

تخمین عمق آبشستگی در محل پایه‌های پل با استفاده از مدل ریاضی FASTER

مریم شیخ‌الاسلامی

دانشجوی کارشناسی ارشد سازه‌های آبی، دانشگاه شهید چمران اهواز

M_sh_316@yahoo.com

09112900944

محمود شفاعی بچستان

استاد دانشکده مهندسی علوم آب، دانشگاه شهید چمران اهواز

M_shafai@yahoo.com

09161188472

سید محمود کاشفی‌پور

دانشیار دانشکده مهندسی علوم آب، دانشگاه شهید چمران اهواز

kashfipour@exicte.com

09121715752

منبع: پایان نامه کارشناسی ارشد دانشگاه شهید چمران اهواز، دانشکده علوم آب، گروه سازه‌های آبی.

تاریخ پذیرش: ۸۹/۶/۲۷

تاریخ دریافت: ۸۹/۴/۳۰

چکیده

پل‌ها از جمله مهمترین سازه‌های رودخانه‌ای هستند. یکی از مؤثرترین عوامل تخریب پل‌ها، آبشستگی موضعی اطراف پایه پل می‌باشد. همه ساله پل‌های زیادی در سراسر جهان به دلیل در نظر نگرفتن نقش عوامل هیدرولیکی تخریب می‌شوند. بر این اساس برای یک طراحی مطمئن، تخمین دقیق از عمق آبشستگی در اطراف پایه‌های پل ضروری به نظر می‌رسد. در این تحقیق، آبشستگی در محل پایه‌های پل مشراکه مورد بررسی قرار می‌گیرد. پل فلزی مشراکه در نزدیکی شهرستان رامشیر بر روی رودخانه جراحی احداث گردیده است. برای شبیه‌سازی دینامیک رودخانه از معادلات یک بعدی سنت و نانت استفاده می‌شود. در این تحقیق برای حل معادلات جریان از مدل ریاضی^۱ FASTER استفاده می‌شود. همچنین برای محاسبه عمق آبشستگی ۱۶ رابطه تجربی پیش‌بینی عمق آبشستگی به صورت زیر برنامه به مدل اضافه شده است. مقایسه نتایج نشان می‌دهد معادله فروهلیچ (۱۹۸۸) و جانسون (۱۹۹۵) از دقت بیشتری نسبت به سایر روابط برخوردار بوده و معادلات جین - فیشر (۱۹۷۷)، ملویل (۱۹۹۷)، ملویل - ساترلند (۱۹۸۸)، عمق آبشستگی را به میزان قابل توجهی بیشتر از معادلات دیگر برآورد می‌کنند.

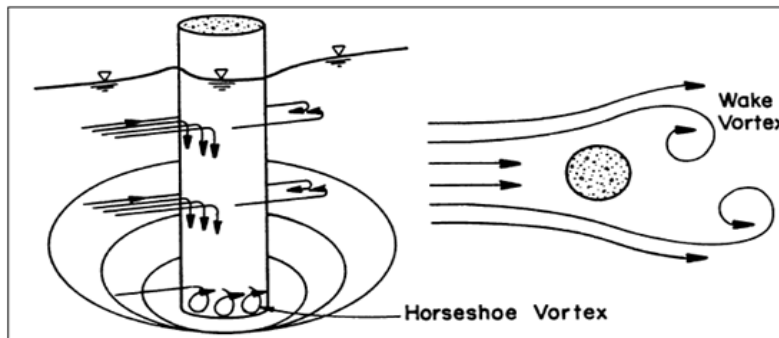
کلمات کلیدی: پایه پل، عمق آبشستگی، مدل FASTER، معادلات آبشستگی.

مقدمه

آبشستگی پدیده‌ای است که در اثر جریان آب در رودخانه‌ها و نهرها اتفاق می‌افتد. اهمیت تعیین عمق آبشستگی از آن جهت است که بیان‌گر میزان پتانسیل تخریب جریان در اطراف سازه بوده و علاوه بر این، نقش بسیار مهمی را در طراحی ابعاد پی سازه‌هایی که در معرض برخورد آب قرار دارند، ایفا می‌نماید.

پل‌ها از جمله مهم‌ترین سازه‌های رودخانه‌ای هستند که در راهسازی از اهمیت زیادی برخوردارند. همه ساله در اثر سیلاب‌ها، پل‌های زیادی در اثر آبشستگی از بین می‌روند که این امر بیانگر اهمیت بررسی این پدیده می‌باشد. پس

از احداث پل در مسیر رودخانه، به دلیل قرار گرفتن پایه‌های پل در مسیر جریان تغییراتی در جریان پیش می‌آید. به‌طور کلی اگر پایه‌ای بطور عمودی در بستر رودخانه قرار گیرد، موجب فشردگی افقی جریان در رودخانه و تلاطم جریان آب در اطراف پایه می‌شود، در نتیجه یک سلسله جریان‌های گردابی را ایجاد می‌کند (شفاعی، ۱۳۸۷). سیستم اصلی گردابی از برخورد جریان به جلو پایه و انحراف آن به طرف پایین ایجاد می‌شود (شکل ۱). جریان چرخشی در جلو پایه به دو طرف پایه نیز امتداد می‌یابد و شکلی به خود می‌گیرد که در پلان شبیه نعل اسب است، از این رو به آن گرداب نعل اسبی گفته می‌شود (زرزاتی، ۱۳۸۱).



شکل (۱): خطوط جریان و گردابه‌های ناشی از اثر جریان در اطراف یک پایه‌ی قائم استوانه‌ای

هدف از انجام این تحقیق ارزیابی ۱۶ رابطه محاسبه عمق آبشستگی موضعی در محل پایه‌های پل با استفاده از داده‌های صحرایی و مدل نرم افزاری FASTER می‌باشد.

مواد و روش‌ها

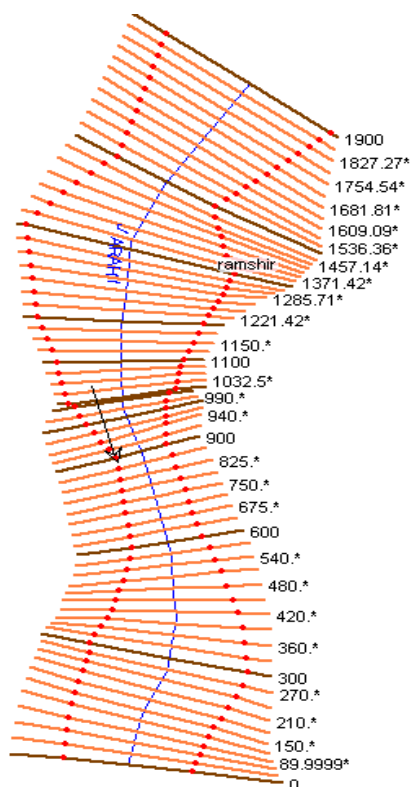
رودخانه جراحی یکی از رودهای پر آب ایران است که از اتصال دو شاخه اصلی به نام‌های رودخانه مارون و رودخانه اعلا (رامهرمز) به یکدیگر تشکیل می‌شود. پل فلزی مشراکه در نزدیکی شهرستان رامشیر (کیلومتر ۲۰ رامشیر- اهواز) و در کیلومتر ۸۵ مسیر جاده قدیم آسفالته اهواز- ماهشهر بر روی رودخانه جراحی احداث گردیده است (شکل ۲). این پل شامل شش پایه به قطر تقریبی ۱/۲ متر و ارتفاع نه متر می‌باشد.

به منظور تخمین عمق آبشستگی در محل پایه پل، لازم است ابتدا معادلات هیدرودینامیک حاکم بر جریان رودخانه حل شوند. برای شبیه‌سازی دینامیک رودخانه از معادلات یک بعدی سنت و نانت استفاده می‌کنند. این معادلات که توصیف ریاضی قانون بقاء جرم و ممنتوم در حالت جریان یک بعدی در رودخانه و کانال‌های آب است عبارتند از:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2 / A)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2 AR} = 0$$

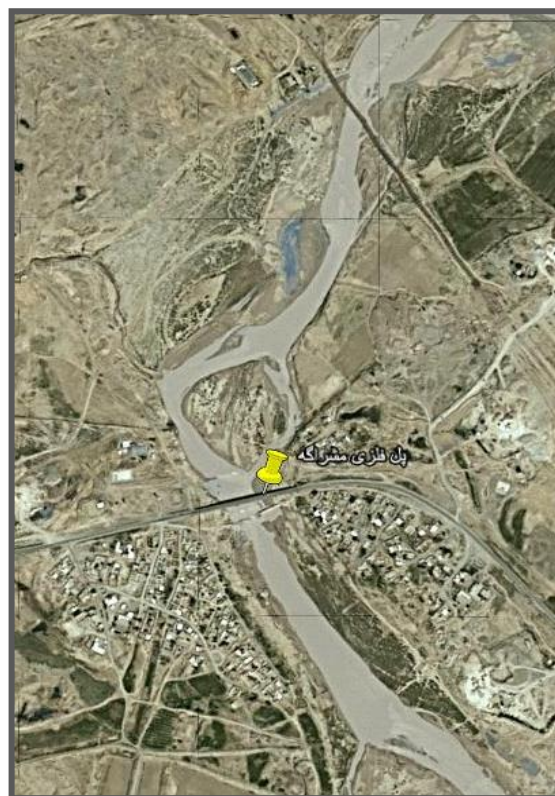
که در آن h : عمق آب، Q : دبی آب، β : ضریب توزیع سرعت، q_l : ورودی یا خروجی جانبی، C : ضریب شزی، R : شعاع هیدرولیکی می‌باشد.



درصد، بیشتر درختچه ای از نوع گز و نیزار به ارتفاع یک

شکل (۳): مسیر بازه‌ای از رودخانه جراحی در اطراف پل مشراکه و مقاطع عرضی مشخص شده روی آن

تا پنج متر می باشد. در مدل FASTER هر مقطع عرضی به سه قسمت تقسیم و برای هر قسمت ضریب زبری مشخص می‌شود. ضریب زبری ابتدا و انتهای هر مقطع به دلیل تراکم پوشش گیاهی ۰/۰۴ و برای بخشی از مقطع که جریان آب در آن وجود دارد، ضریب زبری ۰/۰۳۵ در نظر گرفته شده است. با اجرای بخش مربوط به هیدرودینامیک جریان، پارامترهای لازم برای محاسبه عمق آبشستگی برآورد می‌گردد. معادلات آبشستگی جدول (۱) در قالب زیربرنامه‌ای به نام PIER SCOUR به مدل FASTER اضافه شده است. در این زیر برنامه برای هر یک از ۱۶ معادله آبشستگی جدول (۱) یک کد مشخص شده و شرایط و ویژگی‌های هر معادله در کد مربوطه تعریف می‌شود. با اجرا شدن هر کد، عمق آبشستگی با استفاده معادله مورد نظر و به ازای دبی های مختلف محاسبه می‌گردد. در بخش بعدی نتایج حاصل از حل این معادلات بصورت گراف و جدول نمایش داده می‌شود.



در مطالعه حاضر برای حل معادلات هیدرودینامیکی شکل (۲): موقعیت پل فلزی مشراکه در مسیر رودخانه جراحی در عکس هوایی

جریان (معادلات سنت ونانت) و نیز محاسبه عمق آبشستگی با استفاده از روابط مختلف از مدل ریاضی FASTER استفاده می‌شود. این مدل در ابتدا توسط کاشفی‌پور (۲۰۰۱) به منظور شبیه‌سازی جریان و انتقال املاح در رودخانه و خلیج بسط داده شد. داده‌های مورد نیاز برای مدل‌سازی دینامیک جریان شامل مقاطع عرضی، تعداد مقاطع، فاصله مقاطع از یکدیگر به صورت تجمعی، هیدروگراف سیل ورودی در بالادست، منحنی دبی-اشل در پایین‌دست و ضریب زبری منطقه می‌باشد.

در این تحقیق تعداد مقاطع عرضی برداشت شده در اطراف پایه‌های پل محدود می‌باشد (۱۲ مقطع عرضی). به منظور افزایش دقت، به کمک نرم‌افزار HEC - RAS بین مقاطع عرضی برداشت شده درون‌یابی صورت گرفته و تعداد مقاطع عرضی به ۶۹ مقطع عرضی افزایش یافت (شکل ۳). لازم به ذکر است که تراکم پوشش گیاهی در منطقه مورد مطالعه، در مسیر کلیه مقاطع، ۷۰ تا ۱۰۰

جدول (1): روابط تجربی عمق آبستگي که برای مدل تعريف شده‌اند

Number of equation	Name	equation
(1) (Mueller \$.Wagner, 2005)	Froehlich (1996)	$y_s = 0.32b\phi Fr_1^{0.2} \left(\frac{b_e}{b}\right)^{0.62} \left(\frac{y_0}{b}\right)^{0.46} \left(\frac{b}{D_{50}}\right)^{0.08}$
(2) (Chase & Hollenbeck, 2004)	Froehlich design (1996)	$y_s = 0.32b\phi Fr_1^{0.2} \left(\frac{b_e}{b}\right)^{0.62} \left(\frac{y_0}{b}\right)^{0.46} \left(\frac{b}{D_{50}}\right)^{0.08} + b$
(3) (Ahmed,20 05)	Jain & Fisher (1979)	$Fr_1 - Fr_c > 2.0$ $y_{se} = 2.0b(Fr_1 - Fr_c)^{0.25} \left(\frac{y}{b}\right)^{0.5}$ $Fr_1 - Fr_c < 0$ $y_{se} = 1.85b(Fr_c)^{0.25} \left(\frac{y}{b}\right)^{0.3}$ $0 < Fr_1 - Fr_c < 2.0$ <p>از دو عمق محاسبه شده، هر کدام بزرگتر بود.</p>
(4) (Chase & Hollenbeck, 2004)	HEC/1 8-Jones (1995)	$y_s = 2.0y_0K_1K_2K_3K_4 \left(\frac{b}{y_0}\right)^{0.65} Fr_1^{0.43}$ $k_4 = [1 - 0.89(1 - V_R)^2]^{0.5}$
(5) (Chase & Hollenbeck, 2004)	HEC/1 8- Mueller (1995)	$y_s = 2.0y_0K_1K_2K_3K_4 \left(\frac{b}{y_0}\right)^{0.65} Fr_1^{0.43}$ $K_4 = 0.4 \left(\frac{V_0 - V_{i50}}{V_{c50} - V_{i95}}\right)^{0.15}$
(6) (Johnson,19 95)	Neil (1964)	$\frac{y_{se}}{D} = 1.35 \left(\frac{b}{D}\right)^{0.70}$
(7) (Johnson,19 95)	Breusers (1977)	$y_s = bf \left(K_1 K_2 2 \tanh \left(\frac{y_0}{b} \right) \right)$
(8) (Tahmasebi, 1384)	Tahmasebi (1384)	$d_s = 0.636bK_sK_\sigma (Fr_r^{-0.05}) \left(\frac{b_e}{b}\right)^{-0.53} \left(\frac{y_0}{b}\right)^{0.69}$ $k_\sigma = \left(\frac{D_{84}}{D_{50}}\right)^{-0.53}$
(9) (Tahmasebi, 1384)	Johnson (1996)	$y_s = 2.08y_0K_1K_2K_3K_4 \left(\frac{b}{y_0}\right)^{0.504} Fr_1^{0.639}$

(10) (Mueller \$.wagner, 2005)	Shen (1969)	$y_s = 0.00073V^{-0.619}V_0^{0.619}b^{0.619}$
(11) (Mueller \$.wagner, 2005)	Blench -Inglis (1962)	$y_s = 1.8b^{0.25}y_0^{0.75} - y_0$
(12) (melville & Sutherland, 1988)	melville e - Sutherland (1988)	$d_s = K_l K_d K_y K_a K_s b$
(13) (Melville, 1997)	Melville (1997)	$d_s = K_l K_d K_{yD} b$
(14) (Molinas, 2003)	Molina s (1998)	$\frac{d_s}{b} = 0.0288 (IWC)^{1.14} (Fr - Fi)^{0.6}$ $Fi = \frac{350}{(IWC)^2}$
(15) (Sheppard & Miller, 2006)	Sheppard- Miller (2006)	$\frac{d_{se}}{b} = 2.5f_1 \left(\frac{y_0}{b}\right) f_2 \left(\frac{b}{D_{50}}\right) \left\{ 1 - 1.75 \left[\ln \left(\frac{V}{V_c} \right) \right]^2 \right\} \quad 0.47 \leq V/V_c \leq 1$ $\frac{d_{se}}{b} = f_1 \left(\frac{y_0}{b}\right) \left[2.2 \left(\frac{V/V_c - 1}{V_{ip}/V_c - 1} \right) + 2.5f_2 \left(\frac{D}{D_{50}}\right) \left(\frac{V_{ip}/V_c - V/V_c}{V_{ip}/V_c - 1} \right) \right] \quad 1 < V/V_c \leq V_{ip}/V_c$ $\frac{d_{se}}{b} = 2.2f_1 \left(\frac{y_0}{b}\right) \quad V/V_c > V_{ip}/V_c$ $f_1 \left(\frac{y_0}{b}\right) \equiv \tanh \left[\left(\frac{y_0}{b}\right)^{0.4} \right]$ $f_2 \left(\frac{b}{D_{50}}\right) \equiv \frac{b/D_{50}}{0.4(b/D_{50})^{1.2} + 10.6(b/D_{50})^{-0.12}}$
(16) (Lee & Sturm, 2009)	Lee - Sturm (2009)	$\left(\frac{d_s}{b}\right) = 5.0 \log \left(\frac{b}{D_{50}}\right) - 4.0 \quad 6 \leq b/D_{50} \leq 25$ $\left(\frac{d_s}{b}\right) = \frac{1.8}{(0.02 b/D_{50} - 0.2) + 1} + 1.3 \quad 25 < b/D_{50}$

پارامترهای بکار رفته در جدول فوق عبارتند از:

d_s ، y_s : عمق آبشستگی بر حسب فوت، b : عرض پایه پل بر حسب فوت

y_0 : عمق جریان در بالادست پایه پل بر حسب فوت، D_m : اندازه میانه ذرات بستر بر حسب فوت (می‌توان به جای آن از D_{50} استفاده کرد)

ϕ : ضریب تصحیح بدون بعد است که با توجه به شکل دماغه پایه مشخص می‌شود، این ضریب برای دماغه مربعی ۱/۳، برای دماغه گرد ۱ و برای دماغه تیز ۰/۷ در نظر گرفته می‌شود.

V_0 : سرعت نزدیک شدن جریان به پایه پل بر حسب فوت بر ثانیه، V_c : سرعت بحرانی و یا سرعت آستانه حرکت بر حسب فوت بر ثانیه

Fr_1 : عدد فرود در بالادست پایه پل و بدون بعد می‌باشد. Fr_c : عدد فرود برای سرعت بحرانی

b_e : عرض پایه پل که برای جریان نزدیک شونده به پایه طراحی می‌شود و بر حسب فوت می‌باشد.

K1: ضریب تصحیح برای شکل پایه، K2: ضریب تصحیح برای زاویه برخورد جریان با پایه، K3: ضریب تصحیح برای شرایط بستر(پستی و

بلندی)، K4: ضریب تصحیح برای ذرات بستر زبر

V_{i50} : سرعت نزدیک شدن به پایه پل بر حسب فوت بر ثانیه برای آبشستگی اولیه

V_{Cx} : سرعت بحرانی بر حسب فوت بر ثانیه برای آستانه حرکت ذرات D_x

V : لزجت سینماتیک بر حسب فوت مربع بر ثانیه

در جدول (۱) و در ستون شماره روابط، زیر شماره مربوط به هر معادله، منبعی که رابطه مورد نظر از آن استخراج گردیده، نوشته شده است.

نتایج

در این تحقیق دینامیک جریان با استفاده از اطلاعات مقاطع عرضی، شرایط اولیه و شرایط مرزی مدلسازی شد. داده‌های خروجی بخش هیدرودینامیک، شرایط هیدرولیکی رودخانه را مشخص می‌کند. جدول (۲) بخشی

از خروجی برنامه FASTER را نشان می‌دهد. عمده اطلاعات لازم برای محاسبه عمق آبستگي، عمق جریان، سرعت متوسط جریان، سرعت بحرانی و عدد فرود در بالادست پایه پل می‌باشد.

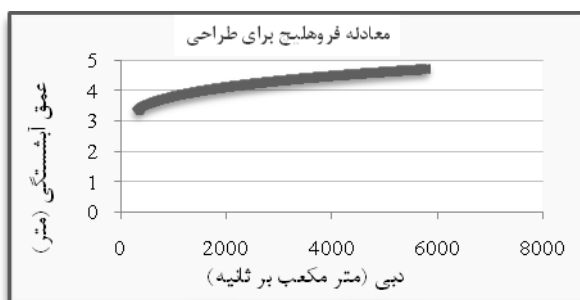
جدول (۲): بخشی از خروجی برنامه FASTER

Q(m ³ /s)	Ws(m)	y ₀ (m)	V(m/s)	Fr ₁
1370.84	49.97	8.33	0.9101	0.101
1372.51	49.97	8.33	0.9108	0.101
2302.39	50.9	9.26	1.2902	0.135
2309.28	50.9	9.26	1.2928	0.136
2323.71	50.92	9.28	1.2982	0.136
3020.21	51.47	9.83	1.544	0.157
3042.44	51.49	9.85	1.5514	0.158
3064.7	51.51	9.87	1.5589	0.158
4020.48	52.16	10.52	1.8609	0.183
4042.72	52.17	10.53	1.8676	0.184
4064.98	52.19	10.55	1.8742	0.184
5767.41	53.15	11.51	2.3469	0.221
5784.84	53.16	11.52	2.3514	0.221

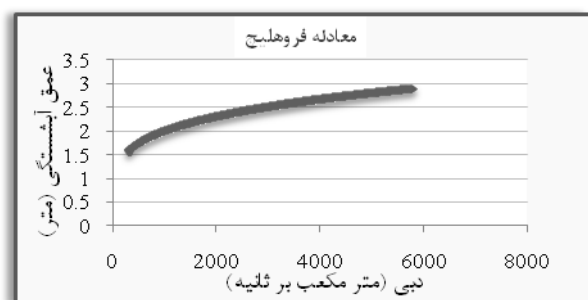
Ws) تراز سطح آب، y₀ عمق جریان بالادست، V سرعت جریان در بالادست پایه پل، Fr₁ عدد فرود بالادست اعداد مشخص شده در جدول (اعداد پررنگ تر) نشان‌دهنده دبی بازای دوره بازگشت‌های مختلف می‌باشد.

نیل (۱۹۶۴)، شن (۱۹۶۹)، جانسون (۱۹۹۵)، طهماسبی (۲۰۰۶)، ملویل (۱۹۹۷) و مولیناس (۱۹۹۸) مشاهده می‌شود، این در حالی است که نتایج عمق آبستگي محاسبه شده از فرمول‌های بروزرز (۱۹۷۷)، ملویل - ساترلند (۱۹۸۸)، ملویل (۱۹۹۷)، شپارد - میلر (۲۰۰۶) و لی - استرم (۲۰۰۹) بصورت عدد ثابت درآمده است. دلیل این امر را می‌توان به وجود ضرایب ثابت در این معادلات نسبت داد.

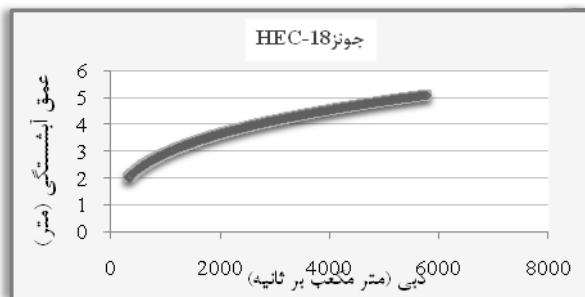
با استفاده از داده‌های شرایط هیدرولیکی، مشخصات هندسی پایه پل و مشخصات مربوط به مواد بستر، عمق آبستگي در محل پایه‌ها، بوسیله فرمول‌های ارائه شده در جدول (۱) برآورد شده است. مقادیر عمق آبستگي به‌ازای دبی‌های مختلف در شکل‌های (۴) تا (۱۹) آورده شده است. بدیهی است با افزایش دبی عمق آبستگي افزایش می‌یابد. این روند در نتایج حاصله از معادلات فروهلیچ (۱۹۹۶)، HEC/18 جونز (۱۹۹۵)، HEC/18 مولر (۱۹۹۵)،



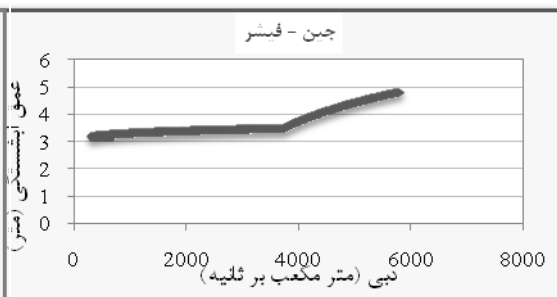
شکل (۵): مقادیر برآورد شده عمق آبستگي با استفاده از معادله فروهلیچ برای طراحی



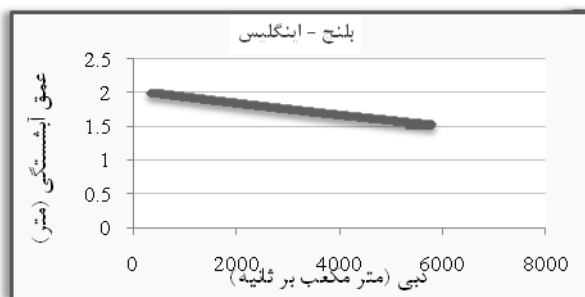
شکل (۴): مقادیر برآورد شده عمق آبستگي با استفاده از معادله فروهلیچ



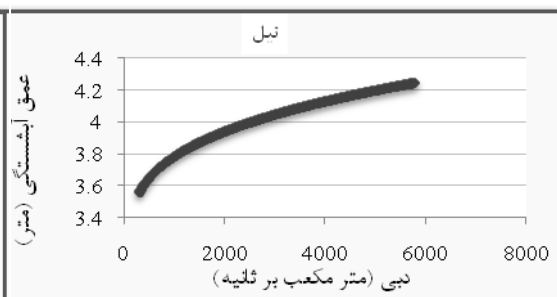
شکل (۷): مقادیر برآورد شده عمق آبشستگی با استفاده از معادله HEC/ 18 جونز



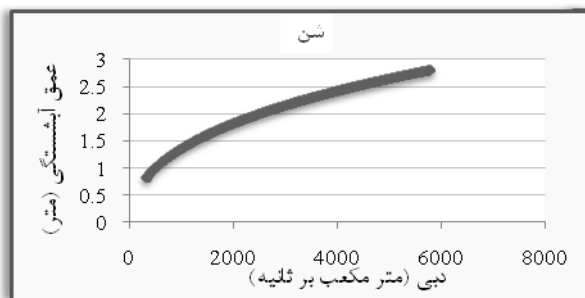
شکل (۶): مقادیر برآورد شده عمق آبشستگی با استفاده از معادله جین - فیشر



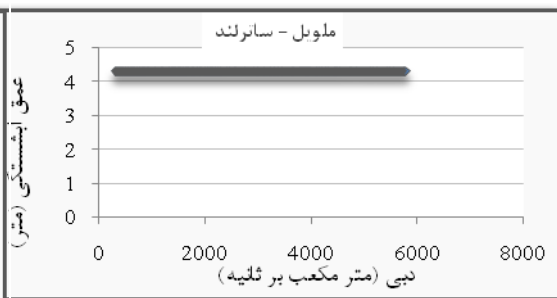
شکل (۹): مقادیر برآورد شده عمق آبشستگی با استفاده از معادله بلنج-انگلیس I



شکل (۸): مقادیر برآورد شده عمق آبشستگی با استفاده از معادله نیل



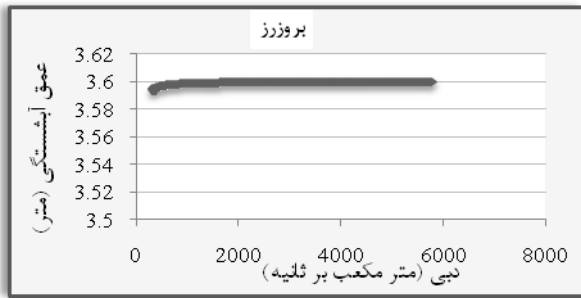
شکل (۱۱): مقادیر برآورد شده عمق آبشستگی با استفاده از معادله شن



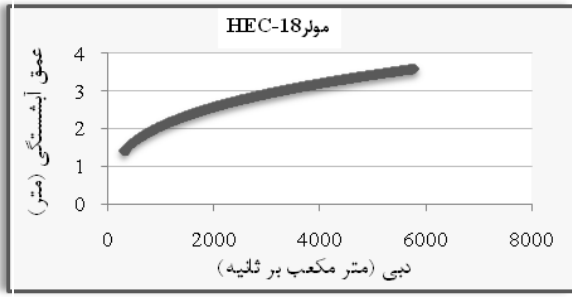
شکل (۱۰): مقادیر برآورد شده عمق آبشستگی با استفاده از معادله ملویل - ساترلند

در معادله ملویل- ساترلند (۱۹۸۸) ضرایب معادله بر اساس معادلاتی به دست می‌آید که در مرجع ۱۲ (ملویل و ساترلند، ۱۹۸۸) به آن اشاره شده است. با توجه به شرایط هیدرولیکی جریان، مقدار این ضرایب ثابت بوده و موجب می‌شود عمق آبشستگی نیز مقدار ثابت $3/96$ متر باشد (شکل ۱۰).

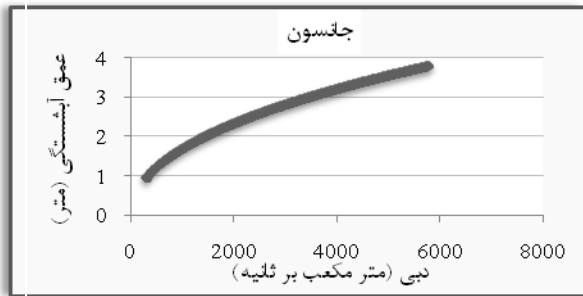
شکل (۹) نتایج حاصل از رابطه بلنج - انگلیس را نشان می‌دهد. با افزایش دبی عمق آبشستگی کاهش پیدا می‌کند. زیرا در فرمول ارائه شده توسط بلنج-انگلیس رابطه (۱۱) جدول (۱) مقدار عمق جریان از رابطه ماقبل خود کم می‌شود. از آنجا که با توجه به شرایط هیدرولیکی محاسبه شده با افزایش دبی عمق جریان افزایش می‌یابد، عمق آبشستگی روند کاهشی را نشان می‌دهد.



شکل (۱۳): مقادير عمق آبستگي با استفاده از معادله بروزرز

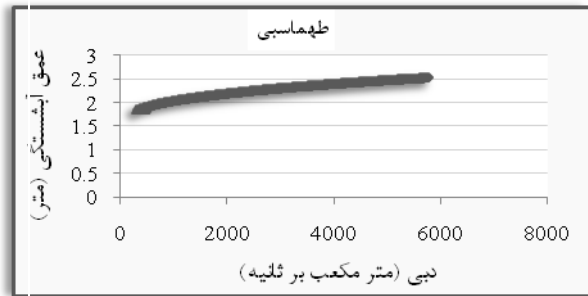


شکل (۱۲): مقادير عمق آبستگي با استفاده از معادله HEC/ 18 مولر



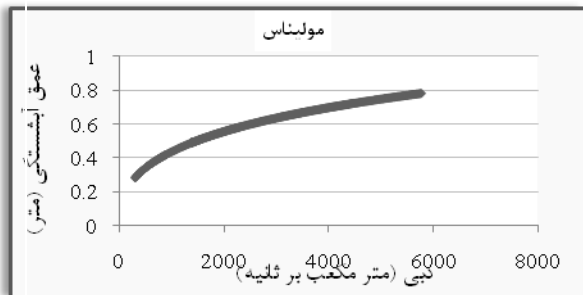
شکل (۱۵): مقادير عمق آبستگي با استفاده از معادله

جانسون



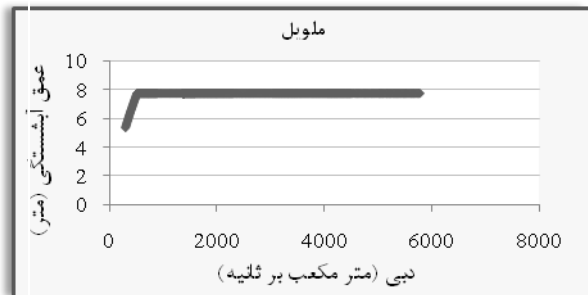
شکل (۱۴): مقادير عمق آبستگي با استفاده از معادله

طهماسبی

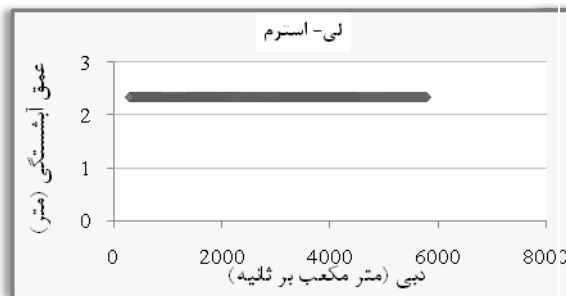


شکل (۱۷): مقادير عمق آبستگي با استفاده از معادله

مولیناس



شکل (۱۶): مقادير عمق آبستگي با استفاده از معادله ملویل



شکل (۱۹): مقادير برآورد شده عمق آبستگي با استفاده از

معادله لی - استرم



شکل (۱۸): مقادير برآورد شده عمق آبستگي با استفاده از

معادله شپارد - میلر

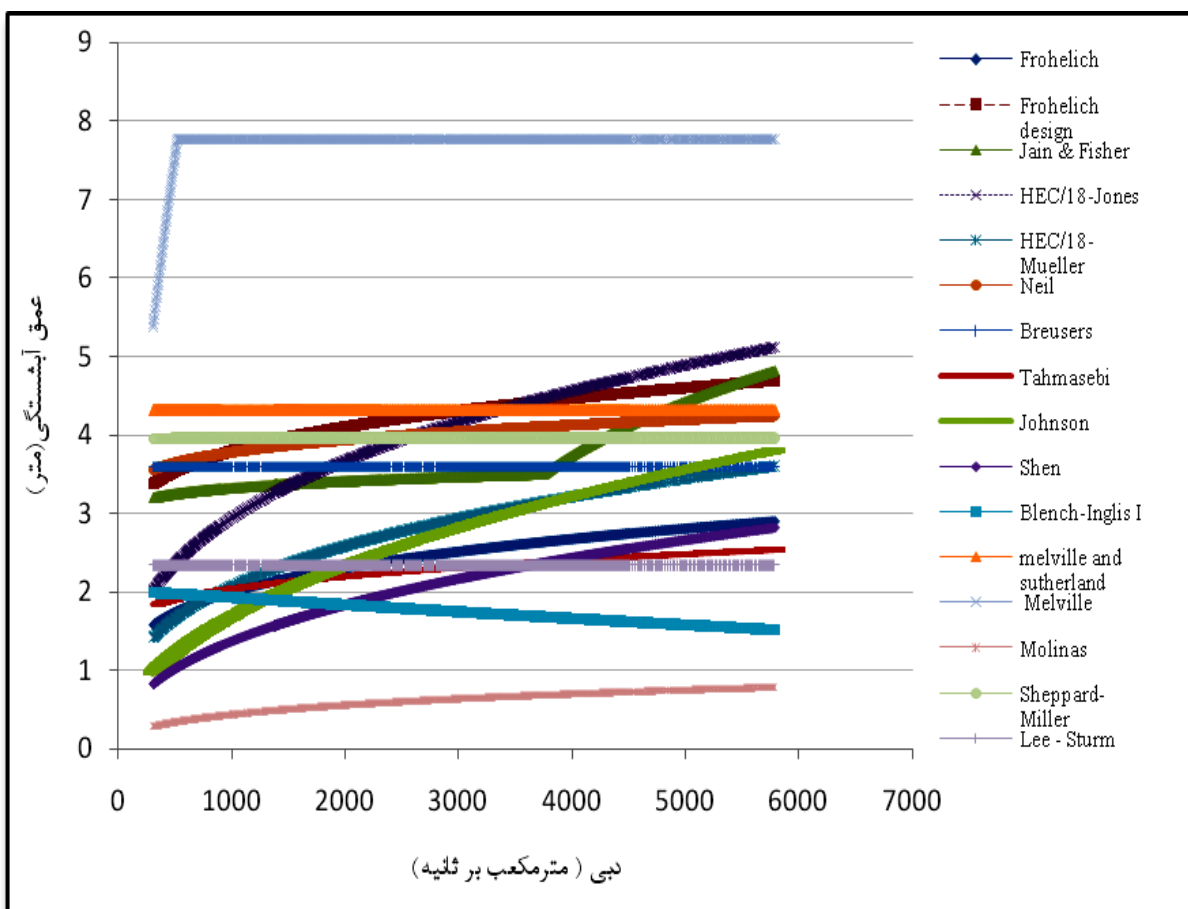
در منطقه مقدار آن یک در نظر گرفته می‌شود. مقدار $\tanh\left(\frac{y_0}{b}\right)$ نیز با توجه به شرایط جریان نزدیک به یک می‌باشد. بنابراین y_s تنها به b, k_2, k_1 بستگی دارد و مقدار آن ثابت می‌باشد.

در شکل (۱۳) مقادير آبستگي حاصل از معادله بروزرز به شکل یک خط ثابت نشان داده شده است. علت این امر می‌تواند عدم وابستگی این رابطه به سرعت و عمق جریان باشد. f پارامتری است که با توجه به شرایط جریان در این

آبشستگی به اعداد ثابتی وابسته است و عمق آبشستگی نیز مقدار ثابتی خواهد شد.

در شکل (۲۰) عمق آبشستگی برآورد شده با استفاده از روابط تجربی معرفی شده بازای دبی‌های مختلف نشان داده شده است. معادله ملویل (۱۹۹۷) بیشترین مقدار آبشستگی و معادله مولیناس (۱۹۹۸) کمترین مقدار آبشستگی را به خود اختصاص می‌دهد.

در رابطه تجربی شپارد - میلر (۲۰۰۶) سه معادله برای شرایط هیدرولیکی مختلف ارائه شده است (جدول ۱). با توجه به شرایط هیدرودینامیکی منطقه، عمق آبشستگی از رابطه سوم بدست می‌آید که در این رابطه f_1 تابعی از y_0 می‌باشد. به دلیل تغییرات ناچیز f_1 نسبت به y_0 ، d_s ثابت باقی می‌ماند. در معادله لی - استرم (۲۰۰۹) نیز عمق



شکل (۲۰): عمق آبشستگی بازای دبی‌های مختلف با استفاده از معادلات تجربی جدول ۱

برآورد عمق آبشستگی در محل پایه‌های پل معمولاً دبی سیل با دوره بازگشت دو ساله مد نظر قرار می‌گیرد. مقایسه نتایج جدول (۲) نشان می‌دهد روابط فروهلیچ (۱۹۸۸)، جانسون (۱۹۹۵)، لی - استرم (۲۰۰۹) از دقت بیشتری نسبت به سایر روابط برخوردار هستند.

در جدول (۲) مقادیر عمق آبشستگی به‌ازای دبی سیل با دوره بازگشت‌های مختلف آمده است. عمق آبشستگی اندازه‌گیری شده در محل پایه‌های پل مشراکه حدود دو متر می‌باشد. دوره بازگشت متوسط سیل سالیانه ۲/۳۳ ساله است (گرید و همکاران، ۱۹۹۸). آبشستگی محلی پیرامون پایه‌های پل نیز فرآیند نسبتاً سریعی است، بنابراین در طراحی برای

جدول (۲): نتایج معادلات آبخستگی برای دبی سیل با دوره بازگشت های مختلف

Number of equation	Name	ds(m)				
		Q ₂ =1372	Q ₅ =2310	Q ₁₀ =3032	Q ₂₅ =4052	Q ₁₀₀ =5786
1	Froehlich	2.13	2.37	2.52	2.67	2.89
2	Froehlich design	3.92	4.17	4.31	4.47	4.69
3	Jain & Fisher	4.75	4.85	4.90	4.97	5.05
4	HEC/18-Jones	4.20	4.96	5.40	5.91	6.60
5	HEC/18- Mueller	2.52	2.97	3.24	3.54	3.96
6	Neil	3.85	3.97	4.05	4.13	4.24
7	Breusers	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60
8	Tahmasebi	2.11	2.23	2.31	2.40	2.54
9	Johnson	1.96	2.49	2.83	3.23	3.80
10	Shen	1.56	1.94	2.17	2.44	2.81
11	Blench-Inglis	1.89	1.81	1.74	1.66	1.52
12	Melville - sutherland	4.32	4.32	4.32	4.32	4.32
13	Melville	7.77	7.77	7.77	7.77	7.77
14	Molinas	0.49	0.585	0.64	0.70	0.78
15	Sheppard - Miller	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96
16	Lee - Sturm	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34

Q₂ دبی با دوره بازگشت ۲ ساله، Q₅ دبی با دوره بازگشت ۵ ساله، Q₁₀ دبی با دوره بازگشت ۱۰ ساله، Q₂₅ دبی با دوره بازگشت ۲۵ ساله، Q₁₀₀ دبی با دوره بازگشت ۱۰۰ ساله (دبی بر حسب متر مکعب بر ثانیه می‌باشد).

آبخستگی محاسبه شده و ds_m عمق آبخستگی اندازه-گیری شده)

میزان خطای محاسبه عمق آبخستگی با استفاده از رابطه (۱۷) برآورد می‌شود. مقادیر خطای برآورد عمق آبخستگی در جدول (۳) آورده شده است. (ds_c عمق

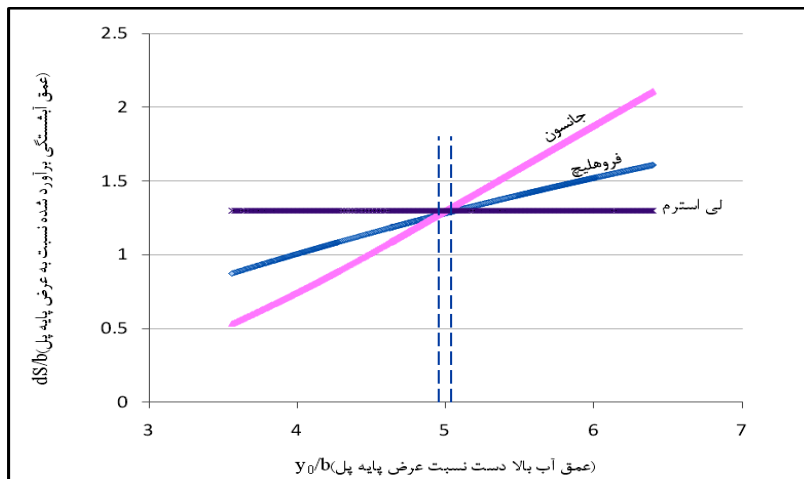
$$\text{درصد خطا} = \frac{|ds_c - ds_m|}{ds_m} \times 100 \quad (17)$$

جدول (۳): مقادیر درصد خطای اندازه‌گیری عمق آبخستگی

Number of equation	Name	E(%)
		Q ₂ =1372
1	Froehlich (1988)	4.4
2	Froehlich design (1988)	92.2
3	Jain & Fisher (1979)	132.8
4	HEC/18-Jones (1995)	105.9
5	HEC/18- Mueller (1995)	23.5
6	Neil (1964)	88.7
7	Breusers (1977)	76.5
8	Tahmasebi (2005)	3.4
9	Johnson (1996)	3.9
10	Shen (1969)	23.5
11	Blench-Inglis (1962)	7.4
12	Melville -sutherland (1988)	111.8
13	Melville(1997)	280.9
14	Molinas(1998)	76.0
15	Sheppard - Miller(2006)	94.1
16	Lee - Sturm (2009)	14.7

(۱۹۸۸)، جانسون (۱۹۹۵)، لی - استرم (۲۰۰۹) مقدار عمق آبشستگی مشابهی را برآورد می‌کنند. اختلاف بین مقادیر محاسبه شده حداکثر پنج درصد است.

در شکل (۲۱) مقادیر $\frac{y_0}{b}$ (عمق آب بالا دست نسبت عرض پایه پل) در مقابل $\frac{D_s}{b}$ (عمق آبشستگی برآورد شده نسبت به عرض پایه پل) رسم شده است. هنگامی $\frac{y_0}{b}$ در محدوده عدد پنج قرار می‌گیرد، فرمول‌های فروهلیچ



شکل (۲۱): نمودار نسبت عمق آبشستگی به عرض پایه پل در مقابل عمق جریان بالادست به عرض پایه

ثابت درآمده است. دلیل این امر را می‌توان به وجود ضرایب ثابت در این معادلات نسبت داد.

عمق آبشستگی محاسبه شده با استفاده از رابطه مولیناس (۱۹۹۸) بازای دبی با دوره بازگشت دو ساله ۰/۴۹ متر می‌باشد که با مقدار واقعی آبشستگی اختلاف زیادی دارد (۷۹٪ خطا). بنابراین این رابطه نمی‌تواند مبنای دقیقی برای برآورد عمق آبشستگی در محل پایه پل مورد مطالعه، ارائه دهد.

نتایج نشان می‌دهد معادله ملویل (۱۹۹۷) بیشترین مقدار آبشستگی (حدود ۷/۷ متر) و معادله مولیناس (۱۹۹۸) کمترین مقدار آبشستگی (حدود ۰/۵ متر) را به خود اختصاص می‌دهد.

پیشنهاد می‌شود آبشستگی پایه پل در چند رودخانه با بستر مختلف مورد مطالعه قرار گیرد و نتایج حاصله مقایسه گردد. همچنین معادلات جدیدی که توسط محققین برای تعیین عمق آبشستگی ارائه می‌شود، به صورت زیر برنامه به مدل FASTER اضافه شود تا برای تعیین عمق آبشستگی موضعی در محل پایه پل، مورد استفاده قرار گیرند.

سیاسگزاری

بدین‌وسیله نویسندگان این مقاله از اداره کل راه و ترابری استان خوزستان به خاطر حمایت مالی این تحقیق تشکر و قدردانی می‌نمایند.

در مقادیر $\frac{y_0}{b}$ کوچکتر از پنج، رابطه لی - استرم (۲۰۰۹) بیشترین مقدار آبشستگی را پیش‌بینی می‌کند، در حالی که در نسبت‌های $\frac{y_0}{b}$ بزرگتر از پنج رابطه جانسون مقدار آبشستگی را بیشتر از دو رابطه دیگر برآورد می‌کند. در هر دو حالت مذکور معادله فروهلیچ (۱۹۹۶) مقادیر عمق آبشستگی موضعی را بین مقادیر دو معادله دیگر تخمین می‌زند. برای یک طراحی مطمئن، پیش‌بینی دقیق عمق آبشستگی در محل پایه‌های پل ضروری است. برآورد عمق آبشستگی کمتر از مقدار واقعی، موجب شکست پل شده و بیشتر از مقدار واقعی منجر به هزینه اضافی خواهد شد، از این رو معادله فروهلیچ از دو معادله دیگر منطقی‌تر به نظر می‌رسد.

نتیجه گیری

مقایسه نتایج حاصل از روابط تجربی و مقدار واقعی اندازه‌گیری شده نشان می‌دهد که رابطه فروهلیچ (۱۹۹۶) از دقت بیشتری نسبت به سایر روابط برخوردار بوده و روابط جین - فیشر (۱۹۷۷)، ملویل (۱۹۹۷) و ملویل - ساترلند (۱۹۸۸) نتایج قابل قبولی ارائه نمی‌دهد. نتایج عمق آبشستگی محاسبه شده از فرمول‌های بروزرز (۱۹۷۷)، ملویل - ساترلند (۱۹۸۸)، ملویل (۱۹۹۷)، شپارد - میلر (۲۰۰۶) و لی - استرم (۲۰۰۹) بصورت عدد

منابع

۱. بیات، ح. ۱۳۷۹. اندرکنش سازه‌های آبی و فرسایش. انتشارات دانشگاه صنعتی امیر کبیر. ۲۷۲ صفحه.
۲. جعفرزاده، م. ر. (مترجم). ۱۳۸۷. مکانیک رودخانه. انتشارات دانشگاه فردوسی مشهد. ۵۴۰ صفحه.
۳. زراتی، ا. ر. (مترجم). ۱۳۸۱. نقش عوامل هیدرولیکی در طراحی پل ها. انتشارات دانشگاه امیر کبیر. ۱۸۳ صفحه.
۴. شفاعی بجستان، م. ۱۳۸۷. مبانی نظری و عملی هیدرولیک انتقال رسوب. انتشارات دانشگاه شهید چمران اهواز. ۵۴۹ صفحه.
۵. محمودیان شوشتری، م؛ ی. طهماسبی بیرگانی. ۱۳۸۵. مقایسه چهار رابطه تخمین عمق آبستگي اطراف پایه‌های پل با استفاده از آمار صحرایی. هفتمین سمینار مهندسی رودخانه. اهواز.
6. Ahmed Mohamed, T.; M. J. Noor; A. H. Ghazali and B. K. Huat. 2005. Validation of some bridge pier scour formulae using field data and laboratory data. American Journal of Environmental Science. 1(2): 119-125.
7. Chase, K. J. and R. S. Holnbeck. 2004. Evaluation of Pier-Scour Equations for Coarse-Bed Stream. U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report 04-5111, 24 p.
8. Deng, L. and C. S. Cai. 2010. Bridge Scour: Prediction, Modeling, Monitoring, and Countermeasures—Review. Practice Periodical on Structural Design and Construction. 15(2): 125-134.
9. Grade, R. J. and U. C. Kothiyari. 1988. Scour around bridge piers. PINS. 64(4): 596-580.
10. Johnson, P. A. 1995. Comparison of pier scour equations using field data. Journal of Hydraulic Engineering. 121(8): 626-629.
11. 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.
12. Melville, B. W. and A. J. Sutherland. 1988. Design method for local scour at bridge piers. Journal of Hydraulic Engineering. 114 (10): 1210–1226.
13. Melville, B. V. 1997. Pier and Abutment Scour: Integrated Approach. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. 123(2): 125-136.
14. Molinas, A. 2003. Bridge scour in nonuniform sediment mixtures and incohesive materials: synthesis report. Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-RD-03-083.
15. Mueller, D. S. and R. C. Wagner. 2005. Field observations and evaluations of streambed scour at bridges. McLean, VA, Federal Highway Administration Research Report FHWA-RD-03-052, 137 p.
16. Sheppard, D. M. and W. Miller. 2006. Live-Bed Local Pier Scour Experiments. Journal of Hydraulic Engineering. 132(7): 635-642.

Estimation of Scour Depth at Bridge Piers by Using FASTER Model

Abstract

Bridges are one of the most important river structures. One of the main causes of bridge failure is local scour at bridge piers. Yearly, Many bridges failed around the world because of disregarding hydraulic factors. Hence, an accurate prediction of scour depth at piers is essential for the safe design of the bridge foundation. In this study, local scour at Meshrageh Bridge is investigated. The Meshrageh Bridge crosses the Jarahi River near the city of Ramshir, Khusestan province. We use one dimensional equations Sain-Venant for simulation river dynamic in FASTER model. For evaluation of scour depth, 16 scour equations in subroutines were added to FASTER model. Comparison of computed scour depth showed Froehlich equation (1996) and Johnson equation (1996) appear to give a reasonable estimate of the local scour depth. Jain and Fisher equation (1979), Melville equation (1997) and Melville and Sutherland equation (1988) overestimate scour depth.

Key words: FASTER model, Pier Bridge, Scour Depth, Scour Formulae.