

## تغییرات ضریب افت موضعی منهول در شبکه زهکش زیرزمینی و اثر آن بر نیمرخ جریان

رسول عظیمی<sup>۱</sup>، صلاح کوچکزاده<sup>۲\*</sup>، اسماعیل بیات<sup>۱</sup>

۱- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد سازه‌های آبی، گروه مهندسی آبیاری و آبادانی دانشگاه تهران

۲- استاد گروه مهندسی آبیاری و آبادانی، دانشگاه تهران

\* کرج، صندوق پستی ۴۱۱۱-۳۱۵۸۷

skzadeh@ut.ac.ir

**چکیده-** در شبکه‌های زهکش زیر زمینی غالباً در تمامی نقاط اتصال شبکه از چاهک‌های آدم‌رو<sup>۱</sup> استفاده می‌شود. در حالی که مشخصات هیدرولیکی این سازه که برای طراحی و تعیین ظرفیت تخلیه شبکه الزامی است، هنوز ارائه نشده است. در این پژوهش لوله‌های موجدار زهکشی در مجموعه آزمایشگاهی با مقیاس واقعی به کار رفت تا تغییرات ضریب افت موضعی در محل آدم‌رو تعیین شود. داده‌ها برای دامنه وسیعی از دبی لوله‌های اصلی و فرعی و همچنین شیب‌های طولی مختلف جمع آوری شد. داده‌ها نشان داد که با نزدیک شدن نسبت دبی ورودی به خروجی مجرای اصلی به مقدار واحد، ضریب افت کاهش یافته و به سمت مقدار نسبتاً ثابتی میل می‌کند. از این رو برای دبی طراحی، ضریب افت کاربردی پیشنهاد شد و اثر آن بر رقوم محاسبه شده سطح آب در بالادست منهول و پروفیل سطح آب مطالعه شد. نتایج حاصل از مقایسه رقوم سطح آب مشاهده شده در بالادست و پایین دست سازه با مقادیر محاسبه شده به کمک ضریب پیشنهادی نشان داد که میزان خطا برای دبی‌های کم که اعماق جریان نیز کم است، حداکثر برابر  $\pm 15\%$  درصد و برای دبی‌های طراحی، خطا ناچیز است. از این رو کاربرد مقدار ضریب افت متوسط در طراحی‌ها و در تعیین ظرفیت تخلیه شبکه پیشنهاد می‌شود.

**کلید واژگان:** منهول، ضریب افت انرژی، لوله‌های موجدار، زهکش زیر زمینی.

### ۱- مقدمه

به دلایل متعدد، در ساخت شبکه‌های آبیاری و زهکشی و در بهره‌برداری از آنها، معمولاً در محل‌های مشخصی از شبکه‌های زهکشی باید از سازه آدم‌رو استفاده شود. تعیین علت و محل احتمالی گرفتگی‌ها و شستشوی مجاری مرتبط به آن، از موارد متداول کاربرد این سازه است. اما

در بیشتر طرح‌های محلی، به دلیل دسترسی نداشتن به اتصالات مناسب در تمامی محل‌های اتصال شبکه، از منهول استفاده می‌شود. محل اتصال لوله‌های فرعی شبکه به منهول بر اساس ضوابط طراحی (کمیته ملی آبیاری و زهکشی، ۱۳۸۳) بالاتر از محل اتصال لوله اصلی قرار

1. Manhole

انرژی در اتصالات فاضلاب - که از ضرورت‌های طراحی است - توسط محققین و مهندسان مختلف بررسی شده است. یکی از نخستین مطالعات توسط Ackers (1959) صورت گرفت که راهنمای تحقیقات بعدی در زمینه اتصالات در شبکه‌های فاضلاب بوده است. Marsalek (1984, 1985) مجموعه آزمایش‌هایی را در اتصالات مستقیم با منهول مربعی و دایره‌ای انجام داد و اثرات طراحی گذر سازی را بر کاهش افت انرژی در جریان و نیز محاسبه افت بار در جریان‌های زیر بحرانی و فوق بحرانی در منهول با اتصال مرکب ۹۰ درجه مطالعه کرد. Howarth and Saul (1984) افت بار در اتصالات فاضلاب مستقیم و در حضور جریان غیرماندگار را مطالعه کردند. Lindvall (1984) افت انرژی را در منهول ۹۰ درجه بررسی کرد. Pedersen and Mark (1990) به بررسی اثر طول منهول بر افت‌های انرژی بر اساس تئوری جت پرداختند. همچنین Johnston et al. (1990) افت‌های انرژی را در جریان مازاد شدید بررسی کردند. Sakakibari et al. (1997) آزمایش‌هایی را به منظور بررسی اتصال منهول‌های مستطیلی انجام داده‌اند. Guo and Song (1991) و Zhou et al. (2002) اثر توفان را بر تخریب منهول‌ها در شبکه‌های فاضلاب بررسی کردند.

برای بررسی افت انرژی در اتصالات سه‌راهی و چهارراهی، مطالعه‌ای توسط Wang et al. (1998) انجام شده است. مطالعات آزمایشگاهی Gargano and Hager (2002) برای اتصال مستقیم و Del Giudice et al. (2000) برای اتصال زانویی در حضور جریان فوق بحرانی انجام شده است. همچنین هیدرولیک جریان فوق بحرانی در اتصال مرکب ۴۵ درجه توسط Del Giudice and Hager (2001) و اتصال مرکب ۹۰ درجه توسط Gisonni and Hager (2002) مطالعه شده است. این مطالعات به

دارد و ریزش آب لوله فرعی به داخل منهول باعث ایجاد آشفتگی و در نتیجه افزایش افت انرژی در منهول شده و بر جریان ورودی از لوله اصلی تأثیر می‌گذارد. میزان انرژی تلف شده می‌تواند اثر قابل توجهی بر پروفیل سطح آب در طول زهکش جمع‌کننده و در نتیجه بر ظرفیت تخلیه داشته باشد.

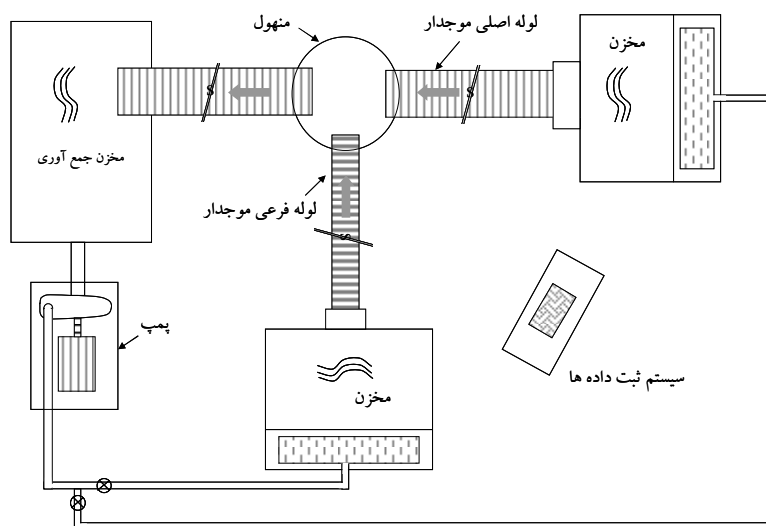
تحقیقات و بررسی‌های آزمایشگاهی در زمینه منهول‌ها، بیشتر به شبکه‌های فاضلاب شهری مربوط بوده است. بررسی سابقه مطالعات نشان می‌دهد که در زمینه کاربرد منهول در سامانه‌های زهکشی زیرزمینی و به‌ویژه برای کاربرد لوله‌های موجداری که ویژه این نوع شبکه‌ها است، مطالب قابل توجهی منتشر نشده است. در شبکه‌های فاضلاب، دامنه شیب طولی لوله‌ها وسیع بوده و مقدار آن در هر شبکه متغیر و معمولاً بیش از مقادیر متداول در شبکه‌های زهکشی زیرزمینی است. از میان تحقیقات انجام شده در زمینه منهول در شبکه فاضلاب، می‌توان به Johnston, Lindvall (1984), Marsalek (1984, 1985), Zhao et al. (1990), et al. (1990) و Guo and Song (1991) اشاره کرد. لازم است ذکر شود که در این تحقیقات، جریان درون شبکه فاضلاب به صورت موضعی و موقت تحت فشار یا فوق بحرانی است، درحالی‌که در شبکه‌های زهکشی زیرزمینی، شیب طولی لوله‌ها ملایم و جریان از نوع زیر بحرانی بوده و شبکه نباید برای مدت طولانی تحت فشار باشد. از این رو به نظر می‌رسد که نتوان از نتایج تحقیقات یاد شده به صورت مطمئن در طراحی شبکه‌های زهکش زیرزمینی استفاده کرد.

در طراحی شبکه‌های فاضلاب و مدل‌سازی آن، بر اساس پژوهش‌های منتشر شده‌ای که در این مقاله به آنها اشاره شده، معمولاً از مفهوم انرژی در بررسی هیدرولیک جریان در محل اتصالات استفاده شده است. مطالعه تغییرات افت

## ۲- تجهیزات آزمایشگاهی

به منظور بررسی خصوصیات هیدرولیکی منهول، مجموعه‌ای آزمایشگاهی با مقیاس واقعی ساخته شد. اجزای تجهیزات آزمایشگاهی شامل لوله‌های موجدار زهکشی، سکوی استقرار لوله‌ها، منهول، مخازن تغذیه کننده، پمپ، مخزن ذخیره، پیزومترها و سیستم ثبت داده‌ها می‌شود. طرحواره مجموعه آزمایشگاهی در شکل ۱ نشان داده شده است. لوله‌های موجدار زهکشی ساخت داخل با قطرهای داخلی ۰/۱۱۵ و ۰/۱۸۲ متر به ترتیب به عنوان لوله مجرای زهکشی فرعی با طول ۵/۴ متر و لوله اصلی با طول ۱۰ متر در مجموعه آزمایشگاهی به کار رفت. این لوله‌ها بر سکوی فلزی با پایه‌هایی به ارتفاع ۰/۶ متر مستقر شد، به طوری که امکان نصب پیزومترها در کف لوله‌ها و تغییر شیب طولی را امکانپذیر سازد. در این تحقیق از منهول استوانه‌ای شکل از جنس پلاستیک فشرده با قطر ۰/۵۵ متر و ارتفاع ۱ متر استفاده شد.

مشاهدات وضعیت‌های موج و اندازگیری‌های پروفیل سطح آب در اتصال فاضلاب اختصاص داده شده است. Zhao et al. (2004) جریان فوق بحرانی را در اتصال مرکب منهول با استفاده از مدل فیزیکی بررسی کرده‌اند. همانطور که ملاحظه می‌شود، مطالعات انجام شده در زمینه اتصال منهول، معمولاً ویژه شبکه‌های فاضلاب شهری است که شرایط هندسی و هیدرولیک حاکم در آن با وضعیت موجود در شبکه‌های زهکش زیر زمینی تفاوت دارد. از این رو، مطالعه در این زمینه می‌تواند به نتایج منجر شود که برای طراحی و همچنین تعیین ظرفیت واقعی تخلیه در شبکه‌های زهکشی زیرزمینی مفید باشد. در این تحقیق با ایجاد مجموعه‌ای آزمایشگاهی در مقیاس واقعی، تأثیر منهول بر مشخصات جریان مطالعه و ضریب افت انرژی در محل این نوع اتصال برای دامنه وسیعی از دبی‌ها و شیب‌های طولی متداول در طراحی تعیین و گزارش شده است.



شکل ۱ طرحواره مجموعه آزمایشگاهی

همین بخش از مخزن، سرریز مثلثی شکلی از جنس فیبر شیشه با ضخامت ۱۰ میلی متر نصب شده بود. با توجه به ابعاد مخزن و ارتفاع آن، زاویه رأس سرریز برابر ۱۳۵ درجه انتخاب شد. این سرریز، به صورت در جا و به روش حجمی واسنجی شد.

در انتهای پایین دست لوله اصلی، آب خروجی لوله به صورت ریزش آزاد به مخزن ذخیره ریخته و از آنجا توسط پمپ بار دیگر به گردش در می آمد. لوله رانش خارج شده از پمپ به دو شاخه تقسیم می شد که هر یک به شیر کنترل مستقلی مجهز بود تا امکان کنترل بده لوله های فرعی و اصلی فراهم شود.

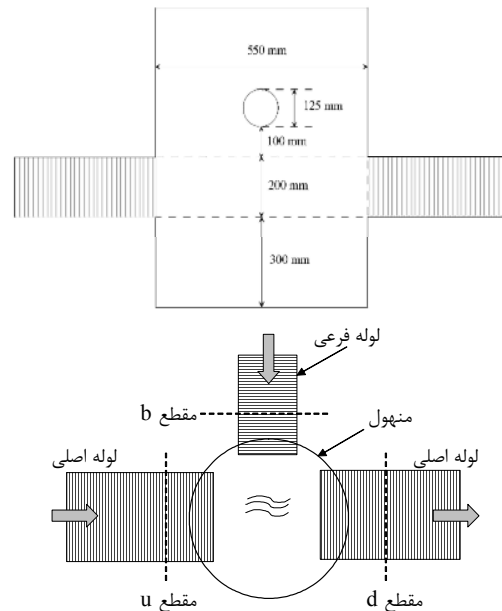
رقوم سطح آب در سراسر لوله های اصلی و فرعی به ترتیب با ۴۹ و ۲۷ عدد پیزومتر ثبت می شد. تراکم نصب پیزومترها در لوله ها در نزدیکی منهول بیشتر از سایر نقاط بود. تمامی پیزومترهای یاد شده به تابلوی پیزومتری ختم می شد. به منظور افزایش سرعت و دقت در ثبت داده ها، روشی برای تصویربرداری و رقومی کردن تصاویر، ابداع و به کار گرفته شد.

### ۳- تحلیل نتایج

#### ۳-۱- بررسی تغییرات ضریب افت منهول

برای تعیین ضریب افت در منهول تعداد ۲۴۰ آزمایش برای ترکیب شش شیب در محدوده ۰/۰۰۱ تا ۰/۰۰۷ برای لوله اصلی و فرعی انجام شد. محدوده دبی در لوله اصلی بین ۰/۴۹ تا ۹/۳۹ لیتر بر ثانیه و در لوله فرعی بین ۰/۲ تا ۶/۴۸ لیتر بر ثانیه بوده است. برای هر شیب، ترکیب ۵ دبی لوله فرعی و ۷ دبی لوله اصلی آزمایش شد. در هر شیب برای لوله فرعی بده ای معین انتخاب و سپس در لوله اصلی، بده ها از مقدار حداقل تا حداکثر برقرار می شد. در هر ترکیبی از بده ها، پس از به تعادل رسیدن

شکل ۲ جزئیات منهول به کار رفته در آزمایش و چگونگی اتصال لوله های فرعی و اصلی به آن را نشان می دهد.



شکل ۲ جزئیات منهول

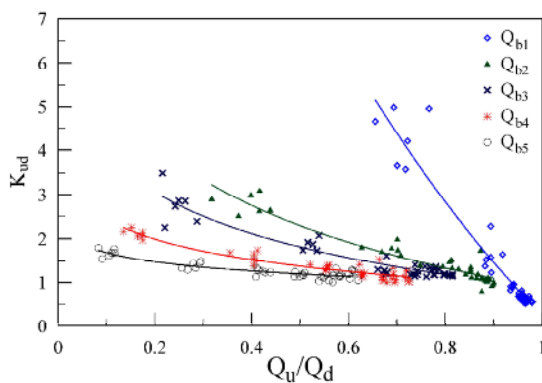
برای تعیین عمق متوسط آب درون منهول و افزایش دقت اندازه گیری، تعداد ۱۰ عدد پیزومتر، کمی بالاتر از کف منهول و در اطراف دیوار آن نصب شد. انتهای بالادست لوله های فرعی و اصلی به دو مخزن تغذیه کننده، با طول و عرض ۰/۸ متر و عمق ۰/۵ متر متصل بود. هر مخزن همچنین به وسیله تیغه قائمی با ارتفاع ۰/۳ متر به دو بخش تقسیم می شد، به طوری که بخش بالادستی برای نصب تجهیزات اندازه گیری جریان به کار می رفت. از آنجا که قرائت رقوم سطح آب این بخش برای اندازه گیری بده جریان الزامی بود، در کف مخزن محلی برای نصب لوله پیزومتر در نظر گرفته شد. ورود آب به این بخش از طریق لوله T شکلی که جدار آن سوراخدار شده صورت می گرفت. این لوله باعث می شود که تلاطم نامطلوب جریان ورودی به طور کامل حذف شود. علاوه بر آن در

تغییرات ضریب افت منهول،  $K_{ud}$ ، به کمک داده‌های ثبت شده توسط پیزومترهای مرز حجم کنترل - که بلافاصله بالادست و پایین دست منهول نصب شده - در هر دبی و با استفاده از معادله متداول انرژی (رابطه ۱) محاسبه و ارائه شده است:

$$y_u + Z_u + \frac{V_u^2}{2g} = y_d + Z_d + \frac{V_d^2}{2g} + h_f \quad (1)$$

که در آن زیرنویس‌های  $u$  و  $d$  به ترتیب نشان‌دهنده مقاطع بالادست و پایین دست،  $Z$  ارتفاع نسبت به سطح مبنای اختیاری  $V$  سرعت متوسط  $g$  شتاب ثقل،  $y$  عمق آب در مقطع یاد شده و  $h_f$  حاصلضرب ضریب افت  $K_{ud}$  در ارتفاع نظیر انرژی جنبشی مقطع پایین دست یا  $h_f = K_{ud} \frac{V_d^2}{2g}$  است.

با استفاده از داده‌های برداشت شده، مقادیر  $K_{ud}$  به کمک معادله (۱) محاسبه و در برابر نسبت دبی مقطع بالادست  $(Q_u)$ ، به دبی مقطع پایین دست  $(Q_d)$ ، یا  $Q_u/Q_d$  ترسیم و در شکل ۴ ارائه شد.

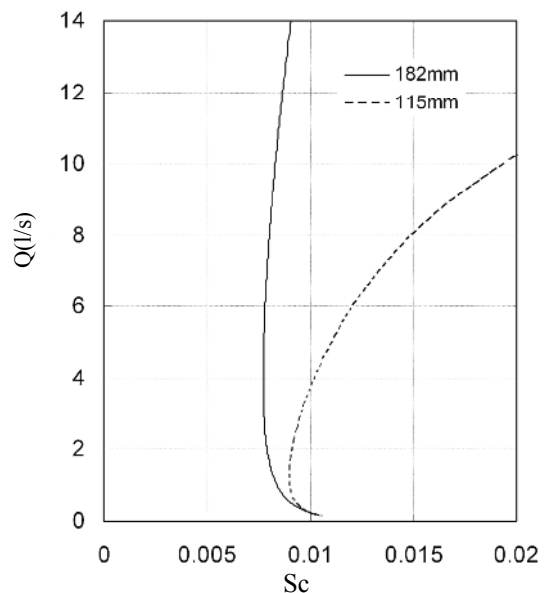


شکل ۴ تغییرات ضریب افت با نسبت دبی‌ها در لوله اصلی (دبی در بالادست منهول به دبی در پایین دست منهول) بر اساس دبی به کار رفته در لوله فرعی

بررسی تغییرات ضریب افت در این شکل نشان می‌دهد که برای تمامی دبی‌های لوله فرعی،  $Q_{bi}$ ، (i شماره تکرار

جریان، وضعیت رقوم سطح آب در کل مجموعه، با عکس برداری از تابلوی پیزومتر ثبت می‌شد. سپس با افزایش تدریجی بده لوله اصلی، ثبت داده‌ها برای هر بده صورت می‌گرفت. این روند تا رسیدن به حداکثر مقدار بده لوله اصلی تکرار شد. پس از این مرحله، بده لوله اصلی قطع شده و بده لوله فرعی به مقدار بعدی آن تغییر یافته و روند ثبت داده‌ها ادامه پیدا کرد.

برای طبقه‌بندی شیب‌های طولی به کار رفته در آزمایش‌ها و تشخیص نوع جریان (زیربحرانی یا فوق بحرانی)، نمودار دبی  $(Q)$  - شیب بحرانی  $(Sc)$  برای لوله‌ها ترسیم شد. شکل ۳ نشان می‌دهد که دامنه شیب‌های آزمایش شده کمتر از شیب بحرانی برای محدوده دبی‌های به کار رفته است. بنابراین لوله‌ها از نظر هیدرولیکی دارای شیب ملایم بوده و پروفیل سطح آب تشکیل شده درون لوله‌ها در تمامی دامنه دبی‌ها از نوع  $M$  بوده و در نتیجه در سراسر لوله جریان به صورت زیربحرانی است.



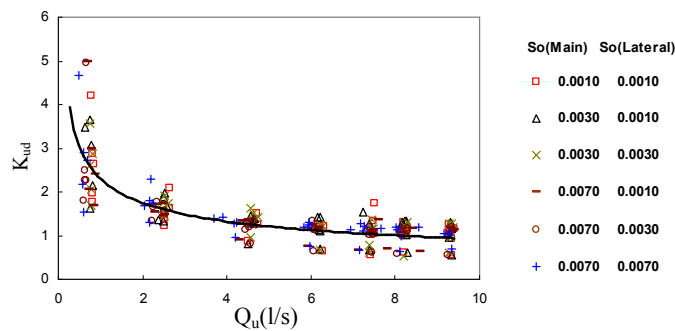
شکل ۳ منحنی‌های دبی  $(Q)$  - شیب بحرانی  $(Sc)$  برای لوله‌های اصلی و فرعی

مقادیر مطلق دبی‌ها و نیز نسبت آنها، وضعیت یاد شده تغییر کرده و به سمت ایجاد مقادیر کوچکتری برای ضریب افت حرکت می‌کند. نکته حائز اهمیت آن است که میزان تغییرات ضریب افت در دبی‌های بالا - که تشکیل‌دهنده دبی‌های طراحی است - قابل توجه نیست؛ به طوری که آزمون اثر انتخاب و پیشنهاد مقدار ثابت برای ضریب افت را امری قابل بررسی می‌سازد. البته استفاده از مقدار ثابت، کاربری آن را بسیار ساده‌تر می‌سازد.

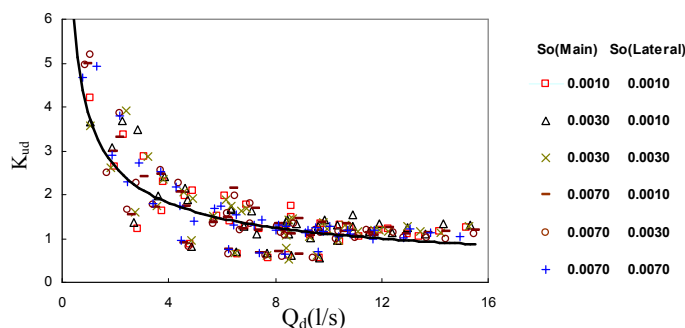
از آنجا که تجهیزات به کار رفته در این تحقیق در مقیاس واقعی است، ارائه نتایج در شکل بُعددار نیز می‌تواند جالب توجه و کاربردی باشد. از این رو تغییرات ضریب افت در برابر دبی مقطع بالادست،  $Q_u$ ، و مقطع پایین‌دست،  $Q_d$ ، در شکل‌های ۵ و ۶ ترسیم شده است. علائم این شکل‌ها بر اساس شیب طولی لوله‌ها تنظیم شده است.

دبی در لوله فرعی) با افزایش نسبت  $Q_u/Q_d$  ضریب افت روند کاهشی دارد و با روند مشاهده شده در مطالعات سایر محققانی که افت موضعی را برای اتصالات و سایر تجهیزات مشابه بررسی کرده‌اند، مطابقت دارد. اما دبی‌های کمتر لوله‌های فرعی و اصلی، ضرایب افت بزرگتری را نتیجه داده‌اند.

در دبی‌های کم، عمق جریان ناچیز و ارتفاع نظیر سرعت مقدار کوچکی است. از طرفی ریزش جریان از لوله فرعی به منهول، تلاطم ایجاد کرده و باعث پس زدن آب در مقطع بالادست (مقطع  $u$ ) می‌شود. در چنین حالتی اگرچه افت انرژی و ارتفاع نظیر سرعت، هر دو مقادیر کوچکی هستند، اما ارتفاع نظیر سرعت بسیار ناچیزتر است و از آنجا که در مخرج کسر محاسبه ضریب افت قرار دارد، به مقادیر بزرگ ضریب افت منجر می‌شود. اما با افزایش



شکل ۵ تغییرات ضریب افت با دبی در بالا دست منهول ( $Q_u$ )



شکل ۶ تغییرات ضریب افت با دبی در پایین دست منهول ( $Q_d$ )

در مدل‌های رایانه‌ای متداول و سهل است، اما معمولاً استفاده از آن‌ها در طراحی‌های فعلی رایج نیست و به جای آن برای سهولت، نوعی ضریب افت متوسط برای بده‌های طراحی به کار می‌رود. از این رو پیشنهاد چنین مقداری و اثر آن بر نتایج در این تحقیق بررسی شده است.

### ۳-۳- پیشنهاد و آزمودن مقدار متوسط کاربردی برای ضرایب افت

با توجه به روند تغییرات ارائه شده در شکل‌های ۴، ۵ و ۶، مقدار متوسط واحد برای ضریب افت یعنی  $K_{ud}=1.0$  پیشنهاد می‌شود. برای آزمودن اثر اعمال ضریب پیشنهادی، برای هر دبی، با محاسبه عمق بحرانی در مقطع ریزش لوله اصلی، نیمرخ سطح آب به روش گام به گام استاندارد در محل پیزومترها - از جمله در پیزومتر مقطع  $d$  که بلافاصله پایین دست منهول قرار گرفته - محاسبه شد. سپس با اعمال ضریب افت، عمق و رقوم سطح آب (WSE) در مقطع  $u$  (بالادست منهول) تعیین شد. رقوم سطح آبی که به این ترتیب برای مقطع  $u$  به دست آمد ( $WSE_{com}$ )، با رقوم مشاهده شده برای سطح آب آن مقطع ( $WSE_{obs}$ ) مقایسه شد. ذکر این نکته ضروری است که پیشتر، ضریب زبری مورد استفاده برای محاسبه پروفیل سطح آب در لوله‌های موجدار، برابر 0.02 تعیین شده است (کوچک‌زاده و همکاران، ۱۳۸۵). برای تمامی مقادیر دبی و شیب مورد استفاده در آزمایش‌ها برای تعیین تأثیر نادیده گرفتن ضریب افت، ابتدا روند ذکر شده برای محاسبه رقوم سطح آب مقطع  $u$  با اعمال  $K_{ud}=0.0$  محاسبه شد.

نتایج مقایسه مقادیر محاسبه و مشاهده شده که از این طریق به دست آمد، در شکل ۷ ارائه شده است. این شکل

بنابر رابطه پیوستگی دبی مقطع پایین دست،  $Q_d$ ، شامل مجموع دبی‌های مقطع بالادست لوله اصلی،  $Q_u$ ، و دبی لوله فرعی،  $Q_b$ ، است،  $(Q_d=Q_u+Q_b)$ . استفاده از دبی مقطع پایین دست،  $Q_d$ ، در بررسی تغییرات ضریب افت سبب می‌شود که هم اثر دبی لوله فرعی و هم دبی لوله اصلی در نظر گرفته شود. از مقایسه شکل‌های ۵ و ۶ نیز مشخص است که دبی مقطع پایین دست،  $Q_d$ ، تغییرات ضریب افت را بهتر نشان می‌دهد. همچنین این شکل‌ها به‌طور کلی نشان می‌دهد که افزایش دبی روند تغییرات ضریب افت را کاهش داده و به سمت مقدار نسبتاً ثابتی سوق می‌دهد. می‌توان استنباط کرد که شیب طولی، در محدوده بررسی این تحقیق، عامل تعیین‌کننده‌ای در روند تغییرات ضریب افت نیست و تجمع داده‌ها با افزایش دبی، نشان از کم‌تر شدن اثر این عامل در شرایط طراحی دارد.

### ۳-۲- روابط برازش داده شده و بررسی آزمون معناداری آنها

با توجه به روند تغییرات در شکل‌های فوق می‌توان منحنی مناسبی را بر داده‌های ارائه شده برازش داد و آن را به‌ویژه برای کاربرد در مدل‌های رایانه‌ای توصیه کرد. معادلات (۲) و (۳) به ترتیب برای نمودارهای شکل‌های ۴ و ۶ ارائه می‌شود:

$$K_{ud} = aQ_d^b \quad (2)$$

$$K_{ud} = a(Q_u / Q_d)^b \quad (3)$$

آزمون‌های آماری نشان داد که روابط یاد شده در سطح ۰/۱٪ معنادار است. نکته‌ای که در خصوص معادله (۳) باید به آن اشاره شود آن است که داده‌های بالای لوله فرعی - که کاربردی هستند - به کار رفته است. اما به این نکته نیز باید اشاره شود که اگرچه کاربرد روابط یاد شده

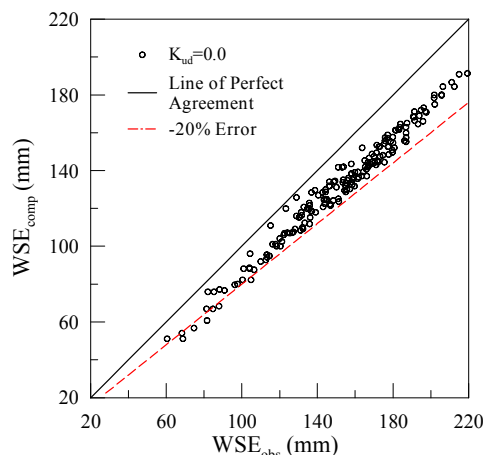
ذکر این نکته ضروری است که اگر مقادیر محاسبه شده مقطع  $u$  بر اساس رقوم مشاهده شده مقطع  $d$  و منظور کردن افت به دست می‌آید، نتایج رضایت بخش تری حاصل می‌شد و خطا از مقدار ارائه شده نیز کمتر می‌شد. پارامترهای آماری جذر میانگین مربعات خطا<sup>۲</sup>، ضریب کارایی<sup>۳</sup> و خطای استاندارد<sup>۴</sup> برای شکل ۸ محاسبه شد و به ترتیب ۸/۸۳، ۰/۹۲، ۰/۶۰ به دست آمد. این مقادیر به خوبی تطابق مطلوبی را بین داده‌های محاسبه و مشاهده شده نشان می‌دهد.

نمونه‌ای از نیمرخ‌های محاسبه شده سطح آب در طول لوله اصلی در شکل ۹ نشان داده شده است. در این شکل ضریب افت به کار رفته در محاسبه رقوم سطح آب در بالادست منهول مقدار پیشنهادی  $K_{ud}=1.0$  است. همان‌طور که انتظار می‌رفت در دبی‌های کم - که از نظر کاربردی اهمیت چندانی ندارند و ضریب افت در این حالت بیشتر از واحد است - پروفیل محاسبه شده، پایین‌تر از مقادیر مشاهده شده قرار می‌گیرد، اما با افزایش دبی انطباق نیمرخ‌ها بهتر می‌شود.

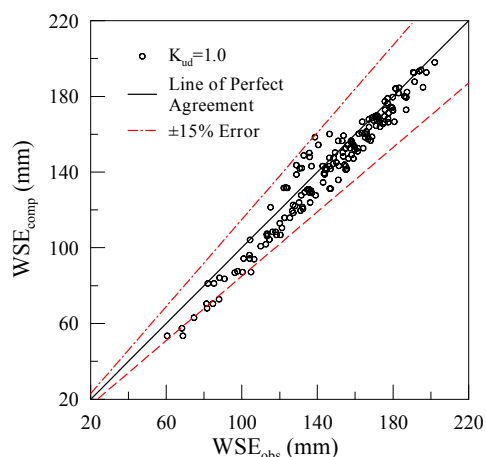
#### ۴- نتیجه‌گیری

هدف این تحقیق، تعیین ضریب افت در محل اتصال لوله‌های موجدار با منهول در زهکش زیرزمینی است. مقدار افت، از طریق به‌کار بردن معادله انرژی برای دو مقطع بالادست و پایین‌دست منهول محاسبه شد. برای توصیف ضریب افت در منهول، از ارتفاع نظیر سرعت در مقطع پایین‌دست استفاده شد. وابستگی ضریب افت با دبی بالادست و پایین‌دست در لوله اصلی و نیز نسبت‌های دبی بالادست به دبی پایین‌دست در لوله اصلی بررسی شد.

به روشنی نشان می‌دهد که نادیده گرفتن ضریب افت، رقوم سطح آب را کم برآورد کرده است. اما نتایج استفاده از  $K_{ud}=1.0$  نشان داد که مقادیر، اطراف خط بهترین انطباق جمع شده است (شکل ۸).



شکل ۷ مقادیر محاسبه شده ( $WSE_{comp}$ ) و مشاهده شده ( $WSE_{obs}$ ) رقوم سطح آب در بالادست منهول (مقطع  $u$ ) با کاربرد  $K_{ud}=0.0$

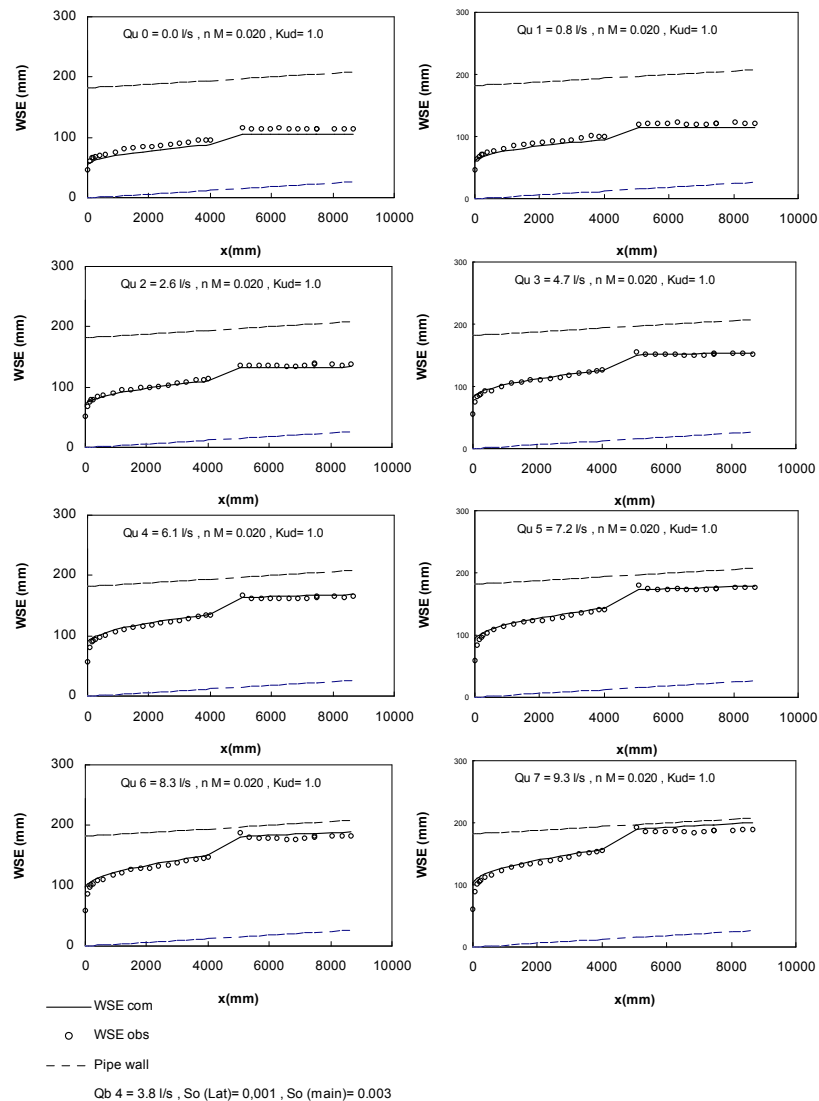


شکل ۸ مقادیر محاسبه شده ( $WSE_{comp}$ ) و مشاهده شده ( $WSE_{obs}$ ) رقوم سطح آب در بالادست منهول (مقطع  $u$ ) با کاربرد  $K_{ud}=1.0$

2. Root Mean Square Error  
3. Coefficient of Efficiency  
4. Standard Error

1. Under Estimate





شکل ۹ نمونه‌ای از پروفیل محاسبه شده و مقایسه آن با داده‌های آزمایشگاهی

شد. به منظور بررسی صحت کاربرد مقدار متوسط پیشنهادی، مقایسه‌ای بین رقوم سطح آب محاسبه و مشاهده شده در مقطعی که بلافاصله در بالادست منهول قرار دارد صورت گرفت. در این راستا از محاسبات نیمرخ سطح آب که از مقطع ریزش در پایین دست لوله اصلی شروع شده بود، برای تعیین مقادیر محاسبه شده رقوم سطح آب استفاده شد تا نتایج با حداکثر مقادیر خطا

روابط ارائه شده برای تغییرات ضریب افت از لحاظ معناداری بررسی و مشخص شد که معادلات ارائه شده در سطح ۰/۱ درصد معنادار هستند. با توجه به نتایج بدست آمده و از آنجاییکه نمودارها نشان داد که ضریب افت با افزایش دبی کاهش یافته و برای دبی‌های بالا که دبی‌های طراحی را تشکیل می‌دهند به مقدار نسبتاً ثابتی می‌رسد، مقدار متوسط کاربردی  $K_{ud}=1.0$  برای این ضریب پیشنهاد

$WSE_{com}$	رقوم سطح آب محاسبه شده
$WSE_{obs}$	رقوم سطح آب مشاهده شده
$X$	فاصله در امتداد مجرا
$y_u$	عمق آب در مقطع $u$ بلافاصله بالادست منهول
$y_d$	عمق آب در مقطع $d$ بلافاصله پایین دست منهول
$Z_u$	ارتفاع کف از مبنای اختیاری در مقطع $u$ بلافاصله بالادست منهول
$Z_d$	ارتفاع کف از مبنای اختیاری در مقطع $d$ بلافاصله پایین دست منهول

محاسبه و ارائه شود. نتایج حاصل از مقایسه رقوم سطح آب مشاهده و محاسبه شده نشان داد که در صورت استفاده از ضریب ثابت پیشنهادی، حداکثر خطا در پیش بینی رقوم سطح آب برابر  $\pm 15\%$  درصد است البته این مقدار برای دبی های طراحی بسیار کمتر است.

## ۵- سپاسگزاری

این تحقیق در راستای ماموریت های قطب ارزیابی و بهسازی شبکه های آبیاری و زهکشی و با پشتیبانی صندوق حمایت از پژوهشگران کشور انجام شده است. بدین وسیله از حمایت های صندوق و از دانشگاه تهران که فضا و امکانات تحقیق را فراهم نمودند تشکر و قدردانی می شود.

## ۶- فهرست علائم

$g$	شتاب ثقل
$h_f$	افت موضعی
$h_{vd}$	ارتفاع نظیر سرعت
$k_{ud}$	ضریب افت موضعی
$Q$	دبی
$Q_b$	دبی مجرای فرعی
$Q_u$	دبی آب در مقطع $u$ بلافاصله بالادست منهول در لوله اصلی
$Q_d$	دبی آب در مقطع $d$ بلافاصله پایین دست منهول در لوله اصلی
$S_c$	شیب بحرانی
$S_o(Lat)$	شیب طولی لوله فرعی
$S_o(main)$	شیب طولی لوله اصلی
$V_u$	سرعت جریان در مقطع $u$ بلافاصله بالادست منهول
$V_d$	سرعت جریان در مقطع $d$ بلافاصله پایین دست منهول

## ۷- منابع

- کمیته ملی آبیاری و زهکشی ایران. (۱۳۸۳). "مواد و مصالح سامانه های زهکشی زیرزمینی"، شماره انتشار، ۸۱.
- کوچک زاده، ص.، اکرم، م.، و باقری میاب، ف. (۱۳۸۵). "مطالعه هیدرولیکی جریان در لوله های موجدار زهکشی و ارائه روابط ظرفیت انتقال کاربردی"، مجله تحقیقات مهندسی کشاورزی، جلد ۷ شماره ۲۷، ص. ۱-۱۸.
- مقصودی، ن. و کوچک زاده، ص. (۱۳۸۶). هیدرولیک کانالها (جلد اول، چاپ پنجم)، انتشارات دانشگاه تهران، تهران.
- Ackers, P. (1959). "An investigation of head losses at sewer manholes", Civil Engineering and Public Works Review, 54(637), pp. 882-884.
- Del Giudice, G. and Hager, W. H. (2001). "Supercritical flow in 45 degree junction manhole", Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE, 127(2), pp. 100-108.
- Del Giudice, G., Gisonni, C. and Hager, W. H. (2000). "Supercritical flow in 45 degree junction manhole", Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE, 127(2), pp. 100-108.
- Gargano, R. and Hager, W. H. (2002). "Supercritical flow across combined sewer manholes", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 128(11), pp. 1014-1017.
- Gisonni, C. and Hager, W.H. (2002). "Supercritical flow in the 90° junction", Urban Water, 4(4), pp. 363-372.

- Marsalek, J. (1984). "Head losses at sewer junction manholes", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 110(8), pp. 1150-1154.
- Pedersen, F.B. and Mark, O. (1990). "Head losses in storm sewer manholes: Submerged jet theory", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 116(11), pp. 1317-1328.
- Sakakibari, T., Tanaka, S. and Imaida, T. (1997). "Energy loss at surcharged manholes model experiment", *Water Science and Technology*, 36(8-9), pp. 65-70.
- Wang, K.H., Cleveland, T.G., Towsley, C. and Umrigar, D. (1998). "Energy loss at manholes in surcharged sewer systems", *Journal of the American Water Resources Association*, 34(6), pp. 1391-1400.
- Zhao, C.H., Zhu, D.Z. and N.Rajaratnam (2004). "Supercritical sewer flows at a combining junction: a case study of Edworthy Trunk Junction, Calgary, Alberta", *Journal of Environmental Engineering and Science*, NRC, 3(5), pp. 343-353.
- Zhou, F., Hicks, F.E. and Steffler, P.M. (2002). "Transient flow in a rapidly filling horizontal pipe containing trapped air", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 128(6), pp. 625-634.
- Guo, Q. and Song, C.S. (1991). "Dropshaft hydrodynamics under transient conditions", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 117(8), pp. 1042-1055.
- Howarth, D.A. and Saul, A.J. (1984). "Energy loss coefficients at manholes" *Proceeding of the Third International Conference on Urban Storm Drainage*, Volume one, 127-136, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden.
- Johnston, A.J., Volker, R.E. and Saul, A.J. (1990). "Head losses at a tow-pipe junction box", *Transactions of the Institution of Engineers*, Australia: *Civil Engineering*, CE 31(4), pp. 169-175.
- Lindvall, G. (1984). "Head losses at surcharge manholes with a main pipe and a 90° lateral", *Proceeding of the Third International Conference on Urban Storm Drainage*, Goteborg, Sweden, Chalmers University of Technology. Volume one, pp. 137-146.
- Marsalek, J. (1985). "Head losses at selected sewer manholes," *National Water Research Institute*, Canada Centre for Inland Waters, Burlington, Ontario.