

EXTENDED ABSTRACT

Simulation of dam break flow based on numerical solving of shallow water equations in curvilinear coordinate

B. Mehrmoosavi¹, R. Ghobadian^{2*} and M. Javn³

1- Ph. D student of hydraulic structures, Water Engineering department, Razi University.

2* - Corresponding Author, Associate Professor of Water Engineering department, Razi University. (rsghobadian@gmail.com)

3- Associate Professor of Civil Engineering department, Razi University.

ARTICLE INFO

Article history:

Received: 31 October 2020

Revised: 6 June 2021

Accepted: 9 June 2021

Keywords:

Unsteady Flow, Ideal and Partial Dam Break, Leap-Frog and Lax Algorithms, Staggered Mesh.

TO CITE THIS ARTICLE:

Mehrmooavi, B., Ghobadian, R., Javan, M. (2023). 'Simulation of dam break flow based on numerical solving of shallow water equations on curvilinear grid', *Irrigation Sciences and Engineering*, 46(1), pp. -. doi: 10.22055/jise.2018.23929.1700.

Introduction

Prediction of dam-break hydraulic components, including water depth and flow velocity, has always been important for hydraulic engineers due to its impact on the severity of the failure disaster. Due to sensitivity of the subject, many previous studies have been conducted on the dam break phenomenon. For example, the modeling of the dam break flow was done by Wood and Wang (2015) using the ADI implicit finite difference method in the curvilinear coordinates on a dry bed in the convergent and divergent channels and in a 45 degree bend. Their results suggest that the provided model has the ability to record the moves of shock waves and provided a good agreement in comparison with the experimental data.

Most of the existing models for simulating dam break flow have been developed in cartesian coordinates. Given the fact that most physical spaces are non-rectangular, the application of the rectangular computing domain (Cartesian coordinates) to such space and the interpolation to apply boundary conditions causes errors with the most sensitivity. To overcome this problem, the transfer of physical space to the computing space is used by the curvilinear coordinate system. In this research, a comprehensive computer model has been developed in which using the explicit finite difference method and simultaneous use of Leap-Frog and Lax algorithms on the staggered mesh, shallow water equations are solved to simulation dam break problem. This will increase the number of involved points in the computation and sharpen hydraulic gradients become smooth and the probability of oscillation and divergence will decrease without the use of artificial viscosity. The application of the model was investigated in various hydraulic problems in addition to the dam break.

Methodology

In hydraulic engineering, shallow water flow equations are used as the governing equations for studying many physical phenomena including dam break. In this research the governing equations in curvilinear coordinate system (ξ, η) were solved. The governing equations in the curvilinear coordinates were discretised on staggered mesh with the intervals of $\Delta\xi$ and $\Delta\eta$. The discretisation method is an explicit Leap – Frog method that uses the Lax algorithm. The momentum equation

along ξ direction is discretized in $(i+1/2, j, n+1/2)$, the momentum equation along η direction is discretized in $(i, j+1/2, n+1/2)$ and the continuity equation is discretised in $(i, j, n+1)$, and the symbols of i and j are used for space and n is used for time.

Results and discussion

The purpose of verifying the current model is to compare its results with laboratory, analytical, or with other numerical models presented by previous researchers, including hydraulic jump simulation, full dam break over wet bed, Asymmetric partial dam break on wet bed, partial dam break in a convergent-diverging channel. Here are some of the results:

Asymmetric partial dam break on wet bed

The studied area is the same as the area considered by Chaudhry (2008). This area consists of a channel with 200 m in length and width. The dam break opening is asymmetrical that has a width of 75 m. The results are provided for coarse mesh (301×301) and fine mesh (401×401) along ξ and η . The comparison of lateral water surface profile in the upstream of the break location ($x=75$ m), inside of the break location ($x=95$ m) and downstream of the break location ($x=115$ m) are presented in figure (1). According to the model results for fine mesh, lateral water surface in upstream and downstream area of the dam location are more consistent with the results of the Chaudhry model, but for coarse mesh, the water surface at break location is more consistent with the Chaudhry model.

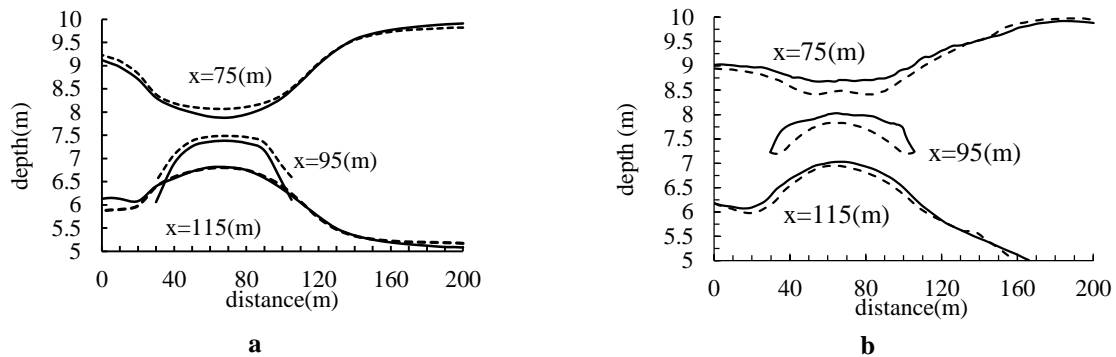


Fig. 1-Comparison of lateral water surface profile: a) result of current model (Dash-line coarse mesh, continues-line fine mesh) b)Result of Chauhdry model(Dash line Gabuti algorithm, continues line(Mac-Cormack) c)2 -D view d) 3-D view of water surface 7.5 sec after dam break

Dam break in convergent – divergent channel with and without bed slope

For this purpose a channel with the length of 21 m, width of 1.4 m, without bed and walls friction and with a bed slope of 0 and 0.01 was considered. As it is shown in figure (2), a gate has been installed on the contraction area at $x=8.5$ m from the beginning of the channel. The flow depth in the upstream of the gate is considered 0.3 m and the downstream is considered as dry bed. The computational domain include 421 nodes along ξ and 57 nodes along η .

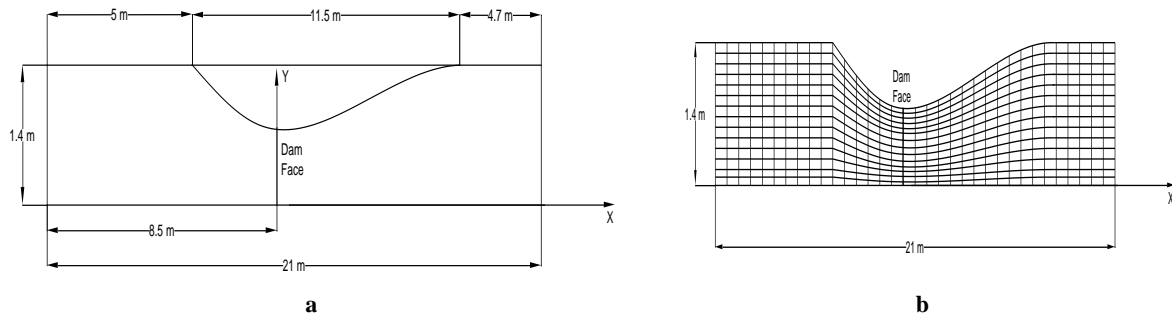


Fig. 2- a) Study area, converging-diverging experimental flume (Bellos Saulis and Sakas, 1992) b) sample of generated mesh for the study area

The calculated and measured water level profiles at different times after the dam break are shown in Figure 3. The comparison of presented diagrams in figure (3) shows that the results of present model are consistent with the results of experimental models with and without bed slope. The numerical model error for calculating the water level profiles on the channel bed without slope is about 4.02%. While this error value is equal to 1.56% for the bed with a slope of 0.01.

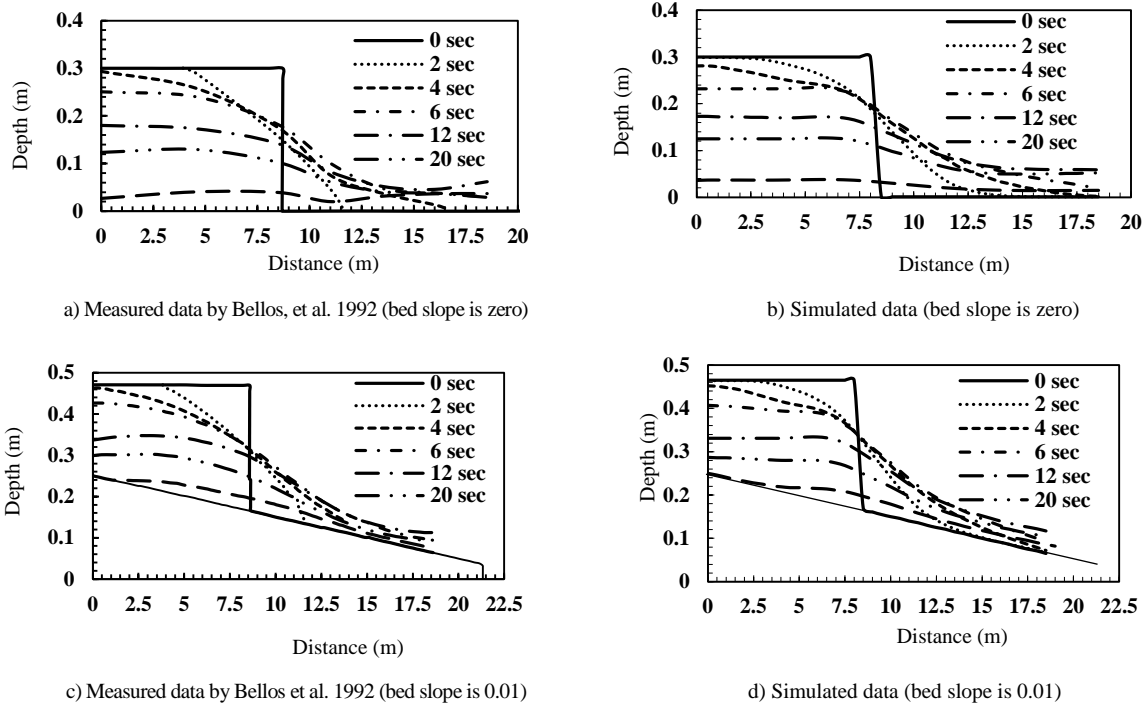


Fig. 3- comparison current model result and experimental data of Bellos et al (1992)

Conclusions

In this research the computer model was developed in the curvilinear coordinate in which the governing equations on the shallow water flow are solved by the explicit finite difference method and the simultaneous use of the Leap-Frog and Lax on the staggered mesh. The application of the model in various hydraulic problems showed:

- 1- In the simulation of the partial asymmetric dam break with tail-water depth, the results of numerical model are consistent with the results of the Chaudhry model (2007). However the results of none of the three algorithms Gabutti, Mac Cormack (in Chaudhry model) and Leap-Frog and Lax (in the present study) are not completely match, but all of these three algorithms follow a same trend.
- 2- To achieve the main goal of this research, the results of dam break phenomenon simulation in convergent – divergent channel with and without bed slope were compared with the results of the measurements in the Bellos et al (1992) study. It has been determined that a numerical model with an average error of less than 5% estimates the depth of flow at dam break location.

Acknowledgments

This research was done with the financial support of Razi University's Research Vice-Chancellor, which is hereby acknowledged and thanked.

References

- 1- Bellos, C.V., Soulis, V. and Sakkas, J.G., 1992. Experimental investigation of two-dimensional dam-break induced flows. *Journal of Hydraulic Research*, 30(1), pp.47-63.
- 2- Chaudhry, M.H., 2007. *Open-channel flow*. Springer Science & Business Media.
- 3- Wood, A. and Wang, K.H., 2015. Modeling dam-break flows in channels with 90 degree bend using an alternating-direction implicit based curvilinear hydrodynamic solver. *Computers & Fluids*, 114, pp.254-264.



© 2023 Shahid Chamran University of Ahvaz, Ahvaz, Iran. This article 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/>).

شبیه‌سازی جریان ناشی از شکست سد بر مبنای حل عددی معادله‌های آب‌های کم‌عمق در مختصات منحنی‌الخط

بهاره مهرموسوی^۱، رسول قبادیان^{۲*} و میترا جوان^۳

۱- دانشجوی دکتری سازه‌های آبی، گروه مهندسی آب، دانشگاه رازی، کرمانشاه.

۲- نویسنده مسئول، دانشیار گروه مهندسی آب، دانشگاه رازی، کرمانشاه. (rsghobadian@gmail.com)

۳- دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه رازی، کرمانشاه.

پذیرش: ۱۴۰۰/۰۳/۱۹

بازنگری: ۱۴۰۰/۰۳/۱۶

دریافت: ۱۳۹۹/۰۸/۱۰

چکیده

شبیه‌سازی شکست سد و جریان‌های سیلابی ناشی از آن همواره یکی از مسائل مهم و مورد علاقه محققین است. این موضوع تحقیق‌های بسیار زیاد آزمایشگاهی، تحلیلی و عددی را به خود اختصاص داده است. بیشتر مطالعه‌های عددی که بر مبنای حل معادله‌های آب‌های کم‌عمق استوار است به دنبال ارایه روش‌های بهتر برای افزایش دقت و همگرایی مسئله می‌باشند. در این تحقیق نیز به منظور شبیه‌سازی پدیده شکست سد مدل کامپیوتری بر مبنای حل معادله‌های آب‌های کم‌عمق در مختصات منحنی‌الخط توسعه داده شد. به منظور افزایش تعداد نقاط درگیر در محاسباتها برای هموار نمودن گردان‌های تیز هندسی و هیدرولیکی و کاهش احتمال رخ دادن نوسان و عدم همگرایی، در مدل مذکور هم‌زمان از الگوریتم‌های پرش قورباغه و لکس روی شبکه جابجا شده استفاده شد. با استفاده از داده‌های اندازه‌گیری، تحلیلی و نتایج عددی سایر محققین، توانایی مدل در شبیه‌سازی پرش هیدرولیکی، شکست ایده‌آل روی بستر تر، شکست جزئی سد و نهایتاً شکست سد در یک مسیر همگرا و اگر بررسی شده است. در تمام موارد مدل با ارائه نتایج قابل قبول، مشخصه‌های جریان را شبیه‌سازی نمود.

کلید واژه‌ها: جریان غیرماندگار، شکست ایده‌آل و جزئی، روش عددی پرش قورباغه و لکس، شبکه جابجا شده.

مقدمه

Wang et al. (2000) برای بررسی جریان ناشی از مسئله

شکست سد دوبعدی بر مبنای حل معادله‌های آب‌های کم‌عمق به کار گرفته شده است. در گسسته‌سازی معادله‌ها از روش مرتبه اول (UP-Wind) و مرتبه دوم لکس-وندورف (Lax-Wendroff) همراه با یک یا دو قید محدودکننده، استفاده شده است. مدل شبیه‌ساز برای حالت دوبعدی ارتقا داده شده و نتایج آن در مدل‌سازی شکست سد جزئی رضایت بخش بوده است.

XU و Yu-chuan (2007) به شبیه‌سازی عددی دوبعدی جریان شکست سد در کانال‌های منحنی شکل با استفاده از روش تفاضل محدود گودنوف (Godunov) در سیستم مختصات منحنی‌الخط پرداختند. از موفقیت‌های به دست آمده در نتایج این تحقیق توانایی آن در شبیه‌سازی پرش هیدرولیکی جریان ناشی از شکست می‌باشد.

تحقیق دیگری با هدف ارائه مدل عددی دوبعدی شکست سد میانگین‌گیری شده در عمق در سیستم مختصات منحنی‌الخط (به منظور شبیه‌سازی مرزهای نامنظم) توسط Liu و Liu (2012) انجام گرفته است. در روش حجم محدود به کار گرفته شده، روش سیمپل (Simplec) برای انتقال معادله‌های حاکم به دامنه محاسباتی در نظر گرفته شده است. مزیت این روش عددی آن است که

شکست سد پدیده‌ای غیرخطی و وابسته به زمان و مکان است که در گروه جریان‌های غیرماندگار متغیر سریع قرار می‌گیرد. پیش‌بینی مؤلفه‌های هیدرولیکی آن، شامل عمق و سرعت به دلیل تأثیرگذار بودن در شدت فاجعه شکست، برای مهندسین هیدرولیک همواره حائز اهمیت بوده است. معادله‌های حاکم در علم هیدرولیک برای بررسی این پدیده، معادله‌های آب‌های کم‌عمق (shallow water) می‌باشند (با فرض فشار هیدرواستاتیک در اکثر جریان‌های آزاد و تقریب بوسینسک (Bossinesq)، که این معادله‌ها می‌تواند از معادله‌های ناویراستوکس (Navier-Stokes) به دست آیند (Chauhdry, 2007). با توجه به حساسیت موضوع، تحقیق‌های بسیاری در گذشته روی مسئله شکست سد انجام گرفته که در ادامه به مواردی چند اشاره می‌شود. اولین حل صریح شکست سد، به نقل از Haoyao et al. (2012) توسط Ritter (1892) ارائه شد که معادله‌های سنت‌وانت (Saint Venant equations) را با صرف‌نظر از مقاومت هیدرولیکی ناشی از اصطکاک در یک کانال مستطیلی افقی نامحدود (بزرگ) حل کرد (Haoyao et al., 2012).

روش تفاضل محدود TVD مرتبه دوم در پژوهشی توسط

معادله‌های آب‌های کم‌عمق به روش اجسام محدود و به شکل ضمنی شبه لاگرانژی (Semi-Lagrangian) ارائه دادند. نتایج نشان داد مجموع خطاهای هنجار شده مدل در حدود $0/3$ می‌باشد که با داده‌های اندازه‌گیری مطابقت خوبی دارد.

Vosoughifar et al., (2014) مدل عددی دوبعدی برای پدیده شکست سد به روش حجم محدود ارائه دادند که در آن معادله آب‌های کم‌عمق به شیوه مرتبه دوم لوکال لکس فردریش (Local-Lax-Friedrich) برای تسخیر شوک یا ناپیوستگی در شرایط اولیه و ارضای خاصیت ابقایی در چهارچوب روش اجسام محدود و شبکه-بندی ورونوی (Voroni) ارائه شده است. مدل ارائه شده قادر به مدل‌سازی هندسه‌های پیچیده با در نظر گرفتن اثر شیب و تسخیر موج شوک است.

مدل‌سازی دوبعدی شکست سد در مختصات کارتزین توسط Ghobadian (2015) به روش تفاضل محدود صریح و استفاده توأم از الگوریتم‌های پرش قورباغه و لکس (Leap-frog and Lax) از جمله دیگر بررسی‌های در این زمینه است. نتایج تحقیق اذعان می‌دارد که مدل با دقت مناسبی جریان ناشی از شکست سد را در مقایسه با داده‌های آزمایشگاهی و نتایج حل تحلیلی شبیه‌سازی می‌کند.

همان‌گونه که اشاره شد، برای حل معادله‌های حاکم بر پدیده شکست سد، مدل‌های مختلف عددی ارائه شده است که بیشترین این مدل‌ها در مختصات کارتزین به پیش‌بینی شکست سد می‌پردازند. اگرچه ساده‌ترین فرم معادله‌های حاکم در مختصات کارتزین به دست می‌آید اما در برخورد با محدوده‌های پیچیده لازم است در نزدیکی مرز، میدان جریان به صورت پلکانی در نظر گرفته شود. علاوه بر این، برای افزایش دقت محاسبه‌ها بایستی ابعاد شبکه در محل مرز محدوده کوچک باشد تا خطا به حداقل مقدار خود کاهش پیدا کند. همچنین در تمام پله‌های ایجاد شده بایستی شرایط مرزی اعمال گردد که خود از مشکل‌های اصلی این روش است، چراکه مدل عددی باید بتواند در تمامی این مرزها شرط مرزی مناسب را اعمال کند (Hadian and Zarati, 2008). با در نظر گرفتن این مطلب که بیشتر محدوده‌های فیزیکی غیر مستطیلی هستند، اعمال قلمرو محاسباتی مستطیلی (مختصات کارتزین) بر چنین محدوده‌هایی و میان‌یابی برای اعمال شرایط مرزی خطاهایی با بیشترین حساسیت‌ها را موجب می‌شود. برای غلبه بر این مشکل از انتقال فضای فیزیکی به فضای محاسباتی توسط دستگاه مختصات منحنی‌الخط (Curvilinear) استفاده می‌شود (Hoffmann and Chiang, 2000). منفصل‌سازی معادله‌های حاکم در سیستم مختصات منحنی‌الخط روی شبکه جابه‌جا شده هر چند که در مقایسه با سایر سیستم‌های مختصات از پیچیدگی خاصی برخوردار است و معادله‌های منفصل شده ساختار پیچیده و حجیم‌تری به خود

شبکه‌بندی منحنی‌الخط توانسته است مرزهای پیچیده دامنه محاسباتی در حل جریان‌های آشفتنه پیچیده را به راحتی شبیه‌سازی کند.

مدل تفاضل محدود توسط روش الگوریتم پرش قورباغه (Leap-Frog) با دقت مرتبه دوم در سیستم شبکه جابه‌جا شده بر مبنای معادله‌های آب‌های کم‌عمق برای شبیه‌سازی مسئله شکست سد توسط Lin و Zhang (2015) توسعه داده شده است. مدل مذکور در مقایسه با حل تحلیلی و داده‌های آزمایشگاهی قدرتمند بوده و در به دام انداختن ناپیوستگی امواج شکست سد دقت کافی را دارد.

در تحقیقی توسط Wood و Wang (2015) بررسی آزمایشگاهی و عددی جریان شکست سد در کانال با خم 90° درجه، با تمرکز بر توسعه حل معادله‌های آب‌های کم‌عمق در مختصات منحنی‌الخط، با استفاده از روش عددی دوبعدی تفاضل محدود ضمنی ADI انجام شده است. مدل ارائه شده برای موارد مختلف از جمله شکست سد در کانال همگرا-واگرا بررسی شده است که تطابق مدل عددی حاضر با نتایج آزمایشگاهی نسبت به روش تی‌وی‌دی مک‌کورمک (Mac-Cormack TVD) بهتر نشان داده شده است و یا در بررسی شکست سد در کانال با زاویه 45° درجه، نتایج حاصل از مدل عددی ADI به‌طور منطقی با نتایج آزمایشگاهی مطابقت دارد. در حالت کلی نتایج مدل برای بالادست و در انحنای کانال رضایت‌بخش است. طرح ADI ارائه شده موج اولیه در کانال و برگشت موج از ناحیه خم 90° درجه را به دام می‌اندازد.

مدل‌سازی دوبعدی شکست سد توسط Golavi (2002) بر مبنای معادله‌های آب‌های کم‌عمق با روش تفاضل محدود ضمنی بیم وارمینگ (Beam-Warming) صورت گرفت، روش مورد استفاده در این تحقیق دارای دقت مرتبه دو در زمان و دقت مرتبه یک در مکان بوده که نتایج آن نشان داد به دلیل کم بودن مرتبه دقت در مکان، در تسخیر شوک ضعیف عمل کرده است.

Kiyanian و Bani-Hashemi (2007) شبیه‌سازی مسئله شکست سد را با ارائه مدل دوبعدی به روش‌های صریح مک‌کورمک و فرد (Mac-Cormack and Fread) مورد بررسی قرار دادند که نتایج نشان دهنده دقت مدل در شبیه‌سازی جریان فوق‌بحرانی و پرش هیدرولیکی می‌باشد. مدل شبیه‌سازی دوبعدی سیلاب و اریزه‌ای در مخازن سدهای تاخیری شکافدار، توسط Bani-Habib و Nazariye (2012) انجام پذیرفت، در این مدل‌سازی از الگوی تفاضل محدود مک‌کورمک (Mac-Cormack) برای حالت دوبعدی استفاده شده است، مقایسه نتایج مدل با نتایج آزمایشگاهی نشان از تطابق خوب آبنمود خروجی از سد شکافدار در مدل عددی و آزمایشگاهی دارد.

Sarveram و Shamsaee (2012) مدل عددی دو بعدی برای شبیه‌سازی جریان ناشی از شکست سد را با استفاده از تقریب

که در این معادله‌ها:

$$f = 2\omega \sin \phi \quad (۴)$$

$$\tau_{bx} = \frac{\lambda}{8} \rho_w \frac{U\sqrt{U^2 + V^2}}{(\eta - d)^2} \frac{1}{\lambda} = \frac{C^2}{8g}, C = \frac{(h-d)^{1/6}}{n} \quad (۵)$$

$$\bar{\varepsilon} = 0.7 \times u^*(h-d)u^* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho_w}} \quad (۶)$$

$$\tau_{sx} = C_f \rho_a W_x W_s \quad (۷)$$

$$\beta = \left(1 + \frac{g}{C^2 \kappa^2}\right) \quad (۸)$$

$$\tau_{by} = \frac{\lambda}{8} \rho_w \frac{V\sqrt{U^2 + V^2}}{(h-d)^2} \quad (۹)$$

$$\begin{aligned} \tau_{sy} &= C_f \rho_a W_y W_s \\ C_f &= 1.25 \times 10^{-3} W_s^{-0.2} \text{ for } W_s \leq 1 \text{ m/s} \\ C_f &= 0.5 \times 10^{-3} W_s^{0.5} \text{ for } 1 < W_s < 15 \text{ m/s} \\ C_f &= 2.6 \times 10^{-3} \text{ for } W_s \geq 15 \text{ m/s} \end{aligned} \quad (۱۰)$$

در روابط فوق: U دبی در واحد عرض در جهت x، V دبی در واحد عرض در جهت y، $h = h(x, y, t)$ رقوم سطح آب، $d = d(x, y, t)$ رقوم بستر، $\tau_s = \tau_s(x, y, t)$ تنش برشی ناشی از باد، $\tau_b = \tau_b(x, y, t)$ تنش برشی ناشی از زبری بستر، $P_s = P_s(x, y, t)$ فشار اتمسفر، f پارامتر کوریولیس، g شتاب ثقل، ρ_w جرم حجمی آب، ρ_a جرم حجمی هوا، β ضریب اندازه حرکت، W_s تندی باد، W_x و W_y مولفه‌های سرعت باد در جهات x و y، ω سرعت زاویه‌ای چرخش زمین، ϕ عرض جغرافیایی، κ ثابت ون-کارمن، u^* سرعت برشی، λ ضریب دارسی ویزباخ، C ضریب شزی، n ضریب زبری مانینگ، $\bar{\varepsilon}$ لزجت گردابی میانگین در عمق.

ب- انتقال معادله‌های حاکم به سیستم مختصات منحنی الخط

با توجه به عدم توانایی سیستم مختصات کارتزین در انعکاس مرزهای نامنظم دامنه فیزیکی، در تحقیق حاضر روش سیستم مختصات منحنی‌الخط به کار برده شده است. این سیستم اولین بار توسط تامسون با محورهای قراردادی ξ و η تعریف شد (Wood and Wang, 2015). با توجه به مطالب ذکر شده، معادله‌های حاکم در دستگاه مختصات منحنی‌الخط به صورت روابط (۱۱) الی (۱۳) خواهند بود (Hoffmann and Chiang, 2000):

$$h_t + \frac{1}{J} (y_\eta U_\xi - y_\xi U_\eta) + \frac{1}{J} (x_\xi V_\eta - x_\eta V_\xi) = 0 \quad (۱۱)$$

می‌گیرند با این وجود در شبیه‌سازی جریان (همانند پدیده شکست سد) در میدان‌های محاسباتی پیچیده مورد نظر این تحقیق از قابلیت بالاتری برخوردار هستند. بدین منظور در این تحقیق مدل کامپیوتری جامع در مختصات مذکور توسعه داده شده است که با استفاده از روش تفاضل محدود صریح و به‌کارگیری هم‌زمان الگوریتم‌های پرش قورباغه و لکس روی شبکه جابه‌جا شده به‌عنوان یک نوآوری معادله‌های حاکم بر آب‌های کم‌عمق در مسئله شکست سد حل گردیدند. این عمل با افزایش تعداد نقاط درگیر در محاسبات و ایجاد ارتباط بیشتر بین آن‌ها بدون استفاده از مستهلک‌کننده‌های مصنوعی باعث می‌شود گرادیان‌های تیز هندسی و هیدرولیکی هموار شده و احتمال رخ دادن نوسان و عدم همگرایی کمتر شود. در ادامه کاربرد مدل در مسایل مختلف هیدرولیکی علاوه بر شکست سد مورد بررسی قرار گرفت.

مواد روش‌ها

الف- معادله‌های حاکم

همان‌طور که در قبل بیان شد، در مهندسی هیدرولیک معادله‌های آب‌های کم‌عمق به‌عنوان معادله‌های حاکم، برای مطالعه بسیاری از پدیده‌های فیزیکی از جمله شکست سد کاربرد دارند. این معادله‌ها به شکل دوبعدی با فرض اولیه توزیع فشار هیدرواستاتیک و هم‌چنین سیال غیرقابل تراکم از متوسط‌گیری معادله‌های سه بعدی ناویر-استوکس در عمق حاصل می‌شوند (Alamatian and jafarzadeh, 2009). معادله‌های دو بعدی آب کم‌عمق برای سیال تراکم‌ناپذیر در دستگاه مختصات کارتزین (Cartesian) در راستای محورهای x و y به‌صورت روابط (۱) الی (۳) ارائه می‌شوند:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} = 0 \quad (۱)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial U}{\partial t} + \beta \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{U^2}{h-d} \right) + \beta \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{UV}{h-d} \right) - fV = \\ -g(\eta-d) \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{(h-d)}{\rho_w} \frac{\partial P_s}{\partial x} + \frac{1}{\rho_w} (\tau_{sx} - \tau_{bx}) + \\ \varepsilon(h-d) \left[\frac{\partial^2 (U/(h-d))}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 (U/(h-d))}{\partial x^2} \right] \end{aligned} \quad (۲)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial V}{\partial t} + \beta \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{UV}{h-d} \right) + \beta \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{V^2}{h-d} \right) + fU = \\ -g(h-d) \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{(h-d)}{\rho_w} \frac{\partial P_s}{\partial y} + \frac{1}{\rho_w} (\tau_{sy} - \tau_{by}) + \\ \varepsilon(h-d) \left[\frac{\partial^2 (V/(h-d))}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 (V/(h-d))}{\partial y^2} \right] \end{aligned} \quad (۳)$$

$$\frac{1}{\rho_w} (\tau_{sx} - \tau_{bx}) + \varepsilon(\eta - d) \times \left\{ \frac{1}{j^2} \left[C_1 \times \left(\frac{U}{h-d} \right)_{\xi\xi} - 2C_2 \times \left(\frac{U}{h-d} \right)_{\xi\eta} + C_1 \times \left(\frac{U}{h-d} \right)_{\eta\eta} \right] + \frac{1}{j^3} \left[\left(\frac{U}{h-d} \right)_{\xi} [x_{\eta}(A_1 + B_1) - y_{\eta}(A_2 + B_2)] + \left(\frac{U}{h-d} \right)_{\eta} [y_{\xi}(A_2 + B_2) - x_{\xi}(A_1 + B_1)] \right] \right\} + U_t + \beta \frac{1}{j} \left[y_{\eta} \left(\frac{U^2}{h-d} \right)_{\xi} - y_{\xi} \left(\frac{U^2}{h-d} \right)_{\eta} + x_{\xi} \left(\frac{UV}{h-d} \right)_{\eta} - x_{\eta} \left(\frac{UV}{h-d} \right)_{\xi} \right] - fV = \frac{-(h-d)}{j} \left[\frac{g(y_{\eta}h_{\xi} - y_{\xi}h_{\eta})}{\rho_w} + \frac{(x_{\xi}P_{\eta} - x_{\eta}P_{\xi})}{\rho_w} \right] + \dots \tag{12}$$

$$V_t + \beta \frac{1}{j} \left[y_{\eta} \left(\frac{UV}{h-d} \right)_{\xi} - y_{\xi} \left(\frac{UV}{h-d} \right)_{\eta} + x_{\xi} \left(\frac{V^2}{h-d} \right)_{\eta} - x_{\eta} \left(\frac{V^2}{h-d} \right)_{\xi} \right] + fU = \frac{-(h-d)}{j} \left[g(x_{\xi}h_{\eta} - x_{\eta}h_{\xi}) + \frac{(x_{\xi}P_{\eta} - x_{\eta}P_{\xi})}{\rho_w} \right] + \frac{1}{\rho_w} (\tau_{sx} - \tau_{bx}) + \varepsilon(\eta - d) \times \left\{ \frac{1}{j^2} \left[C_1 \times \left(\frac{V}{h-d} \right)_{\xi\xi} - 2C_2 \times \left(\frac{V}{h-d} \right)_{\xi\eta} + C_1 \times \left(\frac{V}{h-d} \right)_{\eta\eta} \right] + \frac{1}{j^3} \left[\left(\frac{V}{h-d} \right)_{\xi} [x_{\eta}(A_1 + B_1) - y_{\eta}(A_2 + B_2)] + \left(\frac{V}{h-d} \right)_{\eta} [y_{\xi}(A_2 + B_2) - x_{\xi}(A_1 + B_1)] \right] \right\} \tag{13}$$

$$A_1 = (y_{\eta}^2 y_{\xi\xi} - 2y_{\xi} y_{\eta} y_{\xi\eta} + y_{\xi}^2 y_{\eta\eta}), A_2 = (y_{\eta}^2 x_{\xi\xi} - 2y_{\xi} y_{\eta} x_{\xi\eta} + y_{\xi}^2 x_{\eta\eta}), B_1 = (x_{\eta}^2 y_{\xi\xi} - 2x_{\xi} x_{\eta} y_{\xi\eta} + x_{\xi}^2 y_{\eta\eta}), B_2 = (x_{\eta}^2 x_{\xi\xi} - 2x_{\xi} x_{\eta} x_{\xi\eta} + x_{\xi}^2 x_{\eta\eta}), C_1 = (x_{\eta}^2 + y_{\eta}^2), C_2 = (y_{\xi} y_{\eta} + x_{\xi} x_{\eta}) \tag{14}$$

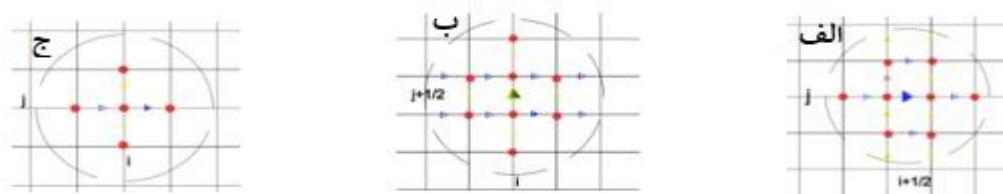


Fig. 1-a) The node that U momentum equation discretized on it b) The node that V momentum discretized on it c) The node that continuity equation discretized on it
 شکل ۱- الف) گره‌ایی که رابطه U مومنتم بر آن منفصل می‌شود ب) گره‌ایی که رابطه V مومنتم بر آن منفصل می‌شود ج) گره‌ایی که رابطه پیوستگی بر آن منفصل می‌شود.

شده است تا مختصات نقاط در قلمرو فیزیکی به‌دست آید و سپس توسط یک برنامه کامپیوتری دیگر با تبدیل مختصات در دستگاه کارترین (x,y) به مختصات منحنی‌الخط (ξ,η)، شبکه‌بندی میدان محاسباتی انجام شده و در آن مقادیر متریک‌ها و ژاکوبین‌ها در محل گره‌ها محاسبه می‌شوند.

ضرایب موجود در روابط (۱۲) و (۱۳) به‌صورت رابطه (۱۴) تعریف می‌شوند:
 که در معادله‌های بالا J ژاکوبین (J = x_ξy_η - y_ξx_η) و x_ξ, y_ξ, x_η, y_η مشتق‌های تبدیل، متریک‌های انتقال و یا به‌صورت ساده‌تر متریک نامیده می‌شوند.

د- منفصل‌سازی معادله‌های حاکم به روش تفاضل محدود (پرش قورباغه و لکس) بر روی مش جابه‌جا شده
 در این تحقیق معادله‌های حاکم بر روی یک شبکه از نقاط در مختصات منحنی‌الخط که با فواصل Δξ و Δη از یکدیگر قرار دارند به روش جابه‌جا شده منفصل شده‌اند. روش منفصل‌سازی، روش صریح پرش قورباغه‌ای (Leap-Frog) است که از الگوریتم لکس (Lax) نیز بهره می‌جوید. معادله مومنتم در جهت ξ در گره (i+1/2, j, n+1/2)، معادله مومنتم در جهت η در گره (i, j+1/2, n+1/2) و معادله پیوستگی در گره (i, j, n+1)؛ منفصل می‌شوند که نمادهای i, j برای مکان و n برای زمان به‌کار می‌رود (شکل ۱). برای نمونه نحوه منفصل‌سازی هر یک از ترم‌های معادله مومنتم در

ج- شبکه‌سازی قلمرو محاسباتی معادله‌های حاکم
 حل معادله‌های جبری حاکم، نیازمند ایجاد شبکه در قلمرو مورد نظر خواهد بود. بنابراین در داخل قلمرو و روی مرزهای آن مجموعه‌ای از نقاط شبکه باید مشخص شود. همان‌طور که قبلاً نیز اشاره شد، بیشتر قلمروها غیرمستطیلی هستند و ایجاد شبکه برای آن در مختصات کارترین ایجاد مشکل خواهد کرد و لذا انتقال فضای فیزیکی به فضای محاسباتی با دستگاه مختصات کلی صورت گرفته و شبکه غیرمستطیلی موجود در فضای فیزیکی را به شبکه یکنواخت مستطیلی در فضای محاسباتی تصویر می‌کند (Hafman and Chiang, 2000). در این مقاله ابتدا با یک برنامه کامپیوتری شبکه میدان محاسباتی در مختصات کارترین ایجاد

جهت η به روش مشابه انجام شده که به دلیل کاهش حجم مقاله از ارایه آن صرف نظر شده است.

جهت ξ رابطه (۱۲) در گره $(i+1/2, j)$ شکل (۱-الف) در ادامه آورده شده است. منفصل سازی رابطه پیوستگی و معادله مومنتم در

$$U_t = \frac{U_{i+1/2,j}^{n+1/2} - \bar{U}_{i+1/2,j}^{n-1/2}}{\Delta t} \quad (۱۵)$$

$$\beta \frac{1}{J} \left[y_\eta \left(\frac{U^2}{h-d} \right)_\xi - y_\xi \left(\frac{U^2}{h-d} \right)_\eta \right] = \beta \frac{y_\eta}{J} \left[\frac{\left(\frac{U^2}{h-d} \right)_{i+\frac{3}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} - \left(\frac{U^2}{h-d} \right)_{i+\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}}}{\xi_{i,j+1} - \xi_{i,j-1}} \right] - \beta \frac{y_\xi}{J} \left[\frac{\left(\frac{U^2}{h-d} \right)_{i+\frac{1}{2},j+1}^{n-1/2} - \left(\frac{U^2}{h-d} \right)_{i+\frac{1}{2},j-1}^{n-1/2}}{\eta_{i+1,j} - \eta_{i,j}} \right] \quad (۱۶)$$

$$\beta \frac{1}{J} \left[x_\xi \left(\frac{UV}{h-d} \right)_\eta - x_\eta \left(\frac{UV}{h-d} \right)_\xi \right] = \frac{x_\xi}{J} \left[\frac{\left(\frac{U^{n-\frac{1}{2}} \bar{V}^{n-\frac{1}{2}}}{i+\frac{3}{2},j+1 \quad i+\frac{1}{2},j+1} \right)}{\frac{1}{2}(h-d)_{i,j+1} + \frac{1}{2}(h-d)_{i-1,j+1}} + \frac{\left(\frac{U^{n-\frac{1}{2}} \bar{V}^{n-\frac{1}{2}}}{i+\frac{1}{2},j-1 \quad i+\frac{1}{2},j-1} \right)}{\frac{1}{2}(h-d)_{i,j-1} + \frac{1}{2}(h-d)_{i-1,j-1}} \right] - \frac{x_\eta}{J} \left[\frac{\left(\frac{U^{n-\frac{1}{2}} \bar{V}^{n-\frac{1}{2}}}{i+\frac{3}{2},j \quad i+\frac{3}{2},j} \right)}{\frac{1}{2}(h-d)_{i+1,j} + \frac{1}{2}(h-d)_{i+2,j}} + \frac{\left(\frac{U^{n-\frac{1}{2}} \bar{V}^{n-\frac{1}{2}}}{i-\frac{3}{2},j \quad i-\frac{3}{2},j} \right)}{\frac{1}{2}(h-d)_{i-1,j} + \frac{1}{2}(h-d)_{i-2,j}} \right] \quad (۱۷)$$

$$fV = f \times \frac{1}{4} \left[V_{i,j}^{n-1/2} + V_{i,j-1}^{n-1/2} + V_{i-1,j}^{n-1/2} + V_{i-1,j-1}^{n-1/2} \right] \quad (۱۸)$$

$$\frac{-g(h-d)}{J} (y_\eta h_\xi - y_\xi h_\eta) = \left[\frac{-g(h-d)_{i,j} + g(h-d)_{i-1,j}}{2} \right] \times \left[\left(\frac{y_\eta (h_{i,j} - h_{i-1,j})^n - y_\xi}{J (\xi_{i,j} - \xi_{i-1,j})} - \frac{y_\xi}{J} \right) \frac{\left(\frac{h_{i,j+1} + h_{i-1,j+1}}{2} \right)^n - \left(\frac{h_{i,j-1} + h_{i-1,j-1}}{2} \right)^n}{\eta_{i,j+1} - \eta_{i,j-1}} \right] \quad (۱۹)$$

$$\frac{\frac{-(h-d)}{J} \left[\frac{(x_\xi P_\eta - x_\eta P_\xi)}{\rho_w} \right]}{\left[\frac{-g(h-d)_{i,j} + g(h-d)_{i-1,j}}{2} \right]} = \left[\begin{aligned} & x_\xi \left(\frac{\left(\frac{P_{i,j+1} + P_{i-1,j+1}}{2} \right)^n - \left(\frac{P_{i,j-1} - P_{i-1,j-1}}{2} \right)^n}{\eta_{i,j+1} - \eta_{i,j-1}} \right) \\ & \times \left[\frac{\left(\frac{P_{i,j} - P_{i-1,j}}{\xi_{i,j} - \xi_{i-1,j}} \right)^n}{J} - \frac{x_\eta \left(\frac{P_{i,j} - P_{i-1,j}}{\xi_{i,j} - \xi_{i-1,j}} \right)^n}{J} \right] \end{aligned} \right] \quad (20)$$

$$\frac{1}{\rho_w} (\tau_{sx} - \tau_{bx}) = \frac{\tau_{sx,i,j}^n}{\rho_w} - \frac{\lambda U_{i,j}^{n-1/2} \times \sqrt{(U_{i,j}^{n-1/2})^2 + (\bar{V}_{i,j}^{n-1/2})^2}}{8 \left[\frac{1}{2}(h-d)_{i+1,j} + \frac{1}{2}(h-d)_{i,j} \right]} \quad (21)$$

$$\bar{\varepsilon}(h-d) \times \left\{ \frac{1}{J^2} \left\{ C_1 \times \left(\frac{U}{h-d} \right)_{\xi\xi} - 2C_2 \times \left(\frac{U}{h-d} \right)_{\xi\eta} + C_1 \times \left(\frac{U}{h-d} \right)_{\eta\eta} \right\} \right. \\ \left. + \frac{1}{J^3} \left\{ \left(\frac{U}{h-d} \right)_\xi \left[x_\eta(A_1 + B_1) \right] + \left(\frac{U}{h-d} \right)_\eta \left[y_\xi(A_2 + B_2) \right] \right\} \right\} = \bar{\varepsilon} \left[\frac{1}{2}(h-d)_{i+1,j} + \frac{1}{2}(h-d)_{i,j} \right] \quad (22)$$

$$\bar{U}_{i+\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} = 0.25 \times U_{i-\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} + 0.5 \times U_{i+\frac{1}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} + 0.25 \times U_{i+\frac{3}{2},j}^{n-\frac{1}{2}} \quad (23)$$

$$\bar{V}_{i+1/2,j+1}^{n-1/2} = \frac{1}{4} \left[V_{i,j+1/2}^{n-1/2} + V_{i,j+3/2}^{n-1/2} + V_{i+1,j+1/2}^{n-1/2} + V_{i+1,j+3/2}^{n-1/2} \right], \bar{V}_{i+1/2,j-1}^{n-1/2} \\ = \frac{1}{4} \left[V_{i,j-1/2}^{n-1/2} + V_{i,j-3/2}^{n-1/2} + V_{i+1,j-1/2}^{n-1/2} + V_{i+1,j-3/2}^{n-1/2} \right] \quad (24)$$

بردار سرعت در نقطه مجازی خارج از مرز با بردار سرعت در نقطه داخل مرز موازی دیوار باشد به عبارتی:

$$v = V \sin(2\theta - \alpha), \quad u = V \cos(2\theta - \alpha) \quad (25)$$

که در آن θ زاویه دیوار دامنه محاسباتی نسبت به محور افق، α زاویه بردار سرعت داخل مرز نسبت به افق، V برآیند سرعت در نقاط داخلی، v مؤلفه عمودی سرعت در نقطه مجازی و u مؤلفه مماسی سرعت در نقطه مجازی. از آنجائی که مدل تهیه شده در این تحقیق بر مبنای روش صریح است بنابراین شرط پایداری آن عدد کورانت کمتر از یک می باشد (رابطه ۲۶).

$$C_r = \sqrt{g(h-d)} \frac{\Delta t}{\min(\Delta\xi, \Delta\eta)} \quad (26)$$

نتایج و بحث

به منظور صحت‌سنجی مدل حاضر نتایج آن با اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی، تحلیلی و یا با نتایج سایر مدل‌های عددی ارایه شده توسط محققان قبلی مقایسه شد. در ادامه صحت سنجی مدل برای چندین مورد ارایه شده است.

۵- شرایط مرزی و پایداری

در مرزهای باز ورودی، در شرایط جریان زیربحرانی دبی جریان مشخص و در حالت فوق بحرانی، دبی و عمق جریان مشخص به-عنوان شرط مرزی ورودی در نظر گرفته می‌شود. برای مرز باز خروجی، عمق جریان مشخص و گرادیان صفر برای سرعت‌های عمود بر مرز به عنوان شرط مرزی خروجی برای مدل تعریف شده است. در مرز خروجی و ورودی سرعت مماس بر صفحه برابر صفر در نظر گرفته شده است. در نقاط فرضی خارج از مرز تقارن عمق جریان و مؤلفه سرعت موازی با مرز، برابر عمق و سرعت نقاط همسایه داخلی مرز و مؤلفه سرعت عمود بر مرز تقارن صفر در نظر گرفته شد. در نقاط فرضی خارج از دیوار صلب سرعت عمودی و عمق با تغییر علامت نقاط همسایه داخلی جایگزین شده‌اند که انعکاس غیرمتقارن حاصل می‌شود (شرط گرادیان صفر) در حالی که سرعت مماس در نقطه فرضی برابر و هم علامت نقطه همسایه داخلی در نظر گرفته شده است. در مرزهای صلب که دیوار دامنه محاسباتی نسبت به محور افق موازی یا عمود نیست بلکه زاویه θ می‌سازد، مرزهای انعکاسی در مدل به این ترتیب گنجانده شده است که برآیند

در تحقیق حاضر و درگیر کردن تعداد نقاط بیشتر در منفصل‌سازی این نوسانات گرفته شده و نتایج به مقادیر اندازه‌گیری شده بیشتر نزدیک شده و خطای کمتری دارد.

شکست ایده ال در کانال با عمق پایاب

در این مرحله کانالی افقی به طول ۱۰۰ متر بدون اصطکاک با وجود عمق جریان در پایین دست محل سد شبیه‌سازی شده است (سد در وسط کانال قرار دارد). در ابتدای محاسبه عمق جریان در مخزن سد یک متر و در پایین دست دو سانتی‌متر در نظر گرفته شده است. در شکل (۳) منحنی‌های عمق جریان (h) و دبی در واحد عرض (q) ۱۰ ثانیه پس از شکست سد نشان داده شده است. نتایج مدل حاضر با جواب حل تحلیلی Stoker (1957) مقایسه شده است که در شکل (۳) نشان داده شده است.

به‌منظور مقایسه، مقادیر عمق و دبی جریان محاسبه شده در محل شکست برای مدل عددی حاضر و روش تحلیلی در جدول (۱) آورده شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود مدل عددی نتایج را برای جریان در محل شکست با تقریب خوب و نزدیک به حل تحلیلی ارائه داده است.

شبیه‌سازی پرش هیدرولیکی

مقایسه شبیه‌سازی پرش هیدرولیکی مدل با نتایج مدل Chauhdry (2007) و اندازه‌گیری آزمایشگاهی در شکل (۲) نشان داده شده است. در این بررسی کانالی به طول ۱۳ متر در نظر گرفته شده است. در ابتدای محاسبات عمق جریان در بالادست ۶/۴ سانتی-متر و در پایین دست ۱۷ سانتی‌متر لحاظ شده است. گام مکانی در مدل حاضر هفت سانتی‌متر در جهت طول و یک سانتی‌متر در جهت عرض در نظر گرفته شده است. این شبیه‌سازی برای عدد فرود ۲/۳ به‌منظور مقایسه با نتایج مدل چادری (Chauhdry) انجام شده است. نتایج شبیه‌سازی مدل عددی چادری (Chauhdry) برای گام مکانی متغیر (۰/۱۵ تا ۰/۶ متر) و توسط روش مرتبه دوم مک کورمک (Mac-Cormack) ارائه شده است.

مقایسه نمودارها در شکل (۲) نشان می‌دهد که در هر دو مدل وقوع پرش در فاصله نزدیک به ۱/۵ متر از ابتدای کانال رخ داده و در فاصله ۲/۵ متر از ابتدای کانال به اتمام رسیده است. همان‌طور که در شکل نیز دیده می‌شود در مدل عددی مک کورمک (Mac-Cormack) پروفیل سطح آب در انتهای پرش و در فاصله ۲/۵ متری از ابتدای کانال دارای نوسان می‌باشد که با الگوریتم به کار برده شده

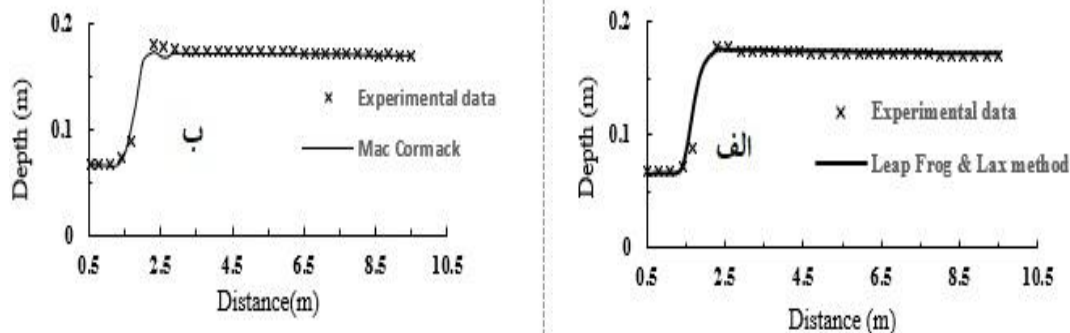


Fig. 2- Comparison of calculated hydraulic jump profile by a) The current numerical model b) The Chauhdry model with experimental data

شکل ۲- مقایسه پروفیل پرش هیدرولیکی در الف) مدل عددی حاضر، ب) مدل چادری با اندازه‌گیری آزمایشگاهی (Chauhdry, 2007).

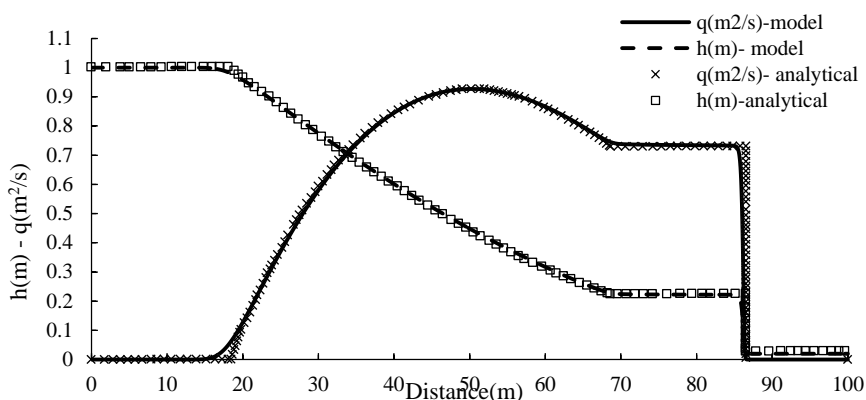


Fig. 3- Comparison the results of the ideal dam break over the wet bed of the current numerical model with the analytical solution in the simulation of flow depth (h) and discharge per unit width (q) 10 seconds after the dam break (Stoker, 1957).

شکل ۳- مقایسه نتایج شکست ایده‌آل در کانال با عمق پایاب برای مدل عددی حاضر و حل تحلیلی در شبیه‌سازی عمق (h) جریان و دبی در واحد عرض (q) ۱۰ ثانیه پس از شکست سد (Stoker, 1957).

جدول ۱- مقایسه عمق و دبی جریان در محل شکست سد در روش عددی و تحلیلی

Table 1- Comparison of calculated flow depth and discharge at dam break location by numerical and analytical solutions

Method	Flow discharge(m ³ /s/m)	Depth(m)
Analytical	0.927	0.45
Current- numerical model	0.927	0.449

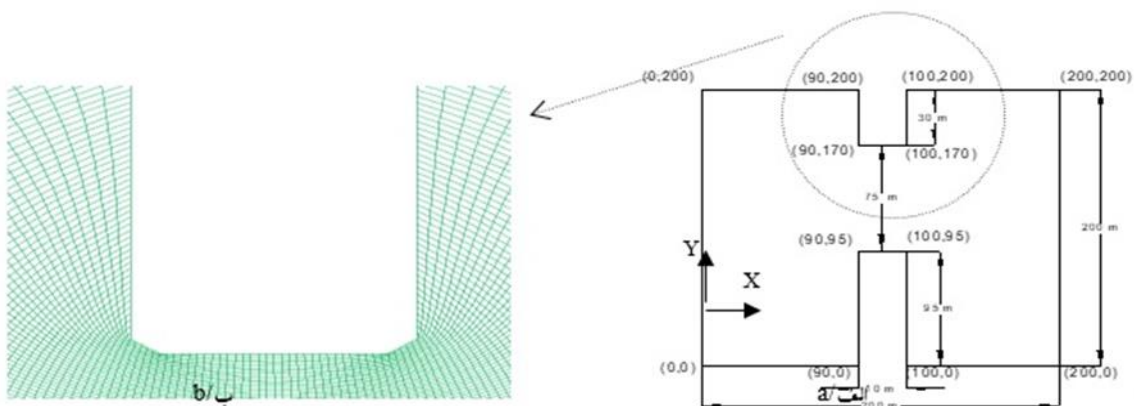


Fig 4. a) Schematic view and b) part of domain mesh for partial dam break (adopted from study of Chauhdry, 2007)

شکل ۴- الف) نمای شماتیک و ب) مش بندی قسمتی از دامنه محاسباتی برای شکست جزئی سد (الهام گرفته از مطالعه Chauhdry, 2007)

دریچه دارای عرض ۷۵ متر می‌باشد. همچنین دیوار سد دارای ضخامت ۱۰ متر در جهت جریان می‌باشد. تصویر شماتیک این محدوده و قسمتی از شبکه محاسباتی آن در شکل (۴) ارائه شده است. نتایج برای دو نوع مش (۳۰۱×۳۰۱) و (۴۰۱×۴۰۱) در

شکست جزئی نا متقارن سد در بستر تر

محدوده مورد مطالعه، محدوده در نظر گرفته شده توسط Chauhdry (2007) می‌باشد. این محدوده متشکل از یک کانال با طول و عرض ۲۰۰ متر است. شکاف غیرمتقارن و بازشدگی

سد در شکل (۶) ارائه شده است. نتایج بدست آمده به ازای مش ریز با نتایج مدل Chauhdry (2007) در این شکل مقایسه شده است که سازگاری نتایج مشهود است.

از جمله دلایل اختلاف مدل حاضر با مدل‌های ارائه شده توسط Chauhdry (2007) می‌تواند ناشی از نحوه منفصل‌سازی معادله‌های حاکم و همچنین مش‌بندی محدوده مورد مطالعه باشد. مدل حاضر بر خلاف مدل Chauhdry (2007) در مختصات منحنی‌الخط توسعه داده شده و همان‌گونه که در شکل (۲-ب) نشان داده شده است در محل شکست لازم است که برای خطوط عمود برهم پخ‌زدگی در نظر گرفته شود، که مقدار پخ‌زدگی در این تحقیق یک متر می‌باشد. با این کار مقداری انقباض جریان در محل شکست کمتر می‌شود که می‌تواند روی نتایج تأثیر گذار باشد.

جهت ξ و η ارایه شده است.

شکل‌های (۵) و (۶) پروفیل سطح آب مدل عددی حاضر را برای شکست جزئی سد در مقایسه با نتایج بدست آمده از Chauhdry (2007) نمایش می‌دهند. مقایسه پروفیل‌های عرضی سطح آب در نقاط بالادست (در فاصله طولی ۷۵ متر)، داخل (در فاصله طولی ۹۵ متر) و پایین دست (در فاصله طولی ۱۱۵ متر) محل شکست در شکل (۵) ارائه شده است. با توجه به نتایج بدست آمده از مدل چنانچه مش‌بندی محدوده مورد مطالعه ریزتر انتخاب شود نتایج در محدوده بالادست و پایین دست محل شکست با نتایج مدل چادری تطابق بیشتری دارد و بر عکس با انتخاب مش درشت‌تر نتایج برای محدوده داخل محل شکست با نتایج مدل Chauhdry (2007) سازگارتر خواهد بود. نمودار تغییرات عمق جریان در مقابل زمان پس از شکست سد در دو مکان، پایین دست و در محل شکست

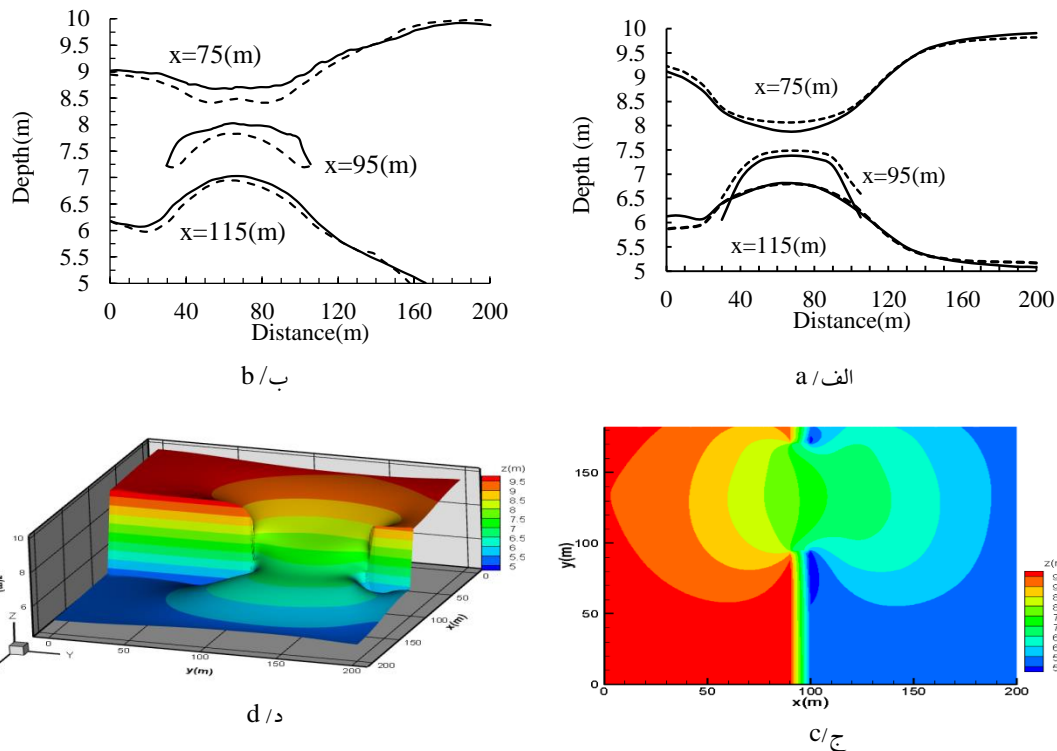


Fig 5.- Comparison of lateral water surface profile: a) result of current model (Dash-line coarse mesh, continues-line fine mesh) b)Result of Chauhdry model(Dash line Gabuti algorithm, continues line(Mac-Cormack) c)2 -D view d) 3-D view of water surface 7.5 sec after dam break

شکل ۵- مقایسه پروفیل عرضی سطح آب: الف) نتایج مدل عددی حاضر (خط چین الگوریتم مش درشت، خط ممتد مش ریز) ب) نتایج مدل چادری (خط چین الگوریتم گابوتی (Gabuti)، خط ممتد الگوریتم مک-کورمک (Mac-Cormack)) (Chauhdry, 2007) ج) نمای دو بعدی و

د) نمای سه بعدی سطح آب ۷/۵ ثانیه پس از شکست سد

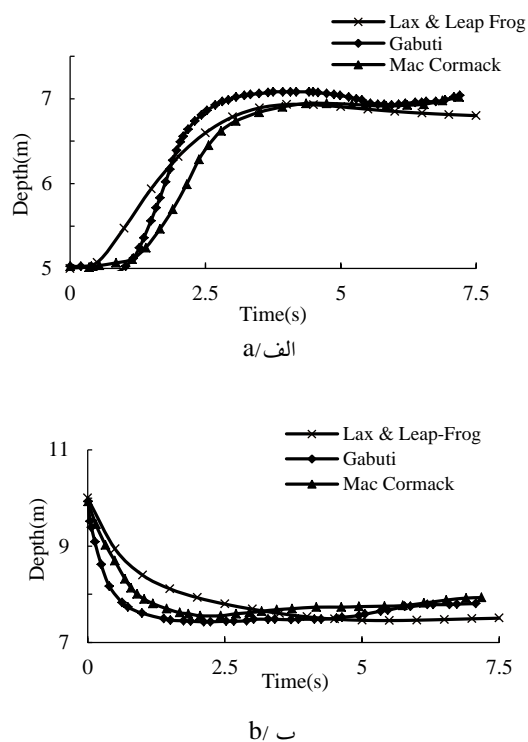


Fig. 6- Comparison of variation of water surface level versus time in partial dam break a) downstream of dam break location(distance of 115m) b) at dam break location (distance of 95 m)

شکل ۶- مقایسه تغییرات رقوم سطح آب در مقابل زمان در شکست جزئی: الف) در پایین دست محل شکست (در فاصله طولی ۱۱۵ متر) ب) در محل شکست (در فاصله طولی ۹۵ متر)

شیب صفر و شیب یک‌صدم صورت گرفته است، که نتایج به تفکیک در شکل (۸) ارائه شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، موج منفی در داخل مخزن سد و موج مثبت پایین رونده در کانال پایین‌دست قابل مشاهده است. پروفیل سطح آب مدل آزمایشگاهی برای زمان‌های مختلف (۲، ۴، ۶، ۱۲، ۲۰، ۶۰) ثانیه ارائه شده است که از مقاله Bellos et al (1992) اقتباس شده است. با مقایسه نمودارهای ارائه شده در شکل (۸) ملاحظه می‌شود که نتایج مدل حاضر با نتایج مدل آزمایشگاهی برای حالت بدون شیب و شیب‌دار سازگار است. برای مقایسه مقادیر محاسبه شده عمق جریان در محل سد (در فاصله طولی ۸/۵ متر از ابتدای کانال) و مقادیر اندازه‌گیری Bellos et al (1992) به همراه مقدار خطا در جدول (۲) ارائه شده است. با توجه به مقادیر ذکر شده در جدول میانگین خطا در نتایج مدل عددی حاضر نسبت به نتایج اندازه‌گیری Bellos et al (1992) برای کانال بدون شیب کف، ۴/۰۲ درصد و برای کانال با شیب کف یک‌صدم، ۱/۶۵ درصد است.

شکست سد در کانال همگرا- واگرا بدون شیب و شیب‌دار

به‌منظور بررسی توانایی مدل در شبیه‌سازی امواج ناشی از شکست سد در محدوده‌هایی که فیزیک آن‌ها بیشتر با مختصات منحنی‌الخط مطابقت دارد نتایج آن با نتایج مدل آزمایشگاهی، Bellos et al (1992) مقایسه شده است. بدین منظور کانالی به طول ۲۱ متر به پهنای ۱/۴ متر بدون اصطکاک کف و دیواره‌ها، با شیب کف صفر و یک‌صدم در نظر گرفته شده است. همان‌گونه که در شکل (۷-الف) نشان داده شده است یک دریاچه در محل انقباض و در فاصله طولی ۸/۵ متر از ابتدای کانال نصب شده است. عمق جریان در بالادست دریاچه ۰/۳ متر و در پایین‌دست به‌صورت بستر خشک در نظر گرفته شده است. مش‌بندی دامنه محاسباتی با ایجاد شبکه دارای ۴۲۱ گره در جهت ξ و ۵۷ گره در جهت η صورت گرفته است. یک نمونه از مش‌بندی محدوده البته به منظور وضوح بیشتر با شبکه درشت در شکل (۷-ب) نشان داده شده است. مقایسه مدل عددی حاضر با مدل آزمایشگاهی Bellos et al (1992) برای دو حالت کانال با

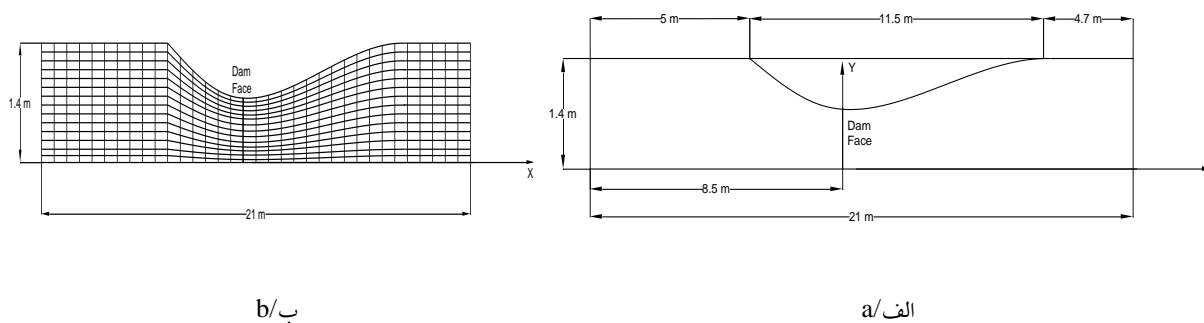
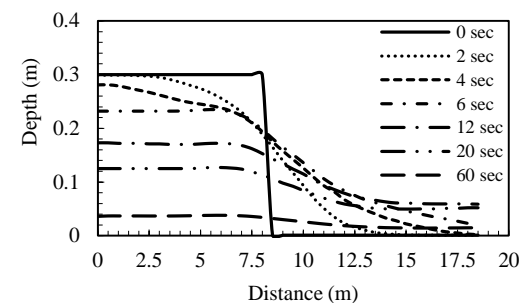
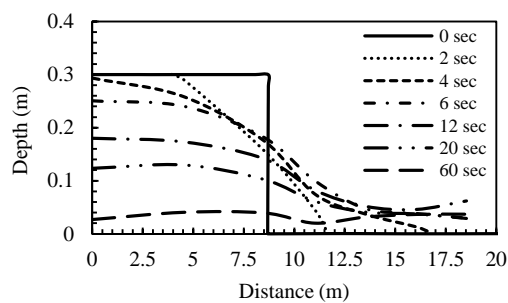


Fig. 7- Study area, converging-diverging experimental flume (Bellos, Saulis and Sakas, 1992) b) sampel of generated mesh for the study area
 شکل ۷- الف) محدوده مورد مطالعه، فلوم آزمایشگاهی همگرا-واگرا (Bellos, Saulis and Sakas, 1992) ب) نمونه مش بندی محدوده مورد نظر



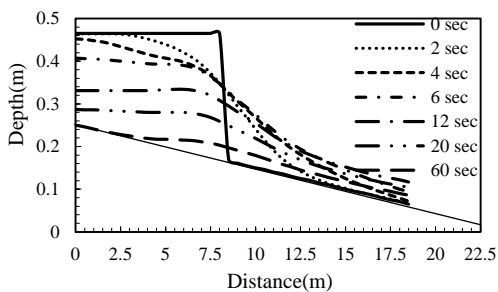
b) Result of current model for simulation of dam break flow in experimental flume Bellos et al (1992) (bed slope= 0.0)

ب- نتایج مدل حاضر برای شبیه سازی امواج ناشی از شکست سد در فلوم آزمایشگاهی (Bellos et al (1992) (شیب کف کانال صفر)



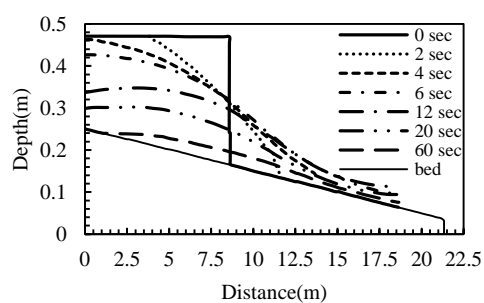
a) Bellos et al (1992) experimental data (bed slope = 0.0)

الف- نتایج اندازه گیری مدل آزمایشگاهی (Bellos et al (1992) (شیب کف کانال صفر)



b) Result of current model for simulation of dam break flow in experimental flume Bellos et al (1992) (bed slope= 0.01)

د- نتایج مدل حاضر برای شبیه سازی امواج ناشی از شکست سد در فلوم آزمایشگاهی (Bellos et al (1992) (شیب کف کانال یک-صدم)



c) Bellos et al (1992) experimental data (bed slope = 0.01)

ج- نتایج اندازه گیری مدل آزمایشگاهی (Bellos et al (1992) (شیب کف کانال یک-صدم)

Fig. 8- Comparison current model result and experimental data of Bellos et al (1992)

شکل ۸- مقایسه نتایج مدل حاضر با داده های اندازه گیری سطح آب Bellos و همکاران (۱۹۹۲)

در شبیه سازی عمق آب در شکست سد برای زمان های مختلف.

جدول ۲- رقوم سطح آب (متر) محاسبه شده توسط مدل عددی حاضر و نتایج اندازه‌گیری Bellos et al (1992) در محل شکست
Table 2- Calculated water level (m) with current model and Bellos et al. (1992) measured data at dam break location

	2sec	4sec	6sec	12sec	20sec	60sec
Used method for determining water level						
Experimental method (channel without bed slop)	0.156	0.174	0.181	0.141	0.102	0.0392
Numerical method (channel without bed slop)	0.165	0.175	0.181	0.143	0.106	0.0341
Relative Error % (channel without bed slop)	5.76	0.57	0.0	1.42	3.92	12.8
Experimental method (bed slope =0.01)	0.314	0.316	0.32	0.296	0.248	0.195
Numerical method (bed slope =0.01)	0.322	0.326	0.328	0.295	0.249	0.197
Relative Error% (bed slope=0.01)	2.54	3.16	2.5	0.33	0.4	1.02

نتیجه‌گیری

مدل‌های دوبعدی آب‌های کم‌عمق به لحاظ سادگی نسبی و دقت خوبی که در حد نیازهای مهندسی دارند، در طراحی‌ها و مطالعه‌ها مورد استفاده فراوان قرار می‌گیرند. در نرم‌افزارهایی که شکست سد به صورت سه بعدی شبیه‌سازی می‌شود مانند Flow 3D و یا Fluent، نوسان‌های سرعت در زمان در نظر گرفته می‌شود و لازم است معادله‌ها در گام‌های زمانی بسیار کوتاه حل شوند، بنابراین محاسبه‌ها به زمان بسیار زیاد نیاز دارد که در شرایط پیچیده جواب‌های بهتری می‌دهد اما برای کارهای مهندسی کاهش زمان محاسبه‌ها از اولویت‌ها خواهد بود. لذا می‌توان اذعان داشت از مزیت‌های روش مورد استفاده در این مقاله استفاده از فرمول‌بندی ساده با هزینه محاسباتی کم در مقایسه با مدل‌های سه‌بعدی می‌باشد. از سوی دیگر هنگام استفاده از مدل‌های عددی آب‌های کم‌عمق در مختصات کارتزین، در برخورد با هندسه پیچیده لازم است در نزدیکی مرز، میدان جریان به صورت پلکانی در نظر گرفته شود و در تمام پله‌های ایجاد شده بایستی شرایط مرزی اعمال گردد که خود از مشکل‌های اصلی این روش است چرا که مدل عددی باید بتواند در تمامی این مرزها شرط مرزی مناسب را اعمال کند. برای غلبه بر این مشکل در این تحقیق فضای فیزیکی به فضای محاسباتی منتقل شده، که این انتقال توسط دستگاه مختصات منحنی‌الخط انجام می‌گیرد. بدین منظور در این تحقیق مدل کامپیوتری در مختصات منحنی‌الخط توسعه داده شد. از روش تفاسیل محدود صریح و استفاده هم‌زمان از الگوریتم پرش قورباغه (Leap-Frog) و لکس (Lax) بر روی مش جابه‌جاشده معادله‌های حاکم بر آب‌های کم‌عمق حل شدند. همان‌گونه که در شکل (۱) نشان داده شد این عمل تعداد نقاط درگیر در محاسبه‌ها را افزایش می‌دهد و با

ایجاد ارتباط بیشتر بین آنها گرادیان‌های تیز هندسی و هیدرولیکی را هموار می‌نماید و احتمال رخ دادن نوسان و عدم همگرایی کمتر می‌شود. کاربرد مدل در مسایل مختلف هیدرولیکی نشان داد:

۱- در شبیه‌سازی پرش هیدرولیکی مدل حاضر، محل شروع و خاتمه پرش و همچنین نیم‌رخ سطح آب اندازه‌گیری شده در طول پرش هیدرولیکی را به درستی پیش‌بینی می‌نماید.

۲- در شبیه‌سازی شکست ایده‌آل بر روی بستر با عمق پایاب مدل عددی حاضر توانایی تقریب جواب حل تحلیلی Stoker (1957) را با دقت بالایی دارد.

۳- در شبیه‌سازی شکست جزئی نامتقارن بر روی بستر با عمق پایاب نتایج مدل عددی حاضر با نتایج بدست آمده از مدل‌های Chauhdry (2007) هم‌خوانی دارد. هر چند نتایج هیچ‌کدام از سه الگوریتم گابوتی (Gabuti) و مک-کورمک (Mac-Cormack) (در مدل چادری) و الگوریتم پرش قورباغه-لکس (در تحقیق حاضر) بر هم منطبق نیست ولی هر سه الگوریتم از روند کاملاً یکسانی پیروی می‌کنند.

۴- برای رسیدن به هدف اصلی این تحقیق، نتایج مدل در شبیه‌سازی پدیده شکست سد در کانال همگرا-واگرا بدون شیب و شبیدار با نتایج اندازه‌گیری مقاله Bellos et al (1992) مقایسه شد. مشخص گردید مدل عددی با میانگین خطای کمتر از پنج درصد عمق جریان در محل شکست را تخمین می‌زند.

تقدیر و تشکر

این تحقیق با حمایت مالی حوزه معاونت پژوهشی دانشگاه رازی انجام شده است که بدینوسبیل تقدیر و تشکر می‌گردد.

References

- 1- Alamatian, A. and Jafarzade, M., 2009. Evaluation of turbulence models in simulation of oblique standing shock waves in super-critical channel flow. *Civil Engineering of Sharif University*, pp. 17-27. (In Persian).

- 2- Bani-Habib, A. and Nazariye, F., 2012. Two-dimensional simulation of debris flow in the reservoir of silt detention dam. *Iran-Watershed Management Science & Engineering*, 11(39), pp. 77-87. (In Persian).
- 3- Bani-Hashemi, M. A. and Kiyanian, M., 2007. Two-dimensional model of gradual dam break with fread and mac-cormack method. In *4th Civil Engineering Conference, University of Tehran, Tehran, Iran*.
- 4- Bellos, C.V., Soulis, V. and Sakkas, J.G., 1992. Experimental investigation of two-dimensional dam-break induced flows. *Journal of Hydraulic Research*, 30(1), pp. 47-63.
- 5- Chaudhry, M.H., 2007. *Open-channel flow*. New York: Springer Science & Business Media.
- 6- Ghobadian, R., 2015. Two dimensional dam break modeling by explicit finite difference method. In *14th Hydraulic Conference, Zahedan University, Zahedan, Iran*. (In Persian).
- 7- Golavi, M., 2002. Two-dimensional dam-break modeling by Beam-Warming method. *M.Sc thesis. University of Tehran Iran*. (In Persian).
- 8- Hadian, M. and Zarati, A., 2008. *Numerical models for shallow waters flows and their applications in river and coastal engineering*. Tehran: Amir Kabir University of Technology Press. (In Persian).
- 9- Haoyao, Z., Jinbao, S., Shichen, Z. and Weiwei, S., 2012. Principal component analysis method applying to earthquake-damaged reservoir's comprehensive evaluation. *Procedia Engineering*, 28, pp.548-554
- 10- Hoffmann, K.A. and Chiang, S.T., 2000. *Computational Fluid Dynamics Volume I*. Wichita, Kan, USA: Engineering Education System.
- 11- Liu, M.Q. and Liu, Y.L., 2012. A 2D Numerical Model for Simulation of Two-Dimensional Circular Dam-Break. *Applied Mechanics and Materials*, 130, pp. 2993-2996.
- 12- Ritter, A. (1892). *The propagation of water waves*. Ver Deutsch ingenieur zeitschr, 36(33 part 3), 947-954.
- 13- Sarveram, H. and Shamsaee, A., 2012. Two-dimensional modeling of dam break flow with implicit semi-Lagrangian method. *Iran Water Research*, 7(13), pp. 21-30. (In Persian).
- 14- Stoker, J. J., 1957. *Water waves: The mathematical theory with applications*. John Wiley & Sons.
- 15- Vosoughifar, H., Parmas, B. and Razmkhah, A., 2014. Presenting a numerical model using solving shallow-water equation to investigate the dam breaking phenomenon. *15th Civil Students Conference Nationwide, Urmia University, Urmia, Iran*. (In Persian).
- 16- Wang, J.S., Ni, H.G. and He, Y.S., 2000. Finite-difference TVD scheme for computation of dam-break problems. *Hydraulic Engineering*, 126(4), pp.253-262.
- 17- Wood, A. and Wang, K.H., 2015. Modeling dam-break flows in channels with 90 degree bend using an alternating-direction implicit based curvilinear hydrodynamic solver. *Computers & Fluids*, 114, pp.254-264.
- 18- Yu-chuan, B. and XU, D., 2007. Numerical Simulation of two-dimensional dam-break flows in curved channel. *Journal of Hydrodynamics*, 19 (6), pp.726-735.
- 19- Zhang, Y. and Lin, P., 2015. August. An improved SWE model for simulation of dam-break flows. In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Water Management*, 169(6), pp. 260-2