

برآورد تغییرات زمانی عمق آبشستگی موضعی در جلوی پایه پل مستطیلی شکل در شرایط جریان غیرماندگار

مجتبی کریمائی طبرستانی^{1*} و امیر رضا زراتی²

1- استادیار مهندسی آب و سازه های هیدرولیکی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران
2- استاد دانشکده عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران

* karimaei@sru.ac.ir

(دریافت مقاله: 97/4/18؛ پذیرش مقاله: 97/10/28)

چکیده - پدیده آبشستگی موضعی در اطراف پایه پلها به عنوان یکی از عوامل اصلی در تخریب و همچنین افزایش هزینه های بهره برداری و نگهداری پلها می باشد. از طرفی پایه ها با مقطع مستطیلی به علت محدوده وسیعتر منطقه جدایش جریان در اطراف پایه، در معرض آبشستگی شدیدتری قرار دارند. در تحقیق حاضر اقدام به ارائه یک روش نیمه تجربی برای محاسبه تغییرات زمانی عمق آبشستگی در جلوی پایه مستطیلی با دماغه گرد و در شرایط جریان غیرماندگار شد. در این روش در هر گام زمانی حجم حفره آبشستگی متناسب با حجم رسوب جابجا شده از یک معادله انتقال رسوب محاسبه می گردد و در ادامه عمق آبشستگی با توجه به حجم معلوم حفره آبشستگی بدست می آید. برای بررسی کارایی روش حاضر از نتایج داده های آزمایشگاهی مختلف استفاده شد. نتایج تحقیق حاضر نشان داد که معادله انتقال رسوب برای محاسبه حجم رسوبات انتقال یافته در پدیده آبشستگی در جریان غیرماندگار نیاز به اصلاح دارد که مقدار ضریب اصلاح تابعی از مشخصه های هیدروگراف جریان نظیر زمان شاخه بالارونده و پایین رونده و همچنین شدت جریان در اوج هیدروگراف می باشد. به عنوان نمونه هر چه زمان شاخه بالارونده هیدروگراف کوتاه تر بوده و در واقع هیدروگراف تیزتر باشد ضریب اصلاح بزرگتر (انتقال رسوب بیشتر) خواهد بود. در نهایت مقایسه نتایج مربوط به محاسبه تغییرات زمانی عمق آبشستگی محاسباتی و عمق آبشستگی نهایی ناشی از عبور هیدروگراف با داده های آزمایشگاهی نشان داد که حداکثر اختلاف در حدود 10 درصد است که نشان دهنده دقت مناسب روش حاضر نسبت به معادلات تجربی گذشته می باشد.

کلیدواژگان: پایه پل مستطیلی شکل، تغییراتی زمانی عمق آبشستگی، جریان غیرماندگار، روش نیمه تجربی، معادله انتقال رسوب.

1- مقدمه

به دلیل برخورد جریان آب به پایه پل و ایجاد پدیده جدا شدگی که پیچیدگی میدان جریان و تشکیل گردابه در اطراف پایه پل را به همراه دارد، آبشستگی موضعی در بستر اطراف پایه پل رخ می دهد. این پدیده به عنوان یکی از اصلی ترین عامل تخریب و خسارت به پلها مطرح

می باشد که محققان متعددی در طول سال های گذشته مطالعات زیادی را بر روی این پدیده انجام داده اند که نتایج آنها در پیشگیری و خرابی پل مؤثر بوده است. ساختارهای مختلف جریان در اطراف پایه پل شامل جریان رو به پایین و گرداب نعل اسبی در وجه جلوی پایه و گرداب های برخاستگی ناشی از جدایش جریان از پایه پل

می‌باشند. همچنین V_c سرعت بحرانی حرکت دانه‌های بستر بر حسب m/s است که می‌توان با توجه به شرایط بستر از طریق نمودار شیلدز محاسبه نمود.

در رابطه (1)، d_{se} عمق تعادل حفره آبخستگی در شرایط جریان ماندگار است که با استفاده از رابطه (3) محاسبه می‌گردد.

$$\frac{d_{se}}{B} = K_B \times K_y \times \left(3.77 \left(\frac{V}{V_c} \right) - 1.13 \right) \quad (3)$$

در این معادله K_B و K_y به ترتیب ضریب اصلاح نسبت عرض پایه به اندازه دانه‌های بستر (B/d_{50}) و ضریب اصلاح عمق جریان نسبت به عرض پایه (y/B) می‌باشند.

با بررسی مراجع مشخص می‌شود مطالعات چندی بر روی آبخستگی در اطراف پایه‌های پل در شرایط غیرماندگار بر اساس معادلات بدست آمده برای توسعه آبخستگی در جریان‌های ماندگار انجام شده است.

Kothyary et al. (1992) یک مطالعه آزمایشگاهی برای محاسبه تغییرات زمانی عمق آبخستگی در جلوی یک پایه پل در شرایط ماندگار و غیرماندگار انجام دادند. جریان غیرماندگار در آزمایش‌های این محققان شامل یک هیدروگراف مثلثی با زمان پایه 30 دقیقه در شرایط آب زلال می‌باشد. هیدروگراف‌ها به صورت پله‌ای با شرایط جریان ماندگار در هر پله در آزمایشگاه تولید شدند. در ادامه با استفاده از مدل هیدروگراف پله‌ای و رابطه ارائه شده برای تخمین عمق آبخستگی در شرایط ماندگار (که توسط همین محققان ارائه شده است) در هر پله، عمق آبخستگی در شرایط غیرماندگار را از مجموع عمق‌های آبخستگی در هر پله، محاسبه نمودند. این محققان نتیجه گرفتند که مدل هیدروگراف پله‌ای نتایج قابل قبولی را بدست می‌دهد. (Oliveto and Chang et al. (2004), Hager (2005), Lu et al. (2008), Hager and Unger (2011), Lu et al. (2010) و کریمایی و زراتی (1393) و Karimaei and Zarrati (2017) مطالعاتی مشابه با Kothyary et al. (1992) را در سال‌های بعدی بر روی جریان غیرماندگار انجام داده و به نتایج مشابهی رسیدند.

در این بین بعضی از محققان نظیر Kothyary et al. (1992) و Mia and Nago (2003) اقدام به ارائه روش‌های نیمه‌تجربی برای محاسبه عمق آبخستگی با استفاده از

در کنارها و پایین‌دست پایه می‌باشند. نتایج تجربی نشان داده است که به‌علت وجود مجموعه گردابه‌ها، مصالح بستر در اطراف پایه های پل در معرض نیروهای حاصل از جریان و گردابه‌های حاصل از آن می‌باشند (Karimaei and Zarrati, 2015). در شرایط پایه مستطیلی شکل و به خصوص تحت زاویه با راستای جریان به علت گسترش ناحیه جدایش جریان در کنار و پشت پایه، قدرت گرداب‌ها در اطراف پایه افزایش می‌یابد که این موضوع تاثیر مستقیم بر میزان عمق آبخستگی و تخریب سازه‌های حفاظتی دارد (کریمایی و همکاران 1394 و Karimaei et al., 2015).

پدیده آبخستگی موضعی در اطراف پایه پل به‌علت چرخش‌ها و گردابه‌هایی که در اطراف پایه اتفاق می‌افتد بسیار پیچیده بوده و از آنجا که عوامل زیادی در شکل‌گیری این پدیده مؤثر هستند مدل‌سازی عددی آن با تکنیک‌های موجود بسیار مشکل می‌باشد. بر این اساس معمولاً بررسی این پدیده در حال حاضر در آزمایشگاه و با استفاده از مدل‌های آزمایشگاهی در مقیاس کوچک انجام می‌شود. بر این اساس یکی از معروفترین معادلات تجربی که برای تعیین تغییرات زمانی عمق آبخستگی در جلوی پایه پل استوانه‌ای شکل و یا مستطیلی پیشانی‌گرد به کار می‌رود معادله Melville and Chiew (1999) می‌باشد که عبارتست از:

$$\frac{d_s}{d_{se}} = \text{Exp} \left(-0.03 \left| \frac{V_c}{V} \text{Ln} \left(\frac{t}{T_{eq}} \right) \right|^{1.6} \right) \quad (1)$$

در معادله فوق d_s عمق آبخستگی در زمان t ، T_{eq} زمان تعادل حفره آبخستگی است که با استفاده از معادله (2) محاسبه می‌گردد.

$$T_{eq}(\text{day}) = \begin{cases} 48.26 \frac{B}{V} \left(\frac{V}{V_c} - 0.4 \right) & \frac{y}{B} > 6 \\ 30.89 \frac{B}{V} \left(\frac{V}{V_c} - 0.4 \right) \left(\frac{y}{B} \right)^{1/4} & \frac{y}{B} \leq 6 \end{cases} \quad (2)$$

که در آن T_{eq} زمان تعادل عمق آبخستگی در جلوی پایه پل بر حسب روز، B قطر پایه استوانه‌ای یا عرض پایه مستطیل بر حسب متر و V و y به ترتیب سرعت بر حسب m/s و عمق جریان بر حسب m در بالادست محل پایه پل

تئوری‌ها و روابط حرکت رسوبات نیز بر اساس انتقال رسوبات در یک جریان یکنواخت و ماندگار و به صورت تعادلی (برآورد ظرفیت انتقال) استوار می‌باشند. از این رو استفاده از این تئوری‌ها و روابط در مسائل واقعی با جریان غیرماندگار که به صورت غیرتعادلی است با تقریب همراه است (Karimae and Zarrati, 2015). بر این اساس شناسایی پدیده انتقال رسوب، آبستنگی و رفتار رودخانه‌ها در جریان‌های غیرماندگار بعنوان یک نیاز مبرم در جامعه مهندسی احساس می‌شود.

با توجه به مطالب فوق، ارائه یک روش نیمه تجربی مشابه با Kothyary et al. (1992) و Mia and Nago (2003) برای تعیین تغییرات زمانی عمق آبستنگی در شرایط وجود پایه مستطیلی در جریان غیرماندگار هدف اصلی تحقیق حاضر است که تاکنون انجام نشده است. برای این منظور از تغییرات زمانی حجم حفره آبستنگی که بر حسب عمق آبستنگی در جلوی پایه بدست آمده، استفاده می‌گردد. همچنین حجم حفره آبستنگی نیز متناسب با حجم رسوب جابجا شده با توجه به معادله انتقال رسوب MPM محاسبه می‌گردد.

2- جمع‌آوری داده‌های آزمایشگاهی

آزمایش‌ها بر روی یک فلوم آزمایشگاهی افقی و با طول 14 متر، عرض 0/75 متر و عمق 0/6 متر انجام شده است. اندازه قطر متوسط دانه‌های بستر 0/67 میلی‌متر بوده است. محاسبات نشان می‌دهد که با توجه به اندازه مصالح بستر، عدد تعلیق یا راس در بدترین حالت در داخل حفره آبستنگی برابر با 6/23 بود که این مقدار بیشتر از عدد 5 (حد معلق شدن دانه‌های رسوب) است و در نتیجه بدون ایجاد تعلیق، دانه‌ها در نزدیکی بستر حرکت می‌کنند (Van Rijn, 1993). مکانیزم جریان در این فلوم چرخشی بوده بطوریکه جریان آب در حین خروج از فلوم وارد مخزنی شده که توسط یک پمپ آب با دبی حداکثر 120 لیتر بر ثانیه به ابتدای فلوم پمپاژ می‌شد. پمپ آب به یک دیمر برای کنترل دور الکتروموتور پمپ مجهز شده بود. این دیمر قادر بود با تغییر دور الکتروموتور دبی‌های متفاوتی را وارد سیستم نماید. بدین ترتیب با تغییر دور

معادلات انتقال رسوب نموده‌اند. در این روش‌ها که برای پایه با مقطع دایره‌ای ارائه شده‌اند حجم حفره‌های آبستنگی به صورت یک مخروط ناقص از میزان رسوب انتقال یافته که توسط معادلات تجربی انتقال رسوب محاسبه می‌شود، بدست می‌آید. در نتیجه مقدار عمق آبستنگی در هر لحظه از حجم مخروط ناقص بدست می‌آید. مزیت روش‌های نیمه‌تجربی در نظر گرفتن مکانیزم جریان و انتقال رسوب در پدیده به همراه پارامترهای مختلف مؤثر نسبت به روش‌های تجربی می‌باشد.

معادلات تجربی زیادی در مراجع برای برآورد میزان انتقال رسوب در شرایط ماندگار موجود می‌باشد که یکی از معروفترین و پرکاربردترین آنها معادله Mayer-Peter and Muller (1948) یا MPM است (Van Rijn, 1993). این محققان رابطه تجربی خود را با استفاده از نتایج آزمایشگاهی و صحنائی گسترده برای تخمین میزان بار رسوب به صورت رابطه (4) ارائه نمودند:

$$\phi = \frac{q_{b,c}}{\sqrt{g(SG-1)d_{50}^3}} = 8(\tau_* - \tau_{*c})^{3/2} \quad (4)$$

در این معادله Φ عدد بی‌بعد نرخ انتقال رسوب بستر¹ $q_{b,c}$ نرخ حجمی بار رسوب انتقالی در واحد عرض بر حسب m^2/s نسبت چگالی دانه‌های بستر به چگالی آب، g شتاب گرانش زمین بر حسب m/s^2 اندازه متوسط دانه‌های بستر بر حسب m ، τ_*^* تنش برشی بحرانی بی‌بعد حرکت دانه‌های بستر می‌باشد که از روی نمودار شیلدز بدست می‌آید و در نهایت τ_*^* تنش برشی بی‌بعد موجود ناشی از جریان است که به صورت رابطه (5) تعریف می‌شود:

$$\tau_* = \frac{R_h \cdot S_e}{(SG-1) d_{50}} \quad (5)$$

که در آن R_h شعاع هیدرولیکی کانال و S_e شیب خط انرژی می‌باشند.

مطالعات صحرایی نشان می‌دهد که در زمان عبور سیلاب در آبراهه‌های طبیعی، بار بستر و غلظت رسوبات معلق نسبت به شرایطی که جریان ماندگار در آنها برقرار می‌باشد متفاوت است (Desutter et al., 2001). اغلب

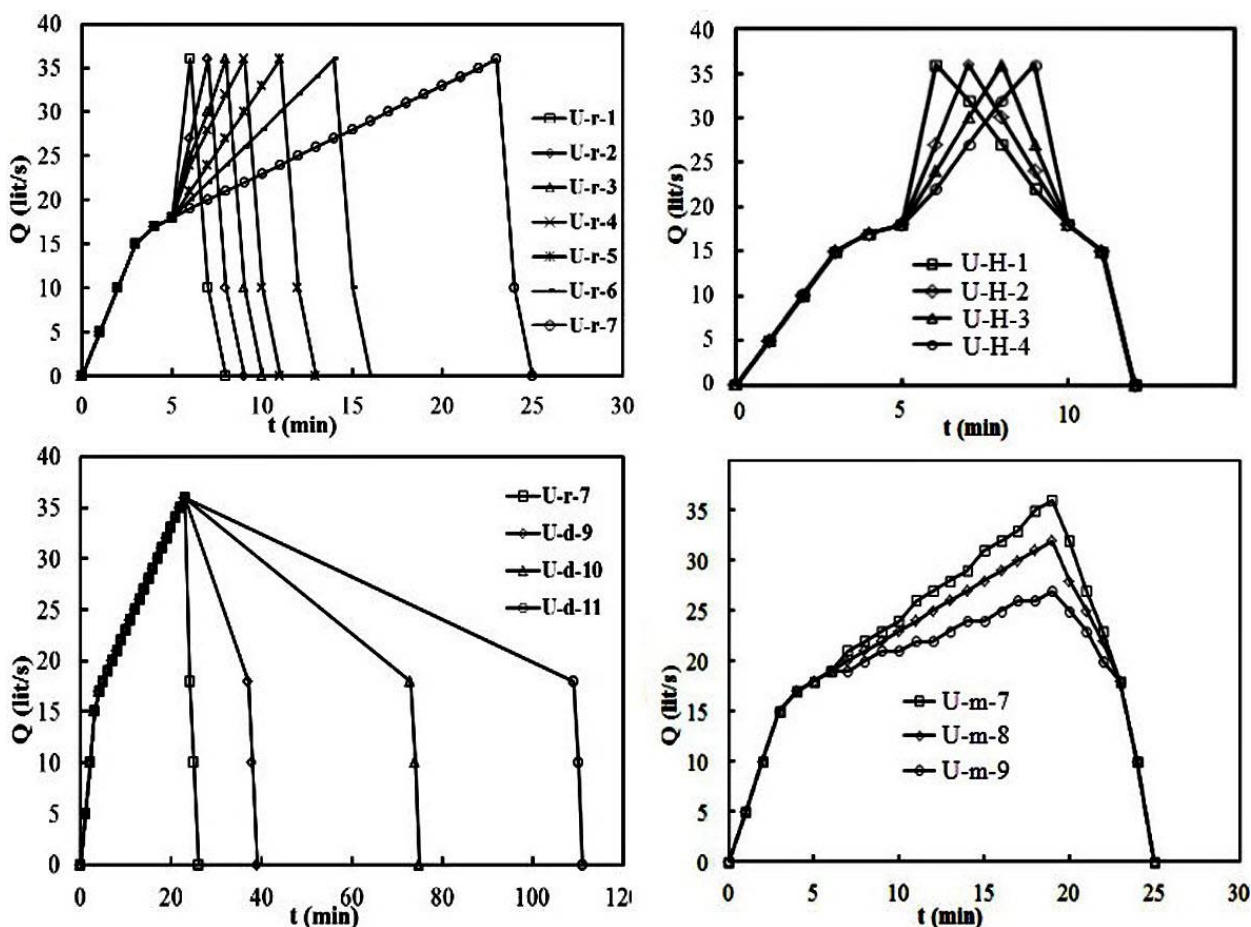
¹ Dimensionless bed-load transport rate

بالادست بوده است ($u^*/u_{*c} < 1$). مقدار $u^*/u_{*c} = 0.5$ توسط محققانی نظیر Breusers et al. (1977) به عنوان حد شروع آبشستگی در اطراف پایه معرفی شده است. دیگر پارامترهای موجود در جدول 1 شامل d_{sf} عمق آبشستگی نهایی ناشی از عبور هیدروگراف، B_s عرض حفره آبشستگی تا محل پایه در بالادست پایه، L_u فاصله طولی بین لبه حفره آبشستگی در بالادست تا دماغه بالادست پایه و L_d فاصله طولی بین دماغه بالادست پایه تا انتهای حفره آبشستگی در پایین دست می-باشند. از آنجا که در تحقیق حاضر نیاز به محاسبه حجم حفره آبشستگی با استفاده از عمق آبشستگی در جلوی پایه پل است نیاز به ساده سازی شکل پیچیده حفره می-باشد. بر این اساس در شکل 2 نمایی شماتیک از حفره آبشستگی به همراه پارامترهای مختلف که در جدول 1 بیان شده، ارائه شده است. در این شکل d_s عمق آبشستگی در هر لحظه t می-باشد. همان گونه که در این شکل مشخص است شیب جداره های حفره ثابت در نظر گرفته شده است و همچنین از حجم حفره در پشت پایه تا انتهای لبه حفره آبشستگی صرف نظر شده است. علت این موضوع پیچیده بودن شکل حفره آبشستگی در پایین دست ناشی از انباشت رسوبات جابجا شده از داخل حفره آبشستگی به این محل به علت عملکرد گرداب های برخاستگی می-باشد که موجب می-شود تراز این ناحیه نسبت به بقیه نقاط حفره آبشستگی بالاتر باشد. در تحقیقات محققانی که بر روی پایه دایره ای تحقیق نمودند نیز از پیچیدگی های حفره آبشستگی در پایین دست حفره صرف نظر شد (Kothyary et al., 1992 و Mia and Nago, 2003).

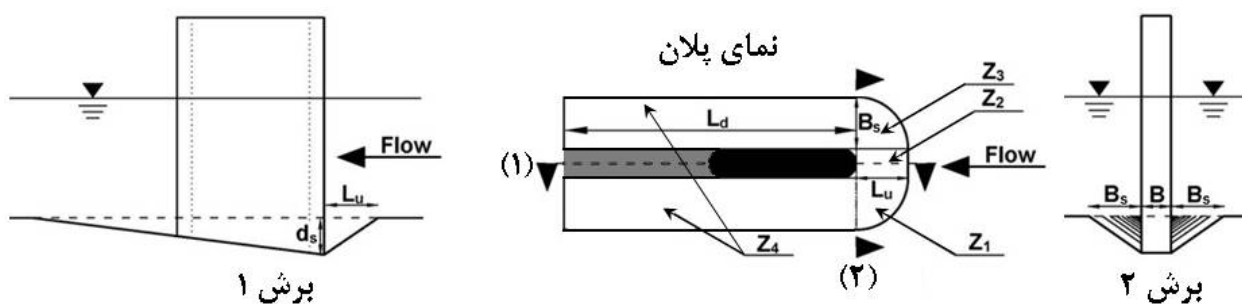
الکتروموتور می-توان شرایط جریان را در داخل فلوم تغییر داد. برای تولید جریان متغیر در کانال از یک نرم افزار کامپیوتری استفاده شد. این نرم افزار قادر بود با اعمال فرمان به دیمر دور الکتروموتور را در زمان تغییر داده و بدین ترتیب جریان متغیر زمانی (هیدروگراف) در داخل کانال تولید شود. پایه پل در این آزمایش ها دارای مقطع مستطیلی شکل با عرض 5 سانتی متر و طول 25 سانتی متر و با پیشانی و انتهای گرد بود که در جهت جریان در وسط کانال نصب شد. در مجموع تعداد هیدروگراف های مورد بررسی 64 می-باشد که شرایط و نتایج آنها در جدول 1 ارائه شده است. جزئیات این هیدروگراف ها به همراه نتایج مربوط به آزمایشات در مقالات قبلی نویسندگان حاضر شامل Karimaei and Zarrati (2017) و کریمایی و زراتی (1393) ارائه شده اند. نکته مهم اینکه در پایین دست فلوم آزمایشگاهی، مخزن بزرگی قرار داشت که موجب می-شد عمق جریان در فلوم کوتاه آزمایشگاهی با شرایط جریان مورد بررسی در محدوده 15 سانتی متر ثابت نگه داشته شود. در شکل 1 نمایی از هیدروگراف های مورد بررسی نشان داده شده است. در جدول 1، T_d زمان تداوم هیدروگراف شامل مجموع زمان شاخه بالارونده و پایین رونده است. u^*/u_{*c} پارامتر شدت جریان در زمان عبور هیدروگراف می-باشد که به صورت نسبت سرعت برشی بستر به سرعت برشی بحرانی حرکت دانه های بستر تعریف می-شود. همان گونه که در این جدول مشخص است پارامتر شدت جریان در محدوده $0.5 < u^*/u_{*c} < 0.95$ قرار دارد که نشان می-دهد آزمایشات در شرایط آب زلال بدون انتقال رسوب از

جدول 1 نتایج آزمایشگاهی مورد استفاده در تحقیق حاضر

ردیف	آزمایش	T_d (min)	u^*/u_{*c}	d_{sf} (m)	B_s (m)	L_u (m)	L_d (m)	مرجع
1 تا 16	U-H-1 تا U-H-16	6 تا 95	0/5 تا 0/95	0/032 تا 0/05	0/04 تا 0/063	0/044 تا 0/068	0/25 تا 1/02	کریمایی و زراتی (1393)
				0/028 تا 0/049	0/038 تا 0/084	0/044 تا 0/08	0/304 تا 1/08	
33 تا 46	U-d-1 تا U-d-14	3 تا 237	0/5 تا 0/95	0/031 تا 0/055	0/04 تا 0/104	0/044 تا 0/092	0/305 تا 1/15	Karimaei and Zarrati (2017)
				0/018 تا 0/036	0/02 تا 0/055	0/014 تا 0/055	0/13 تا 0/5	
46 تا 64	U-m-1 تا U-m-18	6 تا 57	0/5 تا 0/95	0/075 - 0/85	0/02 تا 0/055	0/014 تا 0/055	0/13 تا 0/5	



شکل 1 نمایی از هیدروگراف‌های مورد بررسی در تحقیق حاضر



شکل 2 شکل ساده شده از حفره آبشستگی در اطراف پایه مستطیلی پل

حفره آبشستگی در بالادست پایه (L_u) با توجه به مقدار عمق آبشستگی قابل محاسبه خواهد بود. اگر مقدار شیب بالادست حفره آبشستگی برابر با m و مقدار عمق آبشستگی برابر با d_s باشد در این صورت مقدار پارامتر L_u عبارتست از:

$$L_u = m \times d_s \quad (6)$$

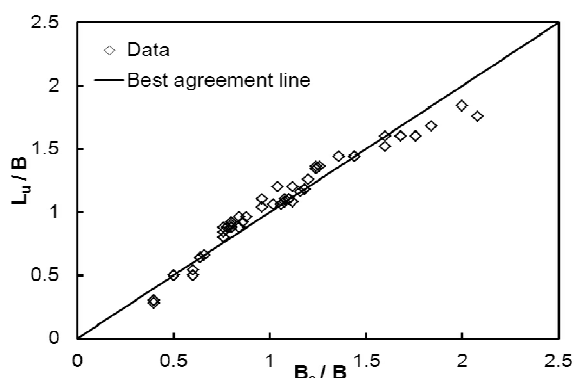
3- ارتباط مابین پارامترهای مختلف شکل حفره آبشستگی

بسیاری از محققان مانند (Kothyary et. Carstens (1966)، (Gjunsburgs و Mia and Nago (2003) و al. (1992) (2010) مقدار شیب حفره آبشستگی را برابر با زاویه ایستائی مصالح بستر در نظر گرفته‌اند. بر این اساس طول

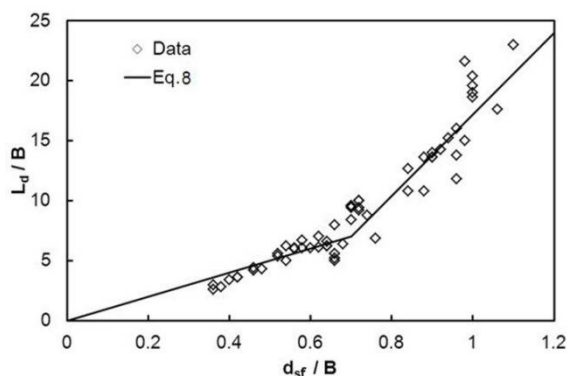
طول نسبی حفره آبستگي در پایین دست L_d/B نسبت به عمق آبستگي نهایی ناشی از عبور هیدروگراف در شکل 5 رسم شده است. با محاسبه بهترین معادله‌ای خطی که از داده‌های شکل 5 عبور می‌کند رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\frac{L_d}{B} = \begin{cases} 10(d_{sf}/B) & d_{sf}/B \leq 0.7 \\ 34(d_{sf}/B) - 16.8 & d_{sf}/B > 0.7 \end{cases} \quad (8)$$

در تحقیق حاضر با فرض ارتباطی مشابه برای عمق آبستگي در هر لحظه d_s نسبت به طول حفره آبستگي، با جایگزینی d_s به جای d_{sf} از معادله (8) برای محاسبه طول حفره آبستگي در هر لحظه استفاده می‌گردد.



شکل 4 تغییرات طول حفره آبستگي نسبی L_u/B نسبت به عرض حفره آبستگي نسبی B_s/B



شکل 5 تغییرات پارامتر L_u/B در مقابل d_{sf}/B

بر این اساس مشخص می‌گردد که تغییرات پارامتر L_u/B نسبت به d_s/B تابعی از پارامتر d_s/B می‌باشد در شرایطی که $d_s/B \leq 0.7$ (آبستگي‌های کم) تغییرات پارامتر L_u/B عمدتاً ناشی از قدرت جریان رو به پایین و گرداب نعل

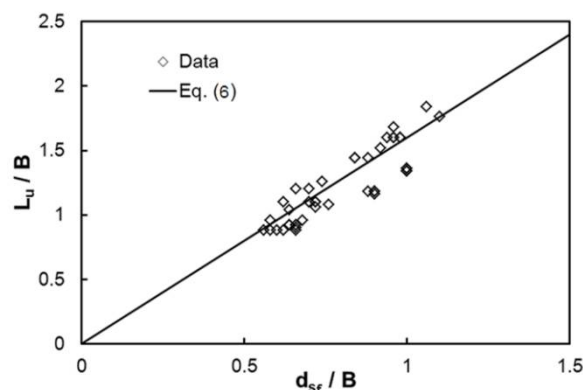
تغییرات پارامتر L_u/B نسبت به عمق آبستگي نهایی نسبی ناشی از عبور هیدروگراف d_{sf}/B با استفاده از نتایج ارائه شده در جدول 1 در شکل 3 نشان داده شده است. با توجه به این شکل می‌توان نتیجه گرفت که مقدار m برابر با $1/6$ است و این میزان شیب حفره را برابر با 32 درجه بدست می‌دهد که اندکی بیشتر از زاویه قرار مصالح خشک یعنی $30/5$ درجه می‌باشد.

در ادامه با توجه به نتایج آزمایشگاهی ارائه شده در جدول 1 تغییرات پارامتر B_s/B یعنی عرض نسبی حفره آبستگي در یک طرف پایه (شکل 2) نسبت به پارامتر L_u/B در شکل 4 نشان داده شده است. با توجه به این شکل می‌توان نتیجه گرفت که مقدار m برابر با $1/6$ است و این میزان شیب حفره را برابر با 32 درجه بدست می‌دهد که اندکی بیشتر از زاویه قرار مصالح خشک یعنی $30/5$ درجه می‌باشد.

در ادامه با توجه به نتایج آزمایشگاهی ارائه شده در جدول 1 تغییرات پارامتر B_s/B یعنی عرض نسبی حفره آبستگي در یک طرف پایه (شکل 2) نسبت به پارامتر L_u/B در شکل 4 نشان داده شده است. همان‌گونه که در این شکل مشخص است با توجه به خط برازش، می‌توان با دقت بالایی بیان نمود که:

$$B_s = L_u \quad (7)$$

این موضوع نشان می‌دهد که شیب حفره آبستگي در بالادست در جهت‌های مختلف یکسان است.



شکل 3 تغییرات طول حفره آبستگي نسبی در جلوی پایه L_u/B نسبت به عمق آبستگي نسبی d_{sf}/B

در نهایت با توجه به داده‌های جدول 1، تغییرات پارامتر

حفره آبستنگی در واحد عرض حفره برابر خواهد بود با:

$$\forall_b = \frac{\forall}{2 \cdot m \cdot d_s} = \left(\frac{\pi \cdot m}{12} + \frac{n_1}{4} \right) \cdot d_s^2 + \left(\frac{B}{4} + \frac{n_2}{4} \right) \cdot d_s \quad (13)$$

5- تغییرات زمانی تنش برشی وارد بر بستر

در ابتدای آبستنگی در اطراف پایه پل به علت زیاد بودن قدرت گرداب نعل اسبی و جریان رو به پایین، مقدار تنش وارد بر بستر جلوی پایه زیاد می‌باشد و در نتیجه نرخ آبستنگی شدید است ولی به تدریج با افزایش عمق آبستنگی و کاهش قدرت گرداب نعل اسبی و جریان رو به پایین، مقدار تنش وارد بر بستر کاهش یافته و در نتیجه نرخ آبستنگی کاهش می‌یابد. داده‌های آزمایشگاهی جمع‌آوری شده و همچنین نتایج محققان مختلف نظیر Raudkivi (1998) و Kothyary et al. (1992) نشان می‌دهد که مقدار پارامتر شدت جریان در لحظه شروع آبستنگی اعمالی به بستر باید برابر با $u^*/u_{*c}^* = 0.5$ باشد. بر این اساس می‌توان گفت که سرعت برشی در اطراف پایه پل در زمان شروع آبستنگی 2 برابر سرعت برشی در بالادست پایه می‌باشد. در نتیجه با توجه به اینکه $\tau = \rho \cdot u^*{}^2$ است می‌توان گفت که در لحظه شروع آبستنگی، تنش برشی در جلوی پایه تقریباً 4 برابر تنش برشی ناشی از جریان ورودی (τ_u) می‌باشد.

از طرفی محققان مختلف نظیر Kothyary et al. (1992) و Mia and Nago (2003) گرداب نعل اسبی اولیه در جلوی پایه در لحظه شروع آبستنگی را به شکل دایره معرفی می‌کنند و رابطه زیر را برای محاسبه قطر گردابه تشکیل شده برقرار می‌دانند:

$$\frac{D_v}{y} = 0.28 \times \left(\frac{B}{y} \right)^{0.85} \quad (14)$$

در معادله فوق D_v قطر گرداب نعل اسبی اولیه، B قطر پایه دایره‌ای یا عرض پایه مستطیلی پیشانی گرد و y عمق جریان است. این معادله با استفاده از نتایج آزمایشگاهی گسترده بدست آمده است (Mia and Nago, 2003). در شکل 6 نمایی از گردابه نعل اسبی در لحظه شروع آبستنگی و همچنین بعد از تشکیل حفره آبستنگی نشان داده شده است. همچنان که حفره آبستنگی گسترش

اسبی در جلو و کناره پایه پل است در حالی که در شرایط $d_s/B > 0.7$ (هیدروگراف طولانی مدت و آبستنگی زیاد) فرصت کافی برای انتقال رسوب در حفره وجود دارد و با توجه به عملکرد گردابه‌های برخاستگی در پشت پایه، تغییرات طول حفره L_d/B بیشتر از حالت قبلی می‌شود.

4- محاسبه حجم حفره آبستنگی

همان‌گونه که در شکل 2 نشان داده شده است حفره آبستنگی در اطراف پایه مستطیل شکل پل به چهار ناحیه مختلف Z_1 تا Z_4 تقسیم شده است. در نتیجه حجم کل ناحیه آبستنگی برابر با مجموع حجم هر یک از نواحی شناسایی شده می‌باشد. با توجه به معادله (6) تا (8) خواهیم داشت:

الف- مجموع نواحی 1 و 3 بصورت یک نصف مخروط می‌باشد که حجم آن برابر خواهد بود با:

$$\forall_1 + \forall_3 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times \pi \times L_u^2 \times d_s = \frac{\pi}{6} \cdot m^2 \cdot d_s^3 \quad (9)$$

ب- ناحیه 2 بصورت یک منشور می‌باشد که حجم آن برابر خواهد بود با:

$$\forall_2 = \frac{1}{2} \times L_u \times d_s \times B = \frac{1}{2} m \cdot B \cdot d_s^2 \quad (10)$$

ج- ناحیه 4 بصورت یک نصف منشور است که حجم آن برابر خواهد بود با:

$$\forall_4 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times 2L_u \times d_s \times L_d = \frac{1}{2} \times m \times d_s^2 \times (n_1 \times d_s + n_2) = \forall_4 = \frac{1}{2} m \cdot n_1 \cdot d_s^3 + \frac{1}{2} m \cdot n_2 \cdot d_s^2 \quad (11)$$

پارامترهای n_1 و n_2 ضرایب ثابتی هستند که با توجه به مقدار پارامتر d_s/B از معادله (8) محاسبه می‌شوند. در نهایت مقدار حجم کل حفره آبستنگی عبارت خواهد بود از:

$$\forall = \left(\frac{\pi}{6} \cdot m^2 + \frac{1}{2} m \cdot n_1 \right) \cdot d_s^3 + \left(\frac{1}{2} m \cdot B + \frac{1}{2} m \cdot n_2 \right) \cdot d_s^2 \quad (12)$$

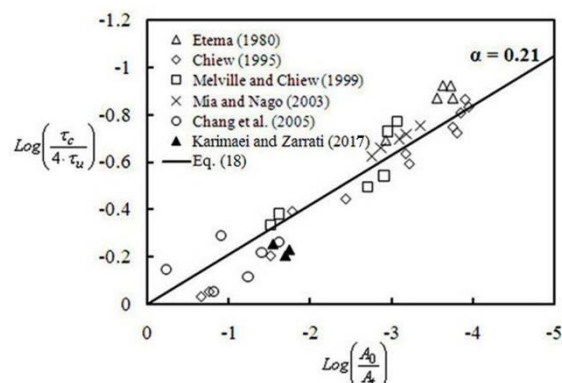
از آنجا که در موقعیت عرض پایه رسوبی منتقل نمی‌شود، در نتیجه با حذف این پارامتر، مقدار عرض حفره آبستنگی برابر با $2 \times B_s = 2 \times L_u = 2 \times m \times d_s$ می‌باشد (شکل 2). بر این اساس و با توجه به معادله (12) مقدار حجم

بنابراین می‌توان فرض کرد که آبخستگی زمانی به پایان می‌رسد که $\tau_{p,t}$ تا حد τ_c یعنی تنش برشی بحرانی حرکت دانه‌ها کاهش می‌یابد. برای محاسبه ضریب α از نتایج آزمایشات آبخستگی در شرایط ماندگار مربوط به داده‌های آزمایشگاهی محققان مختلف استفاده شده است. در این حالت با داشتن عمق آبخستگی تعادلی در شرایط ماندگار (d_{se}) و همچنین تنش برشی اعمالی به بستر مقدار ضریب α با استفاده از معادله (18) و فرض $\tau_{p,t} = \tau_c$ در شرایط تعادل حفره آبخستگی قابل محاسبه خواهد بود. در شکل 7 تحلیل داده‌های آزمایشگاهی برای محاسبه ضریب α نشان داده شده است. همان‌گونه که در این شکل نشان داده شده است با برازش منحنی بر داده‌های آزمایشگاهی مقدار ضریب α برابر با 0.21 بدست می‌آید.

6- اصلاح معادله انتقال رسوب برای پدیده

آبخستگی در شرایط جریان غیرماندگار

با توجه به اختلاف مکانیزم‌های انتقال رسوب، می‌توان انتظار داشت که استفاده از معادلات تجربی که برای محاسبه انتقال رسوب عمومی در رودخانه و در شرایط ماندگار ارائه شده‌اند، برای محاسبه انتقال رسوب در داخل حفره آبخستگی و شرایط غیرماندگار مناسب نباشد.



شکل 7 محاسبه ضریب α در معادله (18)

در این قسمت با توجه به نتایج آزمایشگاهی تحقیق حاضر تلاش می‌شود تا ضریبی برای اصلاح معادله تجربی MPM یا همان معادله (4) معرفی گردد تا بتوان از آن برای محاسبه انتقال رسوب در شرایط آبخستگی موضعی در اطراف پایه مستطیل شکل پل و همچنین در شرایط

می‌یابد سطح مقطع گرداب نعل اسبی نیز بزرگتر می‌شود. بر این اساس این سطح مقطع را می‌توان تقریباً با مجموع سطح مقطع گردابه اولیه و سطح مقطع بالادست حفره آبخستگی برابر دانست (Kothyary et al., 1992). نتیجه می‌توان رابطه (15) را نوشت:

$$A_t = A_0 + A_s \quad (15)$$

در رابطه فوق A_t سطح مقطع گرداب نعل اسبی تشکیل شده در جلوی پایه در لحظه t و A_0 سطح مقطع گردابه اولیه که با توجه به شکل تقریباً دایره‌ای گرداب که در شکل 6- الف نشان داده شده است، از رابطه (16) محاسبه می‌شود:

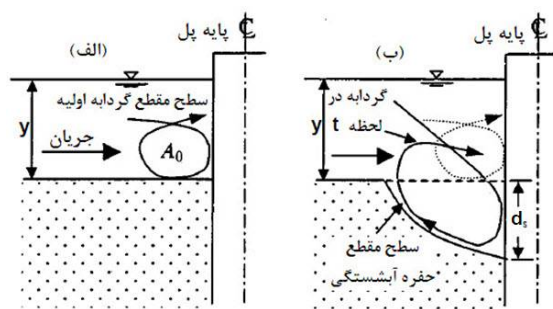
$$A_0 = \frac{\pi}{4} D_v^2 \quad (16)$$

و همچنین A_s سطح مقطع گودال آبخستگی در جلوی پایه پل که با توجه به شکل 2 عبارت خواهد بود از:

$$A_s = \frac{1}{2} \times L_u \times d_s = \frac{m}{2} \cdot d_s^2 \quad (17)$$

همان‌گونه که سطح مقطع گرداب نعل اسبی افزایش می‌یابد، تنش برشی در زیر گردابه‌ها که به بستر جلوی پایه اعمال می‌شود، کاهش می‌یابد. براین اساس تنش برشی در جلوی پایه در هر لحظه عبارت است از (Mia and Nago, 2003):

$$\tau_{p,t} = 4 \times \tau_u \left(\frac{A_0}{A_t} \right)^\alpha \quad (18)$$



شکل 6 نمایی از گردابه نعل اسبی: (الف) در لحظه شروع

آبخستگی و (ب) بعد از تشکیل حفره آبخستگی

(Mia and Nago, 2003)

در رابطه (18)، $\tau_{p,t}$ تنش برشی در جلوی پایه در لحظه t و α یک ضریب ثابت است که باید محاسبه گردد. نکته مهم این است که وقتی $A_t \gg A_0$ می‌شود $\tau_{p,t}$ کوچک می‌شود

واحد عرض حفره (∇_b) بر انتقال رسوب نهایی ناشی از عبور هیدروگراف (q_{mi}) برای هر آزمایش آبخستگی در شرایط جریان غیرماندگار بدست می‌آید. با توجه به خصوصیات هیدروگراف جریان شامل زمان شاخه بالارونده (T_r)، زمان شاخه پایین‌رونده (T_f)، زمان تداوم هیدروگراف (T_d) که از مجموع زمانهای شاخه بالارونده و پایین‌رونده بدست می‌آید و همچنین اختلاف بین شدت جریان در اوج و پایه هیدروگراف می‌توان مقدار پارامتر β را برآورد نمود. بر این اساس می‌توان رابطه (20) را نوشت:

$$\beta = f(K_r, K_d, K_{su}) \quad (20)$$

که در آن K_r ضریب بی‌بعد مربوط به تاثیر شاخه بالارونده می‌باشد که به صورت $K_r = T_r / T_{eqp}$ تعریف می‌شود، که در آن T_{eqp} زمان تعادل حفره آبخستگی ناشی از شرایط جریان در پیک هیدروگراف سیل می‌باشد که از طریق معادله (3) بدست می‌آید. همچنین K_d ضریب بی‌بعد مربوط به شاخه پایین‌رونده است که به صورت $K_r = T_f / T_r$ تعریف می‌شود و در نهایت $K_{su} = (u_* / u_{*c})_p - (u_* / u_{*c})_b$ ضریب بی‌بعد مربوط به اختلاف بین شدت جریان در اوج و پایه هیدروگراف است. تاثیر این ضرایب به عنوان پارامترهای مشخصه هیدروگراف جریان برای اولین بار در تحقیق (Karimaei and Zarrati 2017) ارائه شده است که در تحقیق حاضر نیز از آنها استفاده می‌شود. در جدول 2 محدوده مقادیر محاسبه شده برای پارامتر β به همراه پارامترهای مشخصه در هیدروگراف‌های مورد مطالعه در تحقیق حاضر (جدول 1) نشان داده شده است. در محاسبات مربوط به پارامتر β از هیدروگراف‌های U-r-1 تا U-r-11 صرف‌نظر شده است زیرا این هیدروگراف‌ها تنها دارای شاخه بالارونده هستند و واقعاً در طبیعت اتفاق نمی‌افتند.

همان‌گونه که در جدول 2 مشخص است، بیشینه مقدار پارامتر β برابر با 11 برای هیدروگراف U-d-1 با زمان تداوم 3 دقیقه (که کمتر از بقیه هیدروگراف‌ها است) می‌باشد بطوریکه با افزایش زمان تداوم هیدروگراف، مقدار این پارامتر کوچکتر می‌شود. بر این اساس کمترین مقدار پارامتر β برابر با $\beta = 0.59$ مربوط به هیدروگراف U-d-14 با زمان تداوم 237 دقیقه می‌باشد که این مقدار تقریباً 18

جریان غیرماندگار هیدروگراف استفاده نمود. برای این کار دو مرحله محاسبات به صورت زیر انجام گرفته است.

مرحله اول: محاسبه حجم حفره آبخستگی

در هر آزمایش آبخستگی (بخش 2) در شرایط جریان غیرماندگار با توجه به مقدار عمق آبخستگی نهایی ناشی از عبور هیدروگراف، حجم حفره نهائی آبخستگی در واحد عرض حفره (∇_b) پس از عبور هیدروگراف بر حسب m^3/m با استفاده از معادله (13) قابل محاسبه خواهد بود.

مرحله دوم: محاسبه حجم رسوبات انتقال یافته به‌علت آبخستگی

با توجه به شرایط هیدروگراف جریان و تغییرات زمانی حفره آبخستگی اقدام به محاسبه پارامترهای انتقال رسوب در معادله تجربی MPM می‌شود. به این ترتیب در نهایت میزان انتقال رسوب ناشی از عبور هیدروگراف محاسبه می‌گردد. ولی از آنجا که با عبور هیدروگراف تنش‌های اعمالی به بستر پیوسته در حال تغییر است باید زمان عبور هیدروگراف به یکسری زیر بازه زمانی (Δt) با فرض جریان ماندگار تقسیم شده به طوریکه عمق جریان، دبی جریان و عمق آبخستگی در هر بازه معلوم باشد. به این ترتیب پارامترهای معادلات تجربی انتقال رسوب نظیر تنش برشی اعمالی به بستر در محل پایه پل ($\tau_{p,i}$) در هر گام زمانی با استفاده از محاسبات جریان یکنواخت برای محاسبه شیب خط انرژی بدست می‌آید. در نهایت انتقال رسوب نهایی ناشی از عبور هیدروگراف (q_{mi}) بر حسب m^3/m با استفاده از مجموع رسوبات انتقال یافته در هر بازه زمانی، محاسبه می‌گردد.

نکته مهم اینکه حساسیت روش فوق با طول بازه‌های زمانی مختلف مورد بررسی قرار گرفت و بازه‌های زمانی تا حدی کوچک انتخاب گردید که تاثیر ناچیزی بر انتقال رسوب داشته باشد. برای انجام مراحل فوق یک برنامه کامپیوتری به زبان ویژوال بیسیک² در محیط نرم افزار اکسل³ نوشته شد. در نهایت با انجام دو مرحله فوق رابطه (19) برقرار می‌باشد:

$$\nabla_b = \beta \times q_{mi} \quad (19)$$

به این ترتیب پارامتر β از تقسیم حجم حفره آبخستگی در

² Visual Basic

³ Excel

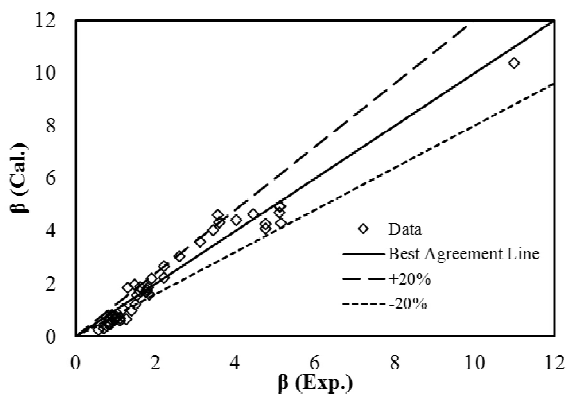
تقسیم زمان به واحد $\Delta t=1$ (s) مقدار عمق (y_i) و دبی جریان (q_i) در لحظه مورد نظر فراخوانی می‌شود. در نتیجه می‌توان رابطه (22) را نوشت:

$$t_1 = 0, \dots, \\ t_i = t_{i-1} + \Delta t, \dots, t_n = t_{n-1} + \Delta t \quad (22)$$

گام چهارم: محاسبه تنش برشی اعمالی به بستر در بالادست پایه پل (τ_{ii}) با توجه به عمق و دبی جریان در لحظه مورد نظر (t_i) و استفاده از محاسبات جریان یکنواخت.

گام پنجم: با توجه به معادلات (14) تا (17) پس از محاسبه سطح مقطع گرداب اولیه $(t=0)$ و همچنین سطح مقطع گرداب در لحظه t_i مقدار تنش برشی اعمالی به بستر در محل پایه پل $(\tau_{p,i})$ با استفاده از معادله (18) بدست می‌آید.

گام ششم: مقدار انتقال رسوب $(q_{m,c(i)})$ ناشی از تنش مورد نظر در گام پنجم و لحظه (t_i) با استفاده از معادله تجربی MPM محاسبه می‌شود. در ادامه با توجه به ضریب اصلاح غیرماندگاری معادله تجربی انتقال رسوب برای پدیده آبشستگی در شرایط جریان غیرماندگار (β) باید مقدار انتقال رسوب کل $(q_{m(i)})$ تا لحظه (t_i) با استفاده از رابطه (23) محاسبه گردد.



شکل 8 دقت معادله (21) در برآورد پارامتر β برای معادله تجربی MPM

برابر کمتر از هیدروگراف U-d-1 است. همچنین مقدار متوسط پارامتر β برای هیدروگراف‌های مورد بررسی برابر با $\beta = 2.33$ بدست می‌آید.

در نهایت برای محاسبه پارامتر β با توجه به مشخصه‌های هیدروگراف در معادله (20) اقدام به برازش غیرخطی با استفاده از داده‌های جدول 2 می‌گردد. نتیجه این تحلیل به صورت رابطه (21) می‌باشد:

$$\beta = 0.008 \times K_r^{-0.81} \times K_f^{-0.46} \times K_{su}^{-0.25} \quad (21)$$

ضریب برازش این معادله در حدود $R^2=0.96$ می‌باشد. همان‌گونه که در معادله فوق مشخص است تاثیر تمامی پارامترهای هیدروگراف بر پارامتر β معکوس است به این معنی که با افزایش این پارامترها مقدار پارامتر β کاهش می‌یابد. در شکل 8 دقت مناسب معادله (21) در برآورد مقدار پارامتر β نشان داده شده است.

7- محاسبه تغییرات زمانی عمق آبشستگی

در شرایط جریان غیرماندگار

با توجه به مطالب قبل الگوریتم روش نیمه تجربی برای محاسبه تغییرات زمانی عمق آبشستگی در اطراف پایه مستطیل شکل پل و در شرایط غیرماندگار و آب زلال شامل گام‌های زیر می‌باشد.

گام اول: بعضی از مشخصات مؤثر بر پدیده آبشستگی شامل موارد زیر باید در ابتدا مشخص شوند.

الف- آبراهه مورد بررسی شامل عرض کانال

ب- بستر اطراف پایه پل شامل اندازه دانه‌های بستر (d_{50})

ج- پایه پل شامل طول پایه و عرض پایه (B)

گام دوم: محاسبه تنش برشی آستانه حرکت دانه‌های بستر اطراف پایه (τ_c) با استفاده از روابط ارائه شده توسط Van Rijn (1993) که برآوردی از دیاگرام شیلدز می‌باشند.

گام سوم: در شرایط عبور هیدروگراف، تنش وارد از طرف جریان به بستر پیوسته در حال تغییر می‌باشد. در واقع با

جدول 2 نتایج تحلیل داده‌های آزمایشگاهی برای محاسبه پارامتر β

β	∇_b (m ³ /m)	K_{us}	K_d	K_r	آزمایش	ردیف
11 تا 0/59	0/0087 تا 0/0029	0/45	22/75 تا 1	0/0101 تا 0/0002	U-d-14 تا U-d-1	14 تا 1
5/11 تا 0/8	0/0073 تا 0/0031	0/45	13/25 تا 0/34	0/013 تا 0/0002	U-H-16 تا U-H-1	30 تا 15
5/1 تا 0/78	0/0037 تا 0/001	0/35 تا 0/25	0/36 تا 5	0/0098 تا 0/0002	U-m-16 تا U-m-1	48 تا 31

قوا به همراه پله‌ای نمودن هیدروگراف سیل و فرض جریان ماندگار در هر پله استفاده شده است. جزئیات این روش در تحقیقات محققان مختلف نظیر کریمایی و زراتی (1393)، Oliveto and Karimaei and Zarrati (2017) و Hager (2005) و Chang et al. (2004) بیان شده است.

همان‌گونه که در این شکل مشخص است مدل نیمه تجربی حاضر بخوبی توانسته داده‌های آزمایشگاهی را برای تمامی هیدروگراف‌های مورد بررسی با دقت بسیار مناسبی برآورد نماید. یک نکته مهم اینکه کالیبراسیون روش حاضر فقط بر مبنای عمق نهایی آبشستگی ناشی از عبور هیدروگراف انجام شده است و بر اساس معادلات توسعه یافته تغییرات زمانی عمق آبشستگی محاسبه شده است که با دقت مناسبی با واقعیت تطابق دارد. بررسی نتایج حاصل از معادله تجربی (Melville and Chiew (1999) نیز نشان می‌دهد که مقادیر این معادله همواره با اختلاف نسبتاً زیادی بیشتر از داده‌های آزمایشگاهی و روش حاضر می‌باشد.

در نهایت بررسی مقادیر عمق آبشستگی نهایی محاسبه شده ناشی از عبور هیدروگراف‌های مورد مطالعه d_{sf} در تحقیق حاضر (جدول 1) نشان می‌دهد که مقادیر این پارامتر با استفاده از روش (Melville and Chiew (1999) به طور متوسط به میزان 52% بیشتر از مقادیر آزمایشگاهی می‌باشد (محدوده تغییرات بین 14 تا 67 درصد). علت این محدوده تغییرات زیاد، تاثیر شکل هیدروگراف و همچنین زمان کم هیدروگراف‌های حاضر نسبت به جریان طولانی ماندگار می‌باشد به گونه‌ای که هر چه زمان هیدروگراف طولانی‌تر می‌شود این اختلاف کمتر می‌شود. در حالیکه با اعمال این اثرات در روش حاضر، مقادیر پارامتر d_{sf} محاسباتی به طور متوسط تنها حدود 5/4% و در بدترین حالت حدود 10% بیشتر از مقادیر آزمایشگاهی است. این موضوع نشان دهنده دقت مناسب روش حاضر در برآورد عمق نهایی حاصل از عبور هیدروگراف جریان می‌باشد. داده‌های آزمایشگاهی دیگری نیاز است تا دقت روش حاضر مورد بررسی بیشتری قرار گیرد.

$$q_{m(i)} = \beta \times \sum_{m=1}^i q_{m,c(i)} \quad (23)$$

در این حالت چون $\Delta t=1$ (s) در نتیجه واحد $(q_{m,c(i)})$ و $(q_{m(i)})$ بر حسب حجم در واحد عرض (m^3/m) می‌باشد.

گام هفتم: محاسبه مقدار عمق آبشستگی $(d_{s(i)})$ در جلوی پایه پل در لحظه (t_i) .

با توجه به شرایط جریان، مقدار حجم جابجایی رسوب در واحد عرض با استفاده از معادله (13) قابل محاسبه می‌باشد. بر این اساس، با تساوی نتایج معادله‌های (13) و (23)، مقدار عمق آبشستگی قابل محاسبه خواهد بود. در نتیجه رابطه (24) بدست می‌آید:

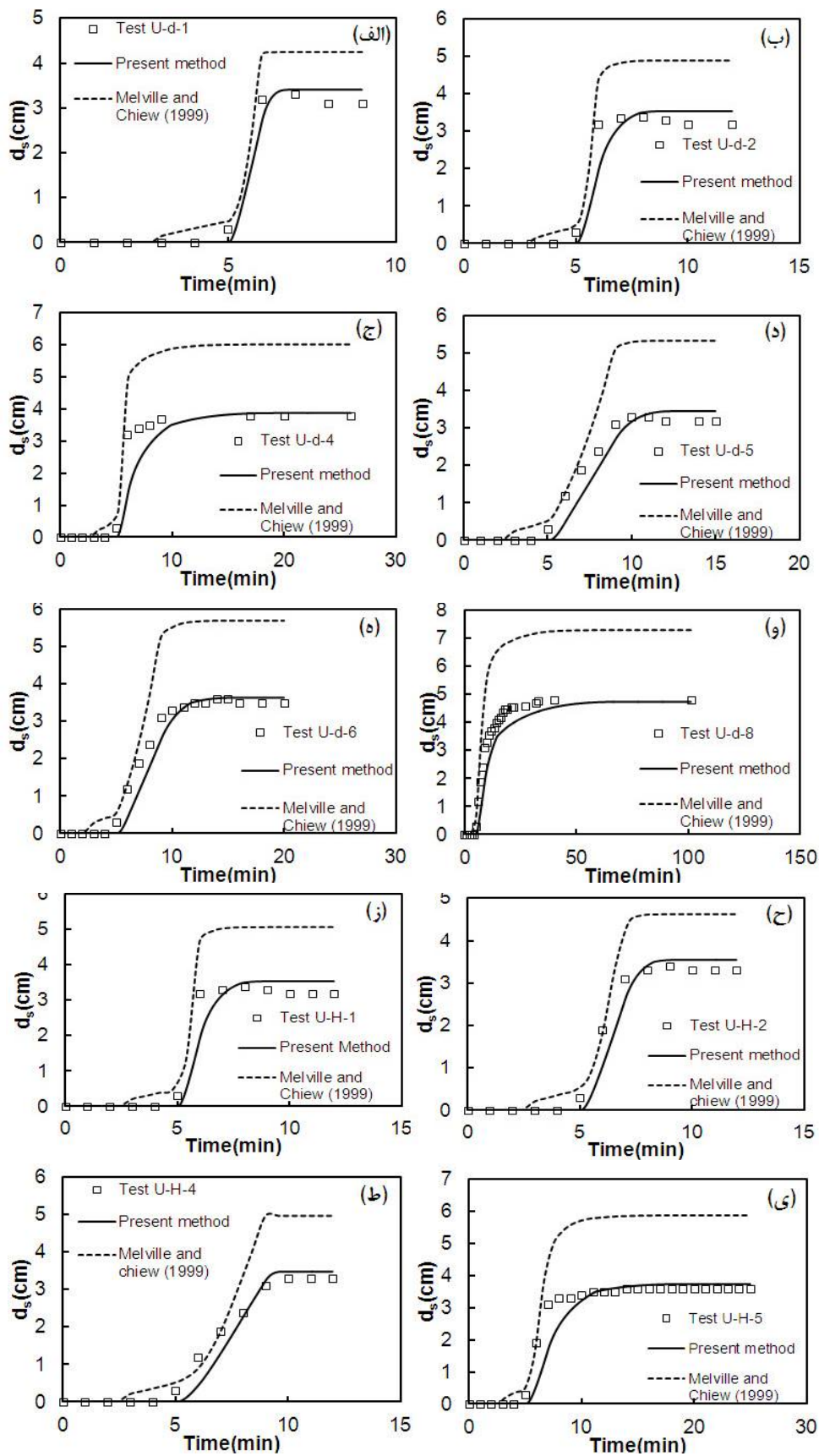
$$q_{m(i)} = \left(\frac{\pi \cdot m}{12} + \frac{n_1}{4} \right) \cdot d_{s(i)}^2 + \left(\frac{B}{4} + \frac{n_2}{4} \right) \cdot d_{s(i)} \quad (24)$$

با توجه به اینکه معادله فوق یک معادله درجه دوم است، ریشه مثبت این معادله مقدار عمق آبشستگی $(d_{s(i)})$ را به صورت رابطه (25) بدست می‌دهد:

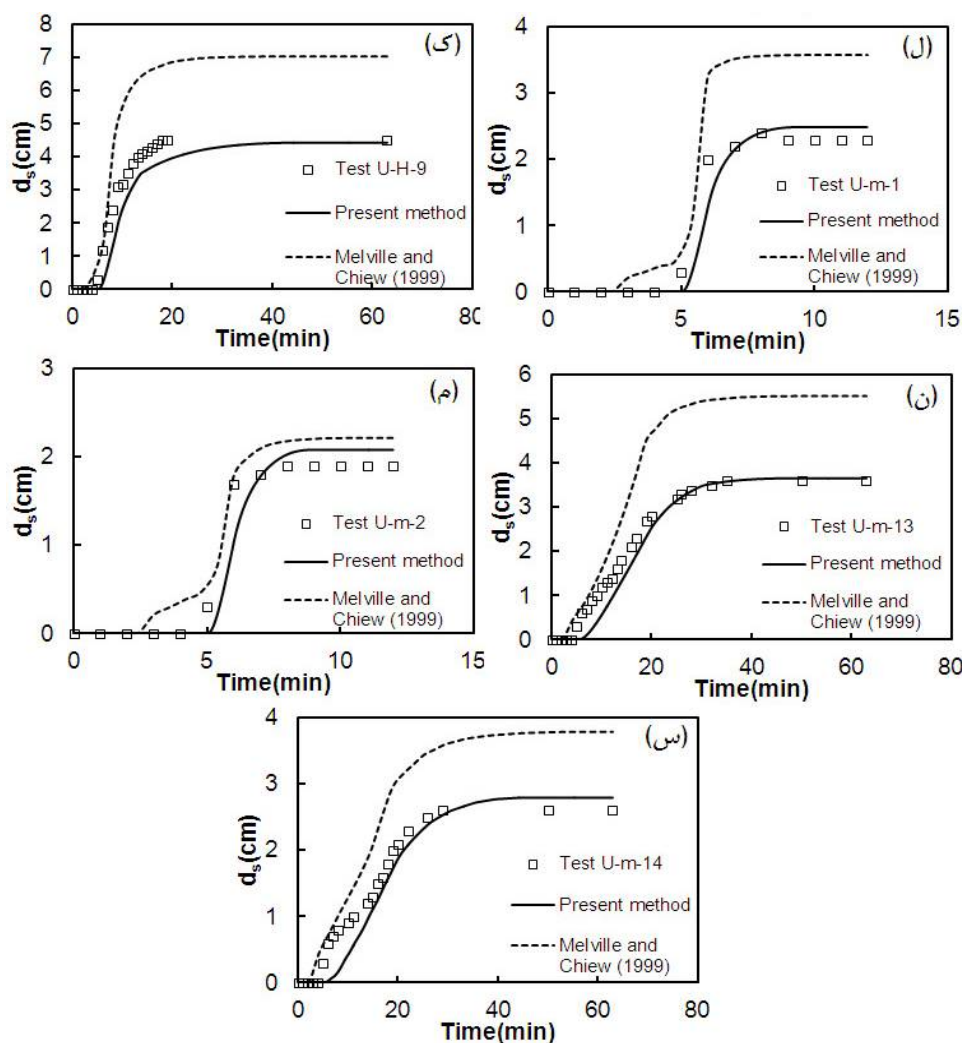
$$d_{s(i)} = \frac{-\left(\frac{B}{4} + \frac{n_2}{4} \right) + \sqrt{\left(\frac{B}{4} + \frac{n_2}{4} \right)^2 + 4 \times \left(\frac{\pi \cdot m}{12} + \frac{n_1}{4} \right) \times q_{m(i)}}}{\left(\frac{\pi \cdot m}{6} + \frac{n_1}{2} \right)} \quad (25)$$

گام هشتم: محاسبه عمق آبشستگی جدید $(d_{s(i+1)})$ برای لحظه $(t_{(i+1)})$ با تکرار گام‌های سوم تا هفتم. نکته مهم اینکه در حالت حدی و عبور یک جریان هیدروگراف طولانی مشابه با جریان ماندگار (تبادل حفره) با گذشت زمان و نزدیک شدن پارامتر $\tau_{p,t}$ به مقدار τ_c میزان انتقال رسوب کاهش یافته و پارامتر $d_{s(i+1)}$ به $d_{s(i)}$ نزدیک می‌شود. در ادامه با استفاده از گام‌های فوق، اقدام به برآورد تغییرات زمانی عمق آبشستگی در هیدروگراف‌های مورد بررسی در تحقیق حاضر (جدول 1)، می‌گردد. در شکل 9 مقایسه نتایج محاسبه تغییرات زمانی عمق آبشستگی با استفاده از مدل تحقیق حاضر و همچنین با استفاده از معادله تجربی (Melville and Chiew (1999) (معادله 1) با مقادیر آزمایشگاهی برای هیدروگراف‌های مختلف جدول 1 نشان داده شده است.

برای برآورد تغییرات زمانی عمق آبشستگی در شرایط عبور هیدروگراف جریان با استفاده از معادله تجربی مربوط به جریان ماندگار (برای مثال معادله 1) از روش جمع آثار



شکل 9 مقایسه تغییرات زمانی عمق آبستنگی محاسباتی با نتایج آزمایشگاهی



ادامه شکل 9 مقایسه تغییرات زمانی عمق آبستگي محاسباتي با نتايج آزمایشگاهی

8- نتیجه گیری

در تحقیق حاضر یک روش نیمه تحلیلی-نیمه تجربی برای محاسبه تغییرات زمانی عمق آبستگي در جلوی پایه پل مستطیلی شکل با پیشانی گرد در شرایط جریان غیرماندگار هیدروگراف ارائه شد. در این روش پس از ساده سازی شکل حفره آبستگي، حجم آن بر حسب عمق آبستگي محاسبه شد. سپس اقدام به کالیبراسیون معادله انتقال رسوب MPM جهت محاسبه حجم رسوبات جابجا شده در پدیده آبستگي موضعی گردید. نتایج نشان داد که ضریب کالیبراسیون تابعی از مشخصه های هیدروگراف جریان نظیر زمان شاخه بالارونده و پایین رونده و همچنین شدت جریان در پیک است.

در ادامه اقدام به مقایسه نتایج محاسبه تغییرات زمانی عمق آبستگي با استفاده از مدل نیمه تجربی حاضر و همچنین معادله تجربی Melville and Chiew (1999) با مقادیر آزمایشگاهی برای هیدروگراف های مختلف شد. برای استفاده از معادله تجربی Melville and Chiew (1999) در برآورد عمق آبستگي ناشی از هیدروگراف جریان، از روش جمع آثار قوا به همراه پله ای نمودن هیدروگراف سیل و فرض جریان ماندگار در هر پله استفاده شد. مقایسه نتایج نشان داد که مدل نیمه تجربی حاضر بخوبی توانسته داده های آزمایشگاهی را برای هیدروگراف های مورد بررسی با دقت مناسبی برآورد نماید و تغییر شرایط هیدروگراف نظیر زمان شاخه بالارونده یا

K_d	ضریب بی‌بعد مربوط به شاخه پایین‌رونده
K_{us}	ضریب بی‌بعد مربوط به اختلاف پارامتر شدت جریان ناشی از شرایط جریان اوج و پایه هیدروگراف
L_u	طول حفره آبشستگی در بالادست پایه
L_d	طول حفره آبشستگی در کناره و پایین‌دست پایه
$q_{b,c}$	نرخ حجمی بار بستر انتقالی در واحد عرض در معادله MPM
q_{mt}	انتقال رسوب نهایی ناشی از عبور جریان هیدروگراف در واحد عرض
R_h	شعاع هیدرلیکی کانال
S_e	شیب خط انرژی
SG	نسبت چگالی دانه‌های بستر به چگالی آب
t	پارامتر زمان
T_{eq}	زمان تعادل حفره آبشستگی
T_{eqp}	زمان تعادل حفره آبشستگی ناشی از شرایط جریان در پیک هیدروگراف سیل
T_r	زمان شاخه بالاروند
T_f	زمان شاخه پایین‌رونده
T_d	زمان تداوم هیدروگراف
u^*	سرعت برشی بستر
u^*_{*c}	سرعت برشی بحرانی حرکت دانه‌های بستر
∇_b	حجم حفره آبشستگی در واحد عرض حفره آبشستگی
V	سرعت متوسط جریان
V_c	سرعت بحرانی حرکت دانه‌های بستر
y	عمق جریان
α	ضریب ثابت
β	ضریب کالیبراسیون
$\tau_{p,t}$	تنش برشی اعمالی به بستر در محل پایه پل
τ^*_{*c}	تنش برشی بحرانی بی‌بعد حرکت دانه‌های بستر
τ^*	تنش برشی بی‌بعد موجود ناشی از جریان
τ_u	تنش برشی ناشی از جریان ورودی
Φ	عدد بی‌بعد نرخ انتقال رسوب بستر در معادله MPM

مقدار پارامتر شدت جریان در اوج هیدروگراف تاثیری بر دقت مناسب نتایج مدل نداشته است. در حالیکه در روش‌های موجود که با استفاده از معادلات تجربی آبشستگی به همراه جمع آثار قوا اختلاف نسبتاً زیادی نسبت به داده‌های آزمایشگاهی مشاهده شد. در نهایت بررسی مقادیر عمق آبشستگی محاسباتی ناشی از عبور هیدروگراف‌های مورد مطالعه نشان داد که مقادیر این پارامتر با استفاده از روش حاضر و همچنین معادله Melville and Chiew (1999) به طور متوسط به میزان 5/4% و 52% بیشتر از مقادیر آزمایشگاهی می‌باشد که با افزایش زمان پایه هیدروگراف این اختلاف کمتر می‌شود.

9- فهرست علائم

A_t	سطح مقطع گرداب نعل اسبی تشکیل شده در جلوی پایه در لحظه t
A_0	سطح مقطع گردابه اولیه
A_s	سطح مقطع گودال آبشستگی در جلوی پایه پل
B	عرض پایه پل
B_s	عرض حفره آبشستگی در دماغه بالادست پایه مستطیلی در هر طرف
D_v	قطر گرداب نعل اسبی اولیه
d_{50}	اندازه متوسط دانه‌های بستر
d_s	عمق آبشستگی در جلوی پایه پل
d_{sf}	عمق آبشستگی نهایی ناشی از عبور جریان هیدروگراف
d_{se}	عمق آبشستگی تعادلی در جلوی پایه پل در شرایط جریان ماندگار
g	شتاب ثقل
K_B	ضریب اصلاح نسبت عرض پایه به اندازه دانه‌های بستر در معادله Melville and Chiew (1999)
K_y	ضریب اصلاح عمق جریان نسبت به عرض پایه در معادله Melville and Chiew (1999)
K_v	ضریب اصلاح پارامتر شدت جریان
K_σ	ضریب اصلاحی عدم یکنواختی دانه‌های رسوب
K_r	ضریب بی‌بعد مربوط به تاثیر شاخه بالارونده هیدروگراف

Mashahir, M., B., Mokallaf, E., (2015), "Extent of riprap layer with different stone sizes around rectangular bridge piers with or without an attached collar", *International Journal of Science and Technology (Scientia Iranica)*, 22(3), 709-716.

Karimaei Tabarestani, M., and Zarrati, A. R. (2017), "Local scour calculation around bridge pier during flood event", *KSCE Journal of Civil Engineering*, 21(4), 1462-1472.

Kothyary, U. C., Garde, R. J., and Range Raju, K. G., (1992) "Temporal variation of scour around circular bridge pier", *Journal of Hydraulic Engineering*, 118(8), 1091-1106.

Lu, J. Y., Hong, J. H., Su, C. C., Wang, C. Y., Lai, J. S., (2008), "Field Measurements and Simulation of Bridge Scour Depth Variations during Floods", *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(6), 810 – 821.

Lu, J. Y., Shi, Z. Z., Hong, J. H., Lee, J. J. Raikar, R. V., (2011), "Temporal Variation of Scour Depth at Nonuniform Cylindrical Piers" *Journal of Hydraulic Engineering*, 137 (1), 45 – 56.

Melville, B. W. and Chiew, Y. M., (1999), "Time scale for local scour at bridge piers", *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(1), 59-65.

Meyer-Peter, E. and Muller, R. (1948) "Formulas for Bed Load Transport". *Proceedings of 2nd Meeting of the International Association for Hydraulic Structures Research, Delft, 7 June 1948*, 39-64.

Mia, M. F., and Nago, H. (2003), "Design method of time-dependent local scour at circular bridge pier", *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(6), 420– 427 .

Oliveto, G., and Hager, W. H., (2005), "Further results to time-dependent local scour at bridge elements" *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(2), 97-105.

Raudkivi, A. J. (1998). *Loose boundary hydraulics*, Balkema, Rotterdam. The Netherland.

Van Rijn, L. C. (1993), *Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas*, Aqua Publications Amsterdam.

10- منابع

کریمایی طبرستانی، م. و زراتی، ا. ر. (1393). "تأثیر زمان وقوع اوج هیدروگراف سیل بر آبشستگی موضعی در اطراف پایه پل" *مجله هیدرولیک ایران*، 9(3)، 15-32.

کریمایی طبرستانی، م.، آذرمیدخت، ح. ر.، زراتی، ا. ر. و انوری، ص. (1394). "طراحی بهینه گستره سنگچین با استفاده از ابعاد مختلف سنگ در اطراف پایه پل با مقطع مستطیلی با طوق محافظ و بدون آن" *مجله هیدرولیک ایران*، 10(4)، 51-64.

Breusers, H.N.C., Nicollet, G. and Shen, H.W., (1977), "Local scour around cylindrical piers", *Journal of Hydraulic Research*, 15(3), 211-252.

Carstens, M.R., (1966), "Similarity Laws for Localized Scour," *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 92(HY3), 13-36.

Chang, W. Y., Lai, J. S., and Yen, C. L., (2004), "Evolution of scour depth at circular bridge piers" *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(9), 905–913.

Desutter, R., Verhoeven, R., Andreas Krein, A., (2001), "Simulation of sediment transport during flood events: laboratory work and field experiments", *Journal of Hydrological Science*, 46(4), 599-610.

Gjunsburgs, (2010), "Hydrograph Shape Impact on the Scour Development with Time at Engineering Structures in River Flow", *Scientific Journal of Riga Technical University, Construction Science*, 11, 6-12.

Hager, W. H., and Unger, J., (2010), "Bridge pier scour under flood waves", *Journal of Hydraulic Engineering*, 136(10), 842-847 .

Karimae Tabarestani, M., and Zarrati A. R., (2013), "Design of stable riprap around aligned and skewed rectangular bridge piers", *Journal of Hydraulic Engineering*, 139(8), 911-916.

Karimae Tabarestani, M., and Zarrati, A. R. (2015), "Sediment transport during flood event: A review", *International Journal of Environmental Science and Technology*, 12(2), 775-788.

Karimae Tabarestani, M., Zarrati, A., R.,

Estimation of time development of local scour around rectangular bridge pier in an unsteady flow condition

Mojtaba Karimaei Tabarestani^{1*} and Amir Reza Zarrati²

1-Assistant Professor of Civil Engineering, Department of Civil Engineering, Shahid Rajaei Teacher Training University, Tehran, Iran

2-Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran

* karimaei@sru.ac.ir

Abstract

Local scour around bridge pier is a major factor of bridge destruction and increase in maintenance and operation cost. In addition, due to higher extension of wake region around rectangular bridge pier, more local scour depth occurs in comparison to circular bridge pier. In the present study, a new semi-empirical approach was developed for calculation of local scour depth at the upstream face of round nose and tail rectangular bridge pier during hydrograph event (unsteady flow condition). In this method, in each time step, the volume of scour hole or in other words the volume of sediment transport was calculated using a sediment transport equation (MPM). Then, scour depth was determined from the volume of scour hole by simplifying the shape of it. In order to examine the accuracy of the present method, experimental data from different sources were selected. Results showed that the sediment transport equation should be modified in order to determine the volume of transported sediment around bridge pier in an unsteady flow condition. The modification factor applied to sediment transport equation was a function of hydrograph characteristics such as time to peak, duration and time from peak to base flow as well as hydrograph peak flow intensity. For example, by decreasing the time to peak, the modification factor increased (more sediment transport). Finally, the comparison of calculated scour depth based on present method and experimental data showed the acceptable accuracy of present method in comparison to other empirical equation with maximum discrepancy of lower than 10%.

Keywords: Rectangular bridge pier, Time development of local scour, Unsteady flow, Semi empirical method, Sediment transport equation.