

تأثیر زمان وقوع اوج هیدروگراف سیل بر آبشستگی موضعی در اطراف پایه پل

مجتبی کریمایی طبرستانی¹، امیررضا زراتی^{2*}

1- استادیار مهندسی آب و سازه‌های هیدرولیکی، دانشکده مهندسی عمران و معماری، دانشگاه شهاب دانش قم

2- استاد هیدرولیک، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران

* تهران، صندوق پستی، 15875-4413

Zarrati@aut.ac.ir

چکیده- در مطالعه حاضر تأثیر زمان وقوع اوج سیلاب بر آبشستگی دور پایه پل بررسی شده است. بر این اساس هیدروگراف‌هایی با زمان تداوم یکسان ولی زمان وقوع اوج متفاوت در آزمایشگاه تولید شد. علاوه بر این هیدروگراف‌هایی با دو اوج متوالی با شدت جریان‌های متفاوت در شرایط اوج مورد بررسی قرار گرفت. در هر آزمایش، مشخصات حفره آبشستگی در پلان و پروفیل طولی و همچنین تغییرات زمانی عمق آبشستگی اندازه‌گیری شد. نتایج نشان داد برای هیدروگراف‌های با زمان تداوم ثابت، زمان وقوع دبی اوج سیلاب تأثیر ناچیزی بر عمق آبشستگی نهایی دارد، ولی این زمان بر توسعه زمانی آبشستگی مؤثر است. همچنین برای هیدروگراف‌های با دو اوج متفاوت و زمان تداوم یکسان نیز زمان وقوع اوج‌ها بر توسعه زمانی عمق آبشستگی مؤثر بوده، ولی تأثیر ناچیزی بر عمق آبشستگی نهایی دارد. نکته دیگر اینکه به علت زمان تداوم کوتاه بعضی از هیدروگراف‌های مورد مطالعه و عدم تعادل حفره آبشستگی، مقداری از رسوبات در داخل حفره آبشستگی نشست می‌کند و در نتیجه بعد از عبور هیدروگراف جریان، اندکی عمق آبشستگی کاهش می‌یابد که مقدار آن در بدترین حالت در حدود 5 درصد عرض پایه می‌باشد. در ادامه تغییرات زمانی عمق آبشستگی برای هیدروگراف‌های مورد مطالعه در تحقیق حاضر، با استفاده از مدل هیدروگراف پله‌ای و استفاده از روابط برآورد نرخ آبشستگی در شرایط جریان دائمی محاسبه شد. نتایج محاسبات نشان داد که در بهترین حالت محاسبه عمق آبشستگی نهایی با استفاده از مدل هیدروگراف پله‌ای با خطای متوسطی در حدود 10 درصد همراه می‌باشد.

کلیدواژه‌گان: آبشستگی، پایه پل، هیدروگراف سیل، زمان وقوع اوج سیلاب، مدل هیدروگراف پله‌ای.

1- مقدمه

همه ساله پل‌های زیادی در سراسر جهان از جمله در ایران تخریب شده و یا خسارات جدی می‌بینند که اغلب نه به دلیل سازه‌ای، بلکه به دلیل در نظر نگرفتن عوامل

هیدرولیکی در طراحی پل‌ها است (فاردی، 1381). محققان متعددی در طول 100 سال گذشته مطالعاتی بر روی این پدیده انجام داده‌اند که نتایج آنها در پیشگیری و خرابی پل مؤثر بوده است. اغلب مطالعات انجام شده در زمینه آبشستگی در اطراف

و پارامتر K_B ضریب اصلاح نسبت عرض پایه به اندازه دانه‌های بستر می‌باشد که عبارتست از:

$$\left\{ \begin{array}{l} K_B = 0.398 \times \ln\left(\frac{B}{d_{50}}\right) - 0.034 \times \ln\left(\frac{B}{d_{50}}\right)^2 \\ \qquad \qquad \qquad 1 \leq \frac{B}{d_{50}} < 50 \\ K_B = 1 \qquad \qquad \qquad \frac{B}{d_{50}} \geq 50 \end{array} \right. \quad (5)$$

که در آن پارامتر d_{50} اندازه متوسط دانه‌های بستر است.

2- معادله چنگ و همکاران که به صورت رابطه (6)

ارائه شده است (Chang, 2004):

$$\frac{d_s}{B} = \left\{ \begin{array}{l} 0.08 \times K_\sigma \times K_v \times T_c^{-1.3} \times \left(\frac{t}{T_{eq}}\right) \qquad 0 \leq \frac{t}{T_{eq}} \leq T_c \\ \frac{d_{se}}{B} - 0.27 \times K_\sigma \times K_v \times \left(\frac{t}{T_{eq}}\right)^{-0.3} + 0.41 \\ \qquad \qquad \qquad T_c < \frac{t}{T_{eq}} \leq 0.04 \\ \frac{d_{se}}{B} - 1.1 \times K_\sigma \times K_v \times \left(\frac{t}{T_{eq}}\right) \\ - 0.22 \left(\frac{t}{T_{eq}}\right)^{0.45} + 1.22 \qquad 0.04 < \frac{t}{T_{eq}} \leq 1 \end{array} \right. \quad (6)$$

که در آن K_σ ضریب اصلاحی عدم یکنواختی دانه‌های رسوب بوده که با استفاده از یک نمودار بر حسب ضریب یکنواختی دانه‌های رسوب (σ) بدست می‌آید و K_v ضریب اصلاح پارامتر شدت جریان بوده که بر حسب پارامتر شدت جریان بصورت $K_v = (V/V_c - 0.4)$ تعریف می‌گردد. در نهایت پارامتر T_c یک پارامتر زمانی بوده که بصورت رابطه (7) تعریف می‌شود.

$$T_c = \left(\frac{d_{se}}{0.35 \times K_\sigma \times K_v} - 0.31 \right)^{-3.33} \quad (7)$$

و همچنین d_{se} عمق تعادل آبشستگی بوده که با استفاده از معادله (3) بدست می‌آید.

سازه‌های هیدرولیکی و بخصوص پایه‌ها و کوله‌های پل در شرایط جریان دائمی بوده است (Melville et al., 1999). بیشتر محققان تلاش در توسعه روابطی برای تعیین بیشترین عمق آبشستگی در جریان دائمی نموده و در طراحی از این روابط استفاده می‌کنند. همچنین تعدادی رابطه برای محاسبه تغییرات زمانی عمق آبشستگی در جلوی پایه پل در مراجع مختلف ارائه شده است که مهمترین آنها عبارتند از:

1- معادله ملویل و چپو که به صورت رابطه (1) ارائه شده است (Melville, 1999):

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

در معادله فوق

d_s عمق آبشستگی در لحظه t ، V سرعت متوسط جریان و V_c سرعت بحرانی حرکت دانه‌های بستر است که با استفاده از نمودار شیلدز محاسبه می‌شود. T_{eq} زمان تعادل حفره آبشستگی است که با استفاده از معادله (2) محاسبه می‌شود.

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

که در آن y عمق جریان و B عرض پایه پل است. در نهایت پارامتر d_{se} عمق تعادل حفره آبشستگی است که با استفاده از رابطه (3) محاسبه می‌شود.

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

که در آن پارامتر K_y ضریب اصلاح عمق جریان نسبت به عرض پایه می‌باشد که عبارتست از:

$$\left\{ \begin{array}{l} K_y = 0.783 \times \left(\frac{y}{B} \right)^{0.322} - 0.106 \quad 1 \leq \frac{y}{B} < 3 \\ K_y = 1 \qquad \qquad \qquad \frac{y}{B} \geq 3 \end{array} \right. \quad (4)$$

با بررسی مراجع مشخص می‌شود مطالعات محدودی بر روی آبشستگی در اطراف پایه‌های پل در شرایط غیردائمی نسبت به شرایط جریان دائمی انجام شده است. کوتیاری و همکاران یک مطالعه آزمایشگاهی برای محاسبه تغییرات زمانی عمق آبشستگی در جلوی یک پایه پل در شرایط دائمی و غیردائمی انجام دادند (Kothyary et al., 1992). جریان غیردائمی در آزمایش‌های این محققین شامل یک هیدروگراف مثلثی با زمان پایه 30 دقیقه و حداکثر دبی 80 لیتر در ثانیه می‌باشد. هیدروگراف‌ها به صورت پله‌ای با شرایط جریان دائمی در هر پله در آزمایشگاه تولید شدند. در ادامه با استفاده از مدل هیدروگراف پله‌ای و رابطه ارائه شده برای تخمین عمق آبشستگی در شرایط دائمی (که توسط همین محققان ارائه شده است) در هر پله، عمق آبشستگی در شرایط غیردائمی را از مجموع عمق‌های آبشستگی در هر پله، محاسبه نمودند. این محققان نتیجه گرفتند که مدل هیدروگراف پله‌ای نتایج قابل قبولی را بدست می‌دهد.

برای و همکاران مطالعه‌ای را بر روی اثر سیلاب بر پیش‌بینی آبشستگی در اطراف پایه و کوله پل ارائه نمودند (Briaud et al., 2001). روش تحقیق این محققان همانند مطالعه کوتیاری و همکاران است. چنگ و همکاران نیز با پله‌ای فرض نمودن هیدروگراف سیل، روشی برای محاسبه تغییرات عمق آبشستگی بر اساس مدل هیدروگراف پله‌ای در جریان غیر دائمی ارائه نمودند (Chang et al., 2004). آزمایش‌های آنها نشان داد که تأثیر دبی جریان در اوج هیدروگراف بر روی عمق نهایی آبشستگی بیشتر از زمان تداوم هیدروگراف می‌باشد. همچنین در زمان افزایش سرعت جریان تا رسیدن به اوج سیلاب عمق آبشستگی دارای تغییرات شدیدی می‌باشد، ولی در شاخه پایین‌رونده هیدروگراف تغییرات نرخ آبشستگی بسیار ناچیز است. اولیوتو و هگر با استفاده از داده‌های مطالعه اولیوتو و هگر (Oliveto et al., 2002) و انجام آزمایش‌هایی در رسوبات غیر یکنواخت و جریان

3- معادله اولیوتو و هگر (2005) که به صورت رابطه (8) ارائه شده است (Oliveto et al., 2005):

$$\frac{d_s}{B^{\frac{2}{3}} \cdot y^{\frac{1}{3}}} = 0.048 \cdot N \cdot \sigma^{-0.5} \cdot Fr_d^{1.5} \cdot \log \left(\frac{\sqrt{g' \cdot d_{50}}}{B^{\frac{2}{3}} \cdot y^{\frac{1}{3}}} \times t \right) \quad (8)$$

که در آن N پارامتر شکل پایه که مقدارش برای پایه‌های مستطیلی 1/25 و برای پایه‌های دایره‌ای و مستطیلی با دماغه نیم دایره 1 می‌باشد. σ انحراف معیار توزیع دانه‌های رسوب و Fr_d عدد فرود دانه‌هاست؛ با تعریف $Fr_d = V / \sqrt{g' \cdot d_{50}}$ که در آن V سرعت متوسط جریان است و g' و شتاب ثقل اصلاح شده است که مقدار آن عبارتست از $g' = [(\rho_s - \rho) / \rho] \cdot g$. بررسی جریان در رودخانه‌ها نشان می‌دهد که شرایط جریان عموماً به صورت غیردائمی بوده و در زمان سیلاب، تغییرات زمانی دبی جریان می‌تواند بسیار سریع اتفاق افتد. تغییرات زمانی دبی سیلاب، تغییرات سرعت را در بر داشته و به تبع آن تنش برشی وارد به بستر دائماً در حال تغییر می‌باشد، لذا با توجه به پیچیده بودن جریان‌های غیر دائمی هنوز مطالعات در مورد تأثیر این جریان‌ها بر آبشستگی در اطراف سازه‌های هیدرولیکی و بخصوص پایه‌ها و کوله‌های پل ادامه دارد.

مطالعات صحرائی نشان می‌دهد که در زمان عبور سیلاب در آبراهه‌های طبیعی، بار رسوب بستر انتقال یافته، توزیع غلظت رسوبات معلق و به طور کلی رفتار رودخانه‌ها نسبت به شرایطی که جریان دائمی در آنها برقرار می‌باشد، متفاوت است (Song et al., 1996). اغلب تئوری‌ها و روابط حرکت رسوبات نیز بر اساس انتقال رسوبات در یک جریان یکنواخت و دائمی استوار می‌باشند. از این رو استفاده از این تئوری‌ها و روابط در مسائل واقعی با جریان غیردائمی با تقریب همراه است. بر این اساس شناسایی پدیده حمل رسوب، آبشستگی و رفتار رودخانه‌ها در جریان‌های غیردائمی بعنوان یک نیاز مبرم در جامعه مهندسی احساس می‌شود (Karimae, 2014).

روی آبشستگی موضعی در اطراف پایه پل با مقطع دایره-ای شکل در شرایط جریان غیرماندگار انجام داد. در این تحقیق تأثیر وجود طوق بر کاهش آبشستگی نیز مورد مطالعه قرار گرفت. این محقق در نهایت با مدلسازی پدیده آبشستگی بر اساس تحلیل قابلیت اطمینان به روابطی برای طراحی عمق پی پایه‌های پل در شرایط بدون طوق و همچنین محافظت شده با طوق رسید.

با توجه به مطالب فوق مشخص می‌شود که تمامی مطالعات قبلی بر روی هیدروگراف‌های با زمان تداوم طولانی انجام شده است. در این مطالعات از مدل هیدروگراف پله‌ای با جریان دائمی در هر پله برای بررسی تأثیر جریان هیدروگراف بر عمق آبشستگی استفاده شده است. در نتیجه نیاز به انجام مطالعات بیشتر بر روی هیدروگراف‌های پیچیده‌تر و با زمان تداوم کوتاه‌تر که عموماً در رودخانه‌های فصلی اتفاق می‌افتند (Scott, 2006) وجود دارد. در تحقیق حاضر تأثیر زمان وقوع اوج هیدروگراف سیل بر روی عمق آبشستگی در اطراف پایه پل در شرایط عبور هیدروگراف‌های با یک اوج و دو اوج متوالی و همچنین تأثیر زمان تداوم هیدروگراف مورد بررسی قرار گرفته است. زمان تداوم هیدروگراف‌های مورد مطالعه، مقادیر بسیار کوتاه را نیز شامل می‌شود که در محدوده رودخانه‌های فصلی قرار دارد. همچنین دقت مدل هیدروگراف پله‌ای در برآورد تغییرات زمانی عمق آبشستگی برای هیدروگراف‌های مورد مطالعه در تحقیق حاضر مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

2- اقدامات آزمایشگاهی

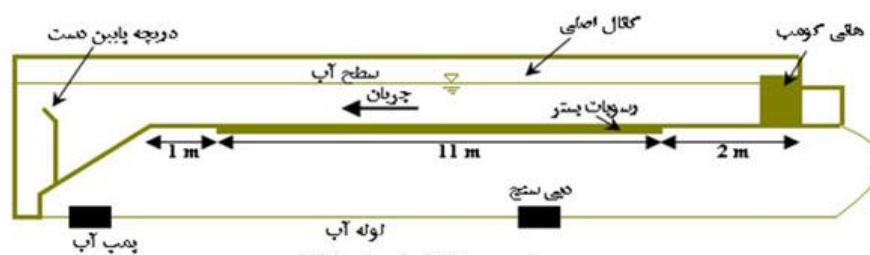
در تحقیق حاضر از یک فلوم آزمایشگاهی که در آزمایشگاه هیدرولیک دانشگاه صنعتی امیرکبیر قرار دارد، استفاده شد. در شکل 1 تصاویر مختلفی از فلوم آزمایشگاهی نشان داده شده است.

غیردائمی به بررسی شکل حفره آبشستگی پرداختند و یک روش محاسباتی برای عمق حفره آبشستگی ارائه داده‌اند (Oliveto et al., 2005). ایشان نیز مانند محققان دیگر با تقسیم کردن هیدروگراف به پله‌هایی با جریان دائمی و استفاده از رابطه تخمین عمق آبشستگی در جریان دائمی با توجه به مطالعه اولیوتو و هگر به بررسی میزان آبشستگی در جریان غیردائمی پرداخته‌اند. لو و همکاران مطالعه صحرایی برای برداشت عمق آبشستگی در اطراف پایه‌های پل در زمان وقوع سیلاب را در دستور کار خود قرار دادند (Lu et al., 2008). مقایسه نتایج حاصل از محاسبه عمق آبشستگی در محل پایه پل برای اوج هیدروگراف با استفاده از معادلات تجربی نشان داد که این معادلات عمق آبشستگی را بیش از مقدار واقعی پیش‌بینی می‌کنند. هگر و آنگر تأثیر جریان سیلاب را بر روی عمق نهایی آبشستگی در جلوی پایه پل به صورت تحلیلی و آزمایشگاهی مورد مطالعه قرار دادند (Hager et al., 2010). این محققان بر اساس معادله ارائه شده توسط اولیوتو و هگر (2002) برای توسعه زمانی آبشستگی در جلوی پایه پل در شرایط ماندگار و یک مدل برای هیدروگراف سیل، رابطه‌ای برای محاسبه عمق آبشستگی در جلوی پایه پل ارائه نمودند. لو و همکاران در مطالعه دیگری تغییرات عمق آبشستگی را در شرایط جریان ماندگار و غیرماندگار در اطراف پایه پل مورد مطالعه قرار دادند (Lu et al., 2011). این محققان با توجه به وجود جریان ماندگار در هر پله، مشابه با مطالعه محققان پیشین از مدل هیدروگراف پله‌ای برای محاسبه عمق آبشستگی در جلوی پایه پل استفاده نمودند. در این روش از یک مدل نیمه تجربی بر اساس مفهوم شکل‌گیری گردابه اولیه در جلوی پایه پل که توسط کوتیاری و همکاران (1992) ارائه شده و مفهوم نرخ حجمی انتقال رسوب در حفره آبشستگی که توسط میا و ناگو (Mia et al., 2003) ارائه شده، برای برآورد عمق آبشستگی در جریان ماندگار هر پله استفاده شده است. سلامتیان (1392) مطالعه‌ای را بر



تصویر (۱) دید از بالا

تصویر (۲) دید از کنار



تصویر (۳) نمای شماتیک

شکل 1 تصاویر مختلف از فلوم آزمایشگاهی

پایه پل مورد آزمایش دارای مقطع مستطیلی شکل با عرض 5 سانتی متر و طول 25 سانتی متر است که در جهت جریان در وسط کانال نصب شده است. این پایه از جنس پلکسی گلاس و به صورت توخالی است. برای ثبت عمق آبشستگی در زمان‌های مختلف و در جلوی پایه پل (d_s) از یک دوربین کوچک در داخل پایه پل، به همراه یک خط کش در وجه جلوی پایه استفاده شده است. آزمایش‌ها در شرایط آب زلال بدون حمل رسوب از بالادست انجام گرفت. بر این اساس پارامتر شدت جریان که به صورت نسبت سرعت برشی جریان (u^*) در محل پایه زمانی که پایه نصب نشده باشد، به سرعت برشی آستانه حرکت دانه‌های بستر (u_{*c}) تعریف می‌شود، برای هیدروگراف‌های تولیدی در تحقیق حاضر در محدوده $0.5 < u^*/u_{*c} < 0.95$ مقدار $u^*/u_{*c} = 0.5$ توسط محققانی مانند Breusers et al. (1977) به عنوان حد شروع آبشستگی در اطراف پایه معرفی شده است. همچنین محدوده عدد فرود جریان برای آزمایش‌های حاضر $0.15 < Fr < 0.3$ است.

این فلوم افقی بوده و دارای طول 14 متر، عرض 0/75 متر و عمق 0/6 متر می‌باشد. جنس دیوار فلوم از شیشه بوده و جریان آب داخل فلوم کاملاً قابل رؤیت است. کف کانال به میزان 20 سانتی متر با استفاده از مصالح رسوبی پر شده است. اندازه قطر متوسط دانه‌های بستر 0/67 میلی‌متر می‌باشد. مکانیزم جریان در این فلوم چرخشی بوده، بطوری که 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 می‌شود. پمپ آب به یک دیمر برای کنترل دور الکتروموتور پمپ مجهز شده است. این دیمر قادر است با تغییر دور الکتروموتور دبی‌های متفاوتی را وارد سیستم نماید. بدین ترتیب با تغییر دور الکتروموتور می‌توان شرایط جریان را در داخل فلوم تغییر داد. برای تولید جریان غیردائم در کانال از یک نرم افزار کامپیوتری استفاده شده است. این نرم افزار قادر است با اعمال فرمان به دیمر دور الکتروموتور را در زمان تغییر داده و بدین ترتیب جریان متغیر زمانی (هیدروگراف) در داخل کانال تولید شود.

رسیدن به دبی اوج در آنها از 1 تا 4 دقیقه با اختلاف 1 دقیقه متغیر می‌باشد. 4 هیدروگراف دوم با یک اوج (U-H-5 تا U-H-8) دارای زمان تداوم 19 دقیقه بوده، که زمان رسیدن به دبی اوج در آنها از 2 دقیقه تا 15 دقیقه متغیر است. 4 هیدروگراف سوم با یک اوج (U-H-9 تا U-H-12) دارای زمان تداوم 57 دقیقه بوده، که زمان رسیدن به دبی اوج در آنها از 4 دقیقه تا 42 دقیقه متغیر می‌باشد. در نهایت 4 هیدروگراف چهارم با یک اوج (U-H-13 تا U-H-16) دارای زمان تداوم 95 دقیقه بوده، که زمان رسیدن به دبی اوج در آنها از 9 دقیقه تا 71 دقیقه متغیر می‌باشد. هیدروگراف‌های با دو اوج شامل دبی‌هایی با پارامتر شدت جریان $0/8$ و $0/95$ می‌باشند. این هیدروگراف‌ها با هدف تأثیر زمان وقوع اوج‌ها در هیدروگراف‌های با اوج‌های متوالی بر روی عمق آبشستگی طراحی شده‌اند. زمان تداوم این هیدروگراف‌ها که به صورت U-mp-1 تا U-mp-8 نامگذاری شده‌اند، از 12 دقیقه تا 61 دقیقه متغیر می‌باشد. زمان وقوع اوج‌ها در هیدروگراف‌های با زمان تداوم یکسان، متفاوت انتخاب شده است. در جدول 1 و 2 و همچنین در شکل 2 مشخصات هیدروگراف‌های تحقیق حاضر با جزئیات بیشتری ارائه شده است.

در نهایت بعد از انجام آزمایش‌ها، با استفاده از شیرهای تخلیه آب که در نقاط مختلف فلوم قرار داشت اقدام به تخلیه آب از فلوم می‌شد. در ادامه با استفاده از یک خط-کش فلزی بلند با دقت 1 میلی‌متر، طول و عرض حفره آبشستگی در اطراف پایه مستطیلی برداشت می‌شد. این مشخصات در شکل 3 نشان داده شده است. در این شکل فواصل افقی شامل ابعاد حفره آبشستگی در پلان (L_s طول حفره در بالادست، B_1 و B_2 به ترتیب نصف عرض حفره در دماغه بالادست و پایین‌دست پایه مستطیلی) و پارامتر S مربوط به طول کل حفره آبشستگی در راستای جریان و فواصل قائم شامل عمق حفره (d_{sf} و d_{s1} به ترتیب عمق حفره در جلو و پشت پایه) می‌باشند. به این ترتیب با

برای محاسبه محدوده شرایط جریان برای اعمال تغییرات دبی در فلوم آزمایشگاهی از نرم‌افزار HEC-RAS استفاده شده است. این نرم‌افزار با حل عددی معادلات حاکم بر جریان در کانال‌های روباز (معادلات سنت و نانت) تغییرات پارامترهای مختلف جریان شامل عمق، سرعت و تنش برشی اعمالی به بستر را محاسبه می‌کند. برای محاسبه ضریب مانینگ در فلوم آزمایشگاهی که به عنوان پارامتر کالیبراسیون مدل مطرح است، از نتایج آزمایشگاهی در شرایط جریان دائمی استفاده شده است.

این آزمایش‌ها نشان داد که ضریب مانینگ فلوم برابر با $n = 0.0125$ است که در محدوده بستر ماسه‌ای بدون شکل‌های بستر قرار دارد (Chow, 1959). نتایج تحلیل نرم‌افزار نشان داد که در عمق پایاب برابر با $y=0.15$ m و دبی $Q = 0.018$ m³/s مقدار پارامتر شدت جریان $u_* / u_{*c} = 0.5$ است و همچنین در دبی $Q = 0.036$ m³/s مقدار $u_* / u_{*c} = 0.95$ خواهد بود. صحت و درستی نتایج حاصل از نرم‌افزار در آزمایش‌های مختلف مورد تأیید قرار گرفت. در تحقیق حاضر محدوده پارامترهای بی‌بعد مختلف به گونه‌ای انتخاب شد که تأثیری بر نتایج آزمایش‌ها نداشته باشند. به عنوان نمونه در شرایط عبور هیدروگراف $K_B = 74.6 > 50$ ، $K_p \approx 3 \geq 3$ و پارامتر بی‌بعد عرض کانال نسبت به عرض پایه $W/B = 15 \leq 16$ در محدوده‌ای قرار داشتند که تأثیری بر نتایج آزمایش‌های آبشستگی ندارند (Melville, 1999; Raudkivi, 1983).

هیدروگراف‌های تولیدی در مطالعه حاضر شامل 16 هیدروگراف با یک اوج و 8 هیدروگراف با دو اوج متوالی می‌باشند. هدف از طراحی هیدروگراف‌های با یک اوج، بررسی تأثیر زمان وقوع اوج سیلاب بر عمق آبشستگی می‌باشد. 4 هیدروگراف اول از 16 هیدروگراف با یک اوج که به صورت U-H-1 تا U-H-4 نامگذاری شده است، دارای زمان تداوم (زمان رسیدن از پارامتر شدت جریان 0.5 به شدت جریان 0.95) 5 دقیقه بوده، که زمان

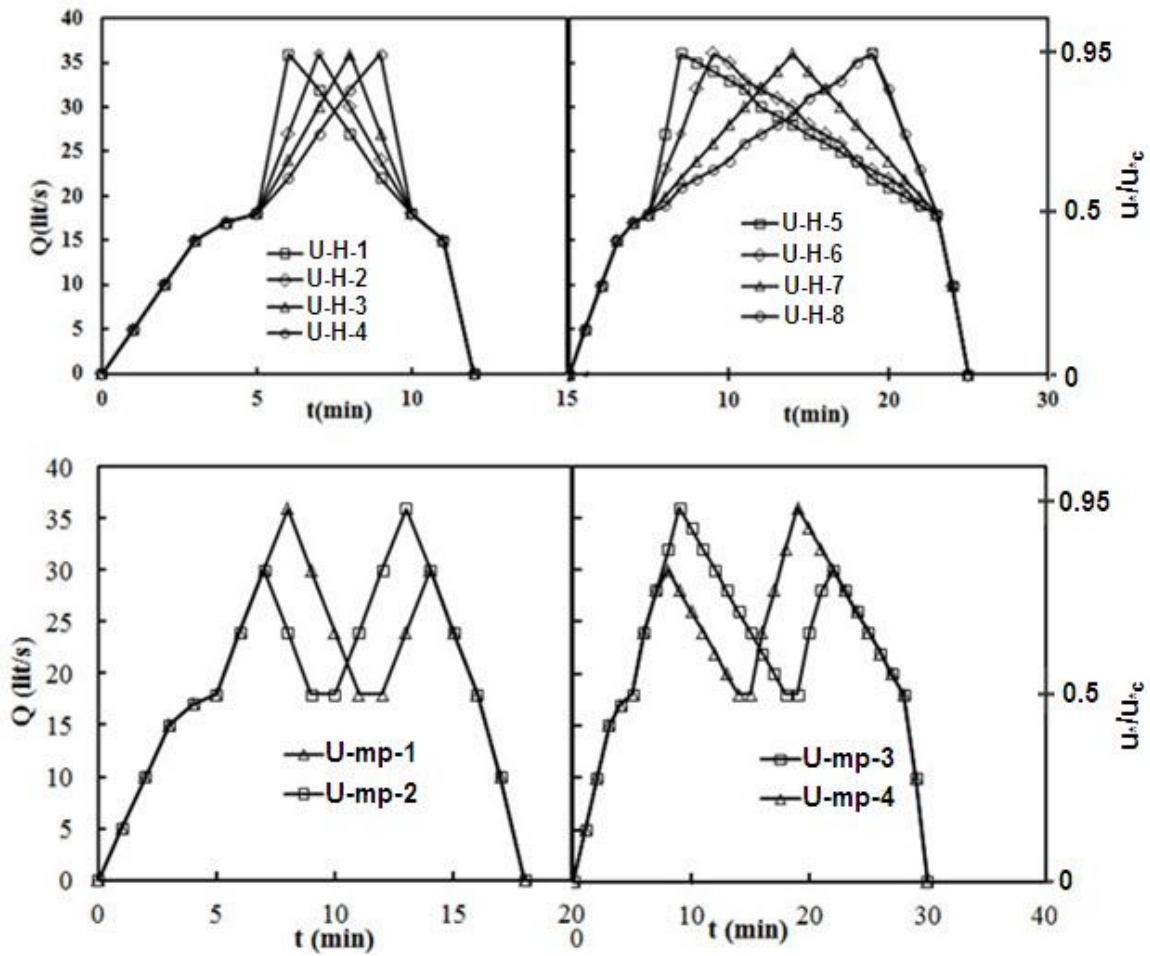
توجه به اطلاعات بدست آمده اقدام به تحلیل نتایج آزمایش‌ها می‌شود.

جدول 1 مشخصات هیدروگراف‌های با یک اوج در مطالعه حاضر

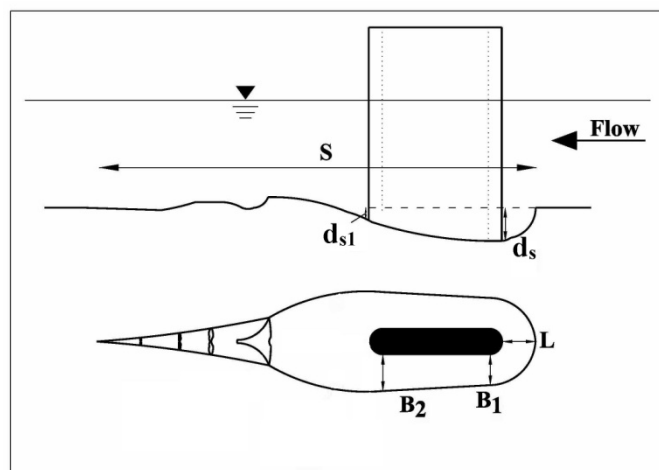
ردیف	هیدروگراف	شدت جریان اوج	شدت جریان پایه	زمان تداوم (min)	زمان رسیدن به دبی اوج (min)
1	U-H-1	0/95	0/5	6	1
2	U-H-2	0/95	0/5	6	2
3	U-H-3	0/95	0/5	6	3
4	U-H-4	0/95	0/5	6	4
5	U-H-5	0/95	0/5	19	2
6	U-H-6	0/95	0/5	19	4
7	U-H-7	0/95	0/5	19	9
8	U-H-8	0/95	0/5	19	14
9	U-H-9	0/95	0/5	57	4
10	U-H-10	0/95	0/5	57	14
11	U-H-11	0/95	0/5	57	28
12	U-H-12	0/95	0/5	57	42
13	U-H-13	0/95	0/5	95	9
14	U-H-14	0/95	0/5	95	24
15	U-H-15	0/95	0/5	95	47
16	U-H-16	0/95	0/5	95	71

جدول 2 مشخصات هیدروگراف‌های با دو اوج در مطالعه حاضر

شماره	هیدروگراف	شدت جریان در اوج اول	شدت جریان در اوج دوم	زمان تداوم (min)	زمان رسیدن به اوج اول (min)	زمان رسیدن به اوج دوم (min)
1	U-mp-1	0/95	0/8	12	4	10
2	U-mp-2	0/8	0/95	12	3	9
3	U-mp-3	0/95	0/8	24	5	18
4	U-mp-4	0/8	0/95	24	4	15
5	U-mp-5	0/95	0/8	47	10	35
6	U-mp-6	0/8	0/95	47	7	29
7	U-mp-7	0/95	0/8	61	19	49
8	U-mp-8	0/8	0/95	61	11	43



شکل 2 تعدادی از هیدروگراف‌های مورد آزمایش در تحقیق حاضر



شکل 3 مشخصات حفره آبستگی برای شرایط پایه مستطیلی بدون محافظ.

3- تحلیل نتایج

در این بخش تحلیل نتایج آزمایش‌ها در دو بخش هیدروگراف‌های با یک اوج و دو اوج متوالی ارائه می‌شود.

3-1- هیدروگراف‌های با یک اوج

در جدول 3 عمق آبستگي نهایی به همراه مشخصات ابعاد حفره آبستگي در شرایط عبور هیدروگراف با یک اوج نشان داده شده است. با توجه به این جدول تمامی مقادیر d_{s1} که مربوط به عمق آبستگي در پشت پایه است، منفی می‌باشند که علت این موضوع حرکت جبهه رسوبات شسته شده از قسمت بالادست به پایین دست پایه و افزایش تراز اولیه بستر در اثر رسوب‌گذاری است. همان‌گونه که در این جدول مشخص است تأثیر زمان

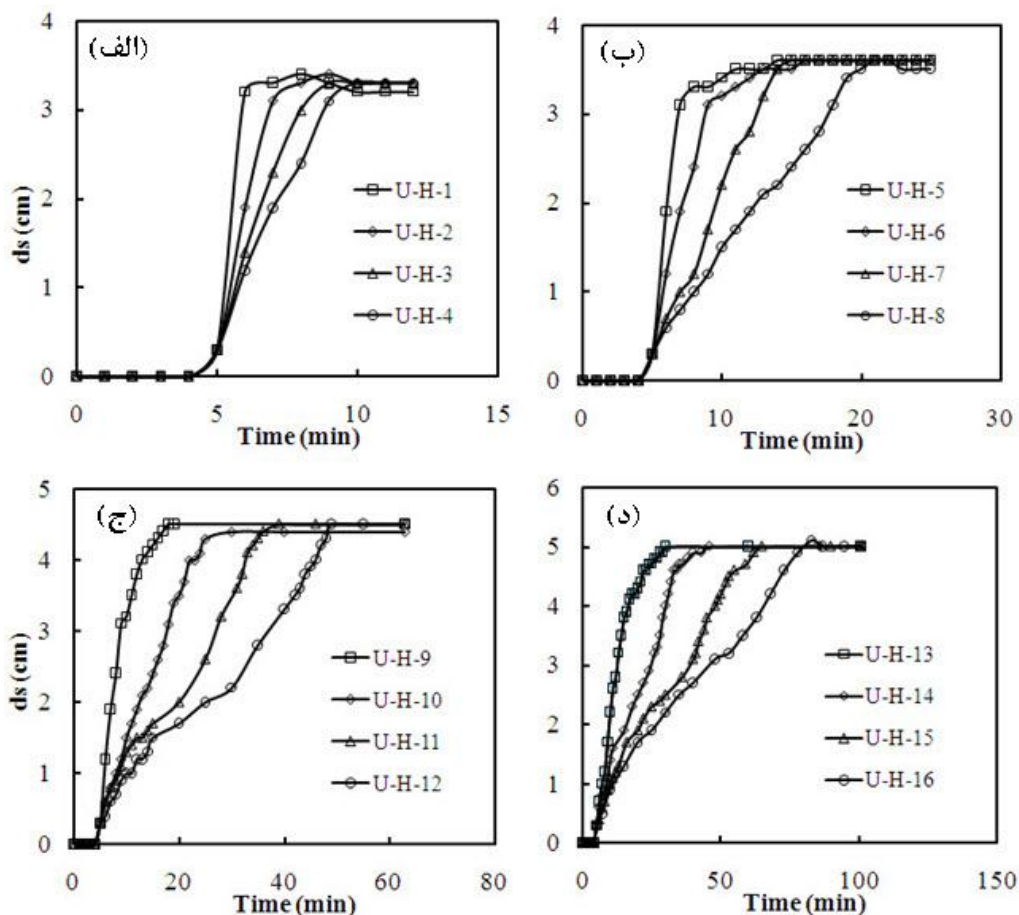
رسیدن به اوج هیدروگراف بر عمق نهایی آبستگي در اطراف پایه پل ناچیز می‌باشد. بررسی نتایج عمق آبستگي (d_s) برای هیدروگراف‌های U-H-1 تا U-H-4 که دارای زمان تداوم کوتاه 6 دقیقه می‌باشند، نشان می‌دهد که عمق نهایی آبستگي (d_{sf}) برای این هیدروگراف‌ها تقریباً با هم برابر می‌باشد این موضوع در شرایطی است که هیدروگراف U-H-1 دارای شرایط غیردائمی بسیار شدید بوده، به طوری که زمان شاخه بالارونده هیدروگراف تنها 1 دقیقه می‌باشد. همچنین نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که عمق نهایی هیدروگراف‌های U-H-5 تا U-H-8 با زمان تداوم 19 دقیقه و U-H-9 تا U-H-12 با زمان تداوم 57 دقیقه و در نهایت هیدروگراف‌های U-H-13 تا U-H-16 با زمان تداوم 95 دقیقه نیز تقریباً با هم برابر است.

جدول 3 نتایج عمق آبستگي در آزمایش‌ها هیدروگراف با یک اوج

اندازه در پلان (cm)			اندازه در پروفیل طولی (cm)			آزمایش	ردیف
B_2	B_1	L_s	S	d_{s1}	d_{sf}		
3/6	4	4/6	31	-1	3/2	U-H-1	1
4/3	4	4/5	28	-1	3/3	U-H-2	2
4/2	4/2	4/4	25	-1	3/3	U-H-3	3
4/5	4/3	4/6	26	-1	3/3	U-H-4	4
5/5	5/4	5/5	50	-1/1	3/6	U-H-5	5
5/6	5/1	5/3	46	-1/2	3/6	U-H-6	6
5/6	5/5	5/5	47	-1	3/6	U-H-7	7
5/5	5/5	5/5	48	-1/2	3/5	U-H-8	8
6	5/9	5/9	70	-1/3	4/5	U-H-9	9
6/2	5/9	5/9	68	-1/2	4/4	U-H-10	10
6	5/8	5/8	68	-1/2	4/5	U-H-11	11
6/1	5/9	5/9	68	-1/3	4/5	U-H-12	12
6/5	6/2	6/3	95	-1/5	5	U-H-13	13
6/2	6/2	6/2	93	-1/5	5	U-H-14	14
6/6	6/3	6/3	98	-1/5	5	U-H-15	15
6	6/2	6/3	102	-1/5	5	U-H-16	16

بالارونده هیدروگراف نشان نمی‌دهد. با توجه به داده‌های جدول 3 علاوه بر عمق نهایی آبشستگی، نتیجه‌گیری فوق برای بقیه مشخصات حفره آبشستگی نظیر طول و عرض حفره در پلان نیز صدق می‌کند. به عنوان نمونه پارامتر L برای هیدروگراف‌های U-H-1 تا U-H-4 تقریباً با هم برابر بوده و مقدار آن در حدود $4/5$ سانتی‌متر است. نکته دیگر اینکه با افزایش زمان تداوم هیدروگراف روند افزایش پارامترهای حفره آبشستگی در پلان کندتر از عمق آبشستگی می‌باشد. به عنوان نمونه با افزایش زمان تداوم هیدروگراف از 6 دقیقه به 95 دقیقه، پارامتر L به میزان 40 درصد افزایش می‌یابد که این میزان تقریباً نصف مقدار افزایش عمق نهایی آبشستگی (88 درصد) است. شکل 4 توسعه زمانی عمق آبشستگی در شرایط عبور هیدروگراف‌های مختلف را نشان می‌دهد.

در این هیدروگراف‌ها نیز زمان شاخه بالارونده در هیدروگراف‌های با زمان تداوم یکسان متفاوت است. بر این اساس، نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که هر چند با افزایش زمان تداوم هیدروگراف از 6 دقیقه به 95 دقیقه، عمق آبشستگی در حدود 88 درصد افزایش می‌یابد، ولی در زمان تداوم یکسان، تا زمانی که محدوده شدت جریان اعمالی به بستر ثابت باشد، زمان رسیدن به اوج هیدروگراف تأثیری بر عمق نهایی آبشستگی در اطراف پایه پل ندارد. بنابراین با وجود اینکه مراجع مختلف تفاوت نرخ حمل رسوب را در شرایط هیدروگراف‌های با زمان تداوم یکسان، ولی زمان رسیدن به اوج متفاوت در یک جریان غیر دائمی گزارش نمودند (De Sutter, 2001; Lee, 2004)، عمق آبشستگی نهایی در اطراف پایه پل تغییر چندانی را با تغییر در شیب ضلع‌های پائین‌رونده و



شکل 4 توسعه زمانی عمق آبشستگی برای آزمایش‌ها هیدروگراف با یک اوج (T_d زمان تداوم هیدروگراف)

تأثیر زمان شاخه بالارونده هیدروگراف بر توسعه زمانی آبشستگی بخوبی در این شکل نشان داده شده است، به این صورت که هر چه شیب شاخه بالارونده هیدروگراف بیشتر باشد، عمق آبشستگی با سرعت بیشتری به مقدار نهایی خود می‌رسد و تأثیر شاخه پایین‌رونده هیدروگراف نیز بیشتر می‌شود. نکته دیگر اینکه به علت زمان تداوم کوتاه هیدروگراف‌های U-H-1 تا U-H-4، رسوبات معلقی که به علت عملکرد گرداب نعل اسبی در جلوی پایه پل به صورت معلق در آمده‌اند، فرصت خروج از حفره آبشستگی را ندارند و در نتیجه بعد از عبور هیدروگراف جریان در داخل حفره آبشستگی نشست می‌کنند و در نتیجه، اندکی عمق آبشستگی کاهش می‌یابد که مقدار آن در بدترین حالت در حدود 5 درصد عرض پایه می‌باشد (شکل 4- الف).

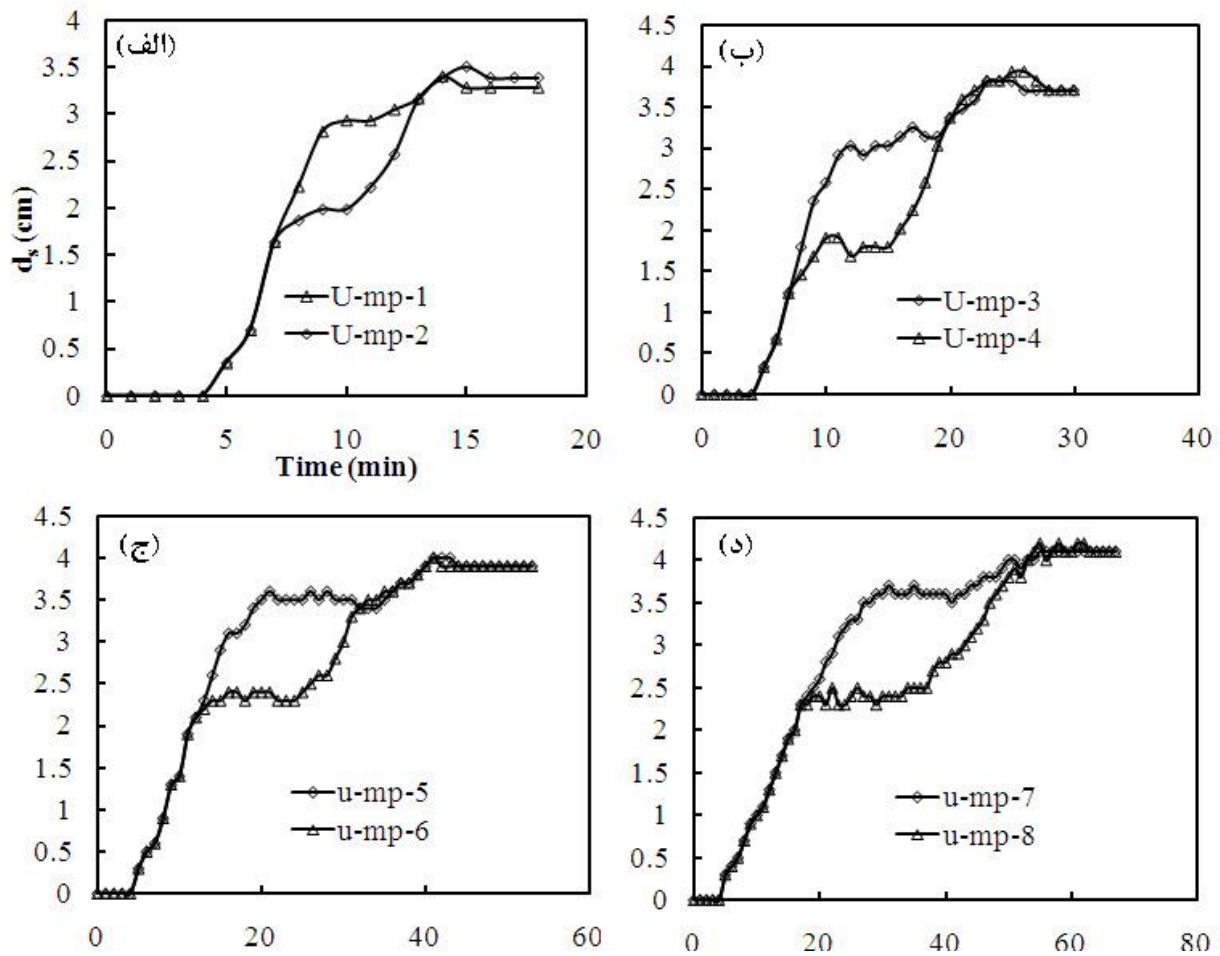
3-2- هیدروگراف‌های با دو اوج

نتایج عمق آبشستگی نهایی و حداکثر عمق آبشستگی برای هیدروگراف‌های مختلف آزمایش شده در این قسمت (جدول 2) در جدول 4 نشان داده شده است. همان‌گونه که در این جدول مشخص است، عمق آبشستگی نهایی برای هیدروگراف U-mp-1 که در آن اوج با شدت جریان 0/95 ابتدا و سپس اوج با شدت جریان

0/8 اتفاق می‌افتد، در مقابل هیدروگراف U-mp-2 که در آن اوج‌ها بر عکس اتفاق می‌افتند، اختلاف چندانی ندارد. بر این اساس زمان وقوع اوج‌ها در هیدروگراف‌های با اوج‌های متوالی تأثیری بر عمق نهایی آبشستگی ندارد. نتیجه‌گیری فوق برای هیدروگراف‌های با زمان تداوم طولانی‌تر (U-mp-3 تا U-mp-8) نیز صدق می‌کند که این موضوع نشان می‌دهد، زمان تداوم هیدروگراف تأثیری بر این نتیجه‌گیری ندارد. همچنین نتایج آزمایش‌های ارائه شده در جدول 4 مشخص می‌کند که سایر مشخصات حفره آبشستگی در پلان نظیر طول و یا عرض حفره آبشستگی مشابه با عمق نهایی حفره آبشستگی تابعی از زمان وقوع اوج‌ها در هیدروگراف‌های با اوج‌های متوالی نیست. در شکل 5 توسعه زمانی عمق آبشستگی برای هیدروگراف‌های مختلف نشان داده شده است. بررسی مسیر منحنی‌ها نشان می‌دهد که بعد از عبور اوج اول و اوج دوم، عمق آبشستگی تا حدودی کاهش می‌یابد. به همین دلیل در جدول 4 بیشترین مقدار این کاهش در حدود 5 درصد عرض پایه می‌باشد. این موضوع می‌تواند به علت ریزش جداره‌های حفره آبشستگی به داخل حفره و پرکردن آن به علت کاهش تنش اعمالی به بستر پس از عبور اوج سیلاب باشد.

جدول 4 نتایج عمق آبشستگی در آزمایش‌ها هیدروگراف با دو اوج

اندازه در پلان (cm)			اندازه در پروفیل طولی (cm)			آزمایش	ردیف
B ₂	B ₁	L _s	S	d _{s1}	d _{s2}		
5/5	6	6/8	27/5	-1	3/3	U-mp-1	1
6	6/3	7	27	-1	3/4	U-mp-2	2
6/4	7/2	7/8	32	-1/5	3/7	U-mp-3	3
6/4	7/2	7/8	32	-1/5	3/7	U-mp-4	4
7/6	8/5	8/6	39	-2/2	3/9	U-mp-5	5
7/4	8/5	8/6	39/5	-2/2	3/9	U-mp-6	6
8	8/8	8/8	43	-2	4/1	U-mp-7	7
8	8/8	8/8	42	-2	4/1	U-mp-8	8



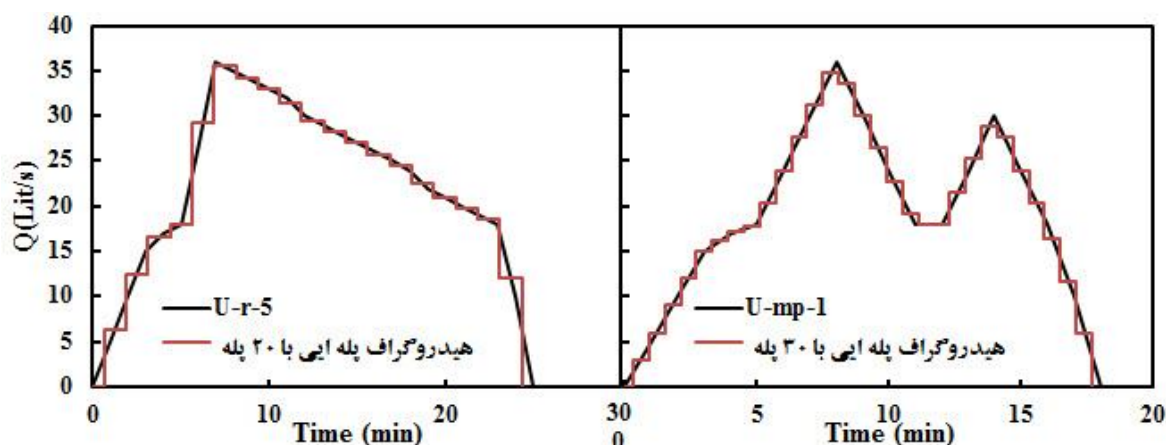
شکل 5 تغییرات زمانی عمق آبشستگی برای آزمایش‌ها هیدروگراف با دو اوج

تعداد پله تغییری در عمق آبشستگی ایجاد نشود (سلامتیان و همکاران، 1391)، سپس توسعه زمانی عمق آبشستگی در هر پله با استفاده از معادلات جریان دائمی بدست آمد. در شکل 6 نمایی از هیدروگراف‌های پیوسته U-mp-1 و U-r-5 و مدل پله‌ای این هیدروگراف-ها با 20 و 30 پله نشان داده شده است. در این تحقیق از سه معادله توسعه زمانی آبشستگی در شرایط جریان دائمی که در بخش مقدمه ارائه شده است، استفاده می‌شود.

برای محاسبه تغییرات زمانی عمق آبشستگی در هر پله باید با توجه به عمق آبشستگی در انتهای پله قبلی، زمان مورد نظر برای شکل‌گیری این عمق آبشستگی با توجه به شرایط جریان در پله جدید محاسبه شود.

3-3- برآورد عمق آبشستگی در شرایط عبور هیدروگراف

از آنجا که شرایط هیدروگراف‌های تحقیق فعلی به علت زمان تداوم کوتاه و در بعضی موارد وجود دو اوج با شدت تنش مختلف، متفاوت با تحقیقات انجام شده توسط محققان قبلی است، مطالعه بر روی دقت استفاده از روابط تغییرات زمانی عمق آبشستگی در شرایط جریان دائمی برای برآورد عمق آبشستگی در شرایط عبور هیدروگراف‌های فعلی می‌تواند مفید باشد. برای این منظور هیدروگراف‌های پیوسته تحقیق حاضر به صورت پله‌ای با زمان تداوم یکسان در هر پله، مدل‌سازی شده، به طوریکه حجم آب زیر این هیدروگراف‌ها با هیدروگراف-های پیوسته اولیه تقریباً یکسان باشد و همچنین با افزایش

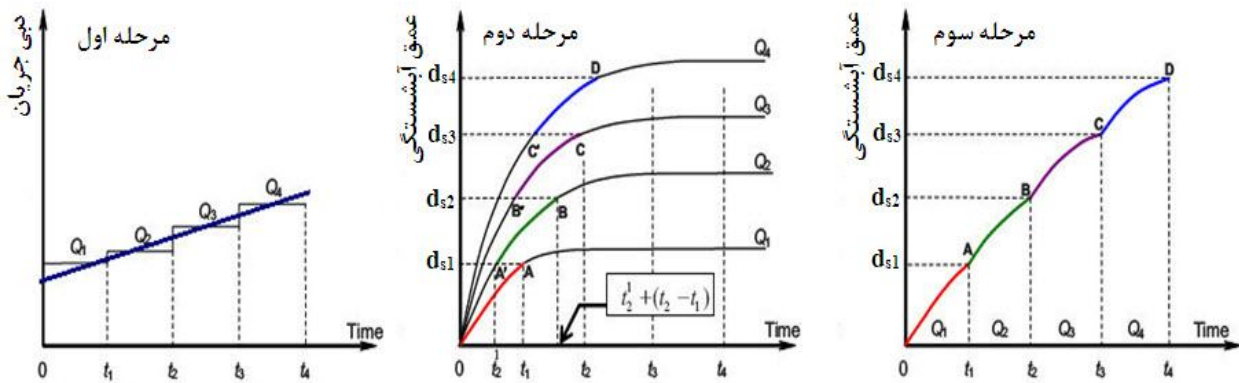


شکل 6 نمایی از هیدروگراف‌های پیوسته و مدل پله‌ای مربوط به آنها

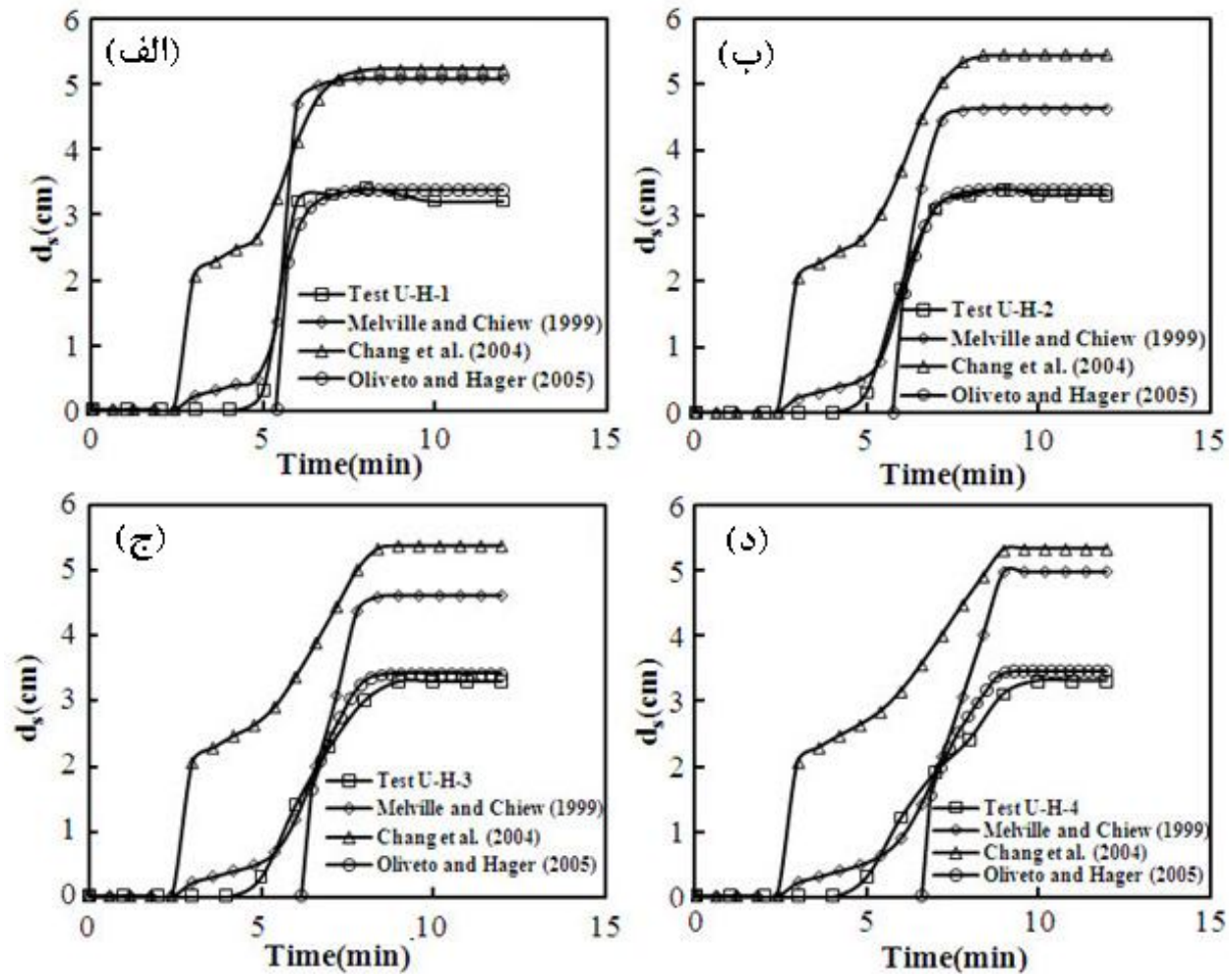
آزمایشگاهی و همچنین معادلات تجربی دیگر نشان می‌دهد. همچنین روند تغییرات زمانی عمق آبستگي بعد از شروع آبستگي در معادلات چنگ و همکاران (2004) و اولیوتو و هگر (2005) بسیار شدید است و اختلاف نسبتاً زیادی با نتایج آزمایشگاهی دارند. ولی معادله ملویل و چپو (1999) به نتایج آزمایشگاهی نزدیکتر است. بر این اساس به طور کلی می‌توان گفت که روند تغییرات زمانی عمق آبستگي در شرایط عبور هیدروگراف در معادلات اولیوتو و هگر (2005) و ملویل و چپو (1999) به نتایج آزمایشگاهی نزدیکتر می‌باشند، ولی معادله چنگ و همکاران (2004) اختلاف زیادی با نتایج آزمایشگاهی دارد. در نهایت با مقایسه منحنی‌های شکل 8 با شکل 9 می‌توان نتیجه گرفت که اختلاف شکل منحنی توسعه زمانی آبستگي بین قرائت آزمایشگاهی و مدل هیدروگراف پله‌ای در حالت هیدروگراف با دو اوج نسبت به هیدروگراف با یک اوج بسیار بیشتر است که علت این موضوع می‌تواند در نظر نگرفتن فرآیند پر شدن حفره آبستگي پس از عبور اوج اول توسط معادله تجربی در مدل هیدروگراف پله‌ای باشد.

سپس ادامه منحنی توسعه زمانی عمق آبستگي با توجه به شرایط جریان در پله جدید بدست می‌آید. در نهایت، عمق نهایی عبور هیدروگراف با توجه به منحنی تغییرات زمانی عمق آبستگي بدست می‌آید. در شکل 7 مراحل مختلف محاسبه تغییرات زمانی عمق آبستگي ناشی از جریان هیدروگراف با استفاده از مدل هیدروگراف پله‌ای نشان داده شده است.

در شکل‌های 8 و 9 به ترتیب نتایج محاسبه تغییرات زمانی عمق آبستگي برای هیدروگراف‌های با یک اوج و دو اوج ارائه شده است. در این شکل‌ها، هیدروگراف‌های محاسباتی با استفاده از مدل هیدروگراف پله‌ای و معادلات (1)، (7) و (9) محاسبه شده است. همان‌گونه که از این نمودارها مشخص است بین معادلات مختلف با هم و همچنین با نتایج آزمایش‌ها، مخصوصاً در شروع آبستگي اختلاف وجود دارد. معادلات ملویل و چپو (1999) (معادله 1) و همچنین چنگ و همکاران (2004) (معادله 7) زمان شروع آبستگي را مشابه هم نشان می‌دهند، که این مقدار کمی کمتر از مقدار آزمایشگاهی است. از طرفی معادله اولیوتو و هگر (2005) (معادله 9) زمان شروع آبستگي را بسیار بیشتر از مقدار

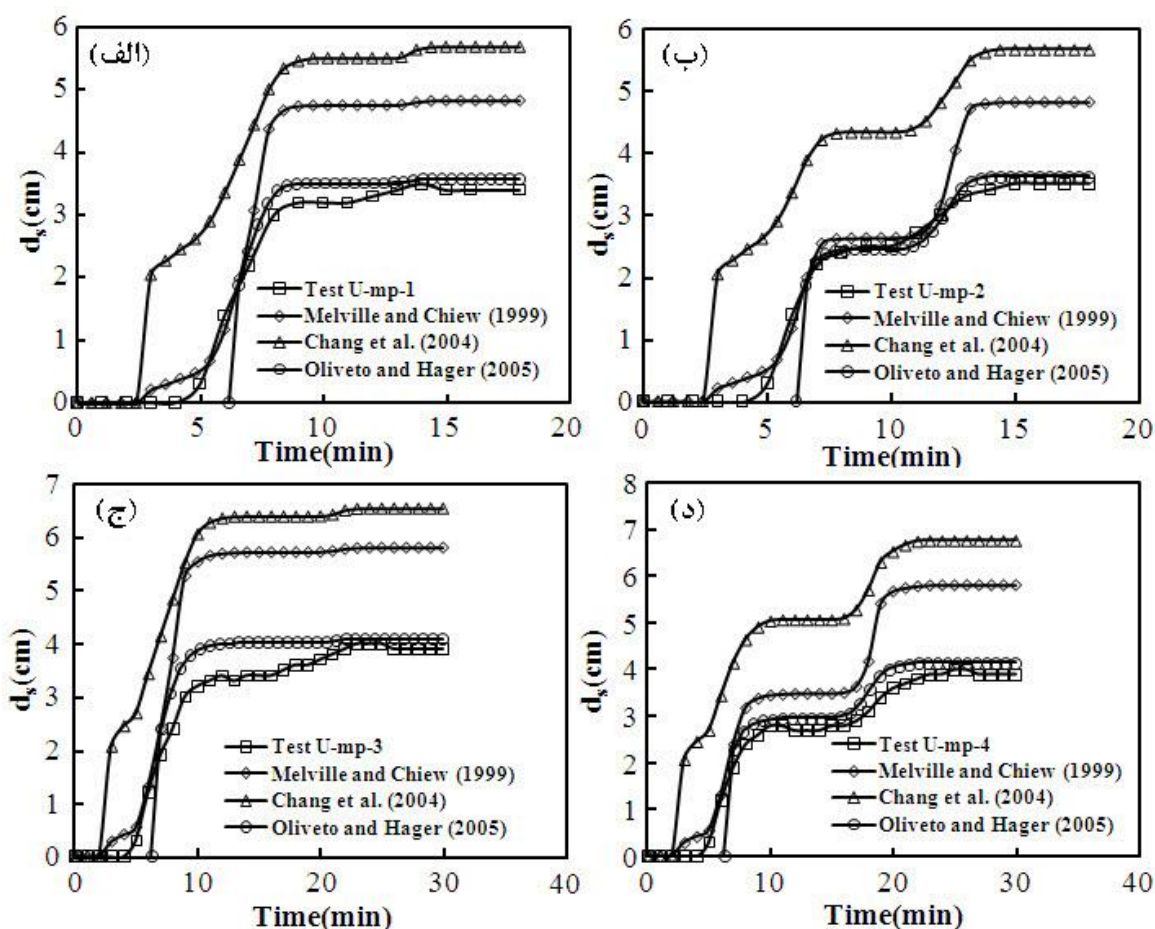


شکل 7 مراحل مختلف محاسبه تغییرات زمانی عمق آبشستگی ناشی از جریان هیدروگراف با استفاده از مدل هیدروگراف پله‌ای



شکل 8 مقایسه تغییرات زمانی عمق آبشستگی با استفاده از نتایج آزمایشگاهی و مدل هیدروگراف پله‌ای

برای هیدروگراف‌های با یک اوج



شکل 9 مقایسه تغییرات زمانی عمق آبشستگی با استفاده از نتایج آزمایشگاهی و مدل هیدروگراف پله‌ای برای هیدروگراف‌های با دو اوج متوالی

بدست می‌آید که این موضوع نیز منطبق بر نتایج آزمایشگاهی می‌باشد. در نهایت با توجه به نتایج جدول 5 مشخص می‌شود که متوسط اختلاف مقدار عمق آبشستگی مربوط به هیدروگراف‌های مورد مطالعه در تحقیق حاضر با استفاده از نتایج آزمایشگاهی و مدل هیدروگراف پله‌ای حاصل از معادلات تجربی مختلف، متفاوت است که این موضوع می‌تواند ناشی از دقت متفاوت این معادلات باشد. بر این اساس متوسط اختلاف معادله اولیوتو و هگر (2005) در حدود 10 درصد است که نسبت به بقیه معادلات بیشترین دقت را داراست.

در ادامه با توجه به نتایج بدست آمده از محاسبات مدل هیدروگراف پله‌ای، در جدول 5 نتایج عمق آبشستگی نهایی محاسباتی مربوط به هیدروگراف‌های مختلف ارائه شده است. محاسبات نشان می‌دهد که مقادیر عمق آبشستگی محاسباتی با استفاده از معادلات تجربی مختلف (1)، (7) و (9) برای هیدروگراف‌های پله‌ای با زمان تداوم یکسان ولی زمان شاخه بالارونده مختلف، تقریباً یکسان است که این موضوع با نتایج آزمایشگاهی همخوانی دارد. همچنین با توجه به داده‌های جدول 5، عمق آبشستگی محاسباتی برای هیدروگراف‌های با دو اوج متوالی غیر یکسان و با زمان وقوع متفاوت اوج‌ها تقریباً یکسان

جدول 5 مقایسه نتایج عمق آبشستگی در آزمایش‌ها حاضر و مدل هیدروگراف پله‌ای

اولیوتو و هگر (2005)		چنگ و همکاران (2004)		ملویل و چپو (1999)		نتایج آزمایشگاهی		ردیف
درصد افزایش نسبت به مقدار آزمایشگاهی	d_s (cm)	درصد افزایش نسبت به مقدار آزمایشگاهی	d_s (cm)	درصد افزایش نسبت به مقدار آزمایشگاهی	d_s (cm)	d_s (cm)	آزمایش	
5/0	3/36	63/1	5/22	53/1	4/9	3/2	U-H-1	1
3/0	3/4	64/8	5/44	40/0	4/62	3/3	U-H-2	2
3/3	3/41	62/7	55/37	39/7	4/61	3/3	U-H-3	3
4/8	3/46	61/5	5/33	50/9	4/98	3/3	U-H-4	4
16/9	4/21	84/7	6/65	63/3	5/88	3/6	U-H-5	5
17/5	4/23	84/7	6/65	64/7	5/93	3/6	U-H-6	6
18/3	4/26	91/9	6/91	63/1	5/87	3/6	U-H-7	7
22/3	4/28	92/9	6/75	68/0	5/88	3/5	U-H-8	8
8/7	4/89	73/1	7/79	56/4	7/04	4/5	U-H-9	9
12/3	4/94	80/0	7/92	59/5	7/02	4/4	U-H-10	10
11/1	5/00	79/3	8/07	55/6	7/00	4/5	U-H-11	11
11/3	5/01	77/6	7/99	54/0	6/93	4/5	U-H-12	12
5/0	5/25	66/6	8/33	52/2	7/61	5	U-H-13	13
6/0	5/30	69/2	8/46	52/8	7/64	5	U-H-14	14
6/4	5/32	67/2	8/36	50/6	7/53	5	U-H-15	15
6/8	5/34	71/8	8/59	51/6	7/58	5	U-H-16	16
8/5	3/58	72/4	5/56	46/4	4/83	3/3	U-mp-1	17
6/5	3/62	66/5	5/66	41/5	4/81	3/4	U-mp-2	18
10/3	4/08	76/8	6/54	56/5	5/79	3/7	U-mp-3	19
11/9	4/14	82/7	6/76	56/2	5/78	3/7	U-mp-4	20
15/6	4/51	87/7	7/32	64/1	6/4	3/9	U-mp-5	21
16/7	4/55	89/0	7/37	62/6	6/34	3/9	U-mp-6	22
15/6	4/74	84/4	7/56	60/2	6/57	4/1	U-mp-7	23
16/3	4/77	91/2	7/84	63/4	6/7	4/1	U-mp-8	24
10/8	4/40	76/7	7/02	55/3	6/17	3/9	متوسط	
3/0	3/36	61/5	5/22	39/7	4/61	3/2	کمینه	
22/3	5/34	92/9	8/59	68	7/64	5	بیشینه	

4- نتیجه گیری

بررسی قرار گرفته است. در هیدروگراف‌های با زمان تداوم یکسان، زمان وقوع اوج متفاوت اختیار شد. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که با وجود تفاوت در نحوه توسعه

در این تحقیق تأثیر زمان وقوع اوج هیدروگراف سیل بر آبشستگی دور پایه پل به صورت آزمایشگاهی مورد

B_2	نصف عرض حفره در دماغه پایین دست پایه مستطیلی
d_{s0}	اندازه متوسط دانه‌های بستر
d_s	عمق آبستگي در جلوی پایه پل
d_{sf}	عمق آبستگي نهایی در جلوی پایه پل ناشی از عبور هیدروگراف
d_{s1}	عمق آبستگي در پشت پایه پل ناشی از عبور هیدروگراف
d_{se}	عمق تعادل حفره آبستگي
Fr	عدد فرود جریان
Fr_d	عدد فرود دانه‌ها
g	شتاب ثقل
g'	شتاب ثقل اصلاح شده
K_B	ضریب اصلاح نسبت عرض پایه به اندازه دانه‌های بستر
K_v	ضریب اصلاح پارامتر شدت جریان
K_y	ضریب اصلاح عمق جریان نسبت به عرض پایه
K_σ	ضریب اصلاحی عدم یکنواختی دانه‌های رسوب
L_s	طول حفره در بالادست پایه
N	پارامتر شکل پایه
S	طول کل حفره آبستگي در راستای جریان
t	پارامتر زمان
T_c	پارامتر زمانی در معادله چنگ و همکاران (2004)
T_{eq}	زمان تعادل حفره آبستگي
V	سرعت متوسط جریان
V_c	سرعت بحرانی حرکت دانه‌های بستر
W	عرض کانال
y	عمق جریان
σ	ضریب یکنواختی دانه‌های رسوب
ρ	جرم مخصوص جریان
ρ_s	جرم مخصوص دانه‌های رسوب

زمانی عمق آبستگي دور پایه برای هیدروگراف‌های با زمان تداوم یکسان و زمان وقوع دبی اوج متفاوت، عمق آبستگي نهایی یکسان می‌باشد. همچنین برای هیدروگراف‌های با دو اوج متفاوت و زمان تداوم یکسان، زمان وقوع اوج‌ها بر توسعه زمانی عمق آبستگي مؤثر بوده، ولی اهمیت چندانی بر عمق آبستگي نهایی ندارد. همچنین بررسی مسیر منحنی توسعه زمانی عمق آبستگي نشان می‌دهد به علت ریزش جداره‌ها پس از فروکش کردن اوج سیلاب، عمق آبستگي پس از عبور اوج اول تا حدودی کاهش می‌یابد. بیشترین مقدار این کاهش در حدود 5 درصد عرض پایه مشاهده گردید. این حالت برای شرایط هیدروگراف با یک اوج و زمان تداوم کوتاه نیز مشاهده شد. در ادامه برای محاسبه توسعه زمانی عمق آبستگي ناشی از عبور هیدروگراف از مدل هیدروگراف پله‌ای استفاده گردید. برای محاسبه عمق آبستگي در جریان دائمی هر پله از سه معادله مشهور نرخ آبستگي مربوط به ملویل و چیو (1999)، چنگ و همکاران (2004) و همچنین اولیوتو و هگر (2005) استفاده گردید. نتایج نشان داد که بدون توجه به نوع معادله نرخ آبستگي، مدل هیدروگراف پله‌ای توسعه زمانی آبستگي را برای هیدروگراف‌های با یک اوج بهتر از هیدروگراف‌های با دو اوج پیش‌بینی می‌کند. همچنین اختلاف قابل توجهی در زمان شروع آبستگي در حالت آزمایشگاهی و مدل هیدروگراف پله‌ای وجود دارد. در نهایت نتایج محاسبات نشان داد که بهترین معادله تجربی برای محاسبه عمق آبستگي نهایی با استفاده از مدل هیدروگراف پله‌ای، معادله اولیوتو و هگر (2005) است که متوسط اختلاف آن با مقادیر آزمایشگاهی در حدود 10 درصد می‌باشد.

6- منابع

فاردی، آر. وی. و چالتون، اف. جی. (1381)، "نقش عوامل هیدرولیکی در طراحی پل‌ها"، ترجمه دکتر امیر رضا زراتی، انتشارات دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

5- فهرست علایم

B	عرض پایه پل
B_1	نصف عرض حفره در دماغه بالادست پایه مستطیلی

- Lee, K.T., Liu, Y.L., and Cheng, K.H. (2004). "Experimental investigation of bed load transport processes under unsteady flow conditions", *Hydrological Processes*, 18(13), pp. 2439-2454.
- Lu, J. Y., Hong, J. H., Su, C. C., Wang, C. Y., and Lai, J. S. (2008). "Field measurements and simulation of bridge scour depth variations during floods", *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(6), pp. 810-821.
- Lu, J. Y., Shi, Z. Z., Hong, J. H., Lee, J. J. and Raikar, R. V. (2011). "Temporal variation of scour depth at nonuniform cylindrical piers", *Journal of Hydraulic Engineering*, 137(1), pp. 45-56.
- Melville, B. W. and Coleman, S. E. (1999). *Bridge Scour*, Water Resources Publications.
- Melville, B. W. and Chiew, Y. M. (1999). "Time scale for local scour at bridge piers", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 125(1), pp. 59-65.
- Mia, M. F., and Nago, H. (2003), "Design method of time-dependent local scour at circular bridge pier", *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(6), pp. 420-427.
- Oliveto G. and Hager W.H. (2002). "Temporal evolution of clear-water pier and abutment scour", *Journal of Hydraulic Engineering*, 128 (9), pp. 811-820.
- Oliveto, G., and Hager, W. H. (2005). "Further results to time-dependent local scour at bridge elements", *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(2), pp. 97-105.
- Raudkivi, A. J. and Ettema, R. (1983). "Clear water scour at cylindrical piers", *Journal of Hydraulic Engineering*, 109(3), pp. 338-350.
- Scott, S. H., (2006). "Predicting sediment transport dynamics in ephemeral channels: A review of literature", ERDC/CHL CHETN-VII-6, U.S. Army Corps of Engineers.
- Song, T. and Graf, W. H. (1996). "Velocity and turbulence distribution in unsteady open-channel flow", *Journal of Hydraulic Engineering*, 122(3), pp. 141-154.
- سلامتیان، ا.، زراتی، ا. ر.، کریمایی، م. (1391)، "مطالعه انتقال رسوب بستر در جریان غیردائمی"، نهمین کنفرانس بین المللی مهندسی رودخانه، اهواز، دانشگاه شهید چمران.
- سلامتیان، ا.، "بررسی میزان آبشستگی اطراف پایه‌های پل در جریان‌های غیر دائمی و تحلیل قابلیت اطمینان با و بدون طوق محافظ"، رساله دکتری، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، 1392.
- Breusers, H. N. C., Nicollet, G., and Shen, H. W. (1977). "Local scour around cylindrical bridge piers", *Journal of Hydraulic Research*, 15(3), pp. 211-252.
- Briaud J. L., Chen H. C., Kwak K. W., Han S. W., and Ting F. C. K. (2001). "Multiflood and multilayer method for scour rate prediction at bridge piers", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(2), pp. 114-125.
- Chang, W. Y., Lai, J. S., and Yen, C. L. (2004). "Evaluation of scour depth at circular bridge piers", *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(9), pp. 905-913.
- Chow, V. T. (1959). *Open-Channel Hydraulics*. McGraw-Hill, New York.
- De sutter, R., Verhoeven R., and Andreas Krein, A., (2001). "Simulation of sediment transport during flood events: laboratory work and field experiments", *Journal of Hydrological Science*, 46(4), pp. 599-610.
- Hager, W. H., and Unger, J. (2010), "Bridge pier scour under flood waves", *Journal of Hydraulic Engineering*, 136(10), pp. 842-847.
- Kothyary, U. C., Garde, R. J., and Ranga Raju, K. G. (1992). "Temporal variation of scour around circular bridge pier", *Journal of Hydraulic Engineering*, 118(8), pp. 1091-1106.
- Karimaee Tabarestani, M. and Zarrati, A. R., (2014), "Sediment transport during flood event, A review", *International Journal of Environmental Science and Technology*, 12(2), pp. 775-788.