

## بررسی مدل ریاضی رسوبگذاری در کانال‌های آبرفتی در حالت جریانهای غیر دائمی

یوسف حسن زاده

استاد گروه عمران - آب، دانشکده فنی، دانشگاه تبریز

کیومرث روشنگر

مربی دانشگاه آزاد اسلامی، واحد شبستر

### چکیده

شناخت و تحلیل شرایط انتقال رسوب و تغییراتی که در طول زمان از نظر رسوبی در سیستم های انتقال آب و کانال‌های آبرفتی به وجود می‌آید، از دیر باز مورد توجه محققین و طراحان سازه‌های هیدرولیکی بوده است. به همین منظور بسیاری از پدیده‌های رسوبی اعم از فرسایش، آبستگي و رسوبگذاری همواره مورد بررسی و آزمایش قرار گرفته و اطلاعات، روابط و معادلات فراوانی به صورت تجربی و تئوری ارائه شده است. از جمله شبیه‌سازی ریاضی جریانهای انتقال رسوب از اهمیت ویژه‌ای برخوردار بوده است. در این تحقیق شبیه‌سازی و مدل ریاضی انتقال رسوب در جریانهای غیر دائمی در کانال‌های آبرفتی مورد توجه قرار گرفته است. از این رو ابتدا مدل ریاضی با حل معادلات جریان غیر دائمی (معادلات سن-ونان) و معادله پیوستگی رسوب به صورت مزدوج و با روش تفاضلات محدود صریح، بوسیله الگوی مک کورمک، یا دقت از درجه دوم تهیه گردید. سپس با لحاظ کردن شرایط مرزی مناسب و اعمال داده های رودخانه آچی جای در ایستگاه ونبار تحلیل و قابلیت و کارائی مدل مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج نشان می‌دهد که با استفاده از این مدل می‌توان روند تغییرات بستر و مالا پروفیل سطح آب را به صورت تابعی از زمان و مکان و برای هر نوع معادله دبی رسوب، پیش بینی نمود.

کلمات کلیدی: رسوبگذاری، کانالهای آبرفتی، جریانهای غیر دائمی، معادلات سن-ونان، روش مک کورمک

## Mathematical Modeling of Aggradation and Degradation in Alluvial Channels in the Case of Unsteady Flows

Y. Hassanzadeh Dept. of Civil Eng., Faculty of Eng., University of Tabriz, Tabriz, Iran

K. Roshangar Dept. of Civil Eng., Islamic Azad University of Shabestar, Shabestar, Iran

### Abstract

Sediment transport considerations is an important part of analysis and design of any open channel hydraulic system. Sediment transport can change the hydraulic system considerably and often dictate special design conditions. Many transport features, such as aggradation, degradation and scouring have been investigated by numerous researchers and many empirical relationships and formulas have been developed. In this research, a mathematical model is presented for studying aggradation and degradation in alluvial channels. One - dimensional, unsteady, gradually varied flow equations (Saint- Venant equations) and the sediment continuity equation are solved numerically by the second - order, accurate, explicit finite difference scheme developed by Mac Cormak. All three governing equations are solved simultaneously during any computational time step so that the water - flow equations and sediment continuity equation are coupled. For this purpose, Adji -chai river's data in the Nahand station, with three Sediment discharge equations (Engelund -Hansen, Hassanzadeh, and Graf ) are used and finally some results about the capability of model are obtained.

**Key words:** Sedimentation, Alluvial channels, Unsteady flow, Saint-venant, Mac Cormak

### ۱- مقدمه

به صورت غیر دائمی در نظر می‌گیرد. این مدل می‌تواند میزان انتقال رسوبات و همچنین تغییرات کف رودخانه را پیش بینی نماید. در این مدل ابتدا با استفاده از روش تفاضل‌های محدود معادلات دیفرانسیل جزئی به معادلات جبری قابل حل تبدیل شده و سپس با استفاده از شرایط اولیه و مرزی معادلات مزبور تحلیل می‌گردد. روش استفاده شده برای تحلیل پدیده، روش مک کورمک بوده که یک روش دو مرحله‌ای پیش‌بینی و تصحیح و دارای دقت از مرتبه دوم می‌باشد. به‌طور کلی می‌توان گفت که در روش مک کورمک ابتدا مقادیر تخمین زده می‌شود و سپس با استفاده از این مقادیر تخمینی، مقادیر تصحیحی محاسبه می‌گردد و سپس با میانگین‌گیری از مقادیر اولیه و مقادیر تصحیحی مقادیر واقعی متغیرها برآورد می‌شود.

### ۲- معادلات حاکم بر مدل

در مدل مزبور معادلات به‌کار رفته از نوع معادلات دیفرانسیل جزئی بوده و همان معادلات حالت غیر دائمی و غیریکنواخت یک بعدی به‌صورت معادله پیوستگی جریان آب، معادله اندازه حرکت آب و معادله پیوستگی رسوب می‌باشند که به‌صورت زیر بیان می‌شوند:

- معادله پیوستگی برای آب:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

- معادله اندازه حرکت برای آب:

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{q^2}{h} + \frac{1}{2} gh^2 \right) + gh \frac{\partial z}{\partial x} + ghs_r = 0 \quad (2)$$

- معادله پیوستگی برای رسوب:

$$\frac{\partial}{\partial t} \left( (1-p)z + \frac{q_s h}{q} \right) + \frac{\partial q_s}{\partial x} = 0 \quad (3)$$

که در روابط فوق  $q$  دبی جریان آب در واحد عرض،  $h$  عمق جریان،  $z$  تراز کف کانال و  $q_s$  دبی جریان رسوبی در واحد عرض و  $p$  تخلخل لایه کف می‌باشد.

خسارات وارده توسط پدیده‌های فرسایش و رسوبات رودخانه‌ای به طبیعت و اراضی کشاورزی و سازه‌های آبی ساخته شده در درون و یا در کنار رودخانه‌ها بسیار گسترده، وسیع و زیان‌آور است. شناخت کامل آن از اهداف مهم مهندسین هیدرولیک بوده و برای جلوگیری یا به حداقل رساندن خسارتهای وارده باید فرآیند فرسایش، انتقال و ته‌نشینی مواد رسوبی را به‌دقت مورد مطالعه قرار داد. امروزه پیشرفت تکنولوژی کامپیوتر و توسعه روش‌های عددی در کاربردهای مهندسی امکان شبیه‌سازی بسیاری از پدیده‌های فیزیکی را در قالب مدل‌های ریاضی فراهم ساخته است. بنابراین با در دسترس بودن کامپیوترهای سریع و با حافظه زیاد پدیده‌های مختلف که در مهندسی رودخانه مورد توجه هستند در سطح وسیع و برای زمان‌های طولانی شبیه‌سازی می‌شوند. برای رسوبگذاری و فرسایش تاکنون روش‌های حل تحلیلی با ساده کردن معادلات تشریح کننده روند رسوبگذاری و فرسایش ارائه گردیده‌اند. در این رابطه می‌توان به مطالعات سونی و همکاران [۱] اشاره نمود که در آن یک مدل خطی پخشی برای پیش‌بینی پروفیل بستر پیشنهاد شده است. جین [۲] ضمن اشاره به خطای مرزی موجود در روش سونی و همکاران، یک راه حل تحلیلی با استفاده از شرایط مرزی بستر ارائه نمود که همخوانی نتایج تئوری اخیر با داده‌های آزمایشگاهی نیز رضایت بخش بوده است. گیل [۳] معادله خطی پخشی در پدیده رسوبگذاری و فرسایش را با استفاده از سری فوریه و روش‌های تابع خطا تحلیل نمود. جارامیلو و جین [۴] ضمن بسط یک معادله دیفرانسیل جزئی غیر خطی بیضوی، با استفاده از روش باقیمانده‌ها آن را حل کرده و نتایج را با داده‌های تجربی مورد مقایسه و ارزیابی قرار داده است. ژانگ و کاهلویتا [۵] راه‌حل‌های غیر خطی ارائه دادند که نسبت به راه‌حل‌های خطی تطابق بهتری با داده‌های آزمایشگاهی از خود نشان داد. کونژ و همکاران [۶] مشابه‌سازی عددی را در هیدرولیک رسوب توسعه و گسترش داده و متعاقب آن چادری [۷] بررسی‌هایی را در مورد مقایسه بین روش‌های مزدوج و نیمه مزدوج انجام داد.

در این پژوهش به‌منظور تعیین میزان انتقال رسوبات و همچنین تغییرات کف رودخانه در جریان غیر دائمی معادلات حاکم بر پدیده توسط رایانه تحلیل گردیده است. مدل مزبور یک بعدی بوده و معادلات حاکم بر جریان آب و جریان رسوب را

$$z_i^* = z_i^k + \frac{1}{1-p} \left[ \left( \frac{q, h}{q} \right)_i^k - \left( \frac{q, h}{q} \right)_i^{k-1} \right] - \frac{\Delta t}{(1-p)\Delta x} \left[ (q, \dot{h})_{i+1}^k - (q, \dot{h})_i^k \right] \quad (6)$$

ضمناً به این معادلات، معادله تعیین میزان انتقال رسوبات اضافه می‌گردد.

### ۳-۲- محاسبات گام تصحیح کننده

در شبکه تعاضل‌های محدود ضریح برای مشتقات مکانی و زمانی در حالت تصحیح به‌ترتیب می‌توان نوشت:

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \frac{f_i^k - f_{i-1}^k}{\Delta x} \quad ; \quad \frac{\partial f}{\partial t} = \frac{f_i^{k+1} - f_i^k}{\Delta t}$$

بنابراین با استفاده از روابط فوق معادلات زیر برای تعیین مقادیر عمق، دبی و تراز بستر در حالت تصحیح به‌صورت زیر بیان می‌شوند:

$$h_i^{**} = h_i^* - \frac{\Delta t}{\Delta x} (q_i^* - q_{i-1}^*) \quad (7)$$

$$q_i^{**} = q_i^* - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left\{ \left( \frac{q_i^*}{h_i^*} \right)^2 - \left( \frac{q_{i-1}^*}{h_{i-1}^*} \right)^2 + \frac{g}{2} \left[ (h_i^*)^2 - (h_{i-1}^*)^2 \right] \right\} - gh_i^* \frac{\Delta t}{\Delta x} (z_i^* - z_{i-1}^*) - gh_i^* \Delta t \frac{(q_i^* n)^2}{(R_i^*)^2 (h_i^*)^{11}} \quad (8)$$

$$z_i^{**} = z_i^* + \frac{1}{1-p} \left[ \left( \frac{q, h}{q} \right)_i^* - \left( \frac{q, h}{q} \right)_i^{**} \right] - \frac{\Delta t}{(1-p)\Delta x} \left[ (q, \dot{h})_i^* - (q, \dot{h})_{i-1}^* \right] \quad (9)$$

گفتنی است که در اینجا نیز معادله رسوب به روابط بالا اضافه می‌شود و در محاسبات حالت تصحیح از مقادیر به‌دست آمده در حالت پیش‌بینی استفاده می‌شود.

### ۳- روش تحلیل معادلات و الگوی عددی استفاده شده در مدل

معادلات بالا مجموعه‌ای از معادلات دیفرانسیل جبری هذلولی غیر خطی بوده و حل شکل بسته آنها، فقط در شرایط ایده‌آل امکان‌پذیر می‌باشد. در مدل حاضر این معادلات با استفاده از الگوی عددی مک کورمک حل شده‌اند. روش عددی مزبور یک روش پیش‌بینی - تصحیح می‌باشد. این الگو دارای کاربرد ساده بوده و گنجانیدن معادلات تجربی برای شیب حط انرژی و دبی رسوبی در آن ساده می‌باشد. روش حل بدین صورت است که با استفاده از روش عددی تعاضل‌های محدود پیشرو برای مشتقات جزئی مکانی در بخش پیش‌بینی کننده و از تعاضل‌های محدود پسرو در بخش تصحیح کننده معادلات اولیه به معادلات قفل حل تبدیل می‌شود.

#### ۳-۱- محاسبات گام پیش‌بینی کننده

در شبکه تعاضل‌های محدود ضریح برای مشتقات مکانی و زمانی می‌توان نوشت:

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{f_i^{k+1} - f_i^k}{\Delta t} \quad ; \quad \frac{\partial f}{\partial x} = \frac{f_{i+1}^k - f_i^k}{\Delta x}$$

که در آن  $\Delta x$  فواصل مکانی و  $\Delta t$  فواصل زمانی را بیان می‌کند.

با توجه به روابط فوق می‌توان معادلات را برای تعیین مقادیر عمق، دبی و تراز بستر به‌صورت زیر نوشت:

$$h_i^* = h_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} (q_{i+1}^k - q_i^k) \quad (4)$$

$$q_i^* = q_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left\{ \left( \frac{q_{i+1}^k}{h_{i+1}^k} \right)^2 - \left( \frac{q_i^k}{h_i^k} \right)^2 + \frac{g}{2} \left[ (h_{i+1}^k)^2 - (h_i^k)^2 \right] \right\} - gh_i^k \frac{\Delta t}{\Delta x} (z_{i+1}^k - z_i^k) - gh_i^k \Delta t \frac{(q_i^k n)^2}{(R_i^k)^2 (h_i^k)^{11}} \quad (5)$$

## ۳-۳- محاسبات نهایی

بعد از طی دو مرحله پیش‌بینی و تصحیح، برای هر متغیر سه مقدار حاصل می‌شود (مقدار اولیه، مقدار پیش‌بینی و مقدار تصحیحی) که با میانگین‌گیری حسابی از دو مقدار اولیه و تصحیحی مقدار واقعی آن متغیر به دست می‌آید. بنابراین سه رابطه زیر به کار برده می‌شود:

$$\begin{aligned} h_i^{k+1} &= \frac{1}{2}(h_i^k + h_i^{**}) \\ q_i^{k+1} &= \frac{1}{2}(q_i^k + q_i^{**}) \\ z_i^{k+1} &= \frac{1}{2}(z_i^k + z_i^{**}) \end{aligned} \quad (10)$$

بدین ترتیب با استفاده از الگوریتم ذکر شده، مقادیر  $h$ ،  $q$  و  $z$  در مرحله زمانی جدید  $(k+1)$  در هر گره داخلی  $(i = 2, 3, \dots, n)$  محاسبه می‌گردد.

## ۳-۴- محاسبه مقادیر متغیرها در مرزها

مقادیر متغیرهای وابسته به  $h$ ،  $q$  و  $z$  در گره‌های مرزی ۱ و  $n+1$  با استفاده از شرایط مرزی تعیین می‌گردند. برای شرایط جریان زیر بحرانی می‌توان با استفاده از تئوری مشخصه‌ها نشان داد که باید دو شرط مرزی در مرز بالادست و یک شرط مرزی در مرز پایین دست معین باشند. مقادیر متغیر وابسته‌ای که از طریق شرایط مرزی، مشخص نشده اند را می‌توان از معادلات مشخصه به دست آورد. همچنین می‌توان مقادیر آنها را از برون‌یابی مقادیر معلوم در گره‌های داخلی به دست آورد. گنجاندن این شرایط مرزی در الگوی تفاضل محدود بستگی به نوع مسئله دارد [۸].

با توجه به توضیحات بالا، در مدل مزبور دبی واحد یکنواخت، عمق جریان یکنواخت و ترازهای اولیه کف به عنوان شرایط اولیه در هر گره مشخص می‌شوند. شرایط گذرا با افزایش نرخ دبی رسوب در انتهای بالا دست به اندازه  $\Delta q_s$  آغاز می‌شود. چنانچه قبلاً نیز ذکر شد یک شرط مرزی در انتهای پایین دست و دو شرط مرزی در انتهای بالا دست مشخص شدند. اولین شرط مرزی بالا دست بیان‌کننده دبی جریان می‌باشد. البته گنجاندن شرط مرزی دوم یعنی همان شرط مرزی رسوب  $(q_s(0,t) = q_{s0} + \Delta q_s)$  به سادگی مرز اول نبوده و باید در قالب معادله‌ای که رقوم کف در انتهای بالا دست از روی آن قابل محاسبه می‌باشد بیان گردد. این امر با فرض یک گره

فرضی در بالا دست گره ۱ و مشخص کردن دبی رسوب در این گره معادل  $q_{s0} + \Delta q_s$  انجام می‌گیرد. با استفاده از معادله پیوستگی رسوب و اعمال تفاضل محدود پسرو برای عبارت مشتقات مکانی خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} \left[ (1-p)z + \frac{q_s h}{q} \right]_1^{k+1} &= \left[ (1-p)z + \frac{q_s h}{q} \right]_1^k \\ + \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[ (q_{s0} + \Delta q_s) - (q_s) \right]_1^k \end{aligned}$$

سمت چپ معادله بالا و بنابراین  $z$  در مرحله زمانی  $k+1$  را می‌توان محاسبه کرد. زیرا عبارتهای سمت راست برای مرحله زمانی  $k$  معلوم هستند. عمق جریان در گره ۱ از معادله مشخصه با استفاده از دبی معلوم در مرز، محاسبه می‌گردد. شرط مرزی در پایین دست بوسیله یک رابطه دبی-اشل مشخص می‌شود. دبی و تراز کف در انتهای پایین دست با برون‌یابی مقادیر گره‌های داخلی محاسبه می‌شوند.

برای پایداری لازم است که شرط کورانت-فریدریش-لوی (CFL) ارضاء شود. با توجه به آنکه امواج آب با سرعتی خیلی بیشتر از تغییرات کف حرکت می‌کنند، این شرط توسط رابطه زیر بیان می‌گردد [۸].

$$C_n = \frac{\left( \frac{q}{h} + \sqrt{gh} \right) \Delta t}{\Delta x} \leq 1$$

که در آن  $C_n$  عدد کورانت می‌باشد. برای پایداری الگو باید این معادله در هر نقطه از شبکه ارضاء شود.

نوسانات عددی در نزدیکی وجوه تیز امواج را می‌توان با مطرح کردن لزجت مصنوعی [۹] مستهلک نمود. برای این منظور روش جیمسون را می‌توان به کار برد، که در مدل حاضر نیز از همین روش استفاده شده است. روش کار بدین صورت است که ابتدا با استفاده از معادلات زیر ضرایب  $V_1$ ،  $V_2$  و  $V_3$  به دست می‌آیند.

## الف) در نقطه میانی اول:

$$V_1 = \frac{|H_i - H_{i-1}|}{|H_i| + |H_{i-1}|}$$



$$R_2 = DK \left( \frac{DX}{DT} \right) V_1$$

که در معادلات فوق  $DK$  همان ضریب پخش است که معمولاً برابر با 0.5 در نظر گرفته می‌شود [۹، ۱۰ و ۱۱]. حال می‌توان مقادیر تصحیح شده را به دست آورد بدین صورت که:

$$HH = R_2 (H_{i+1} - H_i) - R_1 (H_i - H_{i-1})$$

$$QQ = R_2 (Q_{i+1} - Q_i) - R_1 (Q_i - Q_{i-1})$$

با اعمال این ضرایب تصحیح بر روی مقادیر اولیه، مقادیر تصحیح شده به شرح زیر حاصل می‌شوند:

$$H'_i = H_i + HH$$

#### ۴- تجزیه و تحلیل داده ها:

جهت بررسی عملکرد مدل، از داده‌های رودخانه آجی جای در ایستگاه ونبار به‌طور موردی استفاده شده و نتایج به‌صورت نمودارهایی ارائه گردیده است. با مفروض داشتن:

$$B = 15 \text{ m عرض مقطع}$$

$$I = 1.1 \times 10^{-3} \text{ m شیب بستر}$$

$$D_{90} = 0.7 \times 10^{-3} \text{ m قطر متوسط ذرات جامد بستر}$$

$$z_1 = 10 \text{ m تراز مبنای کف رودخانه در پایین دست}$$

$$y_0 = 1.5 \text{ m عمق نرمال}$$

$$Q_0 = 20 \text{ m}^3/\text{s دبی اولیه}$$

$$p = 0.35 \text{ تخلخل}$$

مقطع رودخانه در ایستگاه ونبار، به‌صورت مستطیلی فرض شده است. در دو ایستگاه اندازه‌گیری به فاصله ۵۰۰ متر (طول رودخانه ۵۰۰ متر) هیدروگراف ورودی (Q-T) در بالا دست و رابطه دبی اشل (Q-y) در پایین دست اندازه‌گیری شده است. قبل از شروع سیلاب، مشخصات بالا در دست است. فرض می‌شود در اثر وقوع سیلاب، ابتدا در ایستگاه بالادست دبی جریان در مدت ۲۰ دقیقه از ۲۰ m<sup>3</sup>/s به ۳۸ m<sup>3</sup>/s رسیده سپس در عرض ۱۰ دقیقه از ۳۸ m<sup>3</sup>/s به ۱۰ m<sup>3</sup>/s کاهش می‌یابد.

$$V_2 = \frac{|H_{i+1} - 2H_i + H_{i-1}|}{|H_{i+1}| + |2H_i| + |H_{i-1}|}$$

$$V_3 = \frac{|H_{i+2} - 2H_{i+1} + H_i|}{|H_{i+2}| + |2H_{i+1}| + |H_i|}$$

(ب) در نقطه میانی آخر:

$$V_1 = \frac{|H_i - 2H_{i-1} + H_{i-2}|}{|H_i| + |2H_{i-1}| + |H_{i-2}|}$$

$$V_2 = \frac{|H_{i+1} - 2H_i + H_{i-1}|}{|H_{i+1}| + |2H_i| + |H_{i-1}|}$$

$$V_3 = \frac{|H_i - H_{i+1}|}{|H_i| + |H_{i+1}|}$$

(ج) برای بقیه نقاط میانی:

$$V_1 = \frac{|H_i - 2H_{i-1} + H_{i-2}|}{|H_i| + |2H_{i-1}| + |H_{i-2}|}$$

$$V_2 = \frac{|H_{i+1} - 2H_i + H_{i-1}|}{|H_{i+1}| + |2H_i| + |H_{i-1}|}$$

$$V_3 = \frac{|H_{i+2} - 2H_{i+1} + H_i|}{|H_{i+2}| + |2H_{i+1}| + |H_i|}$$

پس از به‌دست آوردن ضرایب فوق با استفاده از رابطه بین آنها ضرایب دیگری به‌صورت زیر به‌دست می‌آید، بدین صورت که:

$$\text{بازاء } V_1 > V_2$$

$$R_1 = DK \left( \frac{DX}{DT} \right) V_1$$

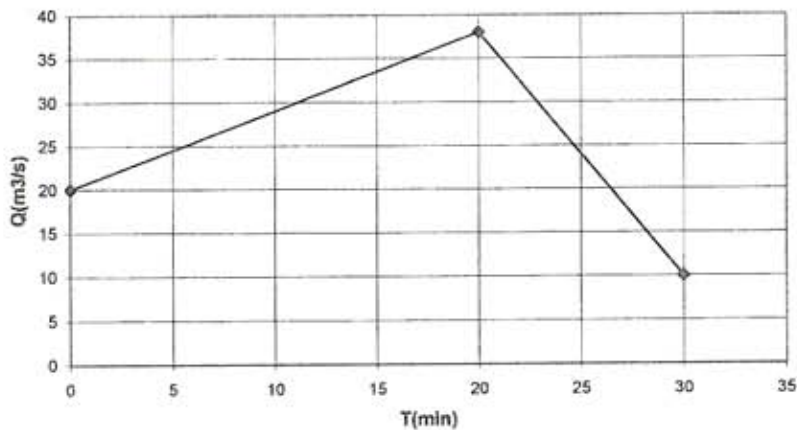
$$\text{بازاء } V_1 \leq V_2$$

$$R_1 = DK \left( \frac{DX}{DT} \right) V_2$$

$$\text{بازاء } V_3 > V_2$$

(ب) عدم وجود انحنا در طول بازه  
 (ج) زبری یکنواخت  
 به ۱۰ فاصله ۵۰ متری تقسیم شده است. مشخصات هیدرولیکی مقاطع انتخابی و تغییرات آنها نسبت به پارامترهای مختلف در نمودارهای (۲) الی (۱۰) ارائه شده است.

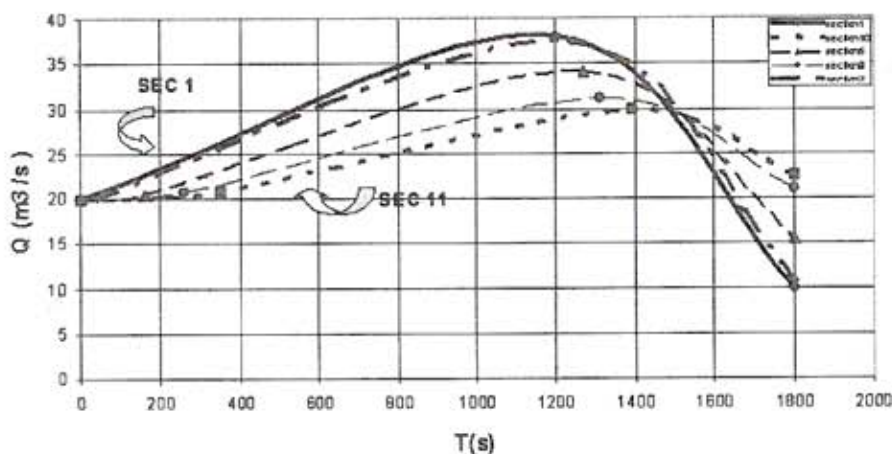
رابطه دبی اشکل در پائین دست به صورت  $Q^2 = 162.58(\gamma - 0.147)^3$  بیان می‌شود و هیدروگراف ورودی در بالا دست هم مطابق شکل (۱) می‌باشد. در بازه ۵۰۰ متری مورد مطالعه، رودخانه با شرایط: الف) مقطع منشوری



شکل ۱- هیدروگراف ورودی در مقطع بالادست

جریان غیر دائمی (معادلات سن و نان) نبوده، بلکه با لحاظ کردن اثر دبی رسوبی و مقدار رسوبگذاری یا فرسایش در بستر، به دست آمده است.

در شکل (۲)، تغییرات دبی نسبت به زمان و یا به عبارتی هیدروگرافهای مقاطع مختلف رسم شده است. باید توجه داشت که مقدار دبی در نمودارهای رسم شده تنها حاصل حل معادلات



شکل ۲- تغییرات دبی نسبت به زمان در مقاطع مختلف

ماکزیمم هیدروگراف خروجی تقریباً در محل نقاط هیدروگراف ورودی و خروجی قرار دارد و این نشانگر عملکرد صحیح مدل مزبور است. نکته دیگر این که از مقطع (۱) تا مقطع (۱۰) مقدار

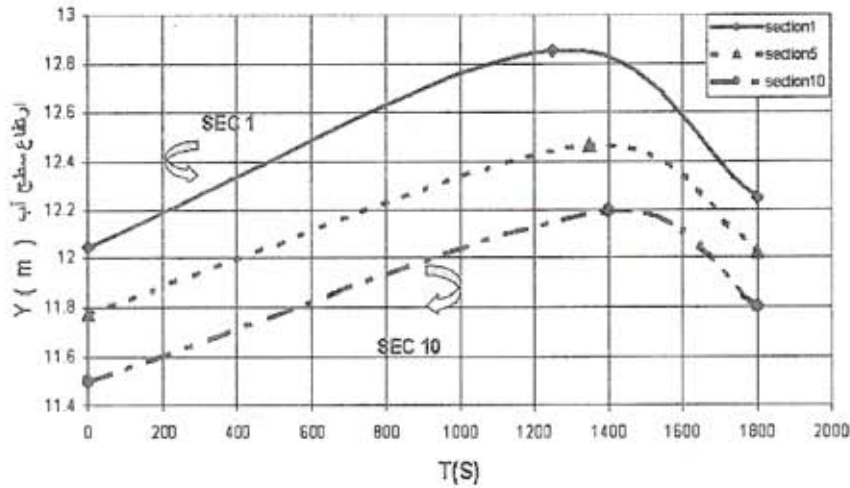
به عبارت دیگر داده‌های خروجی حاصل حل همزمان هر سه معادله می‌باشند. اگر مقطع (۱) را هیدروگراف ورودی و مقطع (۱۰) را هیدروگراف خروجی فرض کنیم، ملاحظه می‌شود که

زمانی بین  $Q_{max}$ ,  $Y_{max}$  در هر مقطع است. به طوریکه  $Y_{max}$  با تأخیر زمانی نسبت به  $Q_{max}$  به وقوع می پیوندد و این به دلیل حلقه بسته جریان غیر دائمی در نمودار  $(Q-Y)$  است که این حلقه ایجاد شده ناشی از حل دقیق معادلات سن - و نان بوده و عملکرد صحیح مدل را نشان می دهد.

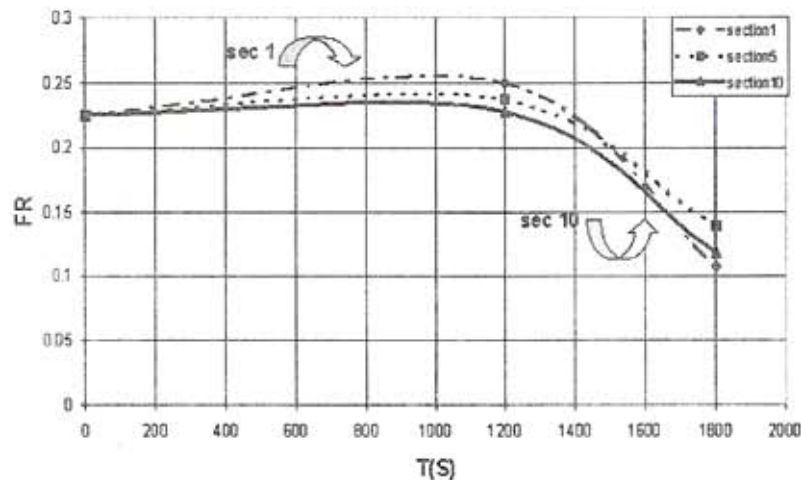
در شکل (۴) تغییرات عدد فرود نسبت به زمان در مقاطع ابتدائی و میانی و انتهائی رسم شده است. ملاحظه می شود در مقطع انتهائی، تغییرات عدد فرود  $Fr$  نسبت به مقاطع دیگر نسبتاً کمتر بوده و به عبارت دیگر، تغییرات و آشفتگی جریان رو به کاهش است.

دبی ماکزیمم در هیدروگرافهای مقاطع ۱ الی ۱۰ در حال کاهش و زمان وقوع این دبی ماکزیمم در حال افزایش است که این مسئله به دلیل وجود حجم ذخیره مثبت در طول کانال و تأخیر زمانی جریان در مقاطع مختلف نسبت به هم قابل توجیه است.

در شکل (۳) تغییرات ارتفاع سطح آب،  $Y$ ، نسبت به زمان،  $T$ ، در مقاطع ابتدائی و میانی و انتهائی رسم شده است. در این نمودار، شیب کانال در اندازه گیری ارتفاع سطح آب لحاظ شده و ارتفاع سطح آب نسبت به سطح مبنای کف کانال در ایستگاه پایین دست (10m) سنجیده شده است. نکته مهم وجود تفاوت

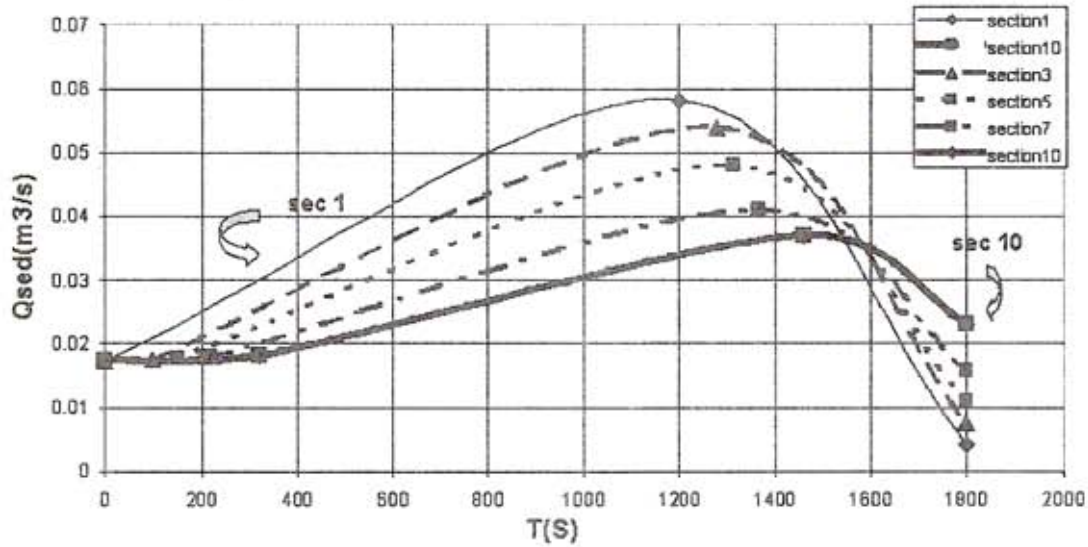


شکل ۳- تغییرات ارتفاع سطح آب نسبت به زمان در مقاطع مختلف

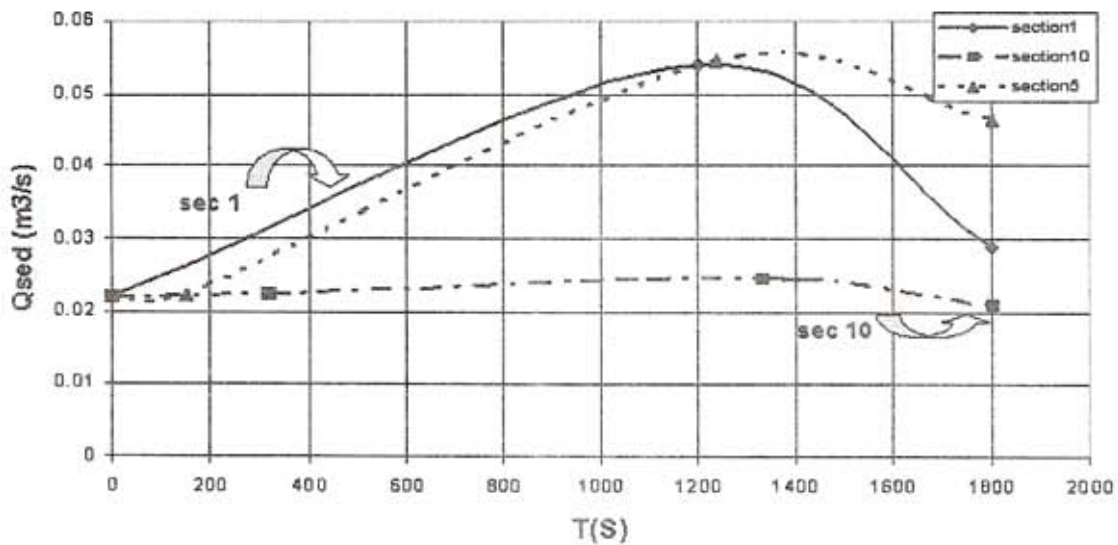


شکل ۴- تغییرات عدد فرود نسبت به زمان در مقاطع ابتدائی و میانی و انتهائی

در شکل‌های (۵، ۶ و ۷) مقدار دبی رسوبی نسبت به زمان در مقاطع مختلف رسم شده است که در این جا نیز در نمودارهای رسم شده تقریباً همان روند حاکم بر نمودارهای (Q-t) وجود دارد.



شکل ۵- تغییرات دبی رسوبی در مقاطع مختلف نسبت به زمان با روش انجلاند - هانسن



شکل ۶- تغییرات دبی رسوبی در مقاطع مختلف نسبت به زمان با روش گراف

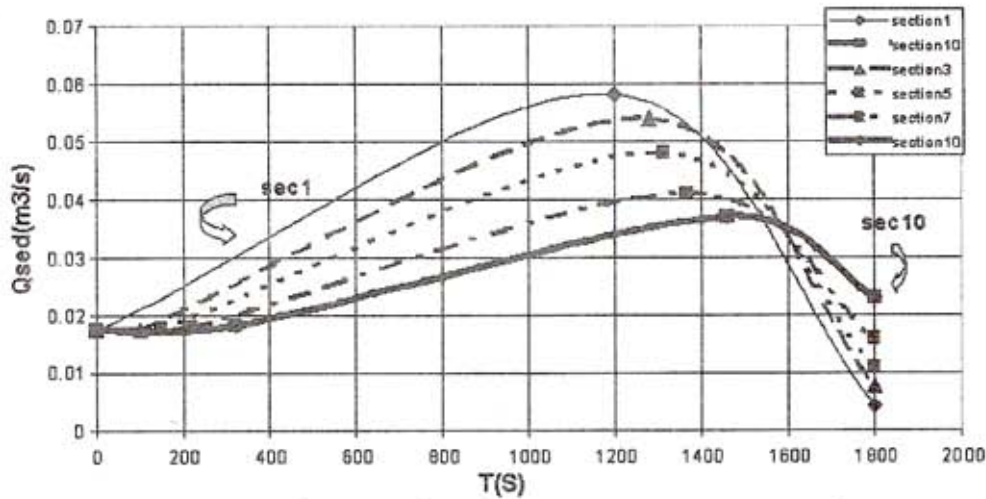
دبی  $Q$  یعنی  $(16.67Q^{1.91})$  مرتبط است [۱۲]. به همین دلیل مقدار دبی رسوبی نیز نسبت به روش‌های دیگر نسبتاً بیشتر است. در دو روش انجلاند - هانسن و گراف دبی رسوبی با توانهای متفاوتی از  $R, V$  ارائه شده و بسته به

ملاحظه می‌شود که روش حسن‌زاده مقدار دبی رسوبی بیشتری نسبت به دو روش قبلی نشان می‌دهد. علت این امر در این است که در معادله همبستگی دبی جریان و دبی رسوبی حسن‌زاده، مقدار دبی رسوبی به طور غیر خطی با توان بالایی از

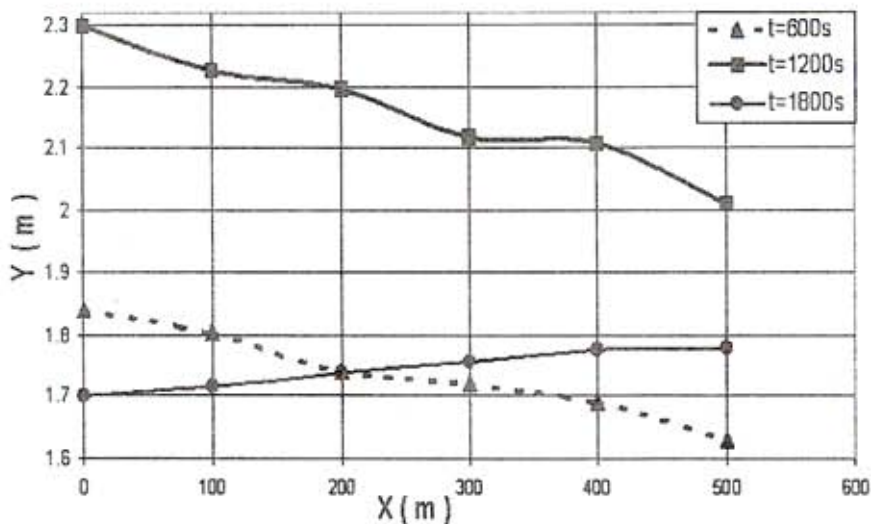


رسم شده است. ملاحظه می‌شود که در زمان  $T=1800$  S برخلاف زمانهای دیگر ( $T=600$  S و  $T=1200$  S)، تغییرات  $Y$  نسبت به  $x$  در حال افزایش است.

تغییرات  $R, V$  در مسائل مختلف، نتایج متفاوتی به دست می‌آید. در شکل (۸) تغییرات  $Y$  نسبت به  $x$  در زمانهای مختلف



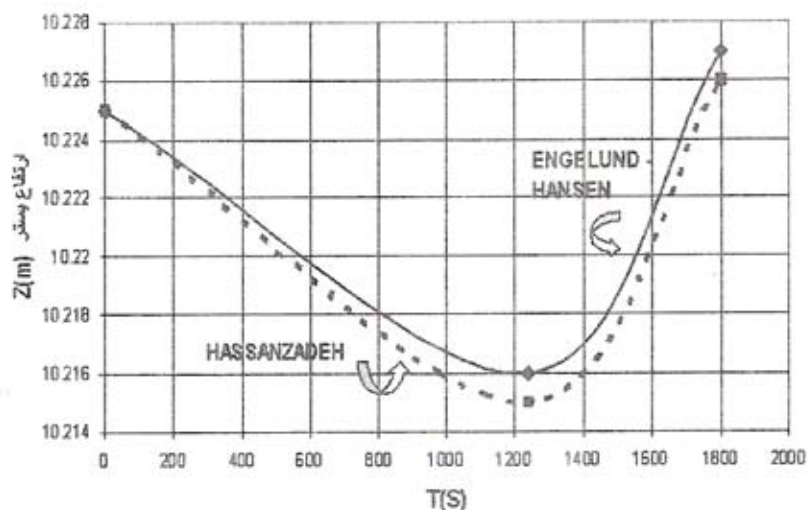
شکل ۷- تغییرات دبی رسوبی در مقاطع مختلف نسبت به زمان با روش حسن زاده



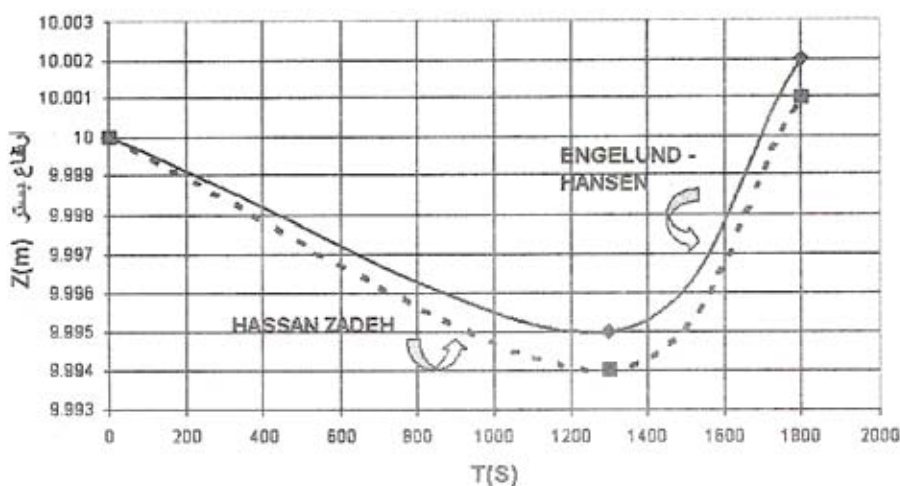
شکل ۸- تغییرات  $Y$  نسبت به  $x$  در زمانهای مختلف

در شکل‌های (۹ و ۱۰) روند تغییرات تراز بستر کانال نسبت به زمان رسم شده است. همانطوریکه در نمودارها ملاحظه می‌شود در ابتدا که دبی افزایش می‌یابد در گره مکانی  $am$ ، مقدار دبی رسوبی در زمان  $am+1$  کمتر از زمان  $am$  است.

دلیل این امر آن است که در  $T=1800$  S در حالی که در مقاطع ابتدایی کاهش دبی آغاز شده، در مقاطع انتهایی به دلیل تأخیر زمانی، هنوز کاهش دبی شروع نشده است و یا در حال شروع است. بنابراین همین تأخیر زمانی سبب افزایش  $Y$  نسبت به  $x$  در این مرحله زمانی است.



شکل ۹- تغییرات تراز بستر کانال نسبت به زمان در مقطع میانی



شکل ۱۰- مقدار تغییرات تراز بستر کانال نسبت به زمان در مقطع انتهائی

#### ۵- نتیجه گیری

از آنچه بیان شد نتایج زیر عاید می گردد:

- ۱- نتایج محاسبات نشان می دهد که با اعمال روش مزدوج و با به کار گرفتن روش مک کورمک معادلات حاکم بر پدیده را می توان با دقت مطلوب تحلیل نمود.
- ۲- در این مدل می توان هر نوع معادله دبی رسوبی جهت محاسبه تغییرات بستر به کار برد.
- ۳- در این مدل به جز در نقاط مرزی نیازی به استفاده از روش

و این بدان معنی است که پدیده فرسایش عمومی (degradation) رخ داده وزمانی که مقدار دبی کاهش می یابد مقدار دبی رسوبی در زمان  $k+1$  کمتر از زمان  $k$  است و این یعنی پدیده رسوبگذاری یا بالا آمدن بستر (aggradation) رخ داده است. نمودارهای رسم شده این مسئله را به وضوح نشان می دهند [۱۳]. بیشتر بودن مقدار رسوب گذاری و فرسایش در روش حسن زاده به دلیل بالا بودن  $Q_{sed}$  این روش نسبت به روشهای قبلی است.

- 120-124, 1981.
- [3] Gill. M. A., "Diffusion model for Aggradation" *J. Hydr. Res.*, 21(5), 355-367, 1983.
- [4] Jaramilo, W. F., and Jain, S. C., "Aggradation and Degradation of Alluvial Channel Beds". *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 110(8), 1072-1085, 1984.
- [5] Zhang, h., and Kahavita, R., "Non linear Model for Aggradation in Alluvial Channels." *J. Hydr. Eng., ASCE*, 113(3), 1072-1085, 1987.
- [6] Cunge, J. A, Holly, F. M, and Verwey, A, "practical Aspects of Computational River Hydraulics", Pitman, London, 1980.
- [7] Chaudhry, M. H, "Comparson of coupled and semi coupled numerical models for alluvial channels", *Jour. Hydraulic engineering.Amer. soc. Civil engrs. vol 124 no28*, 1998.
- [8] Anderson, D. A., Tannehill, J.C., and Fletcher, R. H., "Computational fluid mechanics and heat transfer", Mc Graw-Hill, New York, NY.
- [9] Jamson., A., Schmidt, W., and Turkel, E, "Numerical solutions of the Euler equations by finite volume methods using Runge-Kutta time stepping schems", *AIAA 14th Fluid and Plasma Dynamics Conference, Palo Alto, Calif., AIAA pp-81 1259*, 1981.
- [10] Graf, W. H, Altinakar, M.S, "Fluvial Hydraulics", John Wiley &sons, 1998.

[۱۱] طاهر شمسی، احمد (۱۳۷۹)، "هیدرولیک محاسباتی" انتشارات دانشگاه امیرکبیر.

[۱۲] حسن‌زاده-یوسف (۱۳۷۸) - فرمول‌بندی دبی جامد رودخانه آبی جای، نشریه دانشکده مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد، سال یازدهم، شماره اول.

[۱۳] روشنگر، کیومرث (۱۳۸۱)، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تبریز، دانشکده فنی، گروه عمران - آب.

سعی و خطا در محاسبات نمی‌باشد.

- ۴- مدل مزبور به‌گونه‌ای است که هرگونه شرایط مرزی را می‌توان در آن گنجاند.
- ۵- با استفاده از این مدل و با داشتن هیدروگراف ورودی به‌رودخانه، هیدروگراف عبوری از هر مقطع در هر فاصله زمانی را می‌توان به‌دست آورد.
- ۶- با استفاده از این مدل می‌توان پروفیل سطح آب را در هر نقطه‌ای از کانال و در هر فاصله زمانی استخراج نمود.

#### نمادها

$C_n$	شرط کورانت
$h$	عمق جریان
$I$	گره مکانی
$k$	گره زمانی
$n$	ضریب مانینگ
$p$	تخلخل لایه کف
$q$	دبی در واحد عرض
$q_s$	دبی رسوبی
$s_f$	شیب خط انرژی
$s_0$	شیب کانال
$t$	زمان
$x$	فاصله در طول بستر
$Y$	ارتفاع سطح آب
$z$	تراز بستر

#### مراجع

- [1] Soni, J. P., Garde. R. J., and Raju, K. G. R., "Aggradation in Streams due to Over loading", *J. Hydr Div, ASCE*, 106 (1), 117-132, 1980.
- [2] Jain, S. C., "River bed Aggradation due to Over loading." *J. Hydr. Div, ASCE*, 107(1),