



استفاده از حل جریان ماندگار برای شبیه‌سازی عمق آبستگي موضعی اطراف پایه‌های استوانه‌ای در شرایط ناماندگار

*امیراحمد دهقانی^۱، تایماز اسماعیلی^۲ و زهرا صادقی^۳

^۱استادیار گروه مهندسی آب، دانشگاه علوم کشاورزی و منابع طبیعی گرگان، آمری گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاداسلامی مرکز آق‌قلا، ^۲دانش‌آموخته کارشناسی گروه مهندسی آب، دانشگاه علوم کشاورزی و منابع طبیعی گرگان، تاریخ دریافت: ۹۱/۲/۲۵؛ تاریخ پذیرش: ۹۱/۴/۱۳

چکیده

آبستگي موضعی اطراف پایه پل‌ها همواره به‌عنوان یک پدیده نامطلوب و تهدید کننده ایمنی پل‌ها مطرح بوده است. در این پدیده که الگوی جریان به‌صورت سه بعدی در اطراف پایه پل نقش مهمی ایفا می‌کند، مصالح اطراف پایه پل شسته شده و یک حفره نعل اسبی شکل اطراف پایه پل ایجاد می‌شود. قرار دادن پی‌پایه پل در عمقی بیش از عمق آبستگي متناظر با سیل طرح، سالیان متمادی به‌عنوان یکی از گزینه‌های مقابله با این پدیده مخرب مطرح بوده است. قرارگیری پی پایه پل در فاصله زیاد از بستر رودخانه باعث غیراقتصادی شدن طرح می‌گردد. در شرایط واقعی، جریان‌های سیلابی که باعث انهدام پل‌ها می‌گردند ناپایدار هستند. در این پژوهش با بهره‌گیری از مدل ریاضی سه‌بعدی SSIIM، آبستگي موضعی اطراف تک پایه استوانه‌ای تحت هیدروگراف جریان به کمک جریان‌های دایمی شبیه‌سازی گردید. نتایج نشان می‌دهد که در این روش بیش از ۷۰ درصد عمق آبستگي نهایی تا انتهای شاخه صعودی هیدروگراف ایجاد می‌شود. همچنین با استفاده از مدل ریاضی SSIIM می‌توان با دقت مناسبی، حداکثر عمق آبستگي موضعی در انتهای شاخه صعودی را تخمین زد.

واژه‌های کلیدی: آبستگي موضعی، هیدروگراف سیلاب، جریان‌های غیر دائمی، مدل ریاضی SSIIM

Archive of SID

پیش‌بینی حداکثر عمق آبستگي موضعی اطراف پایه پل‌ها به‌عنوان یکی از موضوعات عمومی در مهندسی رودخانه مطرح است (اسماعیلی و همکاران، ۲۰۰۹a). روابط متعددی جهت تخمین عمق آبستگي در حالت نهایی ارائه شده ولی اغلب این رابطه‌ها مبتنی بر تجربیات آزمایشگاهی هستند که در آن‌ها از فرضیات زیادی استفاده شده است. از سوی دیگر پیش‌بینی عمق آبستگي تعادلی بر اساس دبی سیل طراحی و به‌وسیله یک رابطه معمولاً مستقل از زمان صورت می‌پذیرد و این در حالی است که افزایش عمق آبستگي پدیده‌ای است که با زمان رابطه مستقیم دارد به‌گونه‌ای که در ابتدا آهنگ آبستگي بالا بوده ولی با گذشت زمان و نزدیک شدن به عمق تعادل از سرعت توسعه آن کم شده و در نهایت متوقف می‌گردد (اسماعیلی و همکاران، ۲۰۰۹b).

سیستم اصلی گردابه‌ای که به تشکیل حفره‌های آبستگي کمک می‌کند از برخورد جریان به جلوی پایه و انحراف آن به طرف پایین ایجاد می‌شود که مانند یک جت عمودی آب عمل کرده و مواد کناره پایه پل را همراه جریان به بالا پرتاب نموده و جریان آب، آن را با خود حمل می‌کند. در نتیجه در جلوی پایه گودالی حفر می‌شود که در داخل این گودال جریان چرخشی ایجاد شده و به تدریج عمق حفره زیاد می‌گردد. جریان چرخشی در جلو پایه به دوطرف پایه نیز امتداد می‌یابد و شکل نعل اسبی را به خود می‌گیرد (زراتی، ۲۰۰۲).

طبق نظر بعضی از محققان این عامل در ابتدا ضعیف است ولی پس از تشکیل حفره آبستگي، سیستم جریان نعل اسبی از نظر قدرت و اندازه رشد می‌کند. با زیاد شدن عمق آبستگي، مقدار سرعت جریان در نزدیک کف حفره کم شده و هنگامی که قدرت نیروهای محرک تقریباً برابر نیروهای مقاوم گردید، آبستگي متوقف می‌شود. گردابه‌های نعل اسبی نیز در اثر جدا شدن خطوط جریان به علت وجود پایه پل در مسیر جریان آب به وجود می‌آید (شفاعی بجستان، ۲۰۰۵).

پیشگویی دقیق الگوی آبستگي در اطراف پایه پل به حل مجدد ساختار جریان و مکانیسم انتقال رسوب به‌داخل و خارج حفره آبستگي وابسته است (مندوزا-کابرالز، ۱۹۹۳). پدیده آبستگي موضعی، باعث ایجاد یک حفره در مجاورت پایه پل شده که در صورت طراحی نامناسب، با توسعه عمق این حفره به تراز پی، سازه پل در آستانه انهدام قرار می‌گیرد. آبستگي موضعی در هنگام وقوع سیلاب‌ها پدیده‌ای وابسته به زمان می‌باشد و از آنجا که جریان سیلابی به‌صورت هیدروگراف جریان نشان داده می‌شود می‌توان اظهار نمود که آنچه در واقعیت اتفاق می‌افتد آبستگي

موضعی تحت جریان‌های غیردائمی است (اسماعیلی، ۲۰۰۹). تعداد زیاد پارامترهای موثر بر پدیده آبستگي بر پیچیدگی آن می‌افزاید، از این رو نیاز به یک مدل ریاضی توانمند که با استفاده از گسسته‌سازی معادلات حاکم بر میدان جریان و رسوب و اعمال یک سری فرضیات ساده کننده، روابط پیچیده حاکم بر این پدیده را به معادلات دیفرانسیل ساده و قابل حل تبدیل نماید، به‌طور جدی احساس می‌شود. نرم‌افزار^۱ SSIIM به دلیل حل معادلات جریان و رسوب در سه بعد از دقت بالایی برخوردار است (اسماعیلی و همکاران، ۲۰۰۹a). انهدام سازه پل که نقشی مهم در جریان های ارتباطی کشورها دارد، تبعات اقتصادی و اجتماعی نامطلوب زیادی به دنبال خواهد داشت. در ایالات متحده، آبستگي یکی از دلایل اصلی خرابی پل است (موریلو، ۱۹۸۷). هزینه‌های مربوط به تغییر سازه‌ها یا ساختن مجدد آنها قابل توجه می‌باشد ولی کمتر از ۵ برابر هزینه‌های غیرمستقیم اخلال در حمل و نقل و ترافیک است (روهلز و ترنت، ۱۹۹۹؛ کناوی، ۲۰۰۴).

عمق آبستگي تعادلی در زمان نسبتاً طولانی ایجاد می‌شود و ممکن است دبی پیک جریان به اندازه‌ای تداوم نداشته باشد که عمق آبستگي متعادل را به‌وجود آورد. بنابراین امکان دارد عمق آبستگي متعادل بزرگتر از مقداری باشد که در طول زمان تداوم کوتاه‌تر ایجاد می‌گردد (یانماز، ۲۰۰۶). در حالت کلی شاید استفاده از دبی ماکزیمم جهت ارزیابی عمق حفره آبستگي مورد تردید باشد چون بیشترین عمق آبستگي که در طول هیدروگراف سیل اتفاق می‌افتد می‌تواند کوچک‌تر از مقدار محاسبه شده با استفاده از دبی پیک جریان باشد (چنگ و همکاران، ۲۰۰۴). میا و ناگو (۲۰۰۳)، توسعه تنش برشی بستر اطراف پایه در ترکیب با تئوری انتقال رسوبات بستر را مورد توجه قرار دادند و یک روش برای محاسبه تغییرات عمق آبستگي با زمان ارائه نمودند. کتیاری و همکاران (۱۹۹۲) تغییرات عمق آبستگي را با توجه به پارامتر زمان، اطراف پایه‌های استوانه‌ای پل‌ها در شرایط جریان آب صاف، تحت جریان‌های غیردائمی که به کمک هیدروگراف پلکانی تقریب زده شده بود بررسی کردند. الیوتو و همکاران (۲۰۰۷) یک مدل تئوری ارائه داده‌اند که قابلیت ارزیابی پروسه آبستگي در شرایط جریان‌های غیردائمی را دارا می‌باشد. چنگ و همکاران (۲۰۰۴) در آزمایشگاه هیدرولیک دانشگاه ملی تایوان مطالعاتی در زمینه توسعه عمق حفره آبستگي اطراف پایه پل در شرایط آب صاف و تحت جریان‌های غیردائمی که با هیدروگراف‌های پلکانی تقریب زده شده بودند، انجام دادند.

دهقانی و همکاران (۲۰۰۹) نیز به تازگی مطالعاتی در زمینه شبیه سازی عددی آبشستگی در اطراف پایه پل‌ها تحت جریان‌های غیردائمی انجام دادند.

امروزه کاربرد مدل‌های ریاضی در زمینه‌های مهندسی بسیار رایج شده است. از این رو از آنها در کارهای مهندسی رودخانه نیز به‌طور گسترده‌ای استفاده می‌شود. مدل‌های ریاضی سه بعدی به دلیل در نظر گرفتن جریان‌های چرخشی ناشی از برخورد جریان آب به پایه پل در این میان از جایگاه ممتازی برخوردار هستند، این در حالی است که مدل‌های یک بعدی و دو بعدی فاقد چنین توانایی می‌باشند.

در این پژوهش پس از معرفی مدل ریاضی SSIIM و معادلات حاکم بر میدان جریان و رسوب، هدف شبیه‌سازی حداکثر عمق حفره آبشستگی موضعی اطراف پایه استوانه به‌صورت زمانی با استفاده از مدل ریاضی SSIIM تحت هیدروگراف‌های پلکانی جریان می‌باشد. در نهایت نتایج مدل سه بعدی SSIIM با داده‌های آزمایشگاهی مقایسه شده است.

مواد و روش‌ها

معرفی مدل ریاضی SSIIM: مدل SSIIM یک نرم‌افزار سه بعدی جهت شبیه‌سازی حرکت آب و رسوب بوده و نسخه اولیه آن توسط اولسن از دانشکده مهندسی هیدرولیک و محیط زیست دانشگاه علوم و تکنولوژی نروژ در سال ۱۹۹۳ معرفی گردید. این مدل دینامیک سیالات محاسباتی^۱ سه بعدی بر مبنای روش حجم محدود بوده و معادلات ناویر-استوکس^۲ را بر مبنای مدل آشفتگی k-ε استاندارد حل می‌کند (اولسن و همکاران، ۱۹۹۹). البته این مدل قابلیت استفاده از دیگر مدل‌های آشفتگی را نیز دارد که توسط کاربر قابل انتخاب است. زمینه استفاده از آن در مهندسی رودخانه، محیط زیست، هیدرولیک و رسوب می‌باشد. بعدها استفاده از این برنامه در سایر موضوعات هیدرولیکی نظیر مدل کردن سرریزها، افت در تونل‌ها، رابطه عمق و دبی در رودخانه‌ها و... نیز توسعه یافت. مزیت اصلی مدل SSIIM در مقایسه با سایر مدل‌های ریاضی سه بعدی، مدل‌سازی انتقال رسوب در بستر متحرک^۳ در هندسه‌های پیچیده است. در سال‌های اخیر از این مدل ریاضی در محاسبات کیفیت آب نیز استفاده شده است. این مدل معادلات ناویر-استوکس را با مدل k-ε استاندارد بر روی یک شبکه سه بعدی

تقریباً نامتعامل حل می‌کند. برای منفصل‌سازی معادلات روی حجم محدود^۱ نیز از الگوریتم توانی^۲ یا الگوریتم جهتمند مرتبه دوم^۳ استفاده می‌شود. همچنین در مدل SSIIM روش SIMPLE جهت ارتباط جمله فشار و سرعت به کار رفته و به کمک یک روش حل ضمنی، میدان سرعت محاسبه می‌گردد. سپس این مدل با استفاده از میدان سرعت محاسبه شده و با حل معادله پیوستگی رسوب به محاسبه تغییرات بستر می‌پردازد (اولسن، ۲۰۰۷).

معادلات حاکم بر میدان جریان: همان‌گونه که اشاره شد در این نرم‌افزار، معادلات حاکم بر میدان جریان معادلات ناویر-استوکس می‌باشند که جهت حل آن از مدل آشفتگی $k-\varepsilon$ به صورت پیش فرض استفاده می‌گردد. معادلات ناویر استوکس برای سیالات تراکم‌ناپذیر در حالت برداری به صورت رابطه ۱ می‌باشد:

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

که در رابطه فوق جمله اول سمت چپ جمله‌گذار (تغییرات زمانی) و جمله بعدی جمله جابجایی می‌باشد. اولین جمله سمت راست جمله فشار و بعدی جمله مربوط به تنش رینولدز است. جهت ارزیابی جمله اخیر به یک مدل آشفتگی نیاز می‌باشد. به‌طور خلاصه می‌توان معادلات حاکم بر میدان جریان در حالت آشفتگی را معادله پیوستگی و معادله‌های مومنتوم دانست. اگر فرض شود که جریان دائمی بوده $(\frac{\partial}{\partial t} = 0)$ و سیال تراکم‌ناپذیر در نظر گرفته شود، معادلات مومنتوم و پیوستگی به ترتیب به صورت زیر قابل بیان هستند:

$$\frac{\partial}{\partial x_j} (\rho u_i u_j) = -\frac{\partial P}{\partial x_j} \delta_{ij} + \frac{\partial}{\partial x_j} \mu \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) + \frac{\partial}{\partial x_j} (-\overline{\rho u_i u_j}) \quad (2)$$

$$\frac{\partial}{\partial x_j} (\rho u_j) = 0 \quad (3)$$

که u_i و u_j مولفه سرعت، ρ چگالی سیال و P فشار کل می‌باشد. طبق رابطه‌های ۲ و ۳ می‌توان سه معادله مومنتوم و یک معادله پیوستگی نوشت که در آنها مجموعاً ۱۰ مجهول (سرعت در سه جهت u , v , w و فشار P و شش مولفه تنش رینولدز) وجود دارد که این به آن معنا است که تعداد مجهولات بیشتر از تعداد معادلات بوده و جهت حل آنها باید از معادلات آشفتگی نیز استفاده نمود.

مدل آشفتگی $k-\varepsilon$: در نرم‌افزار SSIIM به صورت پیش فرض از مدل آشفتگی $k-\varepsilon$ جهت محاسبه تنش‌های رینولدز استفاده می‌شود که معادله آن به صورت زیر است:

$$\frac{\partial k}{\partial t} + u_j \frac{\partial k}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{v_T}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) + P_k - \varepsilon \quad (4)$$

در این معادله v_T لزجت گردابه‌ای بوده که توسط رابطه ۵ محاسبه می‌گردد:

$$v_T = C_\mu \frac{k}{\varepsilon} \quad (5)$$

در رابطه‌ی ۴، P_k به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$P_k = v_T \left(\frac{\partial u_j}{\partial x_i} \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) \quad (6)$$

در رابطه ۴، ε بیانگر میزان اتلاف انرژی جنبشی (k) بوده و با استفاده از رابطه ۷ تعیین می‌گردد:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + u_j \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{v_T}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right) + C_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} P_k + C_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (7)$$

در معادلات ۵ و ۷، ضرایب C ، ثابت‌هایی هستند که توسط کاربر قابل تغییر نمی‌باشند. مدل ریاضی SSIIM با به کارگیری معادلات ۱ تا ۷ معادلات مومنتوم و پیوستگی را در سه بعد محاسبه می‌کند.

محاسبه پروفیل سطح آب: پروفیل سطح آب در این نرم‌افزار با استفاده از برون‌یابی فشار در سلول‌های داخلی نزدیک سطح آب تعیین می‌گردد. یک سطح مرجع در یک سلول واقع در پایین دست داده می‌شود که در این سلول، سطح آب ثابت و بدون تغییر مکان است. فشار در این سلول (P_{ref})، به عنوان فشار مرجع انتخاب شده و سپس یک اختلاف فشار برای هر سلول با کم نمودن از این فشار مرجع محاسبه می‌شود. این اختلاف فشارهای محاسبه شده با استفاده از رابطه ۸، مقدار جابجایی را برای هر سلول به دست می‌دهند.

$$\Delta h_{ij} = \frac{1}{\rho g} (P_{ij} - P_{ref}) \quad (8)$$

محاسبات سطح آزاد آب^۱ با استفاده از یک روش مرز ثابت^۲ با گرادیان صفر برای تمام متغیرها انجام می‌پذیرد. موقعیت و جابجایی در این روش با الگوریتم‌های متفاوتی محاسبه می‌شود و بعضی از

آنها که به صورت پیش فرض نیستند، باید فراخوان گردند. باید توجه داشت که بعضی از این الگوریتم‌ها نسبت به گام زمانی بسیار حساس هستند.

در این روش ابتدا جابجایی عمودی برای سلول‌های سطح آب اعمال شده و به این ترتیب سلول‌های پایین‌تر نیز دارای جابجایی خواهند بود که میزان آن متناسب با توزیع لایه‌ها در جهت عمودی می‌باشد به طوری که نسبت اندازه سلول‌ها در جهت عمودی به عمق آب همواره مقدار ثابتی خواهد داشت.

معادلات حاکم بر رسوب: اساس محاسبه دبی رسوب در مدل ریاضی SSIIM بر مبنای حل معادله انتقال-پخش رسوب^۱ استوار می‌باشد. در این حالت ابتدا غلظت رسوب در فاصله بین سطح آب تا سطح مینا محاسبه می‌گردد. تراز سطح مینا معمولاً به صورت ضریبی از قطر متوسط دانه‌ها در نظر گرفته می‌شود که روابط مختلفی در این خصوص تعریف شده و در این نرم‌افزار از رابطه ون-راین یعنی معادل $2D_{50}$ استفاده می‌شود. حمل رسوب نیز به دو نوع بار بستر و بار معلق تقسیم می‌گردد.

بار معلق را می‌توان به کمک معادلات پخش-انتقال رسوب با محاسبه غلظت رسوب از رابطه ۹ تعیین کرد. در این رابطه، W سرعت سقوط ذرات و Γ_T ضریب پخش می‌باشد که از معادله $K-\varepsilon$ استاندارد بدست می‌آید.

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u_j \frac{\partial c}{\partial x_j} + w \frac{\partial c}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\Gamma_T \frac{\partial c}{\partial x_j} \right) \quad (9)$$

$$\Gamma_T = \frac{V_T}{Sc} \quad (10)$$

در رابطه ۱۰، Sc عدد اشمیت بوده و به صورت پیش فرض ۱ در نظر گرفته می‌شود. V_T نیز لزجت گردابه‌ای می‌باشد که در رابطه ۵ توضیح داده شده است.

رابطه ۱۱ توسط فان راین در سال (۱۹۸۷) جهت تعیین غلظت رسوب در نزدیکی بستر ارائه شده که در مدل ریاضی SSIIM از آن استفاده می‌شود (اولسن ۲۰۰۷).

$$C_{bed} = 0.015 \frac{d^{0.3} \left[\frac{\tau - \tau_c}{\tau_c} \right]^{1.5}}{a \left[\frac{(\rho_s - \rho_w)g}{\rho_w v^2} \right]^{0.1}} \quad (11)$$

در رابطه فوق، d قطر متوسط ذرات رسوبی، a تراز سطح مبنا، τ تنش برشی بستر، τ_c تنش برشی بحرانی بستر برای جابجایی ذرات رسوبی با توجه به دیاگرام شیلدز، ρ_s و ρ_w چگالی آب و رسوب، v لزجت سینماتیکی آب و g شتاب ثقل است. مدل ریاضی SSIIM جهت محاسبه بار بستر از رابطه زیر استفاده می‌نماید:

$$\frac{q_b}{D_{50}^{1.5} \sqrt{\frac{(\rho_s - \rho_w)g}{\rho_w}}} = 0.053 \frac{\left[\frac{\tau - \tau_c}{\tau_c} \right]^{1.5}}{D_{50}^{0.3} \left[\left(\frac{(\rho_s - \rho_w)g}{\rho_w v^2} \right) \right]^{0.1}} \quad (12)$$

در رابطه ۱۲، D_{50} اندازه متوسط ذرات رسوبی است. بقیه پارامترها در روابط قبلی معرفی شده‌اند.

داده‌های آزمایشگاهی مورد استفاده در شبیه‌سازی عمق آبستگي: به‌منظور واسنجی و صحت سنجی نتایج مدل ریاضی از نتایج آزمایشگاهی چنگ و همکاران (۲۰۰۴) که در آزمایشگاه انستیتو تحقیقات فناوری هیدرولیک دانشگاه ملی تایوان به‌دست آمده، استفاده گردید. آزمایش‌ها در کانالی به‌طول ۳۶ متر و به عرض ۱ متر با مصالح بستر یکنواخت به قطر ۰/۷۱ میلی‌متر در شرایط جریان آب صاف انجام شد. یک پایه استوانه‌ای از جنس پلکسی گلاس و به قطر ۱۰ سانتی‌متر در مرکز قسمت میانی کانال قرار داده شده و تغییرات زمانی پروفیل سطح بستر اطراف پایه نیز به کمک دو دوربین با قطر لنز ۲ میلی‌متر که در داخل پایه کار گذاشته شده‌اند، برداشت شده است.

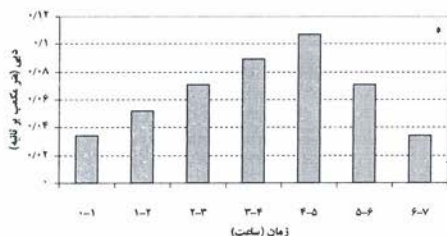
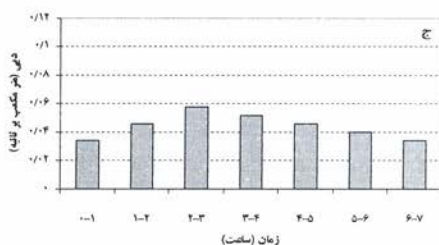
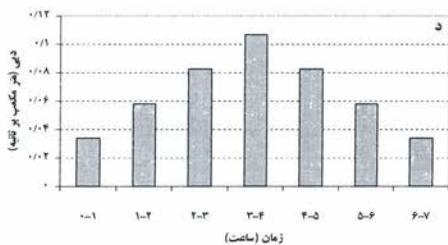
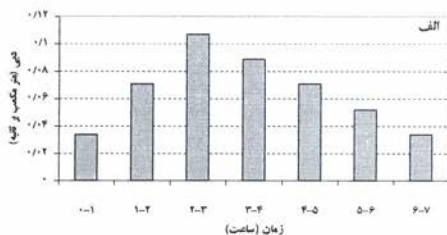
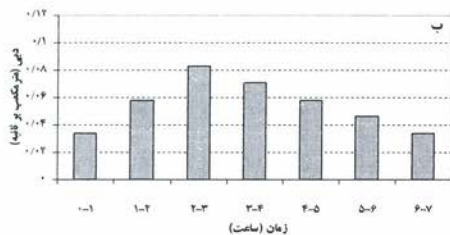
از آنجا که هدف، شبیه‌سازی آبستگي حول پایه استوانه‌ای تحت شرایط جریان غیردائمی است، از هیدروگراف‌های شکل ۱ که به‌صورت پلکانی^۱ می‌باشد، استفاده گردید. با توجه به زمان تداوم هفت ساعته جریان در این هیدروگراف‌ها، شرایط مرزی دبی در هر یک ساعت از روی هیدروگراف پلکانی به‌دست آمده است. سپس به ازای هر دبی و با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی، تراز آب پایین دست در هر بازه ۱ ساعته به‌دست آمد. در این حالت در هر کدام از هیدروگراف‌های پلکانی جریان، هفت گام زمانی یک ساعته وجود دارد که در طول هر کدام از این گام‌های یک ساعته، شرایط مرزی دبی و تراز آب پایین‌دست ثابت خواهد بود. لازم به ذکر است که شرایط دبی و تراز آب پایین‌دست در هر گام، به گونه‌ای تنظیم شده تا شرایط آب زلال حاکم باشد.

پسپس با توجه به این‌که در ساعت اول برای تمام هیدروگراف‌ها مقدار دبی و تراز سطح آب پایین دست یکسان است (شکل ۱)، بنابراین شرایط مرزی دبی و تراز آب پایین دست فلوم در ساعت اول

جهت کالیبره کردن مدل ریاضی انتخاب گردید و سپس با به کارگیری زبیری های مختلف و اجرای مدل، مدل با تخصیص زبری مناسب و گام های زمانی ۵ ثانیه ای کالیبره شد.

Archive of SID

در شکل ۱ هیدروگراف های الف، ب و پ در ساعت سوم به دبی پیک می رسند و تفاوت آن ها فقط در مقدار دبی پیک است. هیدروگراف پ دارای کمترین مقدار دبی پیک در مقایسه با چهار هیدروگراف دیگر بوده و نسبت به دیگر هیدروگراف ها روند تغییرات دبی در گام های مختلف زمانی تدریجی و ملایم می باشد. هیدروگراف های الف، ت و ج دارای دبی پیک یکسانی بوده و تفاوت آن ها در زمان رسیدن به دبی پیک می باشد. از این رو هیدروگراف الف یک هیدروگراف تیز است. این در حالی است که هیدروگراف پ هیدروگرافی ملایم می باشد.



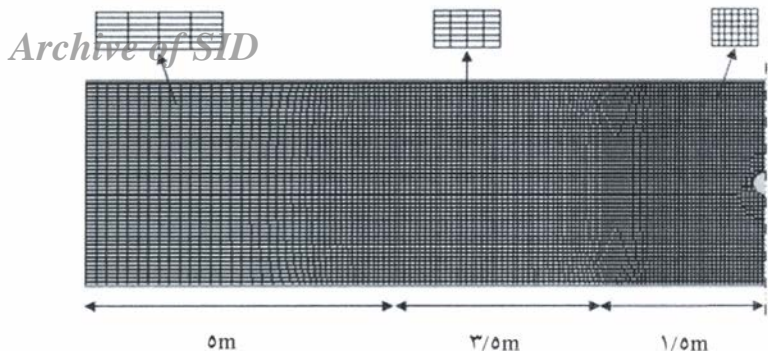
www.SID.ir

شکل ۱- هیدروگراف های پلکانی به کار رفته در شبیه سازی.

شبیه‌سازی میدان جریان و رسوب در اطراف پایه پل: اولین مرحله قبل از اجرای مدل ریاضی، تقسیم‌بندی ناحیه مورد نظر به سلول‌هایی است که معادلات دیفرانسیل حاکم بر میدان جریان و رسوب باید برای آن‌ها حل گردند. این فرایند، مش‌بندی (شبکه‌بندی) نامیده می‌شود.

ساختن شبکه مناسب زمان برترین فرآیند آماده‌سازی اطلاعات ورودی برای مدل ریاضی SSIIM می‌باشد که دقت محاسبات، همگرایی و زمان محاسبات را تحت تأثیر قرار می‌دهد. جهت کاستن زمان و حجم محاسبات و در عین حال افزایش دقت آن، شبکه ساخته شده توسط یک برنامه جداگانه که به وسیله مؤلفین به زبان QBASIC تهیه شده است در سه مرحله و به تدریج با نزدیک شدن به پایه پل ریز شده است، به طوری که در فواصل دورتر از پایه، اندازه سلول‌ها 5×1 سانتی‌متر و سپس با کمتر شدن فاصله $1 \times 2/5$ سانتی‌متر و در نهایت در 3 متر میانی در اطراف پایه استوانه‌ای 1×1 سانتی‌متر تعیین شده است. شکل ۲ ریزتر شدن تدریجی شبکه را به صورت شماتیک و بدون مقیاس در نیمی از کانال نشان می‌دهد.

تعداد مقاطع استفاده شده در پلان در جهت طولی و با توجه به طول در نظر گرفته شده فلو، 781 و در جهت عرضی، 101 عدد بود. با توجه به اینکه در جهت قائم توزیع خطوط شبکه در 0 ، 10 ، 20 ، 30 ، 50 ، 70 و 100 درصد عمق جریان بوده، تعداد کل سلول‌ها در شبکه سه‌بعدی مدل 546000 عدد بوده است. با توجه به حساس بودن تغییرات سرعت در کف فلو، توزیع خطوط شبکه در نزدیکی بستر فشرده‌تر در نظر گرفته شده است. با استفاده از شبکه توصیف شده در بالا و به کمک یک کامپیوتر مجهز به پردازشگر Pentium(R) Dual-Core 2.50 GHz و حافظه RAM با حجم 4GB شبیه‌سازی توسعه زمانی آبشستگی تحت شرایط مرزی هر کدام از گام‌ها حدود ۷ شبانه روز به طول می‌انجامد. www.sid.ir است که هر کدام از هیدروگراف‌ها دارای هفت گام یک ساعته بودند. لازم به ذکر است که از اندازه‌های مختلف مش برای کالیبراسیون مدل استفاده شده و بهترین اندازه بر اساس دقت و زمان انجام محاسبات به دست آمد.

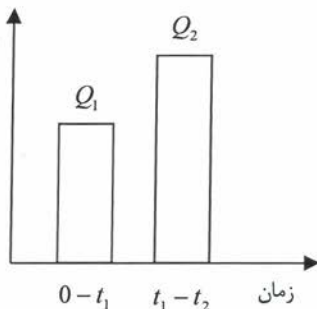


شکل ۲- ساختار مش به کار رفته در شبیه‌سازی و نمایش شماتیک ریز شدن سلول‌ها با نزدیک شدن به پایه.

شبیه‌سازی توسعه آبستگي موضعی اطراف پایه پل تحت جریان غیردائمی به کمک جریان دائمی با استفاده از مدل ریاضی **SSIM**: همان‌گونه که در شکل ۱ نشان داده شده است، شرایط مرزی دبی و تراز آب پایین دست در هر کدام از گام‌های هیدروگراف‌ها فقط برای یک ساعت حاکم بوده و در ساعت بعد این شرایط مرزی متفاوت می‌باشد. از این رو روند حاکم در شبیه‌سازی آبستگي موضعی تحت جریان‌های غیرماندگار هیدروگراف، استفاده از قطعه‌های مناسب یک ساعته از نمودار جریان ماندگار در شرایط مرزی مشابه با گام‌های هیدروگراف پلکانی با اعمال روش‌های تصحیحی است که توسط چنگ و همکاران (۲۰۰۴) پیشنهاد گردیده است. به بیان دیگر در این روش سطح زیر هیدروگراف به تعدادی مستطیل که هر کدام معرف دبی ثابتی می‌باشد، تقسیم می‌شود و مدل ریاضی برای هر کدام از این دبی‌ها برای مدت زمان برابر با مدت زمان هیدروگراف اجرا می‌گردد و نتایج زمانی حداکثر عمق آبستگي برداشت می‌شود.

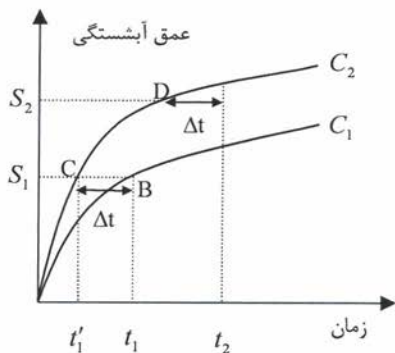
فرض کنید که شاخه صعوی هیدروگراف به دو مستطیل با دبی‌های ثابت مطابق شکل ۳ تقسیم شود. برای یافتن مقدار حداکثر عمق آبستگي، مدل ریاضی برای دبی‌های Q_1 و Q_2 اجرا می‌شود.

دبی *Archive of SID*



شکل ۳- الگوی هیدروگراف‌های پلکانی در شاخه صعودی.

در شکل ۴، C_1 و C_2 به ترتیب نمودار توسعه حفره آبستگی موضعی در شرایط دبی Q_1 و Q_2 از هیدروگراف پلکانی شکل (۳) می‌باشد. در روش تصحیح زمانی ابتدا عمق آبستگی در انتهای ساعت t_1 در نقطه B روی نمودار C_1 مشخص می‌گردد که برابر با S_1 است. در گام بعد زمان متناظر با عمق آبستگی S_1 بر روی نمودار C_2 در نقطه C تعیین می‌شود که با t'_1 نشان داده شده است. تفاوت زمانی بین t_1 و t'_1 با Δt در شکل ۴ مشخص شده و این مقدار به تمام زمان‌های متناظر با آبستگی‌های اندازه‌گیری شده بر روی نمودار C_2 در نقطه C و نقاط بعد از آن اضافه می‌گردد. این فرایند تا رسیدن به انتهای ساعت t_2 ادامه می‌یابد. بنابراین زمان متناظر با نقطه D روی نمودار C_2 پس از جمع شدن با Δt همان t_2 و عمق آبستگی برابر S_2 خواهد بود.

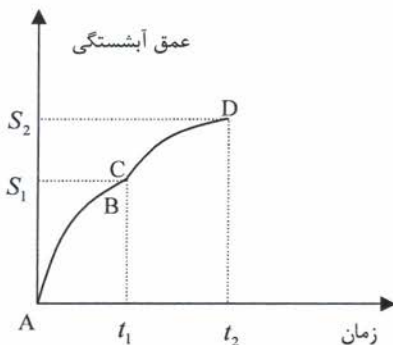


www.SID.ir

شکل ۴- نحوه اعمال روش تصحیح زمانی بر روی عمق‌های آبستگی

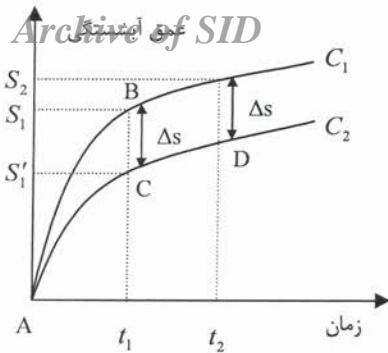
اندازه‌گیری شده به کمک مدل ریاضی.

تحت این شرایط تمام نقاط واقع بر روی قطعه CD به اندازه Δt به سمت راست منتقل شده‌اند به طوری که نقطه C به موقعیت نقطه B انتقال یافته است. این روش ساده منجر به انتخاب قطعه‌های AB و CD از نمودارهای C_1 و C_2 به منظور شبیه‌سازی توسعه آبشستگی در شرایط جریان غیرماندگار خواهد شد. نتیجه استفاده از این روش در شکل (۵) نمایش داده شده است. این فرآیند تا زمانی عملی خواهد بود که بتوان عمق آبشستگی اندازه‌گیری شده در هر مرحله را بر روی نمودار مرحله بعد نیز اندازه‌گیری کرد.

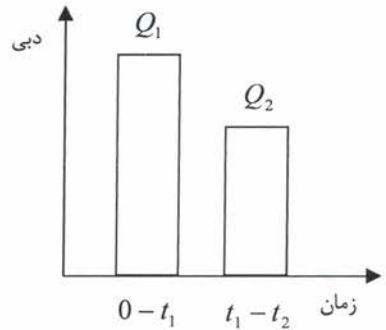


شکل ۵- نمودار شبیه‌سازی توسعه عمق حفرة آبشستگی تحت جریان غیر دایمی شکل ۳.

از این رو در شاخه نزولی هیدروگراف نمی‌توان از روش فوق بهره برد و باید از روش تصحیح عمق‌های آبشستگی استفاده نمود. الگوی شاخه نزولی هیدروگراف‌های پلکانی در شکل ۶ نشان داده شده است. در شکل ۷، C_1 و C_2 به ترتیب نمودار توسعه حفرة آبشستگی موضعی در شرایط دبی Q_1 و Q_2 از هیدروگراف پلکانی شکل ۶ هستند. در روش تصحیح عمق‌های آبشستگی، ابتدا عمق آبشستگی در انتهای ساعت t_1 در نقطه B روی نمودار C_1 مشخص می‌گردد که برابر با S_1 خواهد بود. در مرحله بعد عمق آبشستگی متناظر با زمان t_1 بر روی نمودار C_2 در محل نقطه C اندازه‌گیری می‌گردد که معادله آن $S_1' = S_1 + \Delta S$ است، تفاوت مقدار عمق آبشستگی S_1 و S_1' با ΔS مشخص شده که این مقدار به تمام عمق‌های آبشستگی اندازه‌گیری شده بر روی نمودار C_2 در نقطه C و نقاط بعد از آن اضافه می‌گردد.

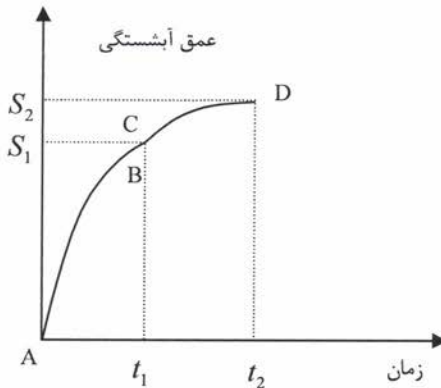


شکل ۷- نحوه اعمال روش تصحیح عمق‌های آبشستگی اندازه‌گیری شده به کمک مدل.



شکل ۶- الگوی هیدروگراف‌های پلکانی در شاخه نزولی.

بنابراین عمق آبشستگی متناظر با نقطه D پس از جمع شدن با ΔS همان S_2 خواهد بود. با اعمال این روش تصحیح تمام نقاط واقع بر روی قطعه CD به اندازه ΔS به سمت بالا منتقل شده‌اند به نحوی که نقطه C به موقعیت نقطه B انتقال یافته است. نتیجه استفاده از این روش در شکل ۸ نمایش داده شده است. این روش ساده منجر به انتخاب قطعه‌های AB و CD از نمودارهای C_1 و C_2 به منظور شبیه‌سازی توسعه آبشستگی در شرایط جریان غیر ماندگار خواهد شد (چنگ و همکاران، ۲۰۰۴).

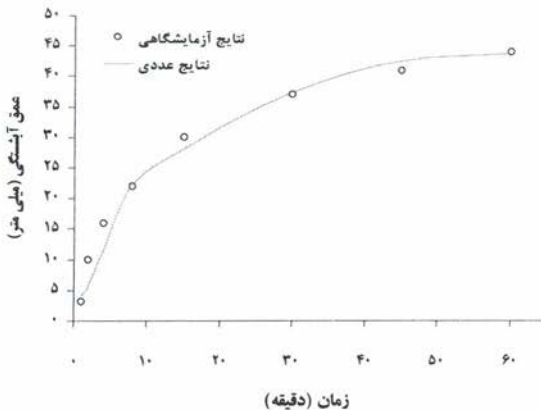


شکل ۸- نمودار شبیه‌سازی توسعه عمق حفره آبشستگی تحت جریان غیردائمی شکل ۷.

نتایج و بحث

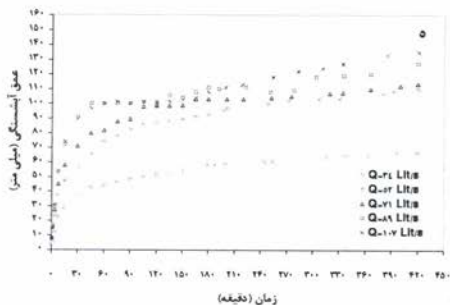
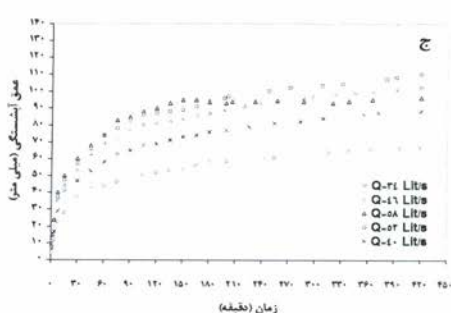
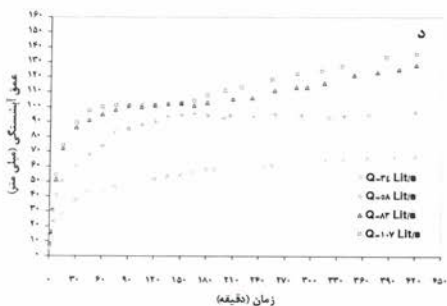
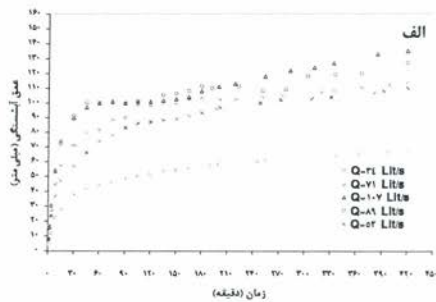
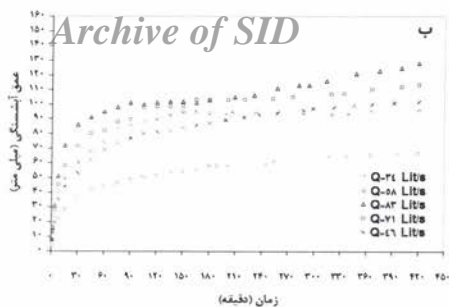
Archive of SID

بررسی توسعه زمانی آبخستگی موضعی حول پایه استوانه‌ای تحت جریان‌های دائمی: همان‌طور که در هیدروگراف‌های پلکانی شکل ۱ نشان داده شد، تمامی این هیدروگراف‌ها دارای زمان تداوم هفت ساعت بوده و با گام‌های زمانی یک ساعته تقریب‌زده شده‌اند. هر کدام از این گام‌ها دارای شرایط مرزی دبی و تراز آب پایین دست مخصوص به خود می‌باشند. از آنجا که دبی تا انتهای ساعت اول در تمامی هیدروگراف‌ها یکسان است، مدل ریاضی سه بعدی با شرایط مرزی دبی و تراز آب پایین دست در ساعت اول با گام‌های زمانی ۵ ثانیه‌ای و تخصیص زبری معادل $0/0052$ متر کالیبره گردید (شکل ۹). لازم به ذکر است که علاوه بر اندازه‌های مختلف مش، از گام‌های زمانی مختلف (بین ۴ تا ۸ ثانیه) و نیز روابط مختلف رسوبی برای کالیبراسیون مدل استفاده شده است. در شکل‌های ۱۰-الف تا ۱۰-ه توسعه زمانی عمق حفره آبخستگی حول پایه استوانه‌ای، به ترتیب تحت شرایط مرزی دبی و تراز آب پایین دست گام‌های مختلف هیدروگراف‌های شکل ۱-الف تا ۱-ه در شرایط جریان دائمی نشان داده شده است.



www.SID.ir

شکل ۹- مقایسه تغییرات عمق حفره آبخستگی حول پایه استوانه‌ای در ساعت اول به کمک نتایج مدل ریاضی و آزمایشگاهی.

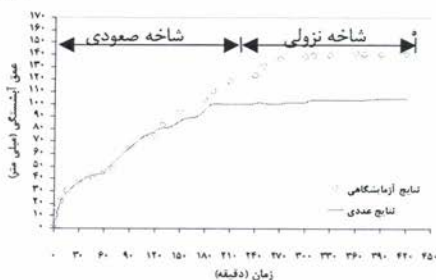
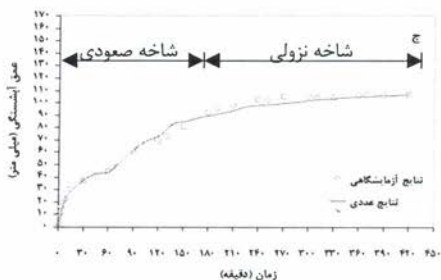
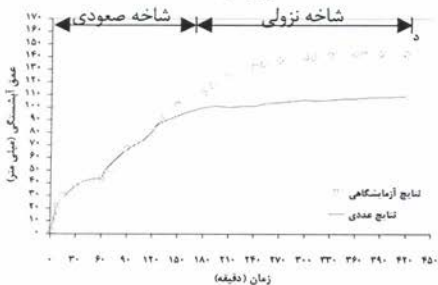
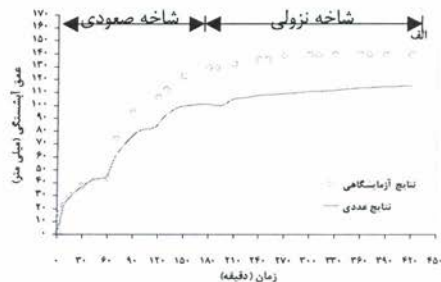
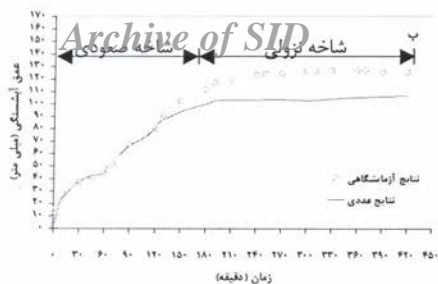


شکل ۱- نمودار توسعه زمانی عمق حفره آبستنگی موضعی تحت جریان ماندگار در شرایط مرزی گام‌های (الف) هیدروگراف شکل ۱-الف، (ب) هیدروگراف شکل ۱-ب، (ج) هیدروگراف شکل ۱-ج، (د) هیدروگراف شکل ۱-د و (ه) هیدروگراف شکل ۱-ه.

بررسی توپبچه زمانی آبستگکی موضعی حول پایه استوانه‌ای تحت جریان‌های غیردائمی: توسعه عمق حفرة آبستگکی در طول زمان تداوم هیدروگراف‌ها مطابق با آنچه در شبیه‌سازی توسعه آبستگکی موضعی اطراف پایه پل تحت جریان غیردائمی به کمک جریان دایمی با استفاده از مدل ریاضی SSIIM توضیح داده شد، به کمک نرم‌افزار SSIIM شبیه‌سازی گردید. این نتایج در شکل ۱۱ نشان داده شده است. با توجه به شکل مشخص است که قسمت اعظم آبستگکی در جریان‌های غیردائمی تا هنگام رسیدن به دبی پیک هیدروگراف اتفاق می‌افتد و پس از آن در زمان فروکش کردن هیدروگراف تا پایان زمان تداوم آن، عمق آبستگکی به مقدار ناچیزی افزایش می‌یابد. این نتیجه با نتایج مشاهدات آزمایشگاهی چنگ و همکاران (۲۰۰۴) مطابقت دارد.

در شکل ۱۲ مقادیر آبستگکی اندازه‌گیری شده در برابر نتایج حاصل از شبیه‌سازی به کمک نرم‌افزار SSIIM به ترتیب تحت هیدروگراف‌های جریان شکل ۱ نشان داده شده است. همان‌طور که از نتایج نشان داده شده در شکل ۱۱ مشخص است نتایج مدل ریاضی و آزمایشگاهی در شاخه صعودی تحت تمام هیدروگراف‌ها از تطابق خوبی برخوردار می‌باشد. نتایج مدل ریاضی در شاخه نزولی نسبت به شاخه صعودی از دقت کمتری برخوردار است. میزان دقت نتایج مدل ریاضی در شاخه نزولی تحت هیدروگراف‌های ب و پ نسبت به سایر هیدروگراف‌های جریان بهتر می‌باشد. در جدول (۱) خلاصه مشخصات هیدروگراف‌های جریان و نتایج به دست آمده از مدل ریاضی نمایش داده شده است.

شکل‌های ۱۱ و ۱۲ به خوبی نشان می‌دهند که قسمت عمده آبستگکی در پایان شاخه صعودی حاصل می‌شود به طوری که بیش از ۷۰ درصد عمق نهایی آبستگکی نهایی در پایان زمان رسیدن به دبی پیک رخ داده است. همچنین نتایج مدل ریاضی تحت هیدروگراف جریان شکل ۱-پ از دقت بسیار خوبی چه در شاخه نزولی و چه در شاخه صعودی برخوردار هستند. در این هیدروگراف اختلاف دبی پیک و حداقل نسبت به سایر هیدروگراف‌ها کمتر می‌باشد. بنابراین هر چه تغییرات دبی هیدروگراف کمتر باشد و یا هیدروگراف ملایم‌تر باشد، تفاوت مقادیر مشاهداتی و محاسباتی کمتر است.

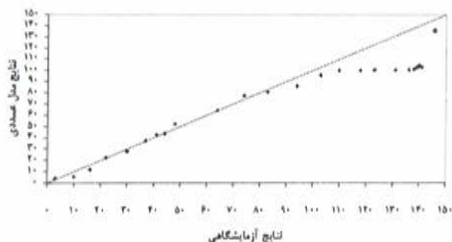
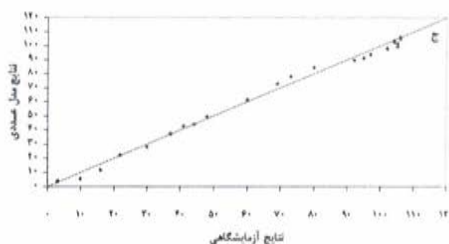
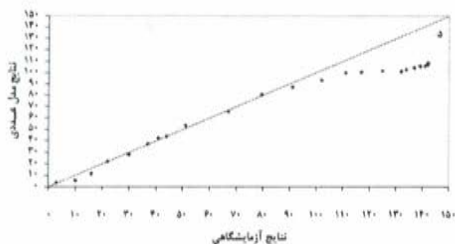
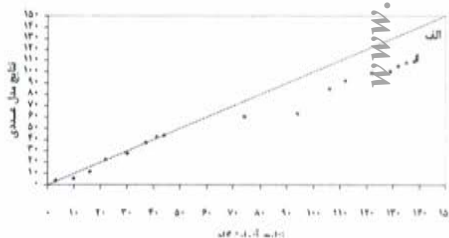
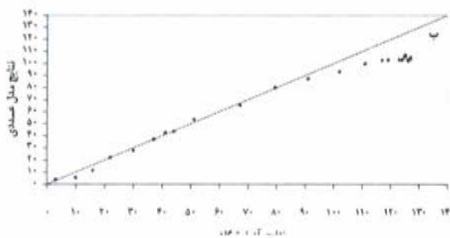


شکل ۱۱- توسعه زمانی عمق حفره آبخستگی حول پایه استوانه ای. الف) تحت هیدروگراف ۱-الف، ب) تحت هیدروگراف ۱-ب، ج) تحت هیدروگراف ۱-ج، د) تحت هیدروگراف ۱-د و ه) تحت هیدروگراف ۱-ه.

طبق نتایج به دست آمده از مدل ریاضی تحت هیدروگراف‌های جریان شکل ۱-الف، ۱-د و ۱-ه که در همه آن‌ها مقدار دبی پیک یکسان بوده و فقط زمان رسیدن به دبی پیک در آن‌ها متفاوت است، مشاهده می‌شود که بین ۷۱ تا ۷۳ درصد عمق آبخستگی نهایی تا زمان رسیدن به دبی پیک حاصل شده است.

این در حالی است که با تغییر دبی پیک از ۵۸ لیتر بر ثانیه در هیدروگراف شکل ۱-ج به ۸۳ لیتر بر ثانیه در هیدروگراف شکل ۱-ب، عمق آبخستگی به دست آمده تا زمان رسیدن به دبی پیک بیش از

۱۱ درصد افزایش پیدا کرده است. این مطلب بیانگر آن است که نقش تغییرات دبی پیک بر عمق آبستگي بیشتر از نقش تغییرات زمان رسیدن به دبی پیک می باشد.



شکل ۱۲- نمایش مقدار اختلاف مقادیر آبستگي به دست آمده به کمک نرم افزار و نتایج آزمایشگاهی در زمان های متناظر. الف) تحت هیدروگراف ۱-الف، ب) تحت هیدروگراف ۱-ب، ج) تحت هیدروگراف ۱-د، د) تحت هیدروگراف ۱-د و ه) تحت هیدروگراف ۱-ه.

به طور کلی در شاخه نزولی بعضی از هیدروگرافها به دلیل تغییر ماهیت شرایط مرزی دبی و تراز سطح آب از حالت صعودی به نزولی، نتایج این تغییر شرایط با کمی تاخیر در نتایج مدل ریاضی ظاهر

می‌شود و همین یکی از دلایل ایجاد خطا خواهد شد. مقدار خطای نتایج مدل ریاضی در شاخه نزولی با میزان اختلاف دبی پیک و مینیمم در شاخه صعودی نسبت مستقیمی دارد.

جدول ۱. آمار مربوط به جریان‌های ناپایدار تحت هیدروگراف‌های جریان.

شماره هیدروگراف	مقدار دبی پیک (لیتر بر ثانیه)	نسبت دبی پیک به می‌نیم	زمان رسیدن به دبی پیک (ساعت)	مقدار R^2 در نتایج محاسبات عمق‌های آبخستگی در زمان‌های متناظر با مشاهدات	تفاوت مقدار عمق آبخستگی و محاسباتی در زمان پیک (درصد)	تفاوت مقدار عمق آبخستگی مشاهده‌ای و محاسباتی در انتهای زمان تداوم (درصد)	میانگین خطا در زمان‌های متناظر پس از گالبراسیون (درصد)
الف-۱	۱۰۷	۳/۱۵	۳	۰/۹۸۹۶	۲۲	۱۷	۳۰
ب-۱	۸۳	۲/۴۴	۳	۰/۹۸۲۹	۱۰	۱۵	۱۲
ج-۱	۵۸	۱/۷	۳	۰/۹۹۳۹	۳	کمتر از ۱	کمتر از ۱
د-۱	۱۰۷	۳/۱۵	۴	۰/۹۶۵۲	۲۳	۲۴	۱۶
ه-۱	۱۰۷	۳/۱۵	۵	۰/۹۵۱۰	۲۶	۲۵	۱۵

نتیجه‌گیری

با توجه به خروجی‌های به‌دست آمده از مدل ریاضی SSIM در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ و جدول (۱) نتایج زیر حاصل می‌گردند:

- نتایج به‌دست آمده بیانگر آن است که خروجی‌های مدل ریاضی در شاخه صعودی هیدروگراف‌ها در تمام شرایط بسیار خوب است ولی دقت نتایج مدل ریاضی در شاخه نزولی به نوع هیدروگراف جریان وابسته است. این در حالی است که قسمت عمده آبخستگی در محل پایه پل در شاخه صعودی اتفاق می‌افتد.

- مدل ریاضی سه بعدی SSIM توانایی مدل کردن توسعه عمق حفره آبخستگی در حالت وابسته به زمان تحت هیدروگراف جریان را داراست. دقت نتایج مدل ریاضی در شاخه صعودی هیدروگراف خوب است و در حالت کلی اختلاف نتایج مدل ریاضی و آزمایشگاهی در زمان‌های متناظر به‌طور متوسط کمتر از ۲۰ درصد می‌باشد، این مقدار در هیدروگراف ملایم شکل ۱-ب کمتر از ۱ درصد است.

- بر اساس نتایج محاسباتی، قسمت عمده آبخستگی نهایی مشاهده‌ای (بیش از ۷۰ درصد)، تا انتهای شاخه صعودی هیدروگراف جریان اتفاق می‌افتد. خطای مدل ریاضی در محاسبه عمق آبخستگی نهایی در انتهای ساعت هفتم تحت هیدروگراف‌های جریان شکل ۱-الف تا ۱-ه به ترتیب برابر ۱۷، ۱۵، ۱، ۲۴ و ۲۵ درصد می‌باشد.

- Archive of SID
- در شاخه نزولی بعضی از هیدروگراف‌ها به دلیل تغییر ماهیت شرایط مرزی دبی و تراز سطح آب از حالت صعودی به نزولی، نتایج این تغییر شرایط با کمی تاخیر در مدل ریاضی ظاهر می‌شود و همین باعث ایجاد خطا می‌گردد. اندازه این خطا با مقدار تفاوت دبی پیک و حداقل رابطه مستقیم دارد. همچنین می‌توان گفت هر اندازه دقت نتایج محاسباتی در شاخه صعودی و به خصوص در زمان وقوع دبی پیک بیشتر باشد، میزان خطا در شاخه نزولی کاهش خواهد یافت.
- در هیدروگراف‌هایی که مقدار دبی پیک آن‌ها یکسان بوده و تفاوت آن‌ها در زمان رسیدن به دبی پیک می‌باشد، مقدار عمق آبستگي در انتهای شاخه صعودی تفاوت کمی خواهد داشت و در شرایط یکسان زمان رسیدن به دبی پیک، هر چه تغییرات دبی هیدروگراف کمتر باشد و یا هیدروگراف ملایم‌تر باشد، تفاوت مقادیر مشاهداتی و محاسباتی کمتر است. بنابراین مقدار دبی پیک نقش اصلی در تغییرات عمق آبستگي را دارا می‌باشد.

سپاسگزاری

نویسندگان در اینجا بر خود لازم می‌دانند از همکاری صمیمانه آقایان W.Y. Chang محقق مرکز ملی High-Performance Computing پارک تحقیقات و فناوری Hsinchu در تایوان، دکتر لشته نشایی و دکتر مهرداد اعضای هیات علمی دانشگاه گیلان و J.S. Conaway محقق و مسئول ارتباطات سازمان USGS- بخش تحقیقات آبستگي در ایالت آلاسکای آمریکا، صمیمانه تشکر نموده و مراتب قدردانی خود را ابراز نمایند.

منابع

1. Chang, W.Y., Lai, J.S., and Yen, C.L. 2004. Evolution of scour depth at circular bridge piers. Journal of Hydr. Engrg. ASCE. 130:9: 905-913.
2. Conaway, J.S. 2004. Summary and Comparison of Multiphase Streambed scour Analysis at Selected Bridge Sites in Alaska. U.S. Department of the Interior, U.S. Geological Survey Publication, Scientific Investigation Report, 34 p.
3. Dehghani, A.A., Esmaili, T., Kharaghani, S., and Pirestani, M.R. 2009. Numerical simulation of scour depth evolution around bridge piers under unsteady flow condition. Pp: 5888-5895, In Proceeding of 37th IAHR Congress: Water Engineering for a Sustainable Environment, Vancouver, Canada.
4. Esmaili, T., Dehghani, A.A., Zahiri, A.R., and Suzuki, K. 2009a. 3D Numerical Simulation of Scouring around Bridge Piers (Case Study: Bridge 524 crosses

- the Tanana River). 58: 1557-1561, In Proceeding of International Conference on Civil Engineering and Environment (ICCEE 2009), Venice, Italy.
5. Esmacili, T., Kharaghani, S., and Dehghani, A.A. 2009b. Numerical Simulation of Local Scouring Around Circular Bridge Piers Under Unsteady Flow Condition. 3:114, In Proceeding of 8th International Congress on Civil Engineering (8ICCE), Shiraz University, Iran. (In Persian)
 6. Esmacili, T. 2009. Hydraulic and Geometric Numerical Simulation of Scouring around Concrete Bridge Piers (*case study*). M.Sc. Thesis, Islamic Azad University south-Tehran Branch, 170p. (In Persian)
 7. Kothyari, U. C., Garde, R.J., and Range Raju, K.G. 1992. Temporal variation of scour around circular bridge piers. Journal of Hydr. Engrg. ASCE. 118:8: 1091-1106.
 8. Mendoza-Cabrales, C. 1993. Computation of flow past a pier mounted on a flat plate. Pp: 899-904, In Proceeding of ASCE Environment Water Resources Management Conference, San Francisco, U.S.A.
 9. Mia, M. F., and Nago, H. 2003. Design model of time-dependent local scour at circular bridge piers. Journal of Hydr. Engrg. ASCE. 130:6: 420-427.
 10. Murillo, J. A. 1987. The scourge scour. J. Hyd. Engr. ASCE. 57:7:66-69.
 11. Olsen, N. R. B. 2007. A three dimensional numerical model for simulation of sediment movements in water intakes with multiblock option. Online User's manual, 166p.
 12. Olsen, N.R.B., Jimenes, O.F., Abrahamsen, L., and Lovoll, A. 1999. 3D CFD modeling of water and sediment flow in a hydropower reservoir. International Journal of Sediment Research, 14:16-24.
 13. Oliveto, G., Di Domenico, A., and Comuniello, V. 2007. Temporal evolution of live-bed scour at bridge piers. In CD-ROM Proceeding of the 32nd IAHR Congress, Rom, Italy.
 14. Roheds, J., and Trent, R.E. 1993. Economic of floods, scour and bridge failures. Pp: 928-933, In Proceeding of ASCE Environment Water Resources Management Conference, San Francisco, U.S.A.
 15. Shafaei Bajestan, M. 2005. Hydraulic of Sediments. Ahvaz University press, Third Edition, 370p. (In Persian)
 16. Yanmaz, A. M. 2006. Temporal variation of clear water scour at cylindrical bridge piers. Can. Journal of Eng 33: 908-1102.
 17. Zarrati, A. R. 2002. Hydraulic Factors in Bridge Design. Amirkabir University of Technology Press. Second Edition. 183p. (Translated in Persian).



Gorgan University of Agricultural
Sciences and Natural Resources

Archive of SID Water and Soil Conservation, Vol. 19(2), 2012
<http://jwfst.gau.ac.ir>

Using time invariant flow condition for simulation of local scour depth around circular piers under time varying flow

A.A. Dehghani¹, T. Esmaili² and Z. Sadeghi

¹Assistant Prof., Dept. of Water Engineering, Gorgan University of Agricultural Sciences and Natural Resources, ²Instructor, Dept. of Civil Engineering, Islamic Azad University, Aq Qala Branch, ³M.Sc. Graduated, Dept. of Water Engineering, Gorgan University of Agricultural Sciences and Natural Resources

Received: 2012-5-14; Accepted: 2012-7-3

Abstract

Local scouring around bridge piers had been considered as an undesirable event and against the bridge safety. In this process, the 3D flow patterns in the vicinity of bridge pier have important role and cause the bed material erosion around bridge pier. Embedment of the foundation in the depth deeper than the maximum local scour depth according to the design flood has been proposed as a conservative solution. However, implementation of the pier foundation in a deep depth from the original bed level is not an economic solution in practical cases. In real cases, the variant stream flow of floods is the main reason of bridge failures. In this study the evolution of local scour depth around circular bridge piers under unsteady flow condition of hydrographs has been numerically simulated using steady flows. The results showed that during the rising period of hydrograph, the scour depth increased steadily and more than 70% of final scour depth occurred at the rising limb of hydrograph. The results also show that by using the SSIIM program, it will be possible to evaluate the local scour depth in the end of rising limb of hydrograph with a satisfying accuracy.

Keywords: Local scouring; Flood hydrograph; Unsteady flow; SSIIM model

www.SID.ir