



Numerical Study of the Effect of Changing the Geometric Parameters of Intake and the Arrangement of Submerged Vanes on the Anti-Sediment Coefficient

Massumeh Rostamabadi ¹

1- Department of civil engineering , Buin Zahra branch, Islamic Azad University, Buin Zahra, Iran.

* Rostamimass@yahoo.com

Received: 10 October 2020, Accepted: 15 November 2020   J. Hydraul. Homepage: www.jhyd.iha.ir

Abstract

Introduction: Lateral intakes are used to divert water from the main river. One of the crucial points in the design of intakes is to provide conditions that supply maximum intake with minimum sediment. In addition to dewatering from the outer bank of the river, it is recommended to build a sill at the inlet of the intake and also to use submerged vanes to remove the bed load to the intake. Submerged vanes are plate-shaped structures that are installed in the bed of rivers and canals at an angle to the flow. The primary function of submerged vanes is to create a secondary flow, so they play a significant role in controlling inlet sediment to the lateral intake. There have been many studies on the use of submerged vanes in front of lateral intakes. In all previous laboratory and numerical studies, the geometric parameters of the intake have been fixed, and laboratory-scale studies have been performed. In the present study, simulations have been performed in geometries close to natural conditions. Also, the intake is installed in different positions and angles, and by changing the width and height of the sill, the submerged vanes with two different arrangements are placed in front of the intake. The effect of vanes and change of intake parameters on the amount of sediment entering the intake and the anti-sediment coefficient have been analyzed.

Methodology: In the case of modeling in geometries close to natural conditions, the use of numerical models is necessary. The numerical model is used as a virtual laboratory, but in natural dimensions. Therefore, in the present study, numerical modeling has been used. The numerical model used (SSIIM2) solves the flow field by solving the Navier-Stokes three-dimensional equations using the finite volume method. To validate the numerical model, the junction of Kaskaskia River and Cooper River was simulated, and the bed changes predicted in the numerical model were compared with Rhoads (1996) field results. Comparing the results showed that the pattern of sedimentation and scouring in the numerical model is similar to field data. The numerical model has well predicted the location of scouring and sedimentation. In the present study, the intake has been installed in a 50-degree bend channel whose hydraulic dimensions and conditions are close to a part of Karkheh River. 27 numerical studies have been performed to examine the effect of using submerged vanes on the value of the anti-sediment coefficient. Studies have been performed in three groups of 9. The first group had no submerged vanes (No vane), the second group had two rows of submerged vanes installed upstream of the intake (Layout1), and the third group had four rows of submerged vanes placed both upstream and in front of the intake (Layout2). In each category, the geometric parameters affecting the performance of the lateral intake that are dimensionless

compared to the main channel parameters are the ratio of the intake width to the width of the main channel (B_i/B_m), the position of the catchment in the arc (θ_{ci}/θ_c), intake angle (α_i), and the ratio of sill height to flow depth (h_s/h_m). Each of these parameters is considered at three levels of change. In each of the 27 cases studied, the flow field is first dissolved, and after the convergence of the flow field, suspended sediment is injected from upstream on the rigid bed.

Results and discussion: The radial velocity profile (u_r) in the bend can be a measure of secondary flow strength. When the surface flow and the bed flow are opposite in both directions, the velocity profile is α -shaped, so a strong secondary flow is generated. If the velocity profile is β -shaped, the flow direction is in the same direction at the surface and the bed, and no secondary flow occurs. The closer the radial velocity profile is to the α -shape, the greater the secondary flow strength. The presence of the intake in the bend leads to the weakening of the secondary flow in the area affected by the intake and even the radial velocity is β -shaped, which is one of the factors in transferring sediment to the intake. The presence of submerged vanes have led to a change in the type of velocity profile from β to α . In general, the use of Layout1 has resulted in an average reduction of 15% in the amount of sediment entering the intake. In contrast, the use of submerged vanes upstream and in front of the intake, Layout2, has reduced the average amount of sediment by 46% to the intake. In studies (Barkdoll et al., 1999) that studied the effect of using submerged vanes in controlling inlet sediment to the lateral intake on a straight channel with alluvial bed, three rows of submerged vanes were used upstream and in front of the intake. The results of their studies showed that for the discharge flow of 0.16 (Compared to discharge flow 0.25 of the present study), the submerged vanes led to a 35% reduction in the sediment ratio to the intake. For the flow ratio of 0.24, the submerged vanes caused a 50% reduction in the sediment ratio to the intake.

Conclusion: In the case where $B_i/B_m \geq 35\%$, Layout1 did not affect the value of the anti-sediment coefficient. That is, if the intake's width is large, it is necessary to install submerged vanes in front of the intake to be able to affect the amount of sediment entering the intake. In general, by changing the levels of the parameters θ_{ci}/θ_c , α_i , and h_s/h_m , Layout1 has led to an average increase of 59% in the anti-sediment coefficient. Layout2, on the other hand, has resulted in an average 148% increase in the anti-sediment coefficient compared to the case where no submerged vanes are used in the bend.

Keywords: Lateral intake, Bend, Numerical simulation, SSIIM.



© 2021 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/>)

مطالعه عددی تأثیر تغییر پارامترهای هندسی آبگیر و آرایش صفحات مستغرق بر ضریب پادرسوبی آبگیر

معصومه رستم آبادی^۱

۱- گروه عمران، واحد بوئین زهرا، دانشگاه آزاد اسلامی، بوئین زهرا، ایران.

* Rostamimass@yahoo.com

دریافت: ۱۳۹۹/۰۷/۱۹، پذیرش: ۱۳۹۹/۰۸/۲۵ و ب‌گاه نشریه هیدرولیک: www.jhyd.iha.ir

چکیده: آبگیرهای جانبی برای انحراف آب از مسیر اصلی به کار می‌روند. از موارد مهم در طراحی آبگیرها، تأمین شرایطی است که حداکثر آبگیری به همراه حداقل رسوب فراهم شود. علاوه بر آبگیری از قوس خارجی رودخانه، استفاده از صفحات مستغرق به منظور منحرف کردن بار بستر از دهانه آبگیر توصیه شده است. در پژوهش حاضر ۲۷ مطالعه عددی به منظور بررسی تأثیر استفاده از صفحات مستغرق در مقدار ضریب پادرسوبی آبگیر صورت گرفته است. مطالعات در سه دسته ۹ تایی انجام شده است. دسته اول بدون صفحات مستغرق، دسته دوم دو ردیف صفحه مستغرق در بالادست آبگیر نصب شدند (طرح ۱) و در دسته سوم، چهار ردیف صفحه مستغرق هم در بالادست و هم در مقابل دهانه آبگیر (طرح ۲) قرار داده شدند. در هر دسته پارامترهای نسبت عرض آبگیر به عرض آبراهه اصلی، موقعیت آبگیر در قوس، زاویه آبگیری و نسبت ارتفاع آستانه به عمق جریان تغییر داده شد. نتایج نشان داد طرح ۱ منجر به کاهش ۱۵ درصدی مقدار رسوب وارد شده به آبگیر نسبت به حالت بدون صفحه شده است، در حالیکه طرح ۲ به طور متوسط کاهش ۴۶ درصدی مقدار رسوب وارد شده به آبگیر را نسبت به حالت بدون صفحه به همراه داشته است. همچنین بیشترین ضریب پادرسوبی آبگیر مربوط به طرح ۲ و در حالتی است که در آن عرض آبگیر ۰/۱۵ عرض آبراهه اصلی، موقعیت آبگیر در فاصله ۰/۶۵ زاویه مرکزی قوس از ابتدای قوس، زاویه آبگیری ۷۰° و نسبت ارتفاع آستانه به عمق جریان ۰/۲۳۴ باشد.

کلید واژگان: آبگیر جانبی، قوس، شبیه سازی عددی، SSIIM.

۱- مقدمه

آبگیر در مسیرهای قوسی ضروری است، ولی برای جلوگیری از ورود رسوب‌های درشت‌دانه به آبگیر کافی نیست (Razvan, 1989). Novak et al., 1990 بهترین محل آبگیر برای جلوگیری از ورود بار بستر را ساحل بیرونی قوس معرفی کردند، ولی تصمیم‌گیری در مورد محل و راستای آبگیر را به ساختن مدل واگذار کردند. Raudkivi (1993) افزون بر آبگیری از قوس بیرونی رودخانه، ساخت آستانه در ورودی آبگیر و نیز استفاده از صفحه‌های مستغرق به منظور دور کردن بار بستر به آبراهه آبگیر را توصیه کرده است. صفحه‌های مستغرق سازه‌های صفحه‌ای شکلی با ارتفاعی حدود ۲۰ تا ۵۰ درصد عمق جریان و طول در حدود سه برابر ارتفاعشان هستند که در بستر رودخانه‌ها و آبراهه‌ها با زاویه‌ای در برابر جریان نصب می‌شوند. عملکرد اصلی صفحه‌های مستغرق ایجاد جریان ثانویه است، بنابراین نقش

انحراف آب از مسیر اصلی آن برای مقاصد مختلف از جمله کشاورزی و آبرسانی به کمک آبگیرها صورت می‌گیرد. چنانچه بده جریان آبگیر کمتر از ۰/۲۵ بده جریان آبراهه اصلی باشد و عمق جریان بیشتر از یک تا یک و نیم متر باشد، می‌توان از آبگیر ثقلی بدون بند انحرافی استفاده کرد (Raudkivi, 1993). انحراف جریان رودخانه بدون بند انحرافی منجر به کاهش توان حمل رسوب رودخانه و نشست رسوب‌های درشت‌دانه در رودخانه اصلی پس از آبگیر می‌شود (Razvan, 1989). با توجه به رسوبی بودن جریان رودخانه، تأمین شرایطی که بیشینه آبگیری به‌همراه کمینه رسوب و امکان آبگیری پیوسته به میزان مورد نیاز را فراهم کند، از اهم موارد در طراحی آبگیرهاست تا از انسداد دهانه آبگیر به علت تجمع رسوب‌ها جلوگیری شود. استقرار

را نشان داد. (Tavakoli et al. (2019) به شبیه سازی جریان پیرامون تک صفحه در آبگیری از قوس با مدل عددی فلونتت پرداختند.

در همه بررسی های آزمایشگاهی و عددی پیشین فراسنجه های هندسی آبگیر ثابت بوده و بررسی ها در مقیاس آزمایشگاهی انجام شده است. در تحقیق حاضر شبیه سازی در هندسه های نزدیک به شرایط طبیعی صورت گرفته است. یعنی در یک آبراهه قوس ۵۰ درجه که عرض و ویژگی های هیدرولیکی آن بر مبنای ویژگی های رودخانه کرخه انتخاب شده است، آبگیر در موقعیت ها و زاویه های مختلف با تغییر عرض و ارتفاع آستانه نصب شده و سپس صفحه های مستغرق با دو آرایش مختلف در برابر آبگیر قرار داده شده و تاثیر صفحه ها و تغییر فراسنجه های آبگیر بر میزان رسوب وارد شده به آبگیر و ضریب پادرسوبی آبگیر بررسی شده است.

۲- مواد و روش ها

۲-۱- روش بررسی

محققان از بررسی های میدانی، مدل سازی فیزیکی یا شبیه سازی عددی در بررسی جریان و رسوب در رودخانه ها استفاده می کنند. هزینه بسیار زیاد بررسی های میدانی و اغلب عدم امکان آن، توجه بیشتر محققان را به سمت مدل سازی فیزیکی یا شبیه سازی عددی معطوف کرده است. در مقایسه با مدل سازی فیزیکی، مدل های عددی کم هزینه تر بوده و به راحتی امکان تغییر پذیری فراسنجه های مختلف و بررسی تأثیر آنها در نتایج وجود دارد. بنابراین توجه بیشتری به بررسی های عددی در مدل سازی هیدرودینامیک جریان شده است (Sotiropoulos and Diplas, 2010). از سوی دیگر در شرایطی که مدل سازی در هندسه های نزدیک به شرایط طبیعی صورت گیرد، استفاده از مدل های عددی لاجرم می باشد. در واقع مدل عددی مانند یک آزمایشگاه مجازی، اما در بعدها طبیعی استفاده می شود. لذا در این پژوهش از مدل سازی عددی استفاده شده است.

۲-۲- مدل عددی

مدل عددی مورد استفاده (SSIIM2) با حل معادله های سه بعدی ناویر استوکس میانگین گیری شده در زمان با روش حجم محدود با کوپل سرعت و فشار با روش سیمپل و به صورت

عمده ای در مهار رسوب ورودی به آبگیر جانبی دارند. تحقیقات بسیاری در زمینه کاربرد صفحه های مستغرق در برابر آبگیرهای جانبی صورت گرفته است که می توان به نتایج بررسی های Barkdoll et al. (1999); Neill and Evans (1997); Wang et al. (1996); Michelle et al. (2006); Sajedi Sabegh & Abbasi and Maleknejad yazdi (2014) و Habibi (2004) اشاره کرد. در همه این بررسی ها از صفحه های مستغرق به منظور انحراف رسوب ها از برابر آبگیرهای جانبی در مسیرهای مستقیم استفاده شده و در برخی از آن ها بعدها و آرایش صفحه ها برای عملکرد بهتر در برابر آبگیرها تعیین شده است. در آبگیری از مسیرهای مستقیم، جریان ثانویه پیرامون صفحه موجب انحراف رسوب ها از برابر دهانه آبگیر می شود، در حالی که در آبگیری از قوس، جریان ثانویه پیرامون صفحه های مستغرق، هم جهت با جریان ثانویه در قوس است و به انحراف بیشتر رسوب ها از برابر دهانه آبگیر کمک می کند. (Dehghani (2006 در آبگیری از قوس ۱۸۰ درجه با بستر آبرفتی از گروه صفحه های مستغرق در برابر آبگیر استفاده کرد و نشان داد برای نسبت جریان انحرافی کمتر از ۲۵ درصد، صفحه ها می توانند مانع ورود رسوب به آبگیر شوند اما برای نسبت های بیشتر از ۲۵ درصد، بطور میانگین صفحه ها تا ۶۵ درصد نسبت رسوب انحرافی را کاهش می دهند. در بررسی های Ahmadali and Khanjani (2006) نظریه تأثیر صفحه های مستغرق در مهار رسوب به دهانه آبگیرها بررسی شد و فاصله طولی و عرضی بین صفحه ها، ارتفاع و نسبت ارتفاع به طول صفحه و زاویه تلاقی جریان با صفحه، به عنوان متغیر در نظر گرفته شد. نتایج نشان داد با مشخص بودن فراسنجه های جریان و رسوب رودخانه، ابتدا آرایش و بعدها سامانه صفحه های مستغرق جلو دهانه آبگیر بهینه شود تا بهترین نتیجه، که همان بیشینه کردن عمق جریان جلو دهانه آبگیر است به دست آید. (Montaseri (2008 در بررسی آزمایشگاهی آبگیری از آبراهه قوسی با بده جریان آبگیری بیش از ۲۰ درصد و استفاده از دو ردیف صفحه مستغرق در برابر آبگیر باروش تزریق رسوب روی بستر سفت، نشان داد صفحه های مستغرق بیش از ۷۰ درصد میزان رسوب وارد شده به آبگیر را کم کردند. (Shirali et al. (2018 به بررسی آزمایشگاهی عملکرد فاصله صفحه های مستغرق در کاهش رسوب به آبگیری از قوس ۱۸۰ درجه با تغییر بده جریان پرداختند. نتایج کاهش ۳۴ درصدی انتقال رسوب به دهانه آبگیر در فاصله نسبی صفحه ها برابر ۰/۳۲

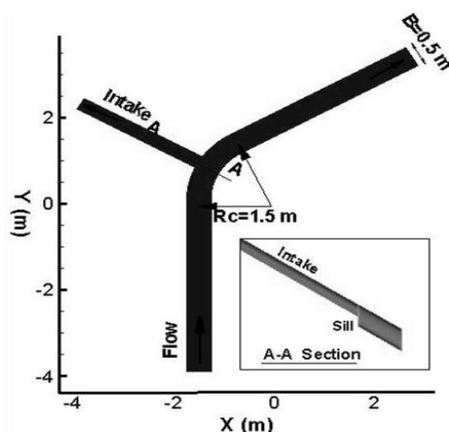


Fig. 1 The simulated geometry of intake on bend
 شکل ۱ هندسه شبیه سازی شده آگیری از قوس

جدول ۱ ویژگی‌های مدل آگیری از قوس (Ye et al., 1998)

Table 1 Characteristics of intake on bend (Ye et al., 1998)

Main channel				Intake			
Discharge (lit/s)	Depth (Cm)	Upstream channel length	Downstream channel length	Discharge (lit/s)	Length (m)	Width (m)	Sill (cm)
5.38	5.55	4.7	4	2.24	2.7	0.3	2.5

در شکل ۲ نیمرخ‌های قائم زاویه انحراف بردار سرعت کل از خط مماس بر شعاع در خط مرکزی قوس ($r/r_m=1$) و در فاصله ۲۰ درصدی عرض آبراهه اصلی از لبه بیرونی قوس ($r/r_m=1/1$)، در مقطع‌های ۲۰، ۳۰، ۴۰ و ۵۰ درجه در مدل عددی و آزمایشگاهی مقایسه شده‌است. r فاصله شعاعی از مرکز قوس و r_m شعاع مرکزی قوس است. در شکل ۲ روی محور قائم Z : فاصله از کف و H عمق جریان است و محور افقی زاویه انحراف بردار سرعت است. برابر شکل ۲ به طور کلی روند نتایج عددی و آزمایشگاهی یکسان است.

در همه مقطع‌ها در خط مرکزی آبراهه، مدل عددی همخوانی بیشتری با نتایج آزمایشگاهی دارد، اما در محل آگیری که جریان‌های ثانویه در آگیری و در قوس باهم تلفیق شده‌اند خطای بیشتری رخ داده‌است. در مقطع‌های ۲۰ و ۵۰ درجه که از آگیری فاصله دارد نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی به هم نزدیک‌تر هستند. استفاده از مدل آشفتگی دو معادله‌ای $k-\epsilon$ می‌تواند از عامل‌های ایجاد خطای مدل عددی در پیش‌بینی جریان‌های ثانویه باشد. خطای مدل عددی در پیش‌بینی فراسنجه یادشده با روش جذر میانگین مربعات در جدول ۲ ارائه شده است.

ضمنی و الگوی انفصال آپویند^۱ مرتبه دو به حل میدان جریان می‌پردازد. بار معلق رسوب با معادله انتقال غلظت حل می‌شود. معادله جریان تراکم ناپذیر با چگالی ثابت به صورت رابطه (۱) بیان می‌شود:

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} (-P \delta_{ij} - \overline{\rho u_i u_j}) \quad (1)$$

جمله‌های سمت چپ تساوی رابطه (۱) معرف تغییرپذیری زمانی و جابه‌جایی مولفه سرعت میانگین U_i و جمله‌های سمت راست معرف تغییرپذیری فشار و تنش‌های رینولدز است. در حل تنش‌های رینولدز از مدل دو معادله‌ای $k-\epsilon$ استفاده می‌شود. چون گرادین سرعت در نزدیکی دیواره خیلی شدید است، فرض می‌شود رخ نمای سرعت در نزدیکی دیواره از رابطه تجربی‌ای که قانون دیواره نامیده می‌شود پیروی کند. برای سلول‌های مجاور دیواره این رابطه تجربی یک عبارت تحلیلی به جای جمله چشمه در معادله‌های مومنتم و آشفتگی در نظر می‌گیرد. شکل تجربی رخ نمای سرعت به صورت رابطه (۲) می‌باشد:

$$\frac{U}{u_*} = \frac{1}{\lambda} \ln\left(\frac{30y}{k_s}\right) \quad \lambda = 0.4 \quad (2)$$

در رابطه (۲) y فاصله مرکز نخستین سلول تا دیواره، u_* سرعت برشی و k_s زبری مؤثر جداره است. در زبری مؤثر افزون بر زبری ناشی از مصالح کف (سه برابر قطر دانه‌هایی که ۹۰ درصد ذرات از آنها ریزتر هستند (d_{90}))، زبری ناشی از تغییرپذیری شکل بستر نیز در نظر گرفته می‌شود (Olsen, 2018).

۳-۲- صحت سنجی

صحت‌سنجی مدل عددی در دو حالت صورت گرفته است. حالت نخست پیش‌بینی الگوی جریان در آگیری از قوس که الگوی جریان همانند این پژوهش دارد؛ حالت دوم پیش‌بینی آبشستگی در اتصال دو رودخانه در مقیاس واقعی که مانند این پژوهش در مقیاس واقعی است.

۳-۲-۱- پیش‌بینی الگوی جریان در آگیری از قوس

برابر شکل ۱ آگیری از یک قوس ۶۰° با آگیری در موقعیت ۳۰ درجه با ویژگی‌های مندرج در جدول ۱ شبیه‌سازی شد و نتایج مدل عددی با داده‌های آزمایشگاهی (Ye et al., 1998) مقایسه شد.

¹ Upwind

جدول ۲ خطای مدل عددی نسبت به مدل آزمایشگاهی Ye

et al. (1998) در مقطع‌های مختلف قوس

Table 2 Numerical model error compared to laboratory model Ye et al. (1998) at different sections of the bend

Section (degree)	r/rm=1.1	r/rm=1
20	1.5	1.23
30	15.5	12.1
40	1.32	9.42
50	2.46	2.26

۲-۳-۲- پیش بینی آبشستگی در اتصال دو رودخانه

برابر شکل ۳-ا قسمتی از اتصال رودخانه Kaskaskia (به عرض ۷/۳ متر، عمق ۰/۸ متر، طول ۱۰۰ متر، قطر میانگین مصالح کف ۰/۰۰۰۸۵ متر و بده جریان ۳/۸۵ مترمکعب بر ثانیه) و رودخانه Cooper (به عرض ۸ متر، عمق ۰/۷ متر، طول ۳۰ متر، قطر میانگین مصالح کف ۰/۰۰۴۷۶ متر و بده جریان ۲/۶۳ مترمکعب بر ثانیه) شبیه‌سازی شده و به ازای جریان دائمی در آبراهه‌ها تغییرپذیری پستی و بلندی بستر پیش‌بینی شده در مدل عددی با نتایج صحرایی Rhoads (1996) مقایسه شده‌است. برابر شکل ۳-ا و ۳-ب در مدل عددی مانند برداشت‌های میدانی در محل اتصال دو رودخانه حفره آبشستگی رخ داده و به سمت پایین دست پیشروی کرده‌است. همچنین در پایین دست محل اتصال، وجه سمت چپ رودخانه Kaskaskia با رسوب پر شده است.

به منظور مقایسه کمی نتایج مدل عددی با داده‌های میدانی، در سه مقطع به فاصله‌های ۲، ۴ و ۶ متر از دیواره سمت راست رودخانه Kaskaskia، تراز بستر در مدل عددی با داده‌های میدانی مقایسه شده است. در جدول ۳ درصد خطای مدل عددی در پیش‌بینی نیمرخ بستر در هر سه مقطع، با روش جذر میانگین مربعات^۱ ارائه شده است. برابر شکل ۳-د و ۳-ه روند نتایج شبیه‌سازی عددی مانند برداشت‌های میدانی است و بیشینه عمق آبشستگی مانند داده‌های میدانی حدود ۶۰ سانتی متر پیش‌بینی شده است. میانگین خطای مدل عددی در این دو مقطع کمتر از ۱۰ درصد است. لذا مدل عددی با دقت قابل قبولی نیمرخ بستر را پیش‌بینی کرده است. با نزدیک شدن به محل اتصال دو رودخانه خطای مدل عددی زیاد شده است به طوری که در شکل ۳-ج خطای مدل عددی در حدود ۲۵ درصد

میانگین خطای ۶/۲ در نزدیکی لبه بیرونی و ۵/۲ در خط مرکزی قوس گویای دقت قابل قبول مدل عددی در پیش‌بینی الگوی جریان در آگیری از قوس است.

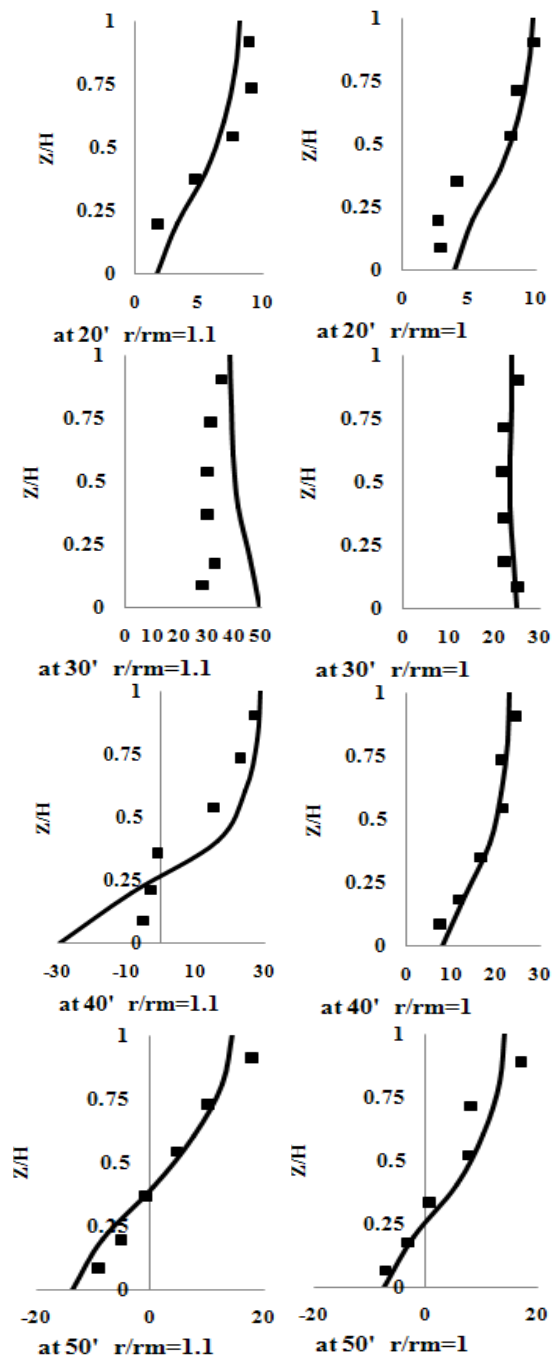


Fig. 2 comparison of velocity vector deviation angle at different sections of bend of present numerical model and experimental model of Ye et al. (1998)

شکل ۲ مقایسه زاویه انحراف بردار سرعت در مقطع‌های مختلف قوس در مدل عددی و مدل آزمایشگاهی Ye et al. (1998)

$$^1\text{Root Mean Square} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{Field} - \text{Num.})^2}{n}}$$

است و می‌توان دلیل آن را به آشفتگی زیاد جریان و عدم توانایی مدل آشفتگی $k-\epsilon$ و نیز مدل تجربی انتقال رسوب در حالتی که آشفتگی زیادی در جریان وجود دارد مرتبط دانست.

۴-۲- تعیین شرایط فیزیکی و هیدرولیکی اولیه بررسی‌ها

در این پژوهش سعی شده است از بعدها و شرایط هیدرولیکی رودخانه کرخه به عنوان شرایط اولیه استفاده شود. بدین منظور در قسمتی از رودخانه کرخه با عرض ۱۰۰ m (Ghanavati Nasab et al., 2006) و شیب طولی ۰/۰۰۵، در مسیر قوسی با زاویه قوس ۵۰ درجه و نسبت شعاع مرکزی قوس به عرض ۴/۵ آبگیر جانبی نصب شده است. عمق جریان و بده جریان آبراهه اصلی بر مبنای رابطه دبی-اشل در یکی از ایستگاه‌های رودخانه کرخه به ترتیب ۲/۷m و ۴۴۸ m^۳/s انتخاب شده است. (Osareh and Tavakolizadeh, 2005). عدد فرود ۰/۳۲۲ است. نسبت بده جریان آبگیری نیز ۲۵ درصد در نظر گرفته شده است. فراسنجه‌های مؤثر بر عملکرد آبگیر جانبی در این تحقیق عبارت‌اند از B_m : عرض آبراهه اصلی؛ h_m : عمق جریان؛ θ_c : زاویه مرکزی قوس؛ B_i : عرض آبگیر؛ h_s : ارتفاع آستانه؛ α_i : زاویه آبگیری و θ_{ci} : موقعیت آبگیر. فراسنجه‌های آبگیر جانبی که نسبت به فراسنجه‌های هم بعد آنها در آبراهه اصلی بی‌بعد شده‌اند عبارت‌اند از نسبت عرض آبگیر به عرض آبراهه اصلی (B_i/B_m) ، موقعیت آبگیر در قوس (θ_{ci}/θ_c) ، زاویه آبگیری (α_i) و نسبت ارتفاع آستانه به عمق جریان (h_s/h_m) . هریک از فراسنجه‌های یادشده در سه سطح تغییر در نظر گرفته شده‌اند. انتخاب کمینه سه سطح تغییر برای هر فراسنجه، امکان بررسی و مشاهده اثر گذاری‌های غیر خطی آن فراسنجه بر نتایج را فراهم می‌کند. انتخاب محدوده تغییر این فراسنجه‌ها تا حدودی بنا بر توصیه محققان پیشین بوده است. به عنوان نمونه Pirestani (2004) موقعیت آبگیر را در نیمه دوم هر قوس و Dehghani (2006) موقعیت آبگیر را در ربع سوم قوس پیشنهاد کرده‌اند، لذا موقعیت آبگیر نسبت به زاویه مرکزی قوس ۰/۵۵ تا ۰/۷۵ انتخاب شده است. در مورد زاویه آبگیری نیز زاویه قائم اتصال آبگیر به آبراهه اصلی نهی شده است (Novak et al., 1990)، لذا زاویه‌های ۴۰، ۵۵ و ۷۰ درجه (نسبت به خط مماس بر قوس در پایین دست آبگیر) برای اتصال آبگیر به قوس در نظر گرفته

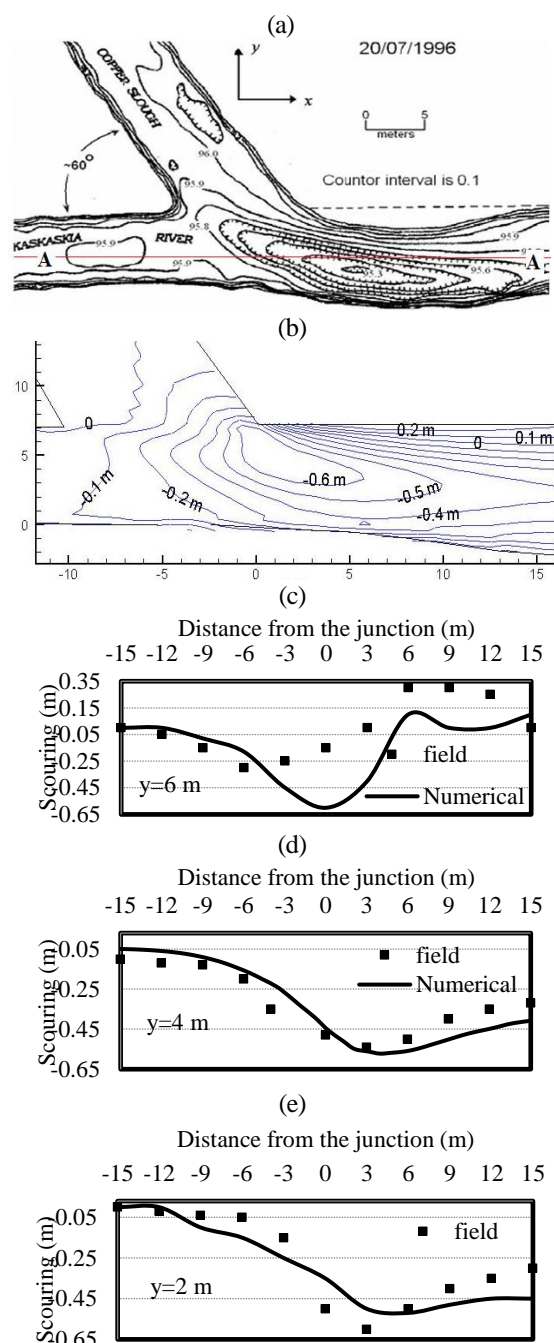


Fig. 3 Bed topography at the confluence. a: field harvest of Rhoads (1996) b: The present numerical model, c, d, and e: Comparison of bed profile at different sections

شکل ۳ پستی و بلندی بستر در اتصال دو رودخانه. a: برداشت میدانی (Rhoads 1996). b: مدل عددی حاضر، c, d, e: مقایسه نیم‌رخ بستر در مقطع‌های مختلف

جدول ۳ درصد خطای مدل عددی و داده‌های میدانی

Table 3 The percentage error of numerical and field data

Section y=2 m	9.97 %
Section Y=4 m	6.65 %
Section y=6 m	25.3 %

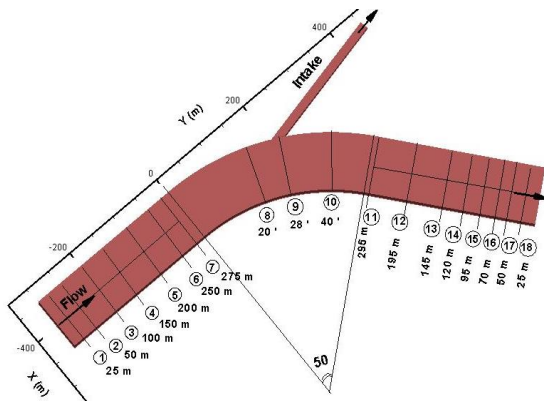


Fig. 4 Sections marked in the 50° bend to compare velocity profiles

شکل ۴ مقطع‌های مشخص شده در قوس ۵۰ درجه به منظور مقایسه نیمرخ سرعت

۲۰، ۲۸ و ۴۰ درجه از آغاز مسیر قوسی واقع هستند. در ورودی مسیر بالادست شرط مرزی بده جریان معلوم و در هر خروجی میزان بده جریان معلوم که جمع آنها با بده جریان ورودی برابر است داده شده است. همچنین برای محاسبه سطح آزاد، عمق جریان در یکی از سلول‌های هر یک از مقطع‌های خروجی به عنوان شرط اولیه به مدل داده می‌شود. پس از اجرای مدل، به منظور تعیین طول مسیر مستقیم بالادست، رخ نماهای بی بعد سرعت در وسط عرض آبراهه در ۷ مقطع یادشده مقایسه شده و در شکل ۵ نشان داده شده است. در این شکل U سرعت در هر مقطع، U_0 سرعت در آغاز مسیر مستقیم بالادست، Z فاصله عمقی از کف و h_m عمق جریان در آغاز مسیر مستقیم بالادست است. برابر این شکل نیمرخ‌های سرعت در مقطع‌های ۵، ۶ و ۷ به طور کامل بر هم برابر است، بنابراین پس از مقطع ۵ یعنی به فاصله ۲۰۰ متر از ورودی بالادست رخ نمای سرعت به توسعه یافتگی رسیده است، لذا طول ۲۵۰ متر در بررسی‌های بعدی در نظر گرفته شد. همچنین ضریب‌های تصحیح انرژی و اندازه حرکت α و β برای مقطع‌های ۱ تا ۷ محاسبه و در جدول ۵ ارائه شده است. برابر جدول ۵ ضریب‌های یادشده به عدد واحد نزدیک هستند و می‌توان به توسعه یافتگی جریان اطمینان داشت. برای تعیین طول مورد نیاز در پایین دست نیز هم نیمرخ سرعت در مقطع‌های ۱۱ تا ۱۸ و هم ضریب تصحیح انرژی

شده است. Razvan (1989) ارتفاع آستانه را حدود یک سوم عمق جریان پیشنهاد کرد. به طور کلی محدوده تغییر فراسنجه‌ها برابر جدول ۴ است.

جدول ۴ فراسنجه‌های متغیر در آبگیر وسط‌های تغییر آنها
Table 4 Variable parameters of intake and their change levels

Parameters	Level Changes		
	Level 1	Level 2	Level 3
B/B_m	0.15, 0.35, 0.55		
θ_i/θ_c	0.55, 0.65, 0.75		
α_i	40, 55, 70 (Degree)		
h_s/h_m	0.234, 0.28, 0.35		

لازم است در بالادست و پایین دست قوس، مسیرهای مستقیمی برای ورود و خروج جریان از قوس لحاظ شود. همچنین طول آبگیر نیز باید تعیین شود. انتخاب طول مسیر مستقیم بالادست و پایین دست و طول آبگیر جانبی طوری انجام شده است که شرط مرزی ورودی آبراهه مستقیم بالادست قوس و شرط مرزی خروجی انتهای آبگیر بر میدان جریان در قوس و آبگیر بی‌تأثیر باشد.

کمینه طول مسیر مستقیم بالادست باید به اندازه‌ای باشد که رخ نمای سرعت جریان پیش از رسیدن به مسیر قوسی شکل، توسعه یافته شده باشد. برای توسعه یافتگی سرعت، باید رخ نمای بی‌بعد شده سرعت در دو مقطع متوالی روی هم قرار بگیرد. طول مسیر مستقیم پایین دست و طول آبگیر نیز به گونه‌ای انتخاب می‌شود که شرط مرزی جریان خروجی^۱ در محلی اعمال شده باشد که در دو مقطع متوالی رخ نمای بی‌بعد سرعت برهم برابر شوند.

برابر شکل ۴ مدل قوس ۵۰ درجه با شبکه دلخواه و طول بالادست ۳۰۰ متر، طول پایین دست ۳۰۰ متر و طول آبگیر ۲۵۰ متر ساخته شد. هندسه و شبکه محاسباتی قوس و مسیرهای مستقیم بالادست و پایین دست قوس، با استفاده از برنامه‌نویسی به زبان فرترن تولید شد. سپس در مدل عددی، آبگیر و شبکه آن به این هندسه اضافه شد. در شکل ۴ فاصله مقطع‌های ۱ تا ۷ از ورودی مسیر مستقیم بالادست و فاصله مقطع‌های ۱۱ تا ۱۸ از خروجی مسیر مستقیم پایین دست نشان داده شده است. مقطع‌های ۸ تا ۱۰ نیز به ترتیب به فاصله

¹Outflow

سلول‌های عرضی انتخاب شد. شمار سلول‌ها در راستای قائم نیز ۱۳ سلول (ارتفاع هر سلول ۱۳ سانتی‌متر) انتخاب شد. مدل‌ها تا رسیدن به باقی مانده کمتر از ۰/۰۰۲ برای ϵ (نرخ استهلاک انرژی جنبشی) و کمتر از ۰/۰۰۰۰۱ برای دیگر فراسنجه‌ها اجرا شد. نیمرخ‌های سرعت برآیند در ۴ شبکه یادشده باهم مقایسه شد. نتایج هر چهار شبکه به هم نزدیک بود، اما نتایج شبکه ۳ و ۴ متری بسیار به هم نزدیک‌تر است. بنابراین می‌توان گفت در شبکه ۴ متری پاسخ‌های مستقل از شبکه بدست آمده است.

به منظور بررسی تاثیر صفحه‌های مستغرق، برابر شکل ۶ دو آرایش مختلف برای صفحه‌ها در نظر گرفته شده است. نخستین طرح از آرایش صفحه‌های مستغرق، که طرح ۱۱ نامیده شده است، دو ردیف صفحه مستغرق در بالادست آبگیر و در طرح ۲۲ چهار ردیف صفحه مستغرق در بالادست و برابر دهانه آبگیر نصب شده است. در شکل سمت راست قسمت دارای دو ردیف صفحه به صورت بزرگ شده نیز ارائه شده است که در آن بعدها و موقعیت و فاصله صفحه‌ها از هم نشان داده شده است. بعدها و فاصله‌های صفحه‌های در هر طرح بنابر بررسی‌های Rostamabadi (2013) به صورت جدول ۶ انتخاب شده است.

جدول ۶ بعدها و فاصله‌های صفحه‌ها در طرح‌های ۱ و ۲

Table 6 Dimensions and distance of vanes in

Layout 1 & 2	
Vane's height (m)	0.675
Vane's length (m)	1.9
Longitudinal distance (m)	8.3
Transvers distance (m)	3.34
Distance from the bank (m)	2.2

همچنین در هریک از دو حالت طرح ۱ و طرح ۲ و نیز در حالتی که هیچ صفحه^۳ مستغرق وجود ندارد، در نه حالت مختلف برابر جدول ۷ فراسنجه‌های هندسی آبگیر تغییر داده شده است. لذا به طور کلی بررسی‌ها در سه دسته نه تایی انجام شده است. دسته نخست آبگیری از قوس بدون صفحه‌های مستغرق، دسته دوم آبگیری از قوس با صفحه‌های مستغرق در بالادست آبگیر (طرح ۱) و دسته سوم آبگیری از قوس با صفحه‌های مستغرق در بالادست

و اندازه حرکت α و β محاسبه شد. نتایج نشان داد کمینه طول ۲۵۰ متر برای آبراهه پایین دست و آبراهه آبگیر لازم است. لذا در بررسی‌های بعدی طول ۲۵۰ متر برای آبراهه اصلی پس از قوس لحاظ خواهد شد. چون احتمال شکل‌گیری جریان‌های گردابی در آبگیر وجود دارد، برای آبگیر طول بیشتری از آبراهه اصلی یعنی ۴۰۰ متر در نظر گرفته شده است. میزان‌های α و β به ترتیب در پایین دست ۱/۰۳ و ۱/۰۱ محاسبه شد.

در تعیین شبکه مناسب اندازه سلول‌های شبکه در راستای طولی و عرضی بر مبنای نسبتی از عرض آبراهه اصلی تعیین شده است.

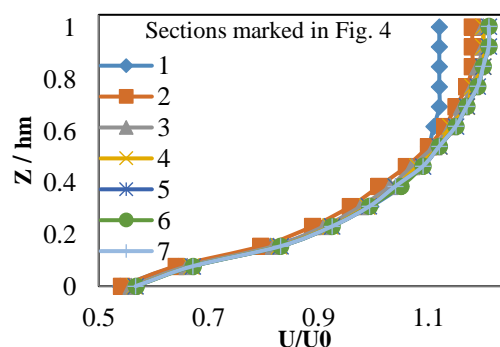


Fig. 5 Comparison of dimensionless velocity profiles at different distances from the upstream

شکل ۵ مقایسه رخ نمای بی بعد سرعت در مقطع‌های بالادست

جدول ۵ ضریب‌های α و β در مقطع‌های بالادست قوس

Table 5 α and β at the upstream sections of the bend

Sections marked in Fig. 4	α	β
6	1.039	1.015
5	1.049	1.023
4	1.049	1.026
3	1.046	1.026
2	1.039	1.025
1	1.034	1.023

چهار شبکه‌بندی مختلف برای تعیین شبکه مناسب بررسی شد. در ۱۰۰ متر عرض به ترتیب ۱۵، ۲۰، ۲۵ و ۳۰ سلول (سلول‌های ۷، ۵، ۴ و ۳ متری) در راستای عرضی در نظر گرفته شد و اندازه سلول‌های طولی نیز به اندازه ۱/۲ برابر

³ No vanes

¹ Layout1

² Layout2

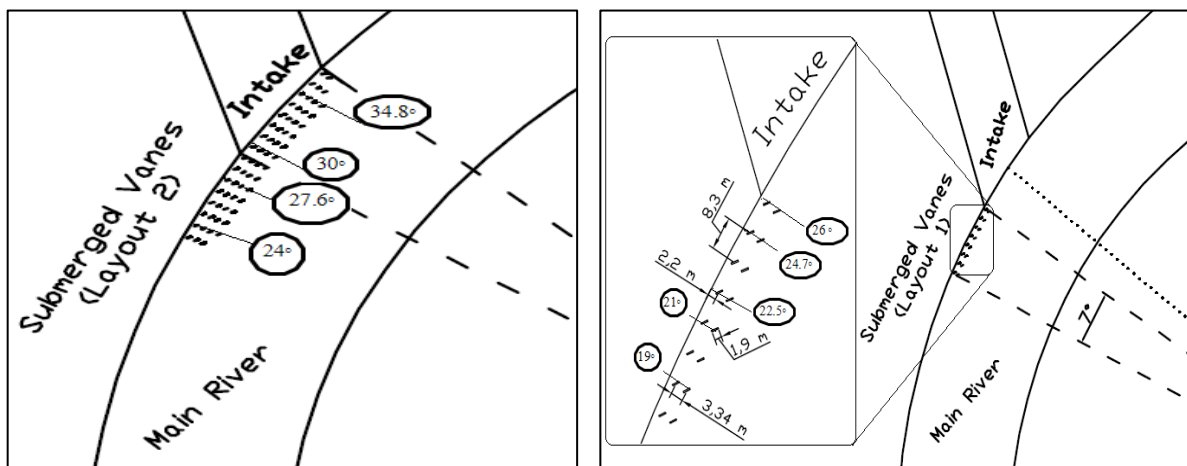


Fig. 6 Schematic layout of Layout 1 and Layout 2 of submerged vanes

شکل ۶ نمای کلی طرح ۱ و طرح ۲ صفحه‌های مستغرق

۷ تغییرپذیری ارتفاع پشته رسوبی را در مقطع گذرنده از گوشه پایین دست آبگیر (مقطع A-A) نشان می‌دهد. برابر شکل ۷ ارتفاع پشته رسوبی در فاصله در حدود ۸ متری از دیواره درونی قوس، در زمان‌های ۳۱، ۳۳ و ۳۶ ساعت برهم برابر شده است، لذا بازه زمانی ۳۶ ساعت برای تزریق رسوب انتخاب شده است.

۳- نتایج و بحث

هنگامی جریان وارد قوس می‌شود سطح آب عمود بر منته‌جه نیروهای ثقل و گریز از مرکز قرار می‌گیرد. نیروی گریز از مرکز با مربع سرعت جریان رابطه مستقیم دارد. با توجه به نیمرخ ناپیکنواخت سرعت جریان از کف تا سطح، لایه بالایی که سرعت بیشتری دارد به علت نیروی گریز از مرکز بیشتر به طرف قوس بیرونی حرکت می‌کند و به علت پیوستگی محیط آب، جریانی در جهت عکس جریان سطحی در کف بوجود می‌آید. بدین ترتیب جریان ثانویه‌ای در قوس بوجود می‌آید و با وجود گردادی طولی فشار جریان حلزونی در کل مسیر قوس شکل می‌گیرد که باعث فرسایش قوس بیرونی و رسوبگذاری در قوس درونی می‌شود. نیمرخ سرعت شعاعی (u_r) در قوس می‌تواند معیاری از توان جریان ثانویه باشد. برابر شکل ۸ هنگامی جریان سطحی و جریان در کف در دو جهت مخالف باشد، نیمرخ سرعت به شکل α است، بنابراین جریان ثانویه قوی بوجود می‌آید. در حالتی که نیمرخ سرعت به شکل β باشد، جهت جریان در سطح و در کف در یک جهت است و جریان ثانویه بوجود نمی‌آید.

جدول ۷ ویژگی‌های هندسی آبگیر در هر دسته بررسی

Table 7 Geometric characteristics of the intake in each study category

hs/hm	α_i	θ_{ci}/θ_c	Bi/Bm	Study #
0.234	40	0.55	0.15	1
0.28	55	0.65	0.15	2
0.35	70	0.75	0.15	3
0.35	55	0.55	0.35	4
0.234	70	0.65	0.35	5
0.28	40	0.75	0.35	6
0.28	70	0.55	0.55	7
0.35	40	0.65	0.55	8
0.234	55	0.75	0.55	9

برابر دهانه آبگیر (طرح ۲). بدین ترتیب ۲۷ حالت مختلف بررسی شده است. در هر یک از ۲۷ حالت یادشده در آغاز میدان جریان حل شده و پس از همگرایی میدان جریان، رسوب معلق در مدت زمان ۳۶ ساعت از بالادست روی بستر سفت تزریق شده است. رسوب با قطر میانگین ۲ میلی‌متر و وزن مخصوص 2650 kg/m^3 با نرخ تزریق $1/8 \times 10^{-4}$ (حدود ۵۰۰ ppm) بوده است. مدل‌ها با یک سامانه اجرای 2.53 GHz اجرا شده‌اند. کمترین و بیشترین زمان اجرای جریان در هر یک از این حالت‌ها به ترتیب ۲۶ و ۹۰ ساعت و کمترین و بیشترین زمان اجرای انتقال رسوب به ترتیب ۹۰ و ۱۴۴ ساعت بوده است.

برای انتخاب زمان تزریق رسوب، تغییرپذیری ارتفاع پشته رسوبی در طول زمان تزریق رسوب اندازه‌گیری شد. شکل

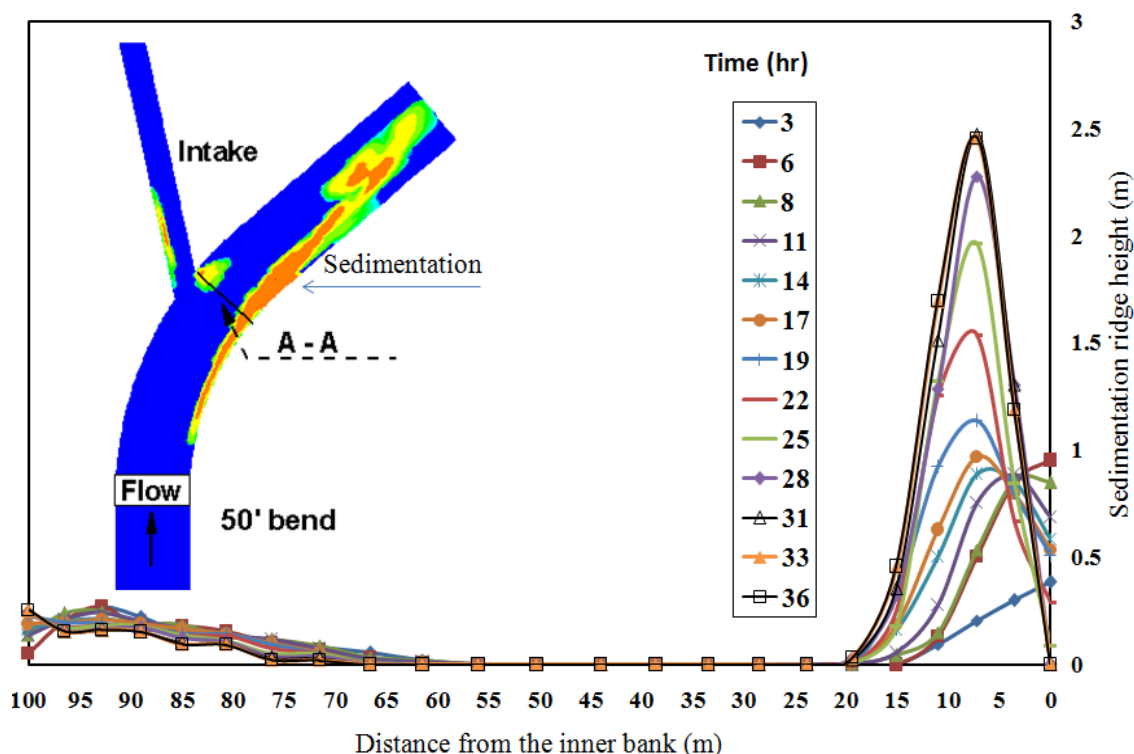


Fig. 7 Sedimentary ridge height changes with time in the main waterway in section A-A

شکل ۷ تغییرپذیری ارتفاع پشته رسوبی با زمان در آبراهه اصلی در مقطع A-A

بیرونی قوس و در ۴ مقطع مختلف قوس ترسیم شده و برای سه حالت بدون صفحه، طرح ۱ و طرح ۲ مقایسه شده است. در شکل ۹ آنگیر از زاویه ۲۳ درجه آغاز شده و خط مرکزی آنگیر در موقعیت ۲۷/۵ درجه واقع است. صفحه‌های مستغرق نیز از زاویه ۱۵ درجه در قوس آغاز شده‌اند.

برابر شکل ۹، در مقطع ۱۷/۵ درجه، در هر سه حالت، نیمرخ سرعت α است و مؤلفه شعاعی سرعت در سطح مثبت و در کف منفی است، لذا جریان ثانویه در قوس بوجود آمده است. میزان سرعت شعاعی در حدود ۷۰ درصد عمق جریان مثبت و به سمت دیواره بیرونی و در ۳۰ درصد نزدیک کف منفی و به سمت دیواره درونی است. اما از مقطع ۲۰ درجه نیمرخ سرعت شعاعی در حالت بدون صفحه به طور کامل به شکل β است. یعنی آنگیر جریان ثانویه در قوس را تحت تأثیر قرار داده و کل جریان به سمت دیواره بیرونی منحرف شده است.

وجود صفحه‌های مستغرق منجر به تغییر نوع نیمرخ سرعت از β به α شده است. حضور صفحه‌های مستغرق طرح ۲ نسبت به طرح ۱ انحناى بیشتری به نیمرخ سرعت داده به طوری که انحناى نیمرخ سرعت در ۷۰ درصد عمق جریان رخ داده، یعنی طرح ۲ جریان از کف تا حدود ۷۰ درصد عمق را به سمت دیوار

الگوهای α و β شرایط حدی هستند و در آبراهه‌های پیچانی واقعی الگوی جریان ترکیبی از دو الگوی فوق خواهد بود (Yalin, 1992). هرچه نیمرخ سرعت شعاعی به شکل α نزدیکتر باشد، توان جریان ثانویه بیشتر می‌شود. از سوی دیگر اگر نیمرخ سرعت شعاعی α ، در عمق متقارن باشد، یعنی محل تغییر انحناى نیمرخ سرعت، در نیمه عمق جریان رخ دهد، نشان دهنده انحراف نیمه بالایی جریان به سمت دیواره بیرونی و انحراف نیمه پایینی جریان به سمت دیواره درونی است، لذا شرایط برای آنگیری از جریان سطحی و انحراف رسوب‌ها از دیواره بیرونی به سمت دیواره درونی فراهم می‌شود. وجود آنگیر در قوس، جریان ثانویه را تحت تأثیر قرار می‌دهد، به طوری که منجر به تضعیف جریان ثانویه در محدوده تحت تأثیر آنگیر شده و حتی در محل آنگیر، جریان ثانویه در قوس مستهلک شده و نیمرخ سرعت شعاعی الگوی β خواهد داشت، که از عامل‌های انتقال رسوب به سمت آنگیر است. هر عاملی که نیمرخ سرعت شعاعی را از حالت β به α تغییر دهد، در جهت تقویت توان جریان ثانویه در قوس و کاهش میزان رسوب وارد شده به آنگیر عمل کرده است. در شکل ۹ نیمرخ سرعت شعاعی (U_r) که نسبت به سرعت میانگین جریان (U) بی بعد شده است، در فاصله ۲۵ درصدی از دیواره

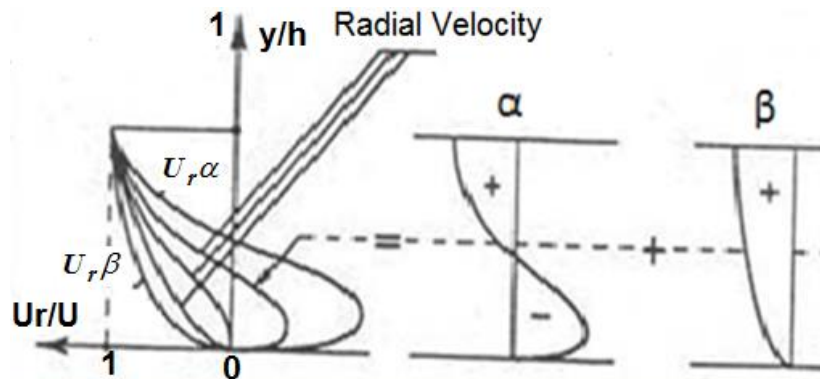


Fig. 8 The flow pattern α and β in bend (Yalin, 1992)
 شکل ۸ الگوی جریان α و β در قوس (Yalin, 1992)

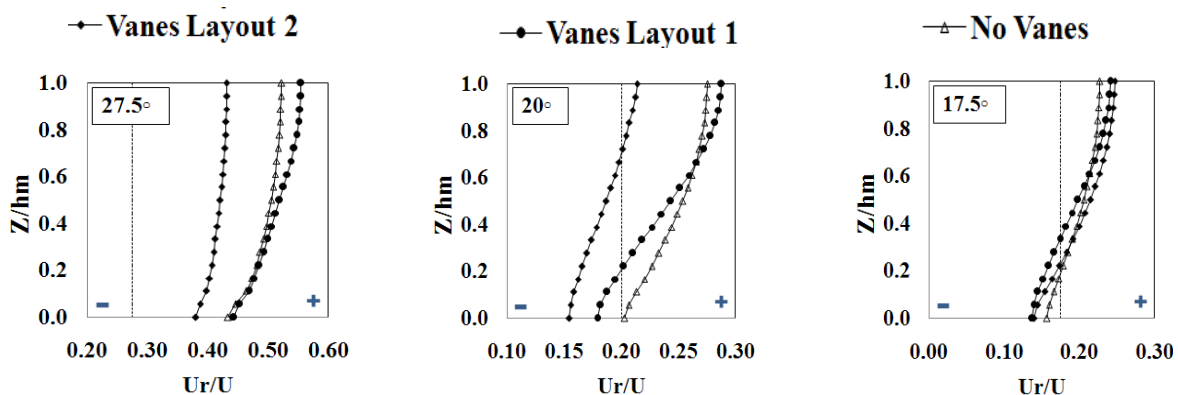


Fig. 9 Comparison of radial velocity profiles at a distance of 25% from the outer wall of the bend

شکل ۹ مقایسه نیمرخ سرعت شعاعی در فاصله ۲۵ درصدی از دیواره بیرونی قوس

"a.s.c" نشان داده می‌شود،

$$a.s.c = 1 - \frac{Q_{sr}}{Q_{wr}}, \quad Q_{sr} = \frac{Q_{si}}{Q_{sm}}, \quad Q_{wr} = \frac{Q_{wi}}{Q_{wm}} \quad (3)$$

در رابطه (۳)، Q_{wi} : بده جریان آبگیری؛ Q_{wm} : بده جریان آبراهه اصلی در بالادست آبگیر؛ Q_{si} : بده جریان رسوب وارد شده به آبگیر و Q_{sm} : بده جریان رسوب آبراهه اصلی در بالادست آبگیر است. هرچه ضریب پادرسوبی به یک نزدیک شود نشان می‌دهد رسوب نسبی به صفر نزدیک شده و حالت مطلوب است و اگر ضریب پادرسوبی صفر یا کمتر از صفر شود، نشان می‌دهد رسوب نسبی به حد بده جریان نسبی و یا حتی بیشتر از آن نزدیک شده و حالت نامطلوب است. بنابراین توضیح‌های بالا ضریب پادرسوبی آبگیر برحسب دیگر فراسنجه‌های بی‌بعد برابر رابطه ۴ تعیین می‌شود:

$$a.s.c = f\left(\frac{B_i}{B_m}, \frac{\theta_{ci}}{\theta_c}, \alpha, \frac{h_s}{h_m}\right) \quad (4)$$

درونی قوس منحرف کرده است، اما در طرح ۱ محل تغییر انحنای نیمرخ سرعت در حدود ۲۰ درصد عمق جریان است. در محل دهانه ورودی آبگیر یعنی مقطع ۲۷/۵ درجه، نیمرخ سرعت در هر سه حالت β است، اما در طرح ۲ میزان نزدیک کف بسیار کمتر، لذا جریان تحتانی کمتری وارد آبگیر خواهد شد. به طور کلی وجود صفحه‌های مستغرق پیش از آبگیر منجر به تقویت توان جریان ثانویه در قوس و کاهش تأثیر آبگیر شده است.

۳-۲- مقایسه میزان رسوب وارد شده به آبگیر

عملکرد آبگیرهای جانبی با میزان بده جریان آبگیری و میزان رسوب وارد شده به آبگیر سنجیده می‌شود. شرایط مطلوب آبگیری در کمترین رسوب نسبی (رسوب وارد شده به آبگیر نسبت به رسوب بالادست آبگیر) به ازای بیشترین جریان نسبی (جریان وارد شده به آبگیر نسبت به جریان بالادست آبگیر) به دست می‌آید. ضریب پادرسوبی آبگیر به صورت رابطه (۳) تعریف می‌شود (Indlekoper et al., 1975) و در این پژوهش با علامت

حالت بر میزان رسوب وارد شده به آبگیر کم شده است. در حالتی که عرض آبگیر ۰/۱۵ عرض آبراهه اصلی باشد تاثیر طرح ۱ به طور کامل مشهود است، اما در حالتی که $Bi/Bm = > 0.35$ طرح ۱ به تقریب تاثیری بر کاهش رسوب وارد شده به آبگیر نداشته است. اما طرح ۲ به طور میانگین حدود ۴۵ درصد میزان رسوب وارد شده به آبگیر را کاهش داده است. لذا در حالتی که نسبت عرض آبگیر به عرض آبراهه اصلی بیشتر از ۰/۱۵ باشد لازم است صفحه‌ها در برابر آبگیر نیز نصب شوند تا بتوانند میزان رسوب را کاهش دهند.

برابر شکل ۱۱-b با تغییر موقعیت آبگیر در قوس روند مشخصی برای میزان رسوب وارد شده به آبگیر وجود ندارد اما در طرح ۱ و ۲ به ترتیب به طور میانگین ۱۵ و ۴۵ درصد میزان رسوب وارد شده آبگیر نسبت به حالت بدون صفحه کم شده است.

برابر شکل ۱۱-c با افزایش زاویه آبگیر در حالت بدون صفحه رسوب بیشتری به آبگیر وارد شده است. ولی با حضور صفحه‌ها در برابر آبگیر یعنی طرح ۲ این روند افزایشی شده است. به طور میانگین طرح ۱ و ۲ به ترتیب ۱۶ و ۲۷ درصد میزان رسوب وارد شده آبگیر را نسبت به حالت بدون صفحه کاهش داده‌اند.

برابر شکل ۱۱-d با افزایش ارتفاع آستانه تاثیر صفحه‌های بر میزان رسوب وارد شده به آبگیر کمتر شده است. به ترتیب طرح ۱ و ۲ به طور میانگین منجر به کاهش ۱۶ و ۴۶ درصدی میزان رسوب وارد شده آبگیر نسبت به حالت بدون صفحه شده است. به طور کلی استفاده از طرح ۱ و ۲ صفحه‌های مستغرق به طور میانگین به ترتیب منجر به کاهش ۱۵ درصدی و ۴۶ درصدی میزان رسوب وارد شده به آبگیر شده است.

Dehghani (2006) به بررسی تاثیر استفاده از صفحه‌های مستغرق در مهار رسوب ورودی به آبگیر جانبی واقع در موقعیت ۱۳۵ درجه از قوس ۱۸۰ درجه در شرایط آب زلال و بستر آبرفتی پرداخت. در بررسی‌های وی از دو ردیف صفحه مستغرق در بالادست، برابر و پایین دست آبگیر استفاده شد. وی نتیجه گرفت تا نسبت بده جریان آبگیری ۰/۲۵، کل رسوب از جلو آبگیر منحرف شده و برای نسبت‌های بده جریان آبگیری بیش از ۰/۲۵، صفحه‌های مستغرق به طور میانگین تا ۰/۶۵ می‌توانند نسبت رسوب انحرافی به سمت آبگیر را کاهش دهند.

در بررسی‌های Barkdoll et al. (1999) که به بررسی تاثیر استفاده از صفحه‌های مستغرق در مهار رسوب ورودی به آبگیری

برای محاسبه رسوب وارد شده به آبگیر نسبت به رسوب بالادست، برابر شکل ۱۰ یک مقطع در درون آبراهه اصلی و در بالادست آبگیر، و یک مقطع در آغاز آبراهه آبگیر در نظر گرفته شده است. در این شکل منحنی‌های هم غلظت نیز ترسیم شده است. برنامه‌ای به زبان فرترن برای محاسبه رسوب وارد شده به آبگیر نسبت به رسوب بالادست نوشته شده است. در این برنامه برابر رابطه (۵) میزان کل رسوب معلق در هریک از مقطع‌های درون آبگیر و آبراهه اصلی در هر گام زمانی محاسبه شده و نسبت رسوب درون آبگیر به رسوب آبراهه اصلی به عنوان Q_{sr} محاسبه شد.

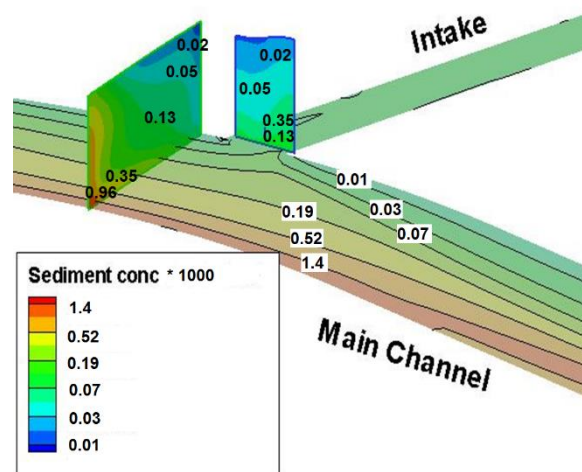


Fig. 10 Concentration contours in the main channel and intake

شکل ۱۰ منحنی‌های هم‌غلظت در آبراهه اصلی و آبگیر

$$Q_{sr} = \frac{\sum (c \cdot \rho_s \cdot u_{normal} \cdot A \cdot time)_{intake}}{\sum (c \cdot \rho_s \cdot u_{normal} \cdot A \cdot time)_{main}} \quad (5)$$

در رابطه (۵) c غلظت، u_{normal} سرعت عمود بر سطح سلول، A مساحت سلول، $time$ گام زمانی و ρ_s چگالی رسوب است. از روی این نسبت و با داشتن نسبت جریان وارد شده به آبگیر که جزء تنظیمات اولیه مدل عددی است، ضریب پاد رسوبی آبگیر نیز با رابطه (۳) قابل محاسبه است.

در شکل ۱۱ تاثیر استفاده از دو طرح ۱ و ۲ صفحه‌های مستغرق در کاهش میزان رسوب وارد شده به آبگیر نسبت به حالتی که هیچ صفحه مستغرق در قوس وجود نداشته باشد، ارائه شده است.

برابر شکل ۱۱-a با افزایش عرض آبگیر تاثیر صفحه‌ها در هر دو

صفحه‌های مستغرق کاهش ۵۰ درصدی نسبت رسوب وارد شده به آبگیر را باعث شده‌اند.

۳-۳- مقایسه ضریب پادرسوبی آبگیر

به منظور بررسی تأثیر صفحه‌های مستغرق بر مهار رسوب ورودی به آبگیر، ضریب پادرسوبی آبگیر در ۲۷ بررسی بر مبنای رابطه (۳) محاسبه شده است. در شکل ۱۲ تغییرپذیری ضریب پادرسوبی آبگیر با تغییر سطح‌های فراسنجه‌های Bi/Bm ، θ_{ci}/θ_c و hs/hm در سه حالت بدون صفحه، طرح ۱ و طرح ۲ نشان داده شده است.

نتایج برگرفته از شکل ۱۲ عبارت‌اند از:

برابر شکل ۱۲-a، در حالی که $Bi/Bm=0/15$ ، طرح ۱ باعث افزایش ضریب پادرسوبی آبگیر از میزان ۰/۱۳ به ۰/۴۵ شده است. در حالی که طرح ۲ این ضریب را تا حدود ۰/۶۰ افزایش داده است.

در حالی که $Bi/Bm \geq 0/35$ ، طرح ۱ تأثیری بر میزان ضریب پادرسوبی آبگیر نداشته است. این مسئله نشان می‌دهد در حالی که عرض آبگیر زیاد باشد، لازم است صفحه‌های مستغرق در برابر آبگیر نیز نصب شوند تا بتوانند بر میزان رسوب وارد شده به آبگیر مؤثر باشند. همان‌طوری که شکل نشان می‌دهد با وجود طرح ۲ ضریب پادرسوبی آبگیر از حدود ۰/۳ به حدود ۰/۶ رسیده است.

برابر شکل ۱۲-b، c و d، به طور کلی با تغییر سطح‌های فراسنجه‌های θ_{ci}/θ_c ، hs/hm و Bi/Bm ، طرح ۱ به طور میانگین منجر به افزایش ۵۹ درصدی ضریب پادرسوبی آبگیر شده است. در حالی که طرح ۲ به طور میانگین منجر به افزایش ۱۴۸ درصدی ضریب پادرسوبی آبگیر نسبت به حالتی که هیچ صفحه مستغرق در قوس استفاده نشود، شده است.

بر مبنای شکل ۱۲، بیشترین ضریب پادرسوبی آبگیر در حالت استفاده از طرح ۱ مربوط به حالتی است که در آن $Bi/Bm=0/15$ ، $\theta_{ci}/\theta_c=0/75$ ، $hs/hm=0/234$ و $\alpha_i=70^\circ$ است، اما در حالت بدون صفحه بیشترین ضریب پادرسوبی آبگیر مربوط به $Bi/Bm=0/55$ ، $\theta_{ci}/\theta_c=0/75$ ، $\alpha_i=70^\circ$ و $hs/hm=0/35$ است. لذا می‌توان گفت در حالت استفاده از صفحه‌های مستغرق در بالادست دهانه آبگیر، به جای استفاده از $Bi/Bm=0/55$ و $hs/hm=0/35$ می‌توان از $Bi/Bm=0/15$ و

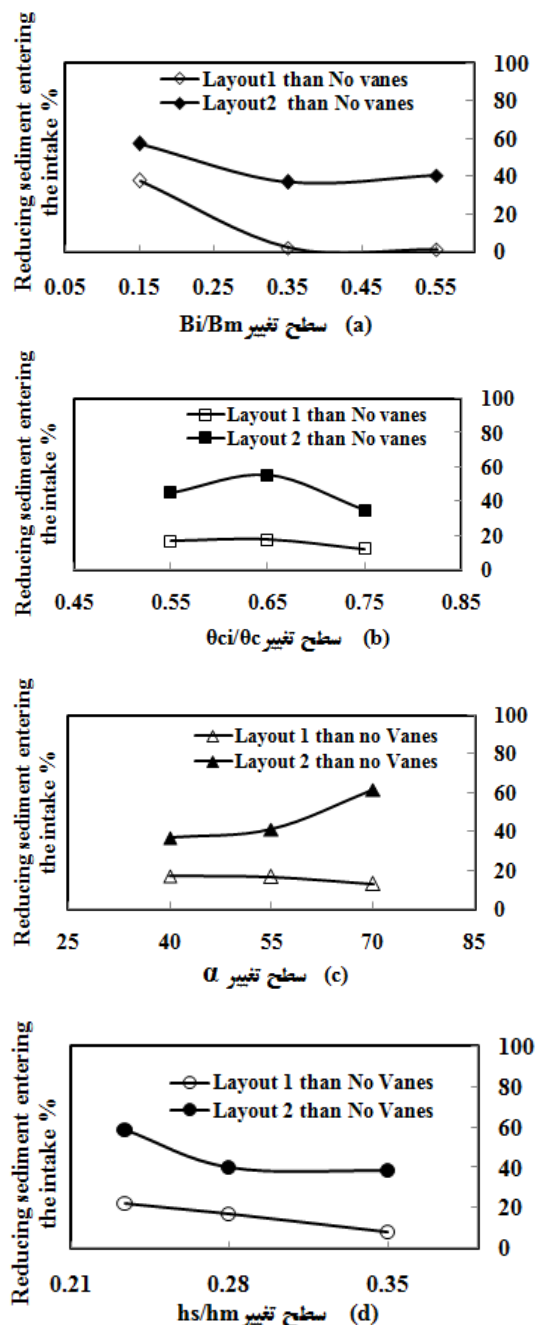


Fig. 11 The effect of using Layout 1 and Layout 2 s in reducing sediment entering the intake

شکل ۱۱ تأثیر استفاده از دو طرح ۱ و ۲ در کاهش رسوب وارد شده به آبگیر

جانبی از مسیر مستقیم با بستر آبرفتی پرداخت، از سه ردیف صفحه مستغرق در بالادست و برابر دهانه آبگیر استفاده شد. نتایج بررسی‌ها ایشان نشان داد برای نسبت بده جریان آبگیری ۰/۱۶، صفحه‌های مستغرق منجر به کاهش ۳۵ درصدی نسبت رسوب وارد شده به آبگیر و برای نسبت بده جریان آبگیری ۰/۲۴،

مقیاس واقعی صورت گرفته و از ویژگی‌های هندسی و هیدرولیکی رودخانه کرخه به عنوان شرایط اولیه و هندسی مدلسازی استفاده شده است. به منظور بررسی تأثیر صفحه‌های مستغرق بر میزان رسوب وارد شده به آبگیر، دو طرح ۱ و ۲ برای صفحه‌های مستغرق در آبگیری از قوس استفاده شد. در طرح ۱ دو ردیف صفحه مستغرق در بالادست آبگیر و در طرح ۲ چهار ردیف صفحه مستغرق در بالادست و برابر دهانه آبگیر نصب شد و با تغییر فراسنجه‌های عرض آبگیر، موقعیت آبگیر در قوس، زاویه آبگیری و ارتفاع آستانه، میزان رسوب وارد شده به آبگیر و ضریب پادرسوبی آبگیر محاسبه شد. بررسی میزان رسوب وارد شده به آبگیر نشان داد طرح ۱ صفحه‌های مستغرق به طور میانگین منجر به کاهش ۱۵ درصدی میزان رسوب وارد شده به آبگیر شده است، در حالی که طرح ۲، به طور میانگین کاهش ۴۶ درصدی میزان رسوب وارد شده به آبگیر را به همراه داشته است. بررسی ضریب پادرسوبی آبگیر نشان داد در حالتی که $Bi/Bm \geq 0.35$ ، تأثیری بر میزان ضریب پادرسوبی آبگیر نداشته است. اما با تغییر سطح‌های فراسنجه‌های θ_{ci}/θ_c و α_i ، hs/hm ، طرح ۱ به طور میانگین منجر به افزایش ۵۹ درصدی ضریب پادرسوبی آبگیر شده است. این در حالی است که با تغییر سطح‌های فراسنجه‌های Bi/Bm ، θ_{ci}/θ_c و hs/hm ، طرح ۲ به طور میانگین منجر به افزایش ۱۴۸ درصدی ضریب پادرسوبی آبگیر شده است.

نتایج نشان داد بیشترین ضریب پادرسوبی آبگیر در حالت استفاده از طرح ۱ مربوط به حالتی است که در آن $Bi/Bm = 0.15$ ، $\theta_{ci}/\theta_c = 0.75$ ، $\alpha_i = 70^\circ$ و $hs/hm = 0.234$ است. از سوی دیگر بیشترین ضریب پادرسوبی آبگیر در حالت استفاده از طرح ۲ مربوط به حالتی است که در آن $Bi/Bm = 0.15$ ، $\theta_{ci}/\theta_c = 0.65$ و $hs/hm = 0.234$ است. در حالت بدون صفحه، بیشترین ضریب پادرسوبی آبگیر مربوط به $Bi/Bm = 0.55$ ، $\theta_{ci}/\theta_c = 0.75$ و $hs/hm = 0.35$ است، لذا می‌توان گفت در حالت استفاده از صفحه‌های مستغرق در بالادست و برابر دهانه آبگیر، به جای استفاده از $Bi/Bm = 0.55$ و $hs/hm = 0.234$ می‌توان از $Bi/Bm = 0.15$ و $hs/hm = 0.234$ استفاده کرد و عملکرد آبگیر را بهبود بخشید.

$hs/hm = 0.234$ استفاده کرد و به میزان‌های بیشتری از ضریب پادرسوبی آبگیر رسید. بیشترین ضریب پادرسوبی آبگیر در حالت طرح ۲ نیز مربوط به حالتی است که در آن $Bi/Bm = 0.15$ ، $\theta_{ci}/\theta_c = 0.65$ و $\alpha_i = 70^\circ$ است.

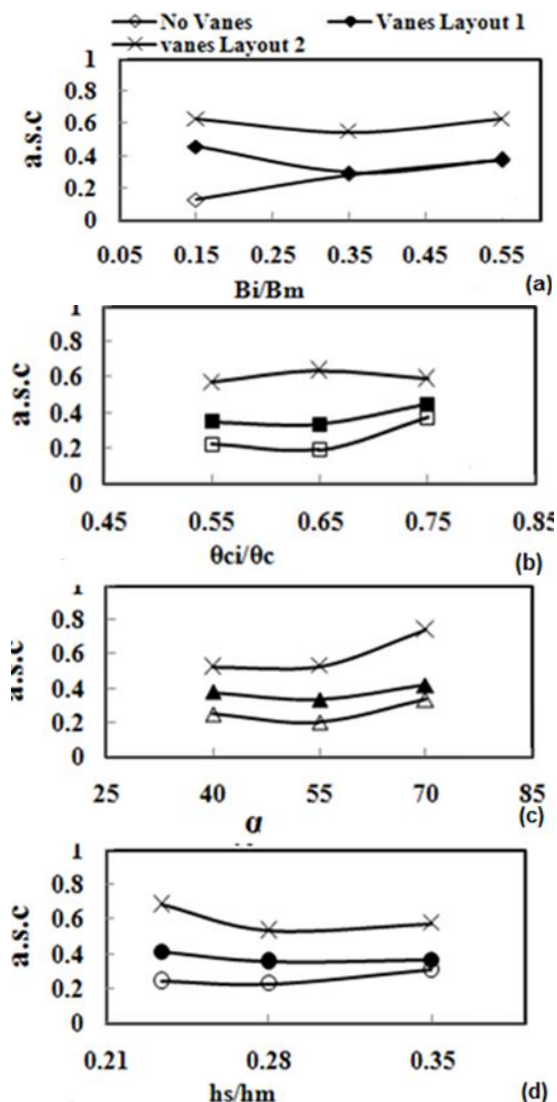


Fig. 12 Changes in the anti-sediment coefficient by changing the levels of the intake's parameters in three modes: Layout1, Layout2 and No vanes

شکل ۱۲ تغییر پذیری ضریب پادرسوبی آبگیر با تغییر سطح‌های فراسنجه‌های آبگیر در سه حالت بدون صفحه، طرح ۱ و ۲

۴- نتیجه گیری

در این پژوهش به شبیه‌سازی عددی تأثیر صفحه‌های مستغرق بر جریان ثانویه، میزان رسوب وارد شده به آبگیر و ضریب پادرسوبی آبگیری از قوس پرداخته شده است. بررسی‌ها در

7th International Seminar on River Engineering, Shahid Chamran University of Ahvaz. (in Persian).

Indlekoper, H., Robinson, S. Rouve. (1975). On the transport of bed load in a channel branches and regulation by inducing artificial secondary flow. 9th international congress of irrigation and drainage, Moscow.

Michelle, F. Ettema, R. and Muste, M. (2006). Case study: sediment control at water intake for large thermal-power station on a small river. Journal of Hydraulic Engineering, 132(5), 440-449.

Montaseri, H. (2008). The effect of different submerged vane arrangements on the control of sediment entering the lateral intake in a 180 degree bend; PhD Thesis in Hydraulic Civil Engineering, Tarbiat Modares University. (in Persian).

Neill, C.R. and Evans, B.J. (1997). Sediment control at water intakes. Journal of Hydraulic Engineering, 123(7), 670-671.

Novak, P., Moffat, A. and Nalluri, C. (1990). Hydraulic structures, Pitman, London. 546 P.

Olsen, N.R. (2018). A three-dimensional numerical model for simulation of sediment movement in water intakes with multi block option. User's manual.

Osareh, A. and Tavakolizadeh, A.A. (2005). Investigation of Dominant Flow in Karun, Dez and Karkheh Rivers. 5th Iranian Hydraulic Conference, Shahid Bahonar University of Kerman. (in Persian)

Pirestani, M. (2004). Investigation of flow pattern and scouring at the inlet intake of curved canals; Ph.D. thesis, Islamic Azad University, Science and Research Branch. (in Persian).

Raudkivi, A.J. (1993). Sedimentation and removal of sediment from diverted water. IAHR hydraulic structures, Design Manual, 63-87.

Razvan, E. (1989). River intake and diversion dams; Elsevier science publishing company Inc, New York, NY. 10010, USA.

Rhoads, B.L. (1996). Mean structure of transport-effective flows at an asymmetrical confluence when the main stream is dominant, in Coherent Flow Structures in Open Channel Flows, edited by P.J. Ashworth et al., 491-517, John Wiley, New York.

Rostamabadi, M. (2013). Determining the appropriate conditions for diversion from the bend using a numerical model, PhD Thesis in Civil-Water Engineering, Faculty of Civil Engineering and

۵- فهرست نشانه‌ها

U_i	سرعت میانگین (ms^{-1})
U_*	سرعت برشی (ms^{-1})
k_s	زبری مؤثر جداره (m)
B_i / B_m	عرض آبگیر به عرض آبراهه
θ_{ci} / θ_c	موقعیت آبگیر در قوس
α_i	زاویه آبگیری
h_i/h_m	ارتفاع آستانه به عمق جریان
$a.s.c$	ضریب پادرسوبی آبگیر
Q_{wi}	بده جریان آبگیری (m^3s^{-1})
Q_{wm}	بده جریان آبراهه اصلی (m^3s^{-1})
Q_{si}	بده جریان رسوب وارد شده به آبگیر (m^3s^{-1})
Q_{sm}	بده جریان رسوب آبراهه اصلی در بالادست (m^3s^{-1})
c	غلظت رسوب بالادست
u_{normal}	سرعت عمود بر سطح سلول (ms^{-1})
A	مساحت سلول (m^2)
time	گام زمانی (s)
sp	چگالی رسوب (kg/m^3)

۶- منبع‌ها

Abbasi, A. and Maleknejad Yazdi, M. (2014). Effect of sill and submerged vanes on the flow containing sediment entering the lateral intakes. Journal of Irrigation and Water Engineering. 4(16), 104-116. (in Persian).

Ahmad AAli, J. and Khanjani, M. (2006). Optimization of submerged vane system for sediment control in river intakes. Journal of Agricultural Engineering Research. 7(26), 143-158. (in Persian).

Barkdoll, D., Ettema, R. and Odgaard, A. (1999). Sediment control at lateral diversions: limits and enhancement to vane use. Journal of Hydraulic Engineering, 125(8), 132-136.

Dehghani, A.A. (2006). Laboratory study of sediment control entering the lateral intakes at 180 ° bend. PhD Thesis in Hydraulic Engineering, Tarbiat Modares University. (in Persian)

Ghanavati Nasab, M., Shafae Bajestan, M. and Hassonizadeh, H. (2006). Determining the dominant flow in a number of rivers in Khuzestan province.

- Tavakili, K., Avazpour, F. and Montaseri, H. (2019). Numerical study of flow physics passing through a submerged single vane located in a bend channel and identifying its effect on dewatering. *Journal of Water Resources Engineering*. 12(43), 25-36. (in Persian).
- Ye, J., Mccorquodale, J.A. and Barron, R.M. (1998). A three-dimensional hydrodynamic model in curvilinear co-ordinates with collocated grid. *International Journal for Numerical Methods in Fluid*. 28, 1109-1998.
- Wang, Y., Odgaard, A.J., Melville, B.W. and Jain, S.C. (1996). Sediment control at water intakes. *Journal of Hydraulic Engineering*, 122(6), 353-356.
- Yalin, M.S. (1992). *River mechanics*, Academic Press, 228 P.
- Environment, Tarbiat Modares University. (in Persian).
- Sajedi Sabegh, M. and Habibi, M. (2004). Experimental study of structural methods to increase dewatering efficiency in gravity intakes; Ministry of Jihad Agriculture, Agricultural Research and Education Organization, Soil Conservation and Watershed Management Research Institute. (in Persian).
- Shirali, S., Masjedi, A. and Asadi Lour, M. (2018). Inhibition of sediment to the lateral intake using submerged vanes in the river bend. *Journal of Water Resources Engineering*. 11, 13-22. (in Persian).
- Sotiropoulos, F. and Diplas, P. (2010). Special issue on river flow hydrodynamics: physical and ecological aspects, *Journal of Hydraulic Engineering*, 136(12), 965-966.