

بررسی آبستگي موضعي اطراف تک پایه در کانال‌های عریض و باریک

الهام ایزدی نیا^۱، محمد جعفرزاده^۲، شهاب شریعتی^۳، مجتبی رضایی^۴

۱- استادیار گروه عمران، دانشگاه غیر انتفاعی شهید اشرفی اصفهانی؛ فارغ التحصیل دانشگاه صنعتی اصفهان
و پژوهشگر سابق دانشگاه EPFL سوئیس

۲، ۳، ۴- دانشجوی کارشناسی، دانشگاه غیر انتفاعی شهید اشرفی اصفهانی

Sh.shariaty@ut.ac.ir

خلاصه

از مهمترین عوامل تخریب پل‌ها، آبستگي موضعي اطراف پایه پل می‌باشد. از آنجا که پل‌ها از جمله مهمترین سازه‌های رودخانه‌ای هستند و در نظر نگرفتن حداکثر عمق آبستگي در اطراف پایه پل در انواع کانال‌ها می‌تواند منجر به کوتاه شدن عمر پل شود، از این رو برای طراحی پایه پل تخمین حداکثر عمق آبستگي در انواع کانال‌ها ضروری می‌باشد. محققین زیادی در این باره تحقیق کرده و در نهایت رابطه‌ای برای تخمین حداکثر عمق آبستگي ارائه داده‌اند. اما این روابط در انواع مختلف کانال ثابت نبوده و با تغییر عرض و دیگر پارامترهای مربوطه تغییر خواهد کرد. از این رو در این تحقیق آبستگي در محل پایه‌های پل برای کانال‌های باریک و کانال‌های عریض در آزمایشگاه مدل شده که از مقایسه نتایج با روابط تجربی مشخص گردید رابطه شن (۱۹۶۹) برای کانال‌های باریک و رابطه بلنج-انگلیس (۱۹۶۲) برای کانال‌های عریض از دقت بیشتری نسبت به سایر روابط تجربی برخوردار است.

کلمات کلیدی: آبستگي موضعي، کانال‌های عریض، کانال‌های باریک، عمق آبستگي، پایه پل

۱. مقدمه

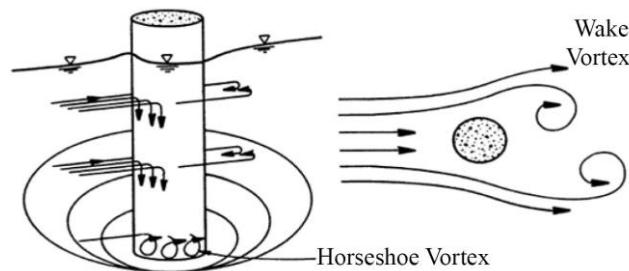
یکی از مهمترین عوامل آسیب و خرابی سازه‌های هیدرولیکی وقوع آبستگي موضعي در اطراف آن‌ها است. آبستگي پدیده‌ای طبیعی است که در اثر جریان آب در رودخانه‌ها و نهرها اتفاق می‌افتد. پل‌ها از جمله مهمترین سازه‌های هیدرولیکی هستند که از دیرباز مورد استفاده بشر قرار گرفته‌اند و نقش استراتژیک آن‌ها در مسائل گوناگون بر کسی پوشیده نیست. همه ساله پل‌های زیادی در سراسر جهان تخریب می‌شوند. تخریب این پل‌ها نه به دلایل سازه‌ای، بلکه به دلیل در نظر نگرفتن نقش عوامل هیدرولیکی در طراحی پل‌ها است. لاگاسی و ریچاردسون علت تخریب پل‌ها را در ایالات متحده، پدیده آبستگي موضعي و عمومی دانسته‌اند [۱]. چيو و لیم و چيو چند مورد از شکست پل‌ها را در جنوب تایوان و دی و بارهيويا تخریب پل‌ها در نیوزیلند را به علت پدیده آبستگي گزارش نمودند [۲ و ۳ و ۴]. فرهادزاده تخریب ۹۳۹۲ پل را به علت آبستگي در پایه، تکیه‌گاه و آبستگي انقباضي در ایران گزارش کرد [۵].

با توجه به اینکه طراحی مطمئن و اقتصادی پایه‌های پل در کانال‌های باریک و عریض نیاز به تخمین مناسبی از حداکثر عمق آبستگي دارد، یافتن روابطی دقیق در مورد هر یک از انواع کانال‌های باریک و عریض ضروری است. تعیین عمق آبستگي از این نظر اهمیت دارد که اولاً بیانگر میزان پتانسیل تخریب جریان در اطراف سازه بوده و ثانياً نقش بسیار مهمی را در طراحی ابعاد فونداسیون سازه‌های آبی دارا است. در صورتیکه تخمین حداکثر عمق آبستگي کمتر از مقدار واقعی بدست آید و طراحی براساس آن انجام شود، از عمر پایه پل و به تبع آن سازه کاسته می‌شود و چنانچه این تخمین بیشتر از مقدار واقعی باشد طراحی بر اساس آن غیر اقتصادی خواهد بود.

الگوی جریان در اطراف پایه‌های پل بسیار پیچیده بوده که این پیچیدگی با تشکیل حفره آبستگي در اطراف پایه تشدید می‌گردد. گردابه‌ها در اطراف پایه باعث حفر گودالی در اطراف پایه‌ها شده که حفره آبستگي نامیده می‌شود. توسعه این گودال در اطراف پایه‌ها باعث

خالی شدن زیر پی‌ها و در نتیجه خرابی پل می‌گردد. دو عامل اساسی در پیدایش گودال آبستگي یکی برخورد جریان رو به پایین به پایه و دیگری جدا شدن جریان از پایه پل می‌باشد. الگوی جریان تشکیل شده در اطراف پایه به طور مستقیم یا غیر مستقیم تحت تأثیر این دو عامل می‌باشد. برخورد جریان به پایه گرداب نعل اسبی را تشکیل می‌دهد. این گرداب در دو طرف پایه امتداد یافته و شکلی شبیه نعل اسب پدید می‌آورد. تشکیل گرداب نعل اسبی در داخل حفره آبستگي باعث تسریع حفر گودال شده و ذرات جدا شده از بستر توسط جریان اصلی رودخانه به پایین دست حمل می‌شود. این گرداب در شروع آبستگي بسیار ضعیف بوده و فرآیند آبستگي تحت تأثیر جریان رو به پایین می‌باشد، به تدریج با تشکیل گودال آبستگي، قدرت این گرداب افزایش می‌یابد (شکل ۱).

به دلیل ایجاد منطقه کم فشار در پایین دست و کنار پایه، جریان به صورت لایه‌های برشی چرخان که در سطح پایه ایجاد می‌شود، از پایه جدا شده و تشکیل گردابهایی را می‌دهد که محورشان تقریباً عمود بر کف بوده و مانند گرداب ذرات رسوت را از پایین به سمت بالا می‌کشد. این ذرات توسط گرداب‌های جدا شده از پایه به پایین دست حمل می‌شوند. به این گرداب‌ها، گرداب‌های برخاستگی گفته می‌شود [۶].



شکل ۱: خطوط جریان و گردابهایی ناشی از اثر جریان در اطراف یک پایه قائم استوانه‌ای

در چند دهه اخیر محققین زیادی در سراسر دنیا روش‌های مختلف محافظت از آبستگي پایه‌های پل را مطالعه کرده‌اند. از جمله روش‌های بکار رفته در کنترل آبستگي استفاده از طوق در اطراف پایه می‌باشد. طوق عبارت است از یک صفحه تخت با ضخامت کم که در تراز بستر یا نزدیک آن روی پایه نصب شده و در مقابل جریان رو به پایین و گرداب نعل اسبی مقاومت می‌نماید و باعث کاهش آبستگي در اطراف پایه می‌گردد. تاناکا و یانو، چیو، زراتی و همکاران و مونکادا و همکاران نشان دادند با افزایش قطر طوق راندمان آن در کاهش آبستگي افزایش می‌یابد [۷ و ۹ و ۱۰]. زراتی و همکاران بیان داشتند طوق با قطر بیشتر از سه برابر قطر پایه غیر کاربردی می‌باشد [۱۱].

ایجاد شکاف در پایه به عنوان راه حلی در کاهش گرادیان فشار بین سطح آب و بستر و همچنین کاهش قدرت جریان رو به پایین پیشنهاد شده است. چیو، کومار و همکاران و حیدرپور تأثیر ایجاد شکاف در بدنه پایه‌های استوانه‌ای منفرد بر پدیده آبستگي را مورد بررسی قرار دادند [۱۲ و ۱۳]. از جمله محدودیت‌های وارد بر شکاف آن است که راندمان شکاف برای جریان‌های زاویه‌دار کاهش یافته همچنین وجود شکاف باعث کاهش استقامت و پایداری پایه پل می‌گردد. استفاده از کابل‌های پیچیده شده به دور پایه برای اولین بار توسط دی و همکاران به عنوان یک روش اقتصادی، ساده و قابل اجرا در کنترل و کاهش آبستگي پیشنهاد گردید [۱۴]. اکثر مطالعات صورت گرفته در زمینه آبستگي مربوط به کانال‌های باریک (نسبت عرض به عمق کوچکتر از ۳-۵) می‌باشد. در کانال‌های باریک مقدار سرعت جریان در مرکز کانال بسیار بیشتر از سرعت متوسط جریان می‌باشد. در نتیجه در کانال‌های باریک جریان‌های ثانویه در تمام عرض کانال حائز اهمیت بوده و دارای یک الگوی جریان سه بعدی است. این در حالی است که در کانال‌های عریض با نسبت عرض به عمق بیشتر از ۳ تا ۵ تأثیر جریان‌های ثانویه در مرکز کانال کاسته شده و می‌توان جریان را دو بعدی فرض نمود. در این مطالعه به بررسی تأثیر نسبت عرض به عمق پرداخته شده و با مقایسه نتایج آزمایش‌ها در دو شرایط کانال باریک و عریض با روابط ارائه شده توسط محققین پیشین، بهترین روابط برای کانال‌های عریض و باریک پیشنهاد می‌گردد.

۲. مواد و روش‌ها

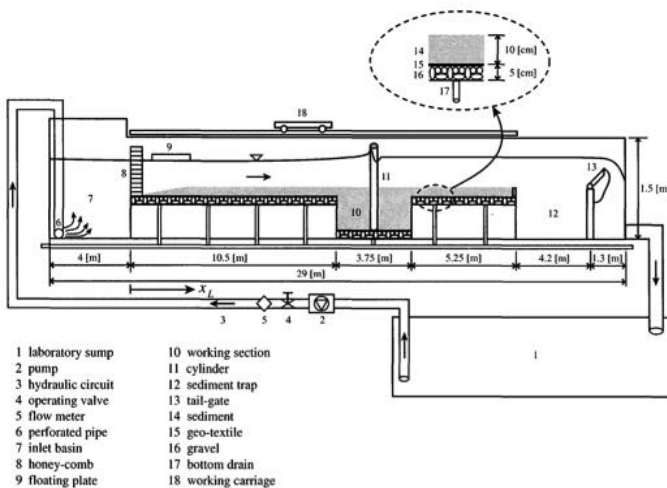
آزمایش‌های این تحقیق در دو کانال باریک در آزمایشگاه هیدرولیک دانشگاه صنعتی اصفهان و کانال عریض در آزمایشگاه هیدرولیک دانشگاه EPFL لوزان سوئیس صورت گرفت (شکل ۲). آزمایش در کانال باریک از جنس فایبرگلاس شیشه‌ای به طول ۸ متر، عرض ۰/۴ متر و ارتفاع ۰/۶ متر انجام شد. توسعه یافتگی جریان با برداشت پروفیل‌های سرعت از ابتدای کانال تعیین گردید. محل انجام آزمایش‌ها دارای طول ۱/۶ متر و در فاصله ۴ متری از ابتدای کانال قرار داشت تا توسعه یافتگی جریان در محل آزمایش‌ها برقرار باشد. کانال عریض از جنس فایبرگلاس به طول ۲۹ متر، عرض ۲/۴۵ متر و ارتفاع ۱/۵

متر بود. محل انجام آزمایش‌ها در فاصله ۱۰/۵ تا ۱۴/۲۵ متری از ابتدای کانال قرار داشت. این قسمت از کانال توسط رسوبات ریزدانه پر شده بود. مدل پایه آزمایشگاهی در فاصله ۱۱ متری از ابتدای کانال قرار داشت.

طبق نظر رودکیوی و اتما برای جلوگیری از تشکیل ریل در طول آزمایش باید قطر متوسط ذرات بیش از ۰/۷ میلیمتر باشد [۱۵]. چپو و ملویل بیان نمودند زمانیکه انحراف معیار هندسی ذرات کمتر از ۱/۳ می‌باشد می‌توان از تأثیر غیریکنواختی ذرات بر عمق آبستنگی صرف‌نظر کرد [۱۶]. بنابراین طبق معیارهای فوق رسوبات غیر چسبنده در کانال باریک و عریض به ترتیب برابر با قطر متوسط ۰/۷۲ و ۲/۱ میلیمتر، وزن مخصوص ۲/۶۵ و انحراف معیار هندسی ۱/۱۲ و ۱/۳ پرگردید.

چپو و ملویل معیاری را برای صرف‌نظر کردن تأثیر دیواره کانال بر عمق آبستنگی ارائه نمودند. آن‌ها بیان کردند قطر پایه نباید بیش از ۱۰٪ عرض کانال باشد تا بتوان از اثر جداره کانال صرف‌نظر نمود [۱۶]. طبق این معیار قطر پایه در کانال باریک و عریض به ترتیب برابر ۴ و ۱۶/۲ سانتیمتر انتخاب گردید.

از آن‌جا که حداکثر عمق آبستنگی در شرایط جریان آب زلال و آستانه حرکت ذرات رخ می‌دهد، همه آزمایش‌ها در این شرایط صورت گرفت. آستانه حرکت ذرات با انجام آزمایش در زمانیکه پایه در کانال نصب نشده است تعیین می‌گردد. آستانه حرکت ذرات به شرایطی گفته می‌شود که با وجود حرکت ذرات ریز، سطح بستر بیش از ۲-۳ میلیمتر در طول آزمایش تغییر نکند. در این آزمایش پروفیل سرعت به منظور تعیین شرایط جریان برداشت گردید. این آزمایش نشان داد در کانال باریک با عمق جریان ۰/۱۶ متر و دبی ۱۹/۲ لیتر بر ثانیه و در کانال عریض با عمق جریان ۰/۲۱ متر و دبی ۲۰۰ لیتر بر ثانیه ذرات بستر در آستانه حرکت قرار می‌گیرند. در این شرایط سرعت برشی به سرعت برشی بحرانی برابر ۰/۹ بدست آمد.



(الف)



(ب)

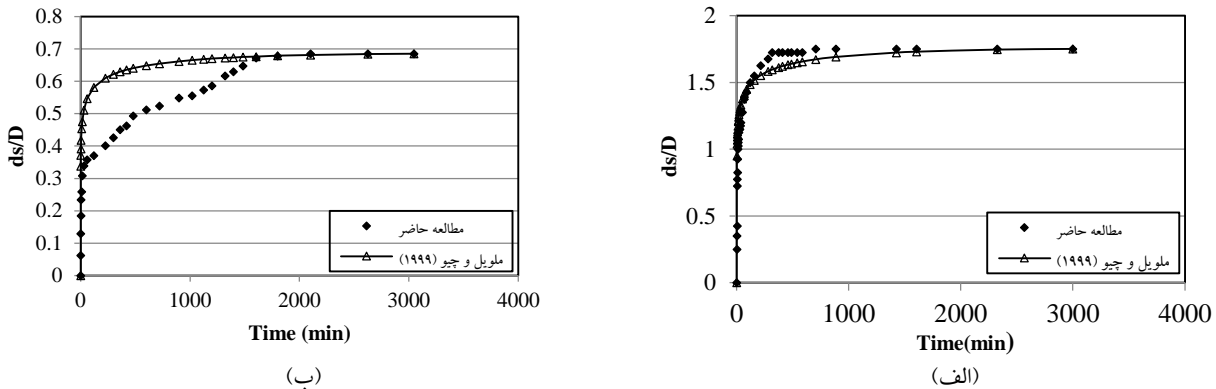
شکل ۲: نمای کانال‌های آزمایشگاهی و منطقه آزمایش در الف) کانال عریض، ب) کانال باریک

۳. نتایج و بحث

با مروری بر مطالعات صورت گرفته مشخص می‌شود که محققین معیارهای مختلفی را برای زمان تعادل آبشستگی به کار برده‌اند. کومار و همکاران زمانی را به عنوان زمان تعادل آب شستگی در نظر گرفت که سه ساعت پس از آن، عمق آبشستگی کمتر از ۱ میلی‌متر تغییر کند [۱۲]. میا و ناگو زمانی را که یک ساعت پس از آن، عمق آبشستگی کمتر از یک میلی‌متر تغییر کند را به عنوان زمان تعادل آبشستگی انتخاب کردند [۱۷]. ملویل و چیو تعریف جدیدی برای زمان تعادل ارائه دادند. طبق تعریف آنها زمان تعادل، به قطر پایه بستگی دارد و زمانی است که در آن حفره آب شستگی تا عمقی توسعه یابد که سرعت افزایش آب شستگی در آن بیشتر از پنج درصد قطر پایه در طول ۲۴ ساعت متوالی نباشد. آن‌ها معادله زیر را برای تعیین زمان تعادل آبشستگی در شرایط جریان آب زلال ارائه دادند [۱۸]:

$$\frac{d_s}{d_{se}} = \exp \left\{ -0.03 \left| \frac{u}{U_c} \ln \frac{t}{t_e} \right|^{1/6} \right\} \quad (1)$$

که در آن d_s : عمق آبشستگی، d_{se} : عمق آبشستگی در زمان تعادل، u : سرعت جریان، U_c : سرعت جریان بحرانی، t : زمان، t_e : زمان تعادل می‌باشد. در تحقیق حاضر به منظور تعیین زمان تعادل آبشستگی، یک آزمایش طولانی مدت با استفاده از معیار ملویل و چیو به مدت ۵۲ ساعت، روی تک پایه صورت گرفت. در شکل (۳) توسعه زمان آبشستگی به دست آمده از نتایج آزمایش‌ها و معادله (۱) مورد مقایسه قرار گرفته است.



شکل ۳: نتایج آزمایشات انجام شده بر روی مدل الف) کانال باریک و ب) کانال عریض

تاکنون روابط تجربی زیادی برای محاسبه حداکثر عمق آبشستگی ارائه شده است. جدول (۱) برخی از روابط رایج در این زمینه آورده شده است.

جدول ۱- روابط تجربی ارائه شده برای تخمین عمق آبشستگی پایه‌های پل

شماره	نام رابطه	رابطه عمق آبشستگی
1	Froehlich (1988) [19]	$d_s = 0.32 b \cdot \phi \cdot f_r^{0.2} \left(\frac{b_e}{b}\right)^{0.62} \left(\frac{y}{b}\right)^{0.46} \left(\frac{b}{D_{50}}\right)^{0.08}$
2	Froehlich design (1988) [19]	$d_s = 0.32 b \cdot \phi \cdot f_r^{0.2} \left(\frac{b_e}{b}\right)^{0.62} \left(\frac{y}{b}\right)^{0.46} \left(\frac{b}{D_{50}}\right)^{0.08} + b$
3	Join & fisher (1979) [20]	$f_r - f_{rc} > 0.2 \Rightarrow d_s = 2 b (f_r - f_{rc})^{0.25} \left(\frac{y}{b}\right)^{0.5}$ $f_r - f_{rc} < 0 \Rightarrow d_s = 1.8 b (f_{rc})^{0.25} \left(\frac{y}{b}\right)^{0.5}$
4	Neil (1964) [21]	$\frac{y_s}{D} = 1.35 \left(\frac{b}{D}\right)^{0.7}$

5	Shen (1969) [22]	$y_s = 0.00073 v^{-0.619} V^{0.619} b^{0.619}$
6	Bleneh-Inglis (1962) [22]	$y_s = 1.8 b^{0.25} y^{0.75} - y$
7	Lee-sturm (2009) [23]	$6 \leq \frac{b}{D_{50}} \leq 25 \Rightarrow \frac{d_s}{b} = 5 \log \frac{b}{D_{50}} - 4$ $25 \leq \frac{b}{D_{50}} \Rightarrow \frac{d_s}{b} = \frac{1.8}{\left(0.02 \frac{b}{D_{50}} - 0.2\right)^2 + 1} + 1.3$

در روابط مندرج در جدول (۱) y_s و d_s : عمق آبستگي بر حسب فوت، b : عرض پایه پل بر حسب فوت، Fr_c : فرود برای سرعت بحرانی، y : عمق جریان در بالا دست پایه پل بر حسب فوت، V : سرعت نزدیک شدن جریان به پل، V_c : سرعت بحرانی بر حسب فوت بر ثانیه، v : لزجت سینماتیکی (در دمای $22^\circ C$ برای آب زلال $1.06 \times 10^{-5} \text{ ft}^2/\text{s}$ می باشد)، D_m : اندازه میانه ذرات بستر بر حسب فوت (می توان به جای آن از D_{50} استفاده کرد)، Fr : عدد فرود در بالا دست (بدون بعد) و \emptyset : ضریب تصحیح بدون بعد است که با توجه به شکل دماغه پایه مشخص می شود. این ضریب برای دماغه مربعی $1/3$ ، برای دماغه گرد 1 و برای دماغه تیز $0/7$ در نظر گرفته می شود.

با استفاده از داده های آزمایشگاهی نتایج معادلات تجربی جدول (۱) در هر دو کانال باریک و عریض محاسبه گردید. نتایج هر یک از روابط در جدول شماره (۲) ارائه شده است.

جدول ۲- نتایج روابط تجربی بر اساس آزمایش انجام شده به تفکیک نوع کانال

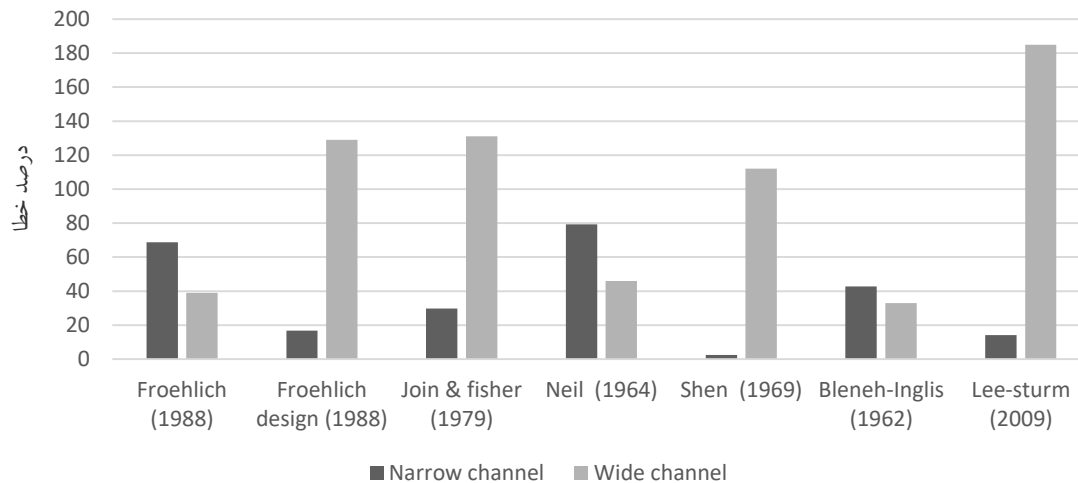
Number of equation	Name	d_s (cm)	
		Narrow channel	Wide channel
1	Froehlich (1988)	2.4	6.7
2	Froehlich design (1988)	6.4	25.2
3	Join & fisher (1979)	10	25.4
4	Neil (1964)	1.6	5.9
5	Shen (1969)	7.9	23.4
6	Bleneh-Inglis (1962)	4.4	14.6
7	Lee-sturm (2009)	8.8	31.4

میزان خطای هر یک روابط جدول (۱) از مقایسه نتایج آزمایش های کانال عریض و باریک با استفاده از رابطه زیر بدست آمد. شکل (۴) میزان خطای هر یک از روابط را نشان می دهد.

$$\text{درصد خطا} = \frac{|d_{se} - d_{sf}|}{d_{sf}} \times 100 \quad (2)$$

d_{sf} : عمق آبستگي اندازه گیری شده در آزمایش

d_{se} : عمق آبستگي به دست آمده از روابط تجربی



شکل ۴: میزان درصد خطای محاسبه شده در تخمین عمق آبستگي

نتایج نشان می‌دهد که رابطه شن (۱۹۶۹) برای کانال‌های باریک و رابطه بلنج-انگلیس (۱۹۶۲) برای کانال‌های عریض از دقت بالاتری نسبت به سایر روابط برخوردار می‌باشد. رابطه لی-استرم (۲۰۰۹) و رابطه جین-فیشر (۱۹۷۹) به ترتیب در کانال‌های عریض و باریک حداکثر عمق آبستگي را به میزان قابل توجهی بیشتر از بقیه روابط و آزمایشات انجام شده گزارش می‌کند. همچنین رابطه نیل (۱۹۶۴) برای هر دو کانال عریض و باریک حداکثر عمق آبستگي را کمتر از بقیه روابط ارائه می‌کند. روابط ارائه شده توسط محققین مختلف براساس کانال‌های باریک بوده و با توجه به خطای قابل ملاحظه بدست آمده برای کانال‌های عریض، این نوع از کانال نیاز به تحقیقات بیشتری دارد.

۴. نتیجه‌گیری

مقایسه داده‌های آزمایشگاهی و روابط جدول شماره ۱ نشان می‌دهد که رابطه شن (۱۹۶۹) برای کانال‌های باریک و رابطه بلنج-انگلیس (۱۹۶۲) برای کانال‌های عریض از دقت بالاتری نسبت به سایر روابط برخوردار می‌باشد. نتایج نشان داد رابطه نیل (۱۹۶۴) برای کانال‌های باریک و رابطه لی-استرم (۲۰۰۹) برای کانال‌های عریض دارای خطای قابل ملاحظه‌ای هستند. با توجه به این که دو پارامتر سرعت و عمق جریان از پارامترهای مهم و تاثیرگذار روی حداکثر عمق آبستگي می‌باشند می‌توان علت پایین بودن دقت رابطه نیل (۱۹۶۴) و رابطه لی-استرم (۲۰۰۹) را در نظر نگرفتن این پارامترها دانست. تخمین میزان حداکثر عمق آبستگي کمتر از مقدار واقعی، باعث کاهش عمر پل و تخمین بیشتر از مقدار واقعی، باعث شده طراحی غیر اقتصادی گردد، لذا یافتن رابطه‌ای دقیق و دارای ضریب اطمینان کافی در این زمینه الزامی است. در این مطالعه سعی گردیده معادله‌ای برای حداکثر عمق آبستگي در کانال‌های عریض و باریک براساس داده‌های اندازه‌گیری شده مشخص گردد. پیشنهاد می‌گردد معادلات جدیدی که توسط محققین برای تخمین حداکثر عمق آبستگي ارائه می‌شود قبل از استفاده برای چند رودخانه با شرایط مختلف مورد آزمایش دقیق قرار گیرد.

۵. مراجع

1. Lagasse, P.F. and E.V. Richardson. 2001. Compendium of stream stability and bridge scour paper. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 127:891-904.
2. Chiew, Y. M. and S. Lim. 2003. Protection of bridge piers using a sacrificial sill. Water Maritime Engineering Journal, 156(1):53-62.
3. Chiew, Y. M. 2004. Local scour and riprap stability at bridge piers in a degrading channel. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 130(3):218-226.

4. Dey, S. and A.K. Barbhuiya. 2004. Clear-water scour at abutments in thinly armored beds. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 130(7):622-634.
5. فرهادزاده، ع. ۱۳۸۷. ارزیابی نشست پایه پل‌ها در استان مازندران. پایان نامه کارشناسی ارشد عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس تهران.
6. کیخانی، م. ۱۳۸۵. حفاظت بستر رودخانه در مقابل آبشستگی موضعی در محل احداث گروه پایه‌های استوانه‌ای. پایان نامه کارشناسی ارشد گروه آب، دانشکده مهندسی کشاورزی، دانشگاه صنعتی اصفهان.
7. Tanaka, S., and M. Yano. 1967. Local scour around circular cylinder. *Proceeding XII IAHR Congress, Fort Collins, Colorado*, 3: 125-134.
8. Chiew, Y. M. 1992. Scour protection at bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 118(11):1260-1269.
9. Zarrati, A. R., Gholami, H., and M. B. Mashahir. 2004. Application of collar to control scouring around rectangular bridge piers. *Journal of Hydraulic Research*, 42(1): 97-103.
10. Moncada M, A. T., Aguirre-PE, J., Bolívar, J. C., and E. J. Flores. 2009. Scour protection of circular bridge piers with collars and slots. *Journal of Hydraulic Research*, 47(1): 119-126.
11. Zarrati, A. R., Nazariha, M., and M. B. Mashahir 2006. Reduction of Local Scour in the Vicinity of Bridge Pier Groups Using Collars and Riprap. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 132(2):154-162.
12. Kummar, V., Ranga Raju, K. G., and N. Vittal. 1999. Reduction of local scour around bridge piers using slot and collar. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 125(12): 1302-1305.
13. Heidarpour, M. 2002. Control and reduction of local scour at bridge piers by using slot. *Proceeding River Flow, Louvain, Belgium*, 2002, 2:1069-1072.
14. Dey, S., Sumer, B. M., and J. Fredsøe. 2006. Control of scour at vertical circular piles under waves and current. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 132(3): 270-279.
15. Raudkivi, A. J., and R. Ettema. 1983. Clear-water scour at cylindrical piers. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 109(3):338-350.
16. Chiew, Y. M. and B. W. Melville. 1987. Local scour around bridge piers. *Journal of Hydraulic Research*, 25(1):15-26.
17. Mia, F. and H. Nago. 2003. Design Method of Time-Dependent Local Scour at Circular Bridge Pier. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 117(7): 891-904.
18. Melville, B. W. and Y. M. Chiew. 1999. Time scale for local scour at bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 125(1): 59-65.
19. Froehlich, D.C. (1988), "Analysis of onsite measurements of scour at piers", American Society of Civil Engineers National Conference on Hydraulic Engineering, Colorado Springs, CO, 534-539.
20. Jainm S.C., and Fischer, E. E. (1979), "Scour Around Circular Piers at High Froude Numbers ", Report No. FHWA-RD-79-104, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC.
21. Johnson, P. A. (1995), Comparison of pier scour equations using field data. *Journal of Hydraulic Engineering*. 121(8): 626-629.
22. Mueller, D. S. and Wagner, C. R. (2005), "Field observations and evaluations of streambed scour at bridges" Report No. FHWA-RD-03-052, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC.
23. Lee, S. O. and T. W. Sturm (2009), "Effect of Sediment Size Scaling on Physical Modeling of Bridge Pier Scour." *Journal of Hydraulic Engineering*. 135(10): 793-802.