نشریه بین‌المللی علوم مهندسی، شماره ۴، جلد۱۷، پاییز ۱۳۸۵، صفحه ۵۳- ۴۵
دانشگاه علم و صنعت ایران

طراحی شبکه فاضلاب و دفع آب‌های سطحی با استفاده از بهینه‌سازی غیرخطی

حسین محمد ولی سامانی، جمال محمد ولی سامانی و محسن فرتاش

چکیده: در این تحقیق از روش بهینه سازی غیرخطی جهت‌های متعامد تبدیل شده برای طراحی شبکه‌های فاضلاب و دفع آب‌های سطحی استفاده شده است. در این روش طرحی به‌دست می‌آید که در آن هزینه حداقل است. شیب فاضلاب‌روها به‌عنوان پارامترهای بهینه‌سازی در نظر گرفته شده‌اند. با تعیین شیب‌های بهینه سایر متغیرهای طراحی از قبیل قطر، رقوم دو سر فاضلاب‌روها و ارتفاع ایستگاه‌های پمپاژ بر اساس آن‌ها تعیین می‌شوند. در روش بهینه‌سازی ارائه شده کلیه محدودیت‌های فنی مربوط به سرعت‌ها و شیب‌ها با در نظر گرفتن تابع پنالتی در نظر گرفته می‌شود. شکل مقاطع فاضلاب‌روها می‌تواند دایره‌ای، ذوزنقه‌ای و مستطیلی باشد. همچنین شبکه می‌تواند به‌صورت مجزا و یا درهم طراحی شود. نتایج روش پیشنهادی با نتایج بدست آمده از حل تحلیلی مقایسه شده و نتایج هر دو تطابق بسیار خوبی نشان داده است. برای نشان دادن توانائی مدل یک مثال کاربردی نیز حل گردیده است.

واژه‌های کلیدی: بهینه‌سازی غیرخطی، شبکه فاضلاب، هزینه

۱. مقدمه

احداث یک شبکه فاضلاب و دفع آب‌های سطحی به‌صورت مجزا و یا درهم مستلزم صرف هزینه‌های کلانی می‌باشد. تعیین طرح بهینه که هزینه آن حداقل باشد و کلیه محدودیت‌های فنی را ارضا نماید بدون استفاده از یک مدل ریاضی مناسب حتی برای مهندسان با تجربه امری بسیار مشکل و شاید غیرممکن باشد، زیرا برای طراحی یک شبکه بی‌شمار گزینه ممکن است وجود داشته باشد که ضوابط و معیارهای فنی را ارضا می‌نماید. تعیین طرح بهینه یعنی تعیین طرحی با حداقل هزینه از بین این بی‌شمار گزینه یک روش بهینه‌سازی قوی لازم دارد.

در سال‌های اخیر با پیشرفت کامپیوترها، تحقیقات بسیار وسیعی در زمینه بهینه‌سازی طرح‌های فاضلاب صورت گرفته است.

هلند[1] در سال ۱۹۶۶ [1]، داجانی[2] و جمل[3] در سال ۱۹۷۲ [2,3] از روش‌های بهینه‌سازی غیرخطی استفاده نمودند. در این تحقیقات قطر و رقوم دو سر فاضلاب‌روها بعنوان پارامترهای بهینه‌سازی بکار برده شدند. اشکال عمده این روش‌ها این بود که قطرهای به‌دست آمده قطرهای تجارتی نبودند یعنی قطرها هر عددی در فضای پیوسته اعداد می‌توانستند باشند. مضافا بر اینکه روش‌های مذکور موقعیت ایستگاه‌های پمپاژ را نمی‌توانست تعیین و بهینه‌سازی نماید. فرولز[4] و برجز[5] در سال ۱۹۷۸ [4] با به‌کار بردن روش بهینه‌سازی برنامه‌ریزی پویا[6] قطر فاضلاب‌روها و محل ایستگاه‌های پمپاژ را بهینه‌سازی نمودند. در این روش قطرهای تعیین شده تجارتی بودند و لیکن اشکال عمده روش حافظه بسیار زیاد و زمان بسیار طولانی اجرای برنامه که مانع از استفاده از آن برای شبکه‌های بزرگ می‌شد.

می[7] و همکاران در سال ۱۹۷۶ [5] از روش برنامه‌ریزی پویای گسسته[8] استفاده کردند که در واقع یک روش برنامه‌ریزی پویا می‌باشد. این روش نیاز به حافظه کمتر نسبت به برنامه‌ریزی پویا داشته

نسخه اصلی مقاله در تاریخ ۱۳۸۲/۶/۱۳ واصل، و پس از بازنگری‌های لازم، در تاریخ ۱۳۸۳/۶/۲۵ به تصویب نهایی رسیده است.

دکتر حسین محمد ولی سامانی، استاد گروه مهندسی عمران دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید چمران اهواز
دکتر جمال محمد ولی سامانی، دانشیار گروه مهندسی سازه‌های آبی دانشگاه تربیت مدرس، j_samani2003@yahoo.com
محسن فرتاش، کارشناس ارشد مهندسی عمران

[1] Holland
[2] Dajani
[3] Gemmell
[4] Frolse
[5] Burges
[6] Dynamic Programming
[7] May
[8] Discrete Dynamic Programming

Archive of SID
www.SID.ir

و سرعت محاسبات آن نیز بیشتر است. با وجود این مزایا در این مدل تضمینی برای دست‌یابی به جواب بهینه وجود نداشت. نزوی[1] و گری[2] در سال ۱۹۸۳ [6] با تکیه بر برنامه‌ریزی پویا مدلی ارائه دادند که در آن از دو الگوریتم طراحی اولیه و طراحی بهینه سود برده شد. در این روش بعد از طراحی اولیه با استفاده از برنامه‌ریزی پویا کم‌هزینه‌ترین گزینه تعیین می‌شد. عیب این روش این بود که ایستگاه‌های پمپاژ تعیین نمی‌شد و دیگر اینکه هنگام گرد کردن قطرهای بدست آمده به قطرهای استاندارد مدل دچار واگرائی می‌شد. لی[3] در سال ۱۹۸۶ [7] و لی و ماتیو[4] [8] در سال ۱۹۹۰ با اصلاح کار می روش برنامه‌یزی پویای او را توسعه دادند و توانستند تابع هدف هزینه‌ها را شش درصد کاهش دهند. بومگارد[5] و همکاران در سال ۲۰۰۲ [9,10] از روش الگوریتم ژنتیک برای بهینه‌سازی شبکه‌های فاضلاب استفاده کردند.

در این مقاله روشی مبتنی بر بهینه‌سازی غیرخطی پیشنهاد شده است که در آن فقط شیب‌های فاضلاب‌روها به‌عنوان پارامترهای بهینه‌سازی انتخاب شده‌اند و سایر متغیرهای طراحی توسط محاسبات هیدرولیکی تعیین می شوند. یکی از محاسن روش بهینه‌سازی ارائه شده این است که فضای تبدیل شده سینوسی می‌باشد و محدوده هر متغیر بین صفر و یک خواهد بود. در این محدوده جهت جلوگیری از افتادن در دام بهینه موضعی نقاط شروع را در کل میدان تغییرات پخش کرده تا نقاط بهینه مختلف اعم از موضعی و کلی بدست آید. سپس بین این نقاط بهینه کلی انتخاب می‌شود. هم‌چنین روش پیشنهادی مبتنی بر جستجو می‌باشد که در آن نیازی به محاسبه مشتق تابع هدف وجود ندارد. این موضوع توانائی و سرعت روش بهینه‌سازی را دو چندان می‌نماید.

۲. معادلات حاکم

معادلات حاکم به دو بخش هیدرولیکی و بهینه‌سازی تقسیم می‌شود:

۲-۱. معادلات هیدرولیکی

متغیر مهم در طراحی شبکه فاضلاب دبی جریان می‌باشد. در حالت کلی دبی جریان به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$Q = Q_w + Q_l + Q_r \qquad (۱)$$

که در آن:

Q_w = دبی فاضلاب شهری

Q_l = دبی نفوذی به فاضلاب‌رو یا نشتاب

Q_r = دبی آب‌های سطحی ناشی از باران می‌باشد.

دبی فاضلاب شهری Q_w بر اساس میزان تراکم جمعیت، سطح حوضه، فرهنگ مردم و مقدار آب مصرفی برای مناطق مسکونی، تجاری، و صنعتی محاسبه می‌شود. دبی Q_l شامل آب‌های نفوذی از محل اتصال لوله‌ها، ترک‌ها و شکستگی‌ها به‌ویژه در محل انشعاب خانه‌ها و یا تراوش از طریق دیواره لوله‌ها می‌باشد. دبی آب‌های سطحی ناشی از باران Q_r را می‌توان به‌وسیله روش‌های متعدد مانند حل معادلات سانت و نانت[6] با روش المان‌های محدود[7] و تفاضل‌های محدود[8] محاسبه نمود[16-11]. این روش‌ها پیچیده بوده و معمولا دارای مشکلات پایداری[9] می‌باشند[17,18]. یکی از روش‌های ساده متداول و با دقت نسبی خوب روش منطقی[10] می‌باشد. رابطه منطقی بصورت زیر است:

$$Q = C\,i\,A \qquad (۲)$$

که در آن:

C= ضریب رواناب سطحی

i= میزان شدت بارندگی

A= سطح حوضه آب‌گیر می‌باشد.

برای تعیین قطر فاضلاب‌رو از رابطه مانینگ استفاده می‌شود:

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} A_r S^{1/2} \qquad (۳)$$

که در آن:

n= ضریب مانینگ

R= شعاع هیدرولیکی مقطع جریان

A_r = مساحت مقطع جریان

$S^{1/2}$ = شیب فاضلاب‌رو می‌باشد.

برای محاسبه عمق جریان در مقاطع دایره‌ای و ذوزنقه‌ای از رابطه مانینگ از روش نیوتن-رافسون[11] استفاده می‌شود.

۲-۲. معادلات بهینه‌سازی

معادلات بهینه‌سازی از تابع هدف[12] و محدودیت‌های[13] مربوطه تشکیل می‌شود.

۲-۲-۱. تابع هدف

در این تحقیق مجموع هزینه‌های طرح به‌عنوان تابع هدف انتخاب گردیده است. هزینه‌های طرح شامل موارد زیرمی‌باشد:

۱) هزینه فاضلاب‌روها

۲) هزینه پمپاژ

[1] Nzewi
[2] Gray
[3] Li
[4] Mathew
[5] Boomgaard

[6] Saint Venant Equations
[7] Finite Elements
[8] Finite Differences
[9] Stability
[10] Rational Method
[11] Newton-Raphson
[12] Objective Function
[13] Constraints

Archive of SID
www.SID.ir

هزینه فاضلاب‌روها شامل خرید، حمل و نقل، کارگذاری، عملیات خاکی و هزینه‌های جاری مربوط به تعمیرات و نگهداری در طول دوره طرح می‌باشد. به‌طور کلی هزینه فاضلاب‌روهای دایره‌ای تابعی از قطر یا ابعاد آن، عمق کارگذاری آن‌ها در محل و طول آن‌ها می‌باشد. این هزینه‌ها را با توجه به قیمت فاضلاب‌روها در بازار و تعرفه‌های کارگذاری آن‌ها در عمق‌های مختلف به‌دست می‌آید. برای مقاطع مستطیلی و ذوزنقه‌ای با توجه به ابعاد و عمق آن‌ها می‌توان هزینه واحد طول را تعیین نمود.

در مدل تهیه شده هزینه فاضلاب‌روها بدین صورت معرفی شده است که برای هر قطر مشخص، فاضلاب‌رو دایره‌ای و یا ابعاد معین مستطیلی و ذوزنقه‌ای و عمق‌های مختلف هزینه‌های واحد طول مربوطه به صورت ماتریسی داده می‌شود. برای ابعاد و عمق کارگذاری مشخص هزینه واحد طول با استفاده از درون‌یابی محاسبه می‌شود. سپس با ضرب آن در طول فاضلاب‌رو هزینه فاضلاب‌رو محاسبه می‌شود.

هزینه پمپاژ شامل هزینه‌های خرید و نصب پمپ‌ها، احداث ساختمان ایستگاه‌های پمپاژ و هزینه‌های جاری مربوطه. این هزینه‌ها تابعی از دبی پمپاژ، کل ارتفاع دینامیکی[1] می‌باشد. در مدل پیشنهادی برای دبی‌های مختلف و ارتفاع‌های دینامیکی مشخص هزینه‌های مربوطه مانند هزینه‌های فاضلاب‌روها به‌صورت ماتریسی داده می‌شود.

با توجه به مطالب فوق‌الذکر تابع هدف(کل هزینه‌ها) به‌صورت رابطه ذیل خواهد بود:

$$TC = \sum_{i=1}^{NM} CM_i + \sum_{j=1}^{NP} CP_j \qquad (۴)$$

که در آن:

CM_i = هزینه فاضلاب‌روی i

NM= تعداد فاضلاب‌روها

CP_j = هزینه ایستگاه پمپاژ j

NP= تعداد ایستگاه‌های پمپاژ می‌باشد.

۲-۲-۲. محدودیت‌ها

محدودیت‌ها شامل موارد ذیل می‌باشند:

الف) محدودیت شیب: به‌طور کلی برای شیب فاضلاب‌روها حد بالا و حد پائین به‌صورت ذیل در نظر گرفته می‌شود:

$$Si \le S_{\max} \quad , \quad i = 1,2,....,NM \qquad (۵)$$

$$Si \ge S_{\min} \quad , \quad i = 1,2,....,NM \qquad (۶)$$

لازم به ذکر است که پارامترهای اصلی بهینه‌سازی که در برنامه بهینه‌سازی تغییر می‌نمایند شیب فاضلاب‌روها می باشند. در واقع برنامه بهینه‌سازی شیب‌هائی برای فاضلاب‌روها تعیین می‌نماید که تابع هدف را حداقل می‌کند.

ب) محدودیت سرعت: سرعت جریان در فاضلاب‌روها محدود به یک حد بالا و یک حد پائین می‌باشد. شکل ریاضی این محدودیت‌ها به‌صورت زیر است:

$$V_i \le V_{\max} \Rightarrow 1 - \frac{V_i}{V_{\max}} \ge 0 \quad , \quad i = 1,2,....,NM \qquad (۷)$$

$$V_i \ge V_{\min} \Rightarrow \frac{V_i}{V_{\min}} - 1 \ge 0 \quad , \quad i = 1,2,....,NM \qquad (۸)$$

که در آن:

V_i = سرعت جریان در فاضلاب‌رو i

$V_{\max}$ = سرعت جریان حد اکثر مجاز در فاضلاب‌رو

$V_{\min}$ = سرعت جریان حداقل مجاز در فاضلاب‌رو می‌باشد.

محدودیت‌های ۷ و ۸ را می‌توان به شکل تابع پنالتی هزینه زیر ارائه کرد و به تابع هدف به‌عنوان هزینه مجازی اضافه نمود:

$$PF = r\left[\left(1-\frac{V_i}{V_{\max}}\right)^2 + \left(\frac{V_i}{V_{\max}} - 1\right)^2\right] \qquad (۹)$$

بنابر این تابع هدف نهائی به‌صورت زیر خواهد بود:

$$TC = \sum_{i=1}^{NM} CM_i + \sum_{j=1}^{NP} CP_j + r\left[\left(1-\frac{V_i}{V_{\max}}\right)^2 + \left(\frac{V_i}{V_{\max}} - 1\right)^2\right] \qquad (۱۰)$$

در معادله اخیر r تابع پنالتی است که اگر سرعت جریان فاضلاب‌رو در محدوده مجاز باشد، برابر صفر انتخاب می‌شود، به‌عبارت دیگر هیچ‌گونه تاثیری بر هزینه واقعی نخواهد داشت. از طرف دیگر هرگاه سرعت جریان از محدوده‌ی مجاز خارج شود، عددی بسیار بزرگ در نظر گرفته می‌شود تا در نهایت از محدوده بهینه خارج شود. درواقع، از ایده تابع پنالتی بدین دلیل استفاده شده است که پارامترهای بهینه‌سازی شیب فاضلاب‌روها هستند و سرعت‌های جریان جزو پارامترها نمی‌باشند. حال به چه طریقی می‌توان محدودیت سرعت‌ها را اعمال نمود؟ در پاسخ باید گفت یکی از بهترین راه‌ها استفاده از تابع پنالتی است که در آن هرگاه سرعت جریان در یک فاضلاب‌رو خارج از محدوده مجاز سرعت‌ها گردد، مقدار تابع پنالتی r عددی بسیار بزرگ انتخاب می‌شود تا تابع هدف (مجموع هزینه‌ها) به شکل نامعقولی بالا رود. واضح است که چنین گزینه‌ای به هیچ‌وجه نمی‌تواند بهینه گردد و با این عمل، گزینه مذکور خود به خود حذف می‌شود.

تابع هدف ارائه شده در معادله ۱۰ همراه محدودیت‌های ارائه شده در روابط ۵ و ۶ بوسیله روش بهینه‌سازی غیرخطی مسیرهای متعامد تبدیل شده[2] حداقل می‌گردد[19]. این روش در واقع مبتنی بر جستجو در جهت‌های متعامد می‌باشد. هر بار که تابع هدف محاسبه می‌شود، مقدار آن با مقدار تابع هدف مرحله قبلی مقایسه می‌شود. اگر تابع هدف جدید کمتر از تابع هدف مرحله قبلی باشد، جستجو در همان جهت به‌طرف نقطه مینیمم ادامه پیدا می‌کند. در

[1] Total Dynamic Head

[2] Transformed Conjugate Direction Method

Archive of SID

www.SID.ir

غیر این‌صورت، جستجو در همان راستا ولی در جهت عکس انجام می شود.

ج)سایر محدودیت‌ها: سایر محدودیت‌ها شامل موارد زیر می‌باشد:

- ابعاد هر فاضلاب‌رو بزرگ‌تر یا مساوی ابعاد فاضلاب‌رو بالادست می‌باشد.
- نسبت حد اکثر پرشدگی مقطع جریان.
- عمق کارگذاری فاضلاب‌روها برای مقاطع دایره ای و یا عمق اجرا برای مقاطع غیر دایره ای از حداقل مجاز بیشتر و از حد اکثر مجاز کمتر باشد.
- عمق خروجی هر آدم رو[1] از ورودی‌ها پایین‌تر یا حداقل مساوی باشد.
- قطر فاضلاب‌رو برای مقاطع دایره‌ای از حداقل مجاز کمتر نباشد.

محدودیت‌های فوق الذکر در تحلیل هیدرولیکی اعمال می‌شوند.

۳. تلفیق تحلیل هیدرولیکی و بهینه‌سازی

در ذیل الگوریتم تلفیق تحلیل هیدرولیکی و بهینه‌سازی برای طراحی بهینه شبکه فاضلاب و دفع آب‌های سطحی ارائه می‌شود:

۱- شیب‌های اولیه برای فاضلاب‌روها از برنامه بهینه‌سازی انتخاب می‌شود.

۲- دبی Q برای هر فاضلاب‌رو از رابطه۲ محاسبه و قطر یا ابعاد آن‌ها از رابطه ۳ تعیین می‌شود.

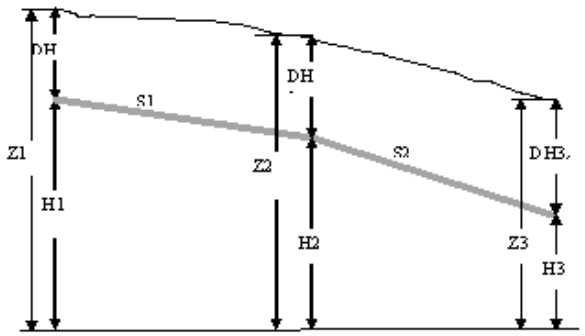
۳- با توجه به گام (۲) محاسبات ادامه پیدا می‌کند تا جائی که عمق خاک‌برداری و کارگذاری لوله از حداکثر مجاز تجاوز نماید. در آنجا از ایستگاه پمپاژ استفاده می‌شود و ارتفاع دینامیکی آن بر اساس عمق کارگذاری محاسبه شده تعیین می‌گردد.

۴- هزینه‌های کل با توجه به رابطه ۱۰ محاسبه می‌شود.

۵- به برنامه بهینه‌سازی بازگشته وکنترل می‌شود که آیا تابع هدف هزینه‌های کل محاسبه شده در گام (۴) حداقل است. چنانچه تابع مذکور حداقل نباشد، شیب‌های جدیدی با ضوابط ریاضی بهینه-سازی انتخاب می‌شود و به گام (۲) باز می‌گردد. این عمل آنقدر تکرار می‌شود تا به تابع هدف حداقل برسیم. در این صورت به طرح بهینه رسیده ایم.

۴. ارزیابی صحت مدل

برای ارزیابی صحت مدل، از مقایسه نتایج حل تحلیلی یک مثال با نتایج حاصل از اجرای مدل برای همان مثال استفاده می‌شود. از آنجا که حل تحلیلی یک شبکه فاضلاب بسیار پیچیده تقریبا غیرممکن است، از یک مثال ساده بهره برده می‌شود. در این مثال دو فاضلاب‌رو با مقاطع دایره‌ای پشت سر هم مانند شکل۱ در نظر گرفته می‌شود. شیب فاضلاب‌روها به‌عنوان پارامترهای مجهول بهینه سازی در نظر گرفته شده‌اند. عمق ابتدای فاضلاب‌روی اول برابر ۱/۲ متر بعنوان حداقل عمق کارگذاری فرض می‌شود.



شکل۱. پروفیل طولی مثال تحلیلی

برای این‌که بتوان حل تحلیلی برای این مثال به‌دست آورد لازم است که تابع هزینه کل به‌عنوان تابع هدف به‌صورت ریاضی مانند زیر ارائه شود:

$$TC = (0.5D^2 + 40H_{av.}^2 + 10D + 80)L \qquad (۱۱)$$

که در آن:

D= قطر فاضلاب‌رو

$H_{av.}$= عمق میانگین کارگذاری دو سر فاضلاب‌رو

L= طول فاضلاب‌رو می‌باشد.

ناگفته نماند که ضرایب معادله ۱۱ را می توان بر اساس قیمت‌ها و تعرفه‌های مربوطه با استفاده از برازش[2] تعیین نمود.

سایر اطلاعات مربوط به مثال در ذیل آورده شده است:

Z1 = 15.1 m
Z2 = 15 m
Z3 = 14.8 m
DH1 = 1.2 m
L1 = 75 m
L2 = 70 m
Q1 = 0.01 m3/s
Q2 = 0.01 + 0.025 = 0.035 m3/s
n = 0.013

با توجه به شکل۱ و اطلاعات فوق می‌توان نوشت:

DH1=1.2 m
H2 = H1 – S1×L1 = 13.9 – 75S1
DH2 = Z2 – H2 = 1.1 + 75S1
H3 = H2 – S2×L2 = 13.9 – 75S1 – 70S2
DH3 = Z3 – H3 = 0.9 + 75S1 + 70S2
Hav1 = (DH1 + DH2)/2 = 1.15 + 37.5S1
Hav2 = (DH2 + DH3)/2 = 1.125 +75S1 + 35S2

حال با فرض نسبت پرشدگی ۰،۸و استفاده از رابطه مانینگ رابطه زیر به‌دست می‌آید:

[1] Manhole

[2] Regression

Archive of SID
www.SID.ir

$$D = \left(\frac{2.815 n Q}{S_0^{1/2}} \right)^{3/8} \quad (۱۲)$$

با به‌دست آوردن عمق میانگین کارگذاری دو سر هر فاضلاب‌رو از نتایج فوق و استفاده از معادله۱۲ و جایگذاری در معادله ۱۱ برای فاضلاب‌روهای ۱ حاصل می‌شود:

$$TC1 = \begin{pmatrix} 0.001323 S1^{-3/8} + 10 \times (1.15 \\ +37.5 S1)^2 + 2.057 S1^{-3/16} + 80 \end{pmatrix} \times 75$$

و برای هزینه کل فاضلاب‌رو۲:

$$TC2 = \begin{pmatrix} 0.003385 S2^{-3/8} + 10 \times (1 + 75 S1 \\ +35 S2)^2 + 3.291 S2^{-3/16} + 80 \end{pmatrix} \times 70$$

در نتیجه هزینه کل دو فاضلاب‌رو به‌صورت ذیل خواهد بود:

$$TC = \begin{pmatrix} 0.001323 S1^{-3/8} + 10 \times (1.15 \\ +37.5 S1)^2 + 2.057 S1^{-3/16} + 80 \end{pmatrix} \times 75 + \begin{pmatrix} 0.003385 S2^{-3/8} + 10 \times (1 + 75 S1 \\ +35 S2)^2 + 3.291 S2^{-3/16} + 80 \end{pmatrix} \times 70 \quad (۱۳)$$

با مشتق گیری از معادله ۱۳ نسبت به S1 و S2 و مساوی با صفر قراردادن معادلات به‌دست آمده، حاصل می‌شود:

S1 = 0.0015055

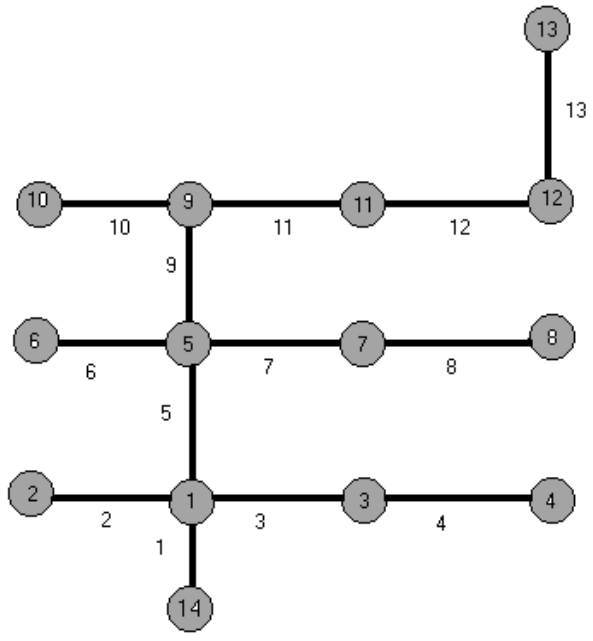
S2 = 0.0023175

با قرار دادن شیب‌های حاصله در معادله ۱۳ هزینه کل برابر با ۱۴۹۳۳۴۰۰ ریال خواهد بود. همین مثال به وسیله مدل پیشنهادی نیز حل شده است. نتایج بدست آمده در جدول۱ ارائه گردیده است. ملاحظه می‌شود که هزینه کل برابر با ۱۴۹۳۳۷۰۰ ریال است که با نتایج حل تحلیلی تطابق خیلی خوبی دارد. حال برای نمایش توانائی مدل برای طراحی مثال یک شبکه فاضلاب جامع که فاضلاب خانگی و آب‌های سطحی را جمع‌آوری می‌نماید ارائه می‌شود:

در شکل۲ جانمائی یک شبکه فاضلاب ارائه شده است. مشخصات شبکه و اطلاعات ورودی در جداول ۲ تا ۶ منعکس شده است. نتایج به‌دست آمده از اجرای مدل پیشنهادی در جدول ۷ ارائه شده است.

جدول۱. نتایج حاصله از حل مثال شکل ۱

شماره فاضلابرو	شیب فاضلابرو	قطر فاضلابرو(متر)	دبی (مترمکعب درثانیه)	سرعت (متر در ثانیه)	هزینه (هزار ریال)
۱	0.001506	0.174	0.01	0.9	7614.7
2	0.002318	0.257	0.035	0.9	7319.0



شکل۲. جانمائی مثال شبکه جمع‌آوری فاضلاب خانگی و آب‌های سطحی

Archive of SID

www.SID.ir

جدول۲. اطلاعات ورودی شبکه جمع‌آوری فاضلاب خانگی و آب‌های سطحی

شماره گره ابتدا	شماره گره انتها	رقوم زمین ابتدا (متر)	رقوم زمین انتها (متر)	طول فاضلاب-رو (متر)	دبی فاضلاب خانگی (متر مکعب در ثانیه)	مساحت حوضه فاضلابرو(هکتار)	ضریب جریان سطحی
1	14	14.5	12.0	180	0.0120	3.16	0.36
2	1	18.0	14.5	140	0.0110	1.52	0.36
3	1	17.5	14.5	160	0.0110	1.68	0.36
4	3	25.0	17.5	150	0.0105	0.84	0.36
5	1	16.7	14.5	170	0.0120	3.12	0.36
6	5	18.8	16.7	140	0.0110	1.56	0.36
7	5	20.0	16.7	160	0.0111	1.72	0.61
8	7	25.2	20.0	150	0.0116	2.48	0.36
9	5	18.7	16.7	140	0.0105	0.80	0.36
10	9	22.6	18.7	140	0.0113	2.16	0.85
11	9	20.1	18.7	160	0.0110	1.60	0.75
12	11	22.8	20.1	150	0.0113	2.16	0.85
13	12	24.0	22.8	140	0.0120	3.16	0.85

جدول۳. اطلاعات مربوط به فاضلاب‌روهای موجود

قطر فاضلابرو (متر)	ضریب مانینگ	میزان پرشدگی مجاز	حداقل عمق کارگذاری فاضلابرو (متر)	حد اکثر عمق کارگذاری فاضلابرو (متر)	حداقل سرعت مجاز (متر درثانیه)	حد اکثر سرعت مجاز (متر درثانیه)
0.2	0.013	0.9	1.0	5.00	0.6	3.0
0.25	0.013	0.9	1.0	5.00	0.6	3.0
0.30	0.013	0.9	1.2	5.20	0.6	3.0
0.40	0.013	0.9	1.2	5.20	0.6	3.0
0.50	0.013	0.9	1.5	5.50	0.6	3.0
0.60	0.013	0.9	1.5	5.50	0.6	3.0
0.80	0.013	0.9	1.5	6.50	0.6	3.0
1.00	0.013	0.9	1.6	6.50	0.6	3.0
1.20	0.013	0.9	1.6	8.00	0.6	3.0
1.40	0.013	0.9	1.6	8.00	0.6	3.0
2.00	0.013	0.9	1.6	10.0	0.6	3.0
2.50	0.013	0.9	1.6	10.0	0.6	3.0
4.00	0.013	0.9	1.6	10.0	0.6	3.0

جدول۴. هزینه واحد طول فاضلاب‌روها (هزار ریال)

عمق کارگذاری (متر) / قطر فاضلابرو(متر)	1	2	3	4
0.20	93	173	293	653
0.25	100	185	310	680
0.30	107	297	327	707
0.40	123	223	363	763
0.50	140	250	400	820
0.60	159	279	439	879
0.80	201	341	521	1001
1.00	250	410	610	1130
1.20	305	489	705	1265
1.40	367	567	807	1407
2.00	590	850	1150	1870
2.50	820	1130	1480	2300
4.00	1750	2210	2710	3830

Archive of SID

www.SID.ir

جدول۵. شدت بارندگی در برابر مدت

مدت (دقیقه)	شدت بارندگی (میلی متر در ساعت)
5	30.0
10	25.0
15	21.0
20	18.0
30	14.0
40	11.2
50	10.0
60	9.0
70	8.3
80	7.7
90	7.0
100	6.5
120	6.1
150	5.7
200	5.0

جدول۶. هزینه پمپاژ (هزار ریال)

دبی پمپاژ (متر مکعب در ثانیه) / ارتفاع پمپاژ (متر)	0.1	0.5	1.0	2.0	5.0
0.2	20100	20500	21000	22000	25000
0.4	20200	21000	22000	24000	30000
0.7	20350	21750	23500	27000	37500
1.2	20600	23000	26000	32000	50000
2.0	21000	25000	30000	40000	70000
3.0	21500	27500	35000	50000	95000
4.5	22250	31250	42500	65000	132500
6.0	23000	35000	50000	80000	170000
10.0	25000	45000	70000	12000	270000

جدول۷. نتایج طراحی مثال شبکه فاضلاب و جمع‌آوری آب‌های سطحی

شماره فاضلابرو	شماره گره ابتدا	شماره گره انتها	رقوم ابتدای فاضلابرو(متر)	رقوم انتهای فاضلابرو(متر)	شیب فاضلابرو	قطر (m)	دبی (m^3/s)	سرعت (m/s)	هزینه (هزار ریال)	نوع سازه
1	1	14	8.5	7.432	0.00594	0.8	0.928	2.298	51228.07	P
2	2	1	16.0	13.194	0.02	0.25	0.049	2.0	18797.5	MD
3	3	1	13.393	10.186	0.02	0.25	0.081	2.031	70626.38	MD
4	4	3	16.4	13.393	0.02	0.2	0.031	1.977	23590.5	P
5	5	1	9.51	8.5	0.00594	0.8	0.764	2.229	73225.22	P
6	6	5	15.5	12.694	0.02	0.25	0.05	2.041	19987.76	MD
7	7	5	12.194	8.987	0.02	0.4	0.152	2.429	82386.91	P
8	8	7	15.2	12.194	0.02	0.25	0.074	1.968	26513	P
9	9	5	11.822	10.791	0.00736	0.6	0.526	2.134	51228.07	P
10	10	9	17.4	12.618	0.0342	0.3	0.139	2.803	18644.99	MD
11	11	9	12.781	11.822	0.006	0.6	0.395	1.898	50999.45	MD
12	12	1	13.669	12.781	0.0592	0.6	0.323	1.797	73268.3	P
13	13	12	14.5	13.669	0.00593	0.5	0.199	1.593	52121.11	P

Archive of SID

www.SID.ir

P= ایستگاه پمپاژ

MD= آدم‌رو ریزشی

کل هزینه شبکه= ۶۱۲۷۴۷/۷ هزار ریال

۵. نتیجه‌گیری

در این تحقیق یک مدل ریاضی مبتنی بر بهینه سازی غیر خطی برای بدست آوردن طرح بهینه شبکه‌های فاضلاب و دفع آب‌های سطحی ارائه شده است. روش بهینه سازی استفاده شده روش جهت‌های متعامد تبدیل شده می‌باشد. روش پیشنهادی مبتنی بر جستجو می‌باشد که در آن نیازی به محاسبه مشتق تابع هدف وجود ندارد و این موضوع توانائی و سرعت روش بهینه سازی را دو چندان می نماید.

مدل پیشنهادی قادر به تعیین ابعاد و شیب‌های فاضلابروها به‌طریقی که هزینه نهائی طرح حداقل می‌باشد. کلیه قیود و محدودیت‌های فنی از قبیل حدود بالا و پائین شیب‌ها، سرعت‌ها، عمق کارگذاری فاضلابروها و در صد پرشدگی‌ها در این مدل در نظر گرفته شده است. در واقع مدل طوری عمل می‌نماید که هرگاه هزینه‌های حفاری و کارگذاری فاضلابروها و ایستگاه‌های پمپاژ بالا باشد، شیب‌های کمتر و ابعاد بزرگتر برای فاضلابروها انتخاب می‌کند و برعکس هرگاه هزینه‌های ایستگاه‌های پمپاژ پائین باشد، شیب‌های تندتر و ابعاد کوچکتر انتخاب می‌شوند. مدل ارائه شده دارای قابلیت استفاده از مقاطع ذوزنقه ای و مستطیلی علاوه بر مقاطع دایره ای می‌باشد. این توانائی در طراحی خطوط فاضلاب اصلی که نیاز به ابعاد بسیار بزرگ دارد استفاده از مقاطع غیر دایره‌ای می‌تواند بطور قابل توجهی هزینه‌ها را کاهش دهد. همچنین یکی دیگر از قابلیت‌های این مدل اینست که در طراحی مقاطع دایره‌ای فقط از قطرهای موجود در بازار استفاده می‌نماید. بطور کلی چون اساس کار تعیین طرح با حداقل هزینه است، هر چه در محاسبه توابع هزینه دقت عمل بیشتری بشود نتایج مدل قابل اعتمادتر خواهد بود.

مراجع

[1] Holland M.E., *Computer Model Of Wastewater Collection Systems*, Harvard Water Resources Group, Harvard University, Cambridge, Mass., in partial fulfillment of the requirement for the degree of Doctor of Philosophy, 1966.

[2] Dajani, J.S., and Gemmell, R.S. *"Optimal Design of Urban Waste Water Collection Networks"*, J. Saint, Engrg. Div., ASCE, 98(6), 1972, pp. 853-867.

[3] Dajani, J.S., and Hasit, Y., *"Capital Cost Minimization of Drainage Networks"* Proc., ASCE, 100(EE2), 10448, 1974, pp. 322-337.

[4] Frolse S., and Burges S.J., *"Least-Cost Design of Urban Drainage Networks"* J. Water Resour. Plang and Mgmt., ASCE, 104(1), 1978, pp. 79-92.

[5] Mays L.W. and Wenzel H.G., *"Optimal Design of Multi-Level Branching Sewer Systems"*, Water Resources Research, Vol. 12, No. 5, 1976.

[6] Nzewi E.V., Gray D.D. and Houck M.H., *Computer Aided Optimal Design of Gravity Sanitary Sewerage System*, Report No. CE-HSE-83-2, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Indiana, 1983.

[7] Li G.Y., *"The Optimal Design of Sewer Networks by DDDP"*, Chiana Water Supply and Sewerage, Beijing People's Republic of Chiana, 2(2), 1986, pp. 18-23.

[8] Li G. and Mathew R.G.S., *"New Approach for Optimization of Urban Systems"*, J. Envir. Engrg., ASCE, 116(5), No. 25086, 1990.

[9] Boomgaard M. E., Langeveld J. G. and Clemens F. H. L. R., *"Optimization of Wastewater Systems: A Stepwise Approach"*, Proc. ASCE, The Ninth International Conference on Urban Drainage, Portland, Oregon, U.S.A., 2002, pp. 766-787.

[10] Boomgaard M. E., Langeveld J. G. and Clemens F. H. L. R., *"Wastewater System Optimization Using Genetic Algorithms"*, Proc. ASCE, The Ninth International Conference on Urban Drainage, Portland, Oregon, U.S.A., 2002, pp. 788-796.

[11] Amein M., *"An Implicit Method for Natural Flood Routing"*, Water Resour. Res., 4(4), 1968, pp. 719-727.

[12] Goliffe I. B., *"Comparison of Dynamic Waves in Channel Networks"*, J. Hydr. Engrg., ASCE, 110(10), 1984, pp. 1358-1369.

[13] Nguyen Q. K. and Kawano H., *"Simultaneous Solution for Flood Routing in Channel Networks"*, J. Hydr. Engrg., ASCE, 121(10), 1995, pp. 774-750.

[14] Strelkoff T., "Numerical Solution of the St. Venant Equations", J. Hydr. Engrg., ASCE, 96(1), 1973, pp. 223-252.

[15] Ansar M., Shiau Shi-En and Fathali B., *"Numerical Modeling of an Unsteady Flow in a Complex Sewer Network"*, Proc. ASCE, The 25th Annual Water Resources Planning and Management Conference, Tempe, Arizona, chapter 10D218, 1999.

[16] Jin M., Coran M. J. and Cook J., *"New One-Dimensional Implicit Numerical Dynamic Sewer and Storm Model"*, Proc. ASCE, the Ninth International Conference on Urban Drainage, Portland, Oregon, U.S.A., (2002), pp. 542-554.

Archive of SID

www.SID.ir

[17] Abbot M.B., *"A model System for Design and Operation of Storm-Sewer Networks"*, Engineering Application of Computational Hydraulics, M.B. Abbot and A. Cunge, eds, Vol. 1, Homage to Alexandra Preissmann, Pitman advanced publishing program, Boston, 1982, pp. 11-36.

[18] Zhong J., *"General Hydrodynamic Model for Sewer Channel Network Systems"*, J.Hydr. Engrg., ASCE, 124(3), 1998, pp. 307-315.

[19] Box M.J., *"A comparison of Several Current Optimization Methods, and Use of Transformation in Constrained Problems"*, The Computer Journal, 1966, pp. 67-77.

Archive of SID

www.SID.ir