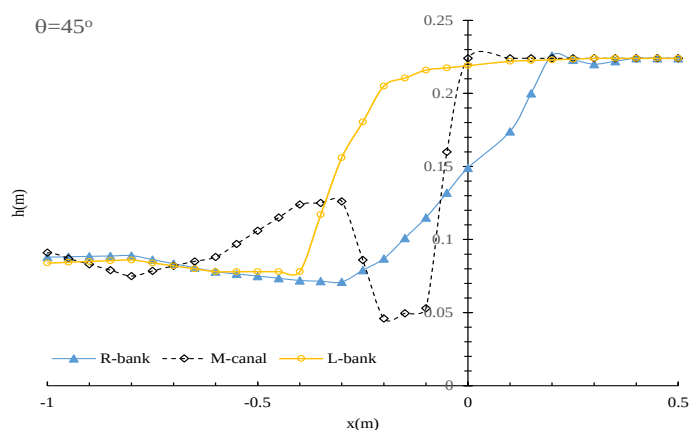


Fig. 11 Formation of the hydraulic jump of the flow after passing through the rotary gate
شکل ۱۱ چگونگی تشکیل پرش هیدرولیکی جریان پس از عبور از دریچه دوار

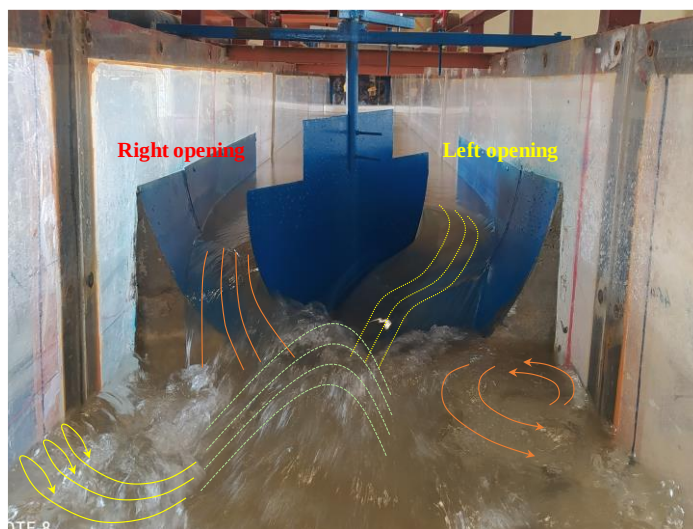


Fig. 12 formation of the hydraulic jump of the flow after passing through the rotary gate
شکل ۱۲ چگونگی تشکیل پرش هیدرولیکی جریان پس از عبور از دریچه دوار

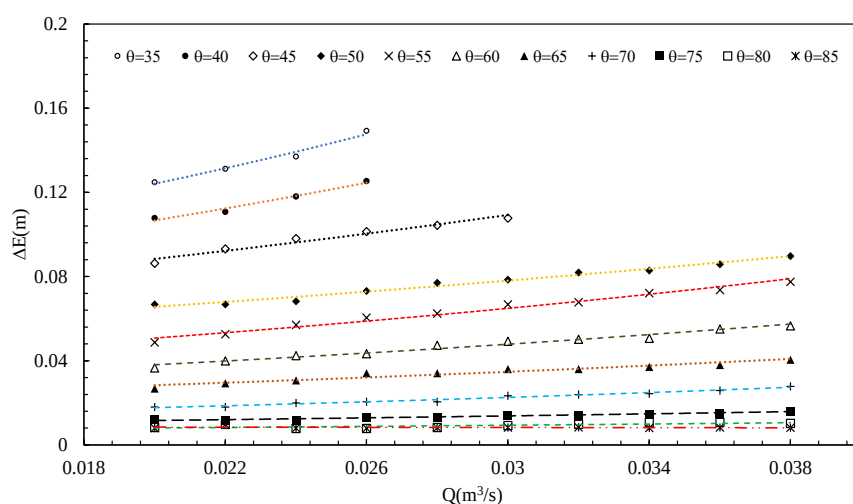


Fig. 13 The amount of energy loss of the flow passing through the rotary gate with different opening angles

شکل ۱۳ میزان هدررفت انرژی جریان عبوری از دریچه دوار با زاویه‌های بازشدگی مختلف

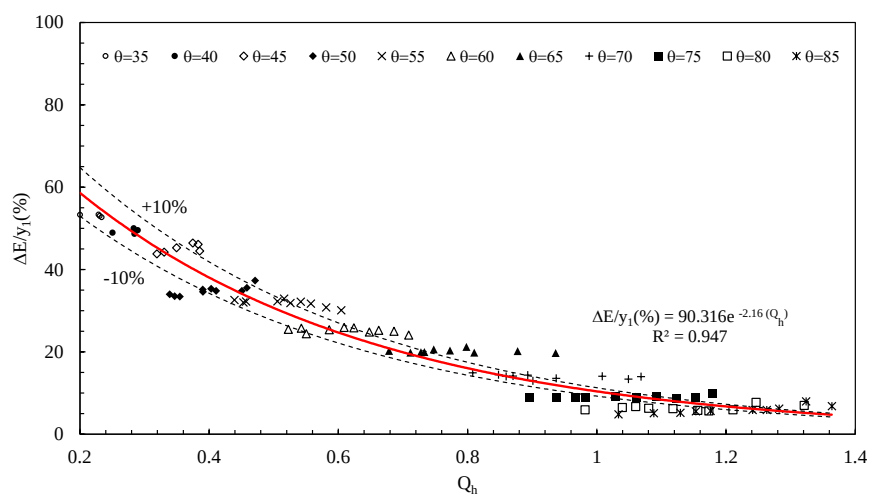


Fig. 14 Changes in the energy loss percentage against the dimensionless flow parameter

شکل ۱۴ تغییرپذیری درصد هدررفت انرژی جریان در برابر فراسنجه بدون بُعد دی

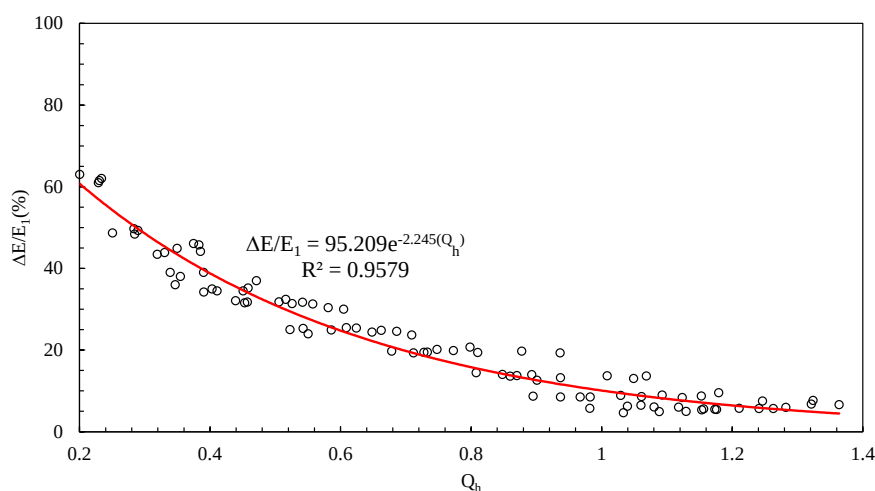


Fig. 15 Changes in the relative energy loss rate against the dimensionless flow parameter

شکل ۱۵ تغییرپذیری میزان هدررفت انرژی نسبی در برابر فراسنجه بدون بُعد دی

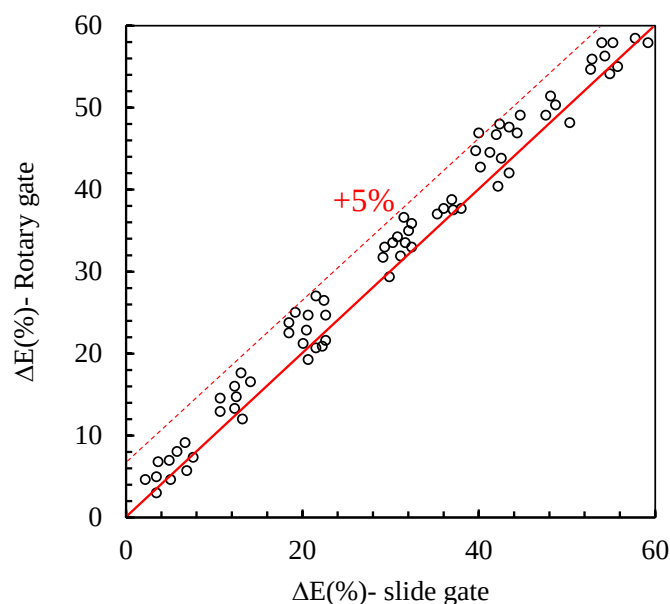


Fig. 16 Comparison of percentage of energy losses downstream of two sliding and rotary gates with the same opening
 شکل ۱۶ مقایسه درصد هدررفت انرژی در پایین دست دو دریچه کشویی و دوار با بازشدگی یکسان

۵- نتیجه گیری

در این تحقیق به منظور اندازه گیری و کنترل جریان، کاربرد دریچه های دوار در کانال های مستطیلی مورد ارزیابی قرار گرفته است. این تحقیق بر مبنای نتایج کار Marashi et al. (2020) بوده و هدف نویسندگان بررسی کارایی و دقت نتایج به دست آمده از برآورد دبی عبوری از دریچه های دوار در کانال های مستطیلی می باشد. این نتایج نشان داد که روش استفاده از هر زاویه به صورت مجزا به دلیل اینکه شمار محاسبه ها در آن بیشتر است دقیق تر به نظر می رسد. شاخص درصد خطا برای روش تفکیکی (مجزا) ۱/۳۰، در روش تجمیعی داده ها ۳/۲۹ و روش نقطه شکست ۳/۹۸ درصد می باشد. محل تشکیل کمترین عمق جریان پس از عبور از دریچه در فاصله به نسبت کوتاهی در محور مرکزی کانال رخ می دهد که می تواند معیار برای عمق اولیه پرش هیدرولیکی به شمار آید. بررسی میزان هدررفت انرژی در اثر پرش هیدرولیکی جریان پس از دریچه نشان می دهد که با افزایش زاویه بازشدگی، سطح مقطع عبوری جریان افزایش و اختلاف سرعت پیش و پس از پرش هیدرولیکی کاسته می شود. این عامل باعث کاهش روند استهلاک انرژی می شود. مقایسه بین میزان استهلاک انرژی در دو دریچه کشویی و

دوار نشان داد که جریان عبوری از دریچه دوار در حدود ۵ درصد هدررفت انرژی بیشتری را تولید می کند.

۶- فهرست نشانه ها

A_w	سطح مقطع جریان عبوری از دریچه (m^2)
B	عرض کانال در بالادست (m)
E_1	انرژی جریان در بالادست دریچه (m)
ΔE	افت انرژی (m)
g	شتاب ثقل ($m.s^{-2}$)
h	عمق جریان (m)
L	طول بازه مورد اندازه گیری (m)
N	تعداد داده ها
Q	دبی عبوری از کانال ($m^3.s^{-1}$)
Q_h	دبی بدون بُعد
Q_0, Q_C	به ترتیب دبی مشاهده ای و محاسباتی ($m^3.s^{-1}$)
R	شعاع دریچه دوار (m)
V_1, V_2	به ترتیب سرعت اولیه و ثانویه پرش ($m.s^{-1}$)
W	عرض کانال بالادست (m)
W_h	عرض سطح جریان بدون بُعد
x, y	به ترتیب محور طولی و عرضی
y_1, y_2	به ترتیب عمق های اولیه و ثانویه پرش (m)
θ	زاویه بازشدگی دریچه
ρ	چگالی سیال ($Kg.m^{-3}$)
μ	لزجت سینماتیک سیال ($Kg.m^{-1}.s^{-1}$)

Swamee, P.K. (1992). Sluice-gate discharge equations. *Journal Irrigation and Drainage Engineering*, 118(1), 56–60.

Vanden-Broeck, J. (1997). Numerical calculations of the free-surface flow under a sluice gate. *Journal of Fluid Mechanics*, 330, 339–347.

α, β ضرایب ثابت

۷- منابع

Belaud, G., Cassan, L. & Baume, J.P. (2009). Calculation of Contraction Coefficient under Sluice Gates and Application to Discharge Measurement. *Journal of Hydraulic Engineering*, 135(12), 1086–1091.

Benjamin, T.B. (1956). On the flow in channels when rigid obstacles are placed in the stream. *Journal of Fluid Mechanics*, 1, 227–248.

Daneshfaraz, R., Ghahramanzadeh, A., Ghaderi, A., Rezazadeh Joudi, A. & Abraham, J. (2016). Investigation the effect of edge shape on characteristics of flow under vertical gates. *Journal American Water Works Association*, 108(8), 425–432.

Henry, H.R. (1950). Discussion of 'Diffusion of submerged jets' by M.L. Albertson, Y.B. Dai, R.A. Jensen, and H. Rouse. *Trans. ASCE*, 115(1), 665–693.

Kim D.G. (2007). Numerical Analysis of Free Flow Past a Sluice Gate. *Journal of Civil Engineering*, 11(2), 127–132.

Marashi, A. (2019). Hydraulics of butterfly gate: determination of specifications and application criteria in canal, PhD Thesis in Hydraulic Structures, University of Lorestan, 126 p.

Marashi, A., Yonesi, H.A., Koochakzadeh, S. & Torabi Poudeh, H. (2020). Evaluation of Efficiency the Butterfly Gate as a Structure for Control and Flow Measurement in Semicircular canals. *Journal of Irrigation and Water Engineering*, 11(42), 5–9.

Marashi, A., Koochakzadeh, S., Yonesi, H.A. & Torabi poudeh, H. (2021). Hydraulics of Rotary Gate: Novel Structure for Semicircular Canals. *J. Irrig. Drain Eng.*, 147(4), [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)IR.1943-4774.000153](https://doi.org/10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.000153).

Plan and Budget Organization (2020). Guideline for Design, Construction, Installation and Operation of Slide Gates, 151 p.

Rajaratnam, N. & K. Subramanya. (1967). Flow equation for the sluice gate. *Journal of the Irrigation and Drainage Division*, 93(9), 167–186.

Roth, A. & Hager, W.H. (1999). Underflow of standard sluice gate. *Experiments in Fluids*, 27(4), 339–350.