

طراحی بهینه شبکه‌های جمع‌آوری فاضلاب ثقلی با روش اتوماتای سلولی انعطاف‌پذیر

محمد هادی افشار^۱ مریم روحانی^۲

(دریافت ۹۱/۱/۳۰) پذیرش ۹۱/۸/۱۹

چکیده

تحقیق حاضر مبتنی بر ارائه روش بهینه‌سازی با الگوریتم اتوماتای سلولی انعطاف‌پذیر برای طراحی شبکه‌های فاضلاب است. به منظور طراحی بهینه شبکه فاضلاب لازم است که مقادیر قطر و عمق کارگذاری دو سر لوله‌ها به گونه‌ای تعیین شود که هزینه ساخت شبکه با توجه به قیود و محدودیت‌های مربوطه حداقل شود. در این تحقیق، گره‌های شبکه به عنوان سلول و عمق کارگذاری دو سر هر لوله به عنوان حالت سلول در نظر گرفته شد و منظور از همسایگی نیز لوله‌های اطراف هر سلول است. با در نظر گرفتن عمق کارگذاری دو سر هر لوله به عنوان متغیر تصمیم، روش پیشنهادی به صورت یک روش عمومی و انعطاف‌پذیر، امکان طراحی بهینه شبکه فاضلاب را هم به صورت ثقلی و هم پمپدار فراهم می‌کند. قابلیت‌های مدل ارائه شده برای طراحی شبکه فاضلاب ثقلی در دو مسئله نمونه بررسی و نتایج حاصل از آن با روشهای دیگری مانند الگوریتم‌های ژنتیک، اتوماتای سلولی، جامعه مورچگان و هوش تجمعی ذرات مقایسه شد و نتایج خوب و قابل قبولی حاصل شد.

واژه‌های کلیدی: الگوریتم اتوماتای سلولی، طراحی شبکه‌های فاضلاب، روشهای بهینه‌سازی

Optimal Design of Gravitational Sewer Networks with General Cellular Automata

M. H. Afshar¹ M. Rohani²

(Received Apr. 18, 2012 Accepted Dec. 9, 2012)

Abstract

In this paper, a Cellular Automata method is applied for the optimal design of sewer networks. The solution of sewer network optimization problems requires the determination of pipe diameters and average pipe cover depths, minimizing the total cost of the sewer network subject to operational constraints. In this paper, the network nodes and upstream and downstream pipe cover depths are considered as CA cells and cell states, respectively, and the links around each cell are taken into account as neighborhood. The proposed method is a general and flexible method for the optimization of sewer networks as it can be used to optimally design both gravity and pumped network due to the use of pipe nodal cover depths as the decision variables. The proposed method is tested against two gravitational sewer networks and the comparison of results with other methods such as Genetic algorithm, Cellular Automata, Ant Colony Optimization Algorithm and Particle Swarm Optimization show the efficiency and effectiveness of the proposed method.

Keywords: Cellular Automata Algorithm, Sewer Network Design, Optimization Methods.

1. Assoc. Prof., Dept. of Civil Eng., Iran University of Science and Tech., Tehran
2. Ph.D. Student of Water Eng., Iran University of Science and Tech., Tehran (Corresponding Author) 09123162480
mrohani@iust.ac.ir

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران
۲- دانشجوی دکتری مهندسی آب، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران (نویسنده مسئول)
mrohani@iust.ac.ir ۰۹۱۲۳۱۶۲۴۸۰

مسئله طراحی بهینه شبکه جمع‌آوری فاضلاب از جمله مسایل مهم و مورد توجه در مهندسی آب است که به دلیل گستردگی و وسعت آن و حجم بالای عملیات خاکی و سازه‌ای بسیار پرهزینه است و هرگونه تلاش به منظور صرفه‌جویی در احداث این شبکه‌ها از طریق کاهش حجم عملیات مورد نیاز می‌تواند منجر به صرفه‌جویی قابل توجهی شود. فرمول‌بندی ریاضی بهینه‌سازی شبکه‌های فاضلاب منجر به تبدیل مسئله به یک مسئله بهینه‌سازی غیرخطی مقید می‌شود که لزوم استفاده از روشهای مناسب را در حل این‌گونه مسائل اجتناب‌ناپذیر می‌نماید.

در سالهای اخیر طراحی بهینه شبکه‌های فاضلاب به‌طور قابل ملاحظه‌ای مورد توجه قرار گرفته است. الگوریتم‌های متفاوتی در بهینه‌سازی این مسایل مورد استفاده قرار گرفته‌اند که از این میان می‌توان به روشهای برنامه‌ریزی خطی^۱، برنامه‌ریزی غیرخطی^۲، برنامه‌ریزی پویا^۳ و الگوریتم‌های تکاملی^۴ و فراکاوشی^۵ اشاره نمود [۱-۴].

ایمام و همکاران در سال ۱۹۸۹ با توسعه و به‌کارگیری ترکیبی از برنامه‌ریزی خطی و گسسته‌سازی قطر، روشی ابتکاری را برای طراحی بهینه‌سازی شبکه‌های فاضلاب بزرگ مقیاس با استفاده از فرمول هیزن-ویلیامز اصلاح شده در شرایط نیمه‌پر، پیشنهاد داده‌اند [۵]. پاپالکساندری و همکاران در سال ۱۹۹۴ روش برنامه‌ریزی غیرخطی مختلط عدد صحیح^۶ را برای حل مسئله کمینه‌سازی هزینه طراحی سیستم فاضلاب به‌کار گرفته‌اند [۶]. روشهای برنامه‌ریزی خطی و غیرخطی برای حل مسائل با متغیرهای پیوسته مناسب هستند ولی دستیابی به بهینه مطلق را تضمین نمی‌کنند و از طرف دیگر برنامه‌ریزی غیرخطی در حل مسائل غیر محدب به جواب بهینه نمی‌رسد.

متداول‌ترین روش طراحی بهینه شبکه‌های فاضلاب، روش برنامه‌ریزی پویا است. میز و ونزل در سال ۱۹۷۶ از روش برنامه‌ریزی گسسته پویا^۷ در بهینه‌سازی ابعاد شبکه شاخه‌ای جمع‌آوری آب سطحی استفاده نموده‌اند [۸]. کالکارتی و خانان در سال ۱۹۸۵ الگوریتم بهینه‌سازی برنامه‌ریزی پویا را برای بهینه‌سازی هزینه سیستم‌های «ثقلی-پمپاژی» در طراحی بهینه شبکه‌های فاضلاب ارائه دادند. آنها قطر لوله‌ها را به‌عنوان متغیر تصمیم در نظر گرفته‌اند [۹]. روش برنامه‌ریزی پویا، علی‌رغم

کاربرد آن در مورد متغیرهای گسسته برای استفاده در مورد متغیرهای پیوسته به دلیل ضرورت گسسته‌سازی این متغیرها، از قابلیت مناسبی برخوردار نیست، زیرا زمان زیادی را برای طراحی می‌طلبد. به‌علاوه از محدودیتی به نام نفرین ابعادی رنج می‌برد.

به‌علاوه از الگوریتم‌های فراکاوشی مانند الگوریتم جامعه مورچگان، الگوریتم ژنتیک و الگوریتم بهینه‌سازی هوش جمعی ذرات^۸ نیز در طراحی شبکه فاضلاب استفاده شده است [۱۳-۱۰]. هنی و همکاران در سال ۱۹۹۹ از الگوریتم ژنتیک برای طراحی ابعاد شبکه جمع‌آوری آبهای سطحی استفاده کرده‌اند [۱۴]. ستوده در سال ۲۰۰۳ از الگوریتم ژنتیک در طراحی شبکه‌های جمع‌آوری فاضلاب با فرض متغیرهای تصمیم به صورت شب لوله و یا تراز کارگذاری کف لوله‌ها استفاده کرده است [۱۵]. لیانگ و همکاران در سال ۲۰۰۴ الگوریتم‌های ژنتیک و جستجوی ممنوعه را در طراحی بهینه شبکه فاضلاب، در حالی که قطر لوله‌ها و تراز گره‌ای را به‌عنوان متغیر تصمیم در نظر گرفتند، به‌کار بردند [۱۶]. افشار و همکاران در سال ۲۰۰۶، با در نظر گرفتن قطر لوله‌ها و تراز گره‌ای به‌عنوان متغیر تصمیم، از الگوریتم ژنتیک برای مسئله بهینه‌سازی شبکه جمع‌آوری آبهای سطحی استفاده نموده‌اند [۱۷]. افشار در سال ۲۰۰۷ دو روش مقید الگوریتم بهینه‌سازی جامعه مورچگان را برای طراحی شبکه جمع‌آوری آبهای سطحی، با در نظر گرفتن تراز گره‌ای به‌عنوان متغیر تصمیم، به‌کار برد. نتایج وی نشان داد که روشهای پیشنهادی نسبت به اندازه جامعه و فضای جستجو حساسیتی ندارند [۱۸]. پن و کاو در سال ۲۰۰۹ با ترکیب روشهای الگوریتم ژنتیک و برنامه‌ریزی مرتبه دوم، مدلی بنام GA-QP برای طراحی بهینه سیستم فاضلاب پیشنهاد داده‌اند. آنها قطر لوله‌ها و محل قرارگیری ایستگاههای پمپاژ را به‌عنوان متغیر تصمیم در نظر گرفتند [۱۹].

علی‌رغم استفاده وسیع از الگوریتم‌های فراکاوشی در این زمینه، این الگوریتم‌ها در طول فرایند بهینه‌سازی نیاز به پارامترهای آزادی دارند که تعیین و انتخاب این مقادیر به‌گونه‌ای که به جواب بهینه بیانجامند، مستلزم تحلیل حساسیت خواهد بود. به‌علاوه این الگوریتم‌ها، به دلیل جستجوی وسیعی که در فضای مسئله با وجود هوشمند بودن فرایند انجام می‌دهند، زمان‌بر بوده و به تکرارهای زیادی برای رسیدن به جواب نیاز دارند. از این میان الگوریتم بهینه‌ساز اتوماتای سلولی^۹ نسبت به دیگر الگوریتم‌های بهینه‌ساز جدیدتر بوده و استفاده از آن در علوم مختلف در حال گسترش است. نتایج حاصل از کاربرد این الگوریتم در مسائل مختلف حکایت از قابلیت بالای آن در ساده‌سازی مسائل بزرگ و رسیدن

¹ Linear Programming

² Non-Linear Programming

³ Dynamic Programming

⁴ Evolutionary Algorithms

⁵ Heuristic Algorithms

⁶ Mixed Integer Non-linear Programming (MINLP)

⁷ Discrete Differential Dynamic Programing (DDDP)

⁸ Particle Swarm Optimization (PSO)

⁹ Cellular Automata (CA)

به جواب‌هایی به مراتب بهتر از دیگر الگوریتم‌ها دارد. به علاوه دلیل استفاده از روش ذکر شده، سادگی استفاده از این روش و عدم نیاز به انتخاب پارامترهای آزاد است. همچنین این روش به علت ماهیت ساده و شبیه‌سازی شرایط واقعی، قابلیت حل مسایل پیچیده را نیز دارد. در این تحقیق با استفاده از الگوریتم بهینه‌ساز اتوماتای سلولی، روشی برای کاهش هزینه تمام شده شبکه جمع‌آوری فاضلاب با جانمایی معلوم و مشخص، با در نظر گرفتن قیود تحمیلی از طرف سیستم ارائه شده است. به این ترتیب گره‌های شبکه به‌عنوان سلول، عمق گره‌های ابتدا و انتهای لوله به‌عنوان حالت سلول و لوله‌های اطراف سلول مورد نظر همسایگی را تشکیل می‌دهند و قانون محلی بر اساس تابع هدف که به‌صورت ریاضی تعریف شده است، به منظور کمینه کردن هزینه شبکه فاضلاب به دست می‌آید. در نظر گرفتن عمق گره‌های ابتدا و انتهای لوله به‌عنوان متغیر تصمیم، امکان در نظر گرفتن سیستم پمپاژ را در هر گره فراهم می‌کند. مدل پیشنهادی بر روی دو مثال بررسی می‌شود و نتایج حاصل با سایر روشها مقایسه شده که بیانگر کارایی روش پیشنهادی است.

۲- طراحی بهینه شبکه فاضلاب خانگی

امروزه فرایند بهینه‌سازی به‌منظور طراحی و ساخت پروژه‌ها با کمترین هزینه ممکن، مورد توجه مهندسان قرار گرفته است. معمولاً ساخت شبکه فاضلاب، کاری پرهزینه است، به‌گونه‌ای که با اعمال کوچک‌ترین تغییر در ساختار و پارامترهای شبکه، هزینه‌ها نیز به مقدار زیادی تغییر می‌کند. هدف از طراحی بهینه شبکه فاضلاب، یافتن جواب مناسب (قطر لوله‌ها و عمق خاکبرداری بهینه) است به‌گونه‌ای که سبب کاهش هزینه شبکه فاضلاب شود و کارایی و عملکرد سیستم تحت شرایط طراحی تأمین شود.

طراحی بهینه ابعاد شبکه‌های فاضلاب، با جانمایی مشخص و ثابت، مستلزم به‌دست آوردن کمترین هزینه ساخت شبکه است و این مسئله را می‌توان در قالب ریاضی، به منظور یافتن قطر و شیب لوله‌ها، به‌صورت کلی زیر تعریف نمود [۲۰]

$$\text{Min } CT = CP + C_m + C_d + C_{pp} = \sum_{l=1}^{NL} L_l K_p (d_l, H_l^i, H_l^j) + \sum_{k=1}^{NN} K_m (h_{m_k}) + \sum_{k=1}^{NN} K_d (h_{d_k}) + \sum_{k=1}^{NN} K_{pp} (Q_k, h_{p_k}) \quad (1)$$

که در آن

CT هزینه کل شبکه، CP هزینه خاکبرداری، C_m هزینه مربوط به آدمرو، C_d ، C_{pp} هزینه‌های مربوط به سیستم پمپاژ و آدمرو ریزشی (در صورت نیاز)، NL تعداد لوله‌های موجود در شبکه، NN

تعداد گره‌های موجود در شبکه، L_l طول لوله ام، K_p هزینه واحد طول کارگذاری لوله ام، d_l قطر لوله ام، H_l^i, H_l^j عمق کارگذاری ابتدا و انتهای لوله ام، hm عمق آدمرو، hd, hp ارتفاع پمپاژ و آدمرو ریزشی، Q دبی پمپاژ، K_{pp}, K_d, K_m به ترتیب مربوط به هزینه‌های آدمرو، آدمرو ریزشی و سیستم پمپاژ است.

به‌منظور بهره‌برداری مناسب از شبکه فاضلاب باید الزامات و قیود و محدودیت‌های فنی زیر را در هنگام طراحی شبکه مورد توجه قرار داد

۱- محدودیت سرعت: سرعت جریان در مقاطع فاضلاب باید در یک محدوده مجاز حداکثر، به‌منظور جلوگیری از فرسایش لوله‌های فاضلاب و حداقل، برای جلوگیری از ته‌نشینی مواد جامد و مسدود شدن لوله‌های شبکه، قرار گیرد [۲۰]

$$V_{\min} \leq V_l \leq V_{\max} \quad l = 1, \dots, NL \quad (2)$$

که در این رابطه

V_l سرعت در لوله ام، V_{\min} و V_{\max} مقادیر حداقل و حداکثر سرعت جریان است.

۲- محدودیت نسبت پرشدگی (نسبت عمق جریان به قطر لوله): به علت امکان وجود مواد درشت معلق در فاضلاب و امکان گیر کردن این مواد به کف کانال و در نتیجه ته‌نشینی آنها، برای عمق جریان فاضلاب در لوله‌ها مقدار حداقلی پیش‌بینی می‌شود. به‌علاوه به منظور جلوگیری از انسداد و پس‌زدن آب به بالادست و ایجاد جریان تحت فشار نباید این نسبت از مقدار حداکثری تجاوز کند [۲۰].

$$\beta_{\min} \leq \beta_l \leq \beta_{\max} \quad l = 1, \dots, NL \quad (3)$$

که در این رابطه

$\beta_l = y_l / d_l$ ، y_l عمق جریان در لوله ام، d_l قطر لوله ام، β_{\min} و β_{\max} مقادیر حداقل و حداکثر نسبت عمق جریان به قطر لوله است.

۳- عمق کارگذاری: عمق کارگذاری لوله‌های مقاطع فاضلاب باید در یک محدوده مجاز حداکثر و حداقل قرار گیرد. حداقل پوشش برای لوله‌ها، به جهت جلوگیری از یخ‌زدگی، فشار ناشی از بارهای وارده و غیره در نظر گرفته می‌شود. همچنین به دلیل مشکلات ناشی از آبهای زیرزمینی، این پوشش به میزان حداکثر مجاز نیز محدود می‌شود [۲۰].

$$H_{\min} \leq H_l^i, H_l^j \leq H_{\max} \quad l = 1, \dots, NL \quad (4)$$

که در آن

H_l^i, H_l^j عمق کارگذاری ابتدا و انتهای لوله ام، H_{\min} و H_{\max}

به ترتیب مقادیر حداقل و حداکثر عمقهای کارگذاری ابتدا و انتهای لوله ام است.

۴- قید اقطار تجاری: اقطار موجود برای لوله به صورت پیوسته نیست، بلکه مقدار آنها گسسته است که باید از میان اقطار تجاری موجود در بازار انتخاب شود [۲۰].

$$d_l \in D \quad l = 1, \dots, NL \quad (5)$$

که در آن

d_l قطر لوله ام و D مجموعه اقطار تجاری موجود در بازار است.
۵- قید اقطار پیش‌رونده^۱: اقطار انتخابی برای لوله‌ها باید به گونه‌ای باشد که قطر هر لوله مقداری حداقل برابر با قطر لوله بالادست خود داشته باشد.

$$d_i \geq d_j \quad i, j = 1, \dots, NL \quad (6)$$

که d_j قطر لوله‌های بالادست لوله ام است

۶- محدودیت شیب: شیب لوله‌های مقاطع فاضلاب باید در یک محدوده مجاز حداکثر و حداقل قرار گیرد. لازم به تذکر است که قیود حداقل و حداکثر شیب لوله‌ها قیود ذاتی مسئله محسوب نمی‌شوند و لذا نیازی به منظور کردن آنها نیست. دلیل عمده آیین‌نامه‌های طراحی برای منظور کردن قیود شیب، تأمین قید حداقل و حداکثر سرعت است که در طراحی بهینه به صورت صریح در نظر گرفته می‌شوند. در عین حال برای افزایش قابلیت انعطاف‌پذیری مدل، در این تحقیق از این قیود نیز استفاده شد [۲۰].

$$S_{\min} \leq S_l \leq S_{\max} \quad l = 1, \dots, NL \quad (7)$$

که در آن

S_l قطر لوله ام، S_{\max} و S_{\min} مقادیر حداقل و حداکثر شیب است.
۷- ظرفیت لوله: هر لوله‌ای باید ظرفیت لازم را برای حمل دبی فاضلاب داشته باشد [۲۰]

$$q_l \geq Q_l \quad l = 1, \dots, NL \quad (8)$$

که در آن

Q_l دبی طراحی جریان در لوله ام و q_l ظرفیت جریان در لوله ام است که از رابطه مانینگ محاسبه می‌شود

$$q_l = \frac{1}{n} A_l R_l^{2/3} S_l^{1/2} \quad (9)$$

که در آن

n ضریب زبری مانینگ، A_l مساحت مقطع لوله ام، R_l شعاع هیدرولیکی لوله ام و S_l شیب طولی لوله ام است.

۳- الگوریتم اتوماتای سلولی

مفهوم اتوماتای سلولی برای اولین بار در اوایل سال ۱۹۵۰ میلادی توسط جان ون نیومن و استان اولام پایه‌گذاری شد [۲۱ و ۲۲]. آنها به دنبال یافتن و گسترش یک شبکه گرافیکی با بخش‌هایی به نام سلول بودند که هر کدام از این سلول‌ها دارای مشخصه‌ای به نام حالت سلول است. حالت سلول به مسئله مورد حل بستگی دارد و بر این اساس می‌تواند پارامترهای مختلفی اختیار کند. قوانین ساده‌ای برای یافتن جایگاه جدید هر سلول بر آنها اعمال می‌شود که قانون انتقال یا قانون محلی نامیده می‌شود. با اعمال این قوانین بر روی سلول‌ها جایگاه جدید آنها، براساس جایگاه قبلی خود و همسایگان‌شان تعیین می‌شود. به این ترتیب با یافتن جایگاه جدید سلول‌ها به صورت محلی، جایگاه آنها به صورت سراسری تعیین می‌شود. قوانین، جایگاهها (حالتها) و به خصوص تعداد همسایگی به طور کامل به مسئله مورد بررسی بستگی دارند و هیچ‌گونه محدودیتی در انتخاب تعداد همسایگان وجود ندارد، اما از طرف دیگر باید توجه شود که این انتخاب، تأثیر بسیار زیادی بر روی شبکه انتقال مابین سلول‌ها دارد زیرا انتخاب تعداد همسایگان شرکت‌کننده در قانون انتقال محلی، جایگاه جدید سلول‌ها را تعریف خواهد کرد. قانون انتقال محلی فرمول‌بندی ثابت و مشخصی نداشته و با توجه به فیزیک مسئله و روابط حاکم بر مسئله و البته دانش انسان از مسئله مورد حل متفاوت است [۲۳].

از دیدگاه بهینه‌سازی در تعریف قانون محلی CA، سه مشخصه کلیدی وجود دارد

- ۱- خاصیت توازی: جایگاه جدید سلول‌ها در هر تکرار به صورت موازی و همزمان انجام می‌شود.
- ۲- خاصیت محلی: به روز رسانی جایگاه هر سلول منحصراً بر طبق جایگاه قبلی آن سلول و نزدیک‌ترین همسایگانش صورت می‌گیرد. در واقع این قابلیت، مکانیسمی است که خاصیت توازی می‌تواند به کمک آن نتیجه بهتری را در حل مسائل پیچیده به دست دهد.
- ۳- همگنی: جایگاه تمامی سلول‌ها بر اساس یک فرمان مشابه به دست می‌آید.

مدل CA به عنوان یک مدل خود بهبود^۲ با کار افرادی مانند تاچر در سال ۱۹۶۴، کد در سال ۱۹۶۸ و برکز در سال ۱۹۷۲ گسترش بیشتری یافت [۲۴-۲۶]. پس از آن محققان زیادی برای

² Self Reproducing

¹ Progressive Diameter Constraint

شبیه‌سازی مسائل مختلف از مدل CA استفاده کرده‌اند. به‌عنوان مثال می‌توان به مدل‌سازی سینتیک (جنش) مولکولی و رشد کریستالی در شیمی، تحلیل مسایل فیزیک محاسباتی، مدل‌سازی آلودگی اتمسفر و مدل‌سازی جریان نسبی سیال و ساختار کریستالی اشاره نمود [۲۷-۳۰]. ناگل در سال ۲۰۰۲ در زمینه جریان ترافیک و دراز و پاکالسکی در سال ۲۰۰۲ در بحث جمعیت از این الگوریتم استفاده کردند [۳۱ و ۳۲].

در دهه‌های اخیر از این الگوریتم به‌عنوان روش بهینه‌ساز در علوم مختلف سازه‌ای استفاده شده است [۳۳-۳۶].

استفاده از CA به‌عنوان یک بهینه‌ساز در حوزه منابع آب مبحث جدیدی است. اولین کاربرد CA در مسائل آبی به تحقیق کیدویل و خو در سال ۲۰۰۵ بر می‌گردد. آنها با ترکیب الگوریتم‌های CA و GA به طراحی شبکه توزیع آب پرداختند، به‌گونه‌ای که از جواب به‌دست آمده از الگوریتم CA برای ایجاد جمعیت اولیه برای الگوریتم GA استفاده شد و این امر سبب افزایش کارایی GA شد [۳۷]. گو در سال ۲۰۰۵ با به‌کارگیری الگوریتم بهینه‌ساز اتوماتای سلولی، برای کاهش هزینه‌های محاسباتی، روشی کارآمد به‌نام CASiNO، برای مسئله بهینه‌سازی طراحی شبکه فاضلاب ارائه نموده است [۳۸]. گو و همکاران در سال ۲۰۰۶ با به‌کارگیری همزمان الگوریتم اتوماتای سلولی و الگوریتم ژنتیک، روشی ترکیبی^۱ بنام CAGASiNO، برای مسئله بهینه‌سازی طراحی شبکه فاضلاب ارائه نموده‌اند [۳۹]. کیدویل و خو در سال ۲۰۰۶ با به‌دست آوردن جوابهای اولیه مناسب از طریق الگوریتم اتوماتای سلولی، بهینه‌سازی شبکه آب را به‌وسیله الگوریتم ژنتیک انجام داده‌اند [۴۰]. گو و همکاران در سال ۲۰۰۷ برای طراحی چندهدفه شبکه‌های توزیع آب و فاضلاب (حداقل‌سازی سرمایه پروژه در کنار اطمینان از کارایی مناسب سیستم) از ترکیب الگوریتم‌های CA با NSGAI استفاده نمودند. آنها از CA، به‌عنوان تولیدکننده جواب‌های خوب اولیه برای NSGAI استفاده نمودند [۲۳]. گو و همکاران در سال ۲۰۰۷ با استفاده از الگوریتم CA، به‌عنوان تنها بهینه‌ساز مورد استفاده، به طراحی بهینه شبکه فاضلاب آب باران با هدف کم‌کردن حجم سیلاب و هزینه سرمایه‌گذاری شبکه با استفاده از ۲۸ قانون محلی که بر اساس قضاوت مهندسی استوار بود، پرداختند. آنها با ثابت در نظر گرفتن شیب لوله‌ها، قطر لوله‌ها را به عنوان متغیر تصمیم انتخاب کردند. مقایسه نتایج با نتایج به‌دست آمده از NSGAI نشان داد که هزینه محاسباتی به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش یافته‌اند [۴۱].

افشار و شهیدی در سال ۲۰۰۹ از الگوریتم CA به‌عنوان تنها

بهینه‌ساز مورد استفاده در بهره‌برداری ساده و برقایی از سیستم تک‌مخزنه، با استفاده از روابط ریاضی حاکم بر مدل، استفاده نمودند [۴۲]. افشار و همکاران در سال ۲۰۱۱ به طراحی بهینه شبکه فاضلاب با استفاده از الگوریتم اتوماتای سلولی پرداختند. آنها در مدل پیشنهاد شده، گره‌های شبکه و تراز گره‌ها را به‌ترتیب به‌عنوان سلول و حالت سلول (متغیر تصمیم) در نظر گرفتند (تعداد متغیرهای تصمیم برابر تعداد گره‌های شبکه است) و مجموعه لوله‌های متصل به گره مورد نظر به‌عنوان همسایگی تعریف شد. آنها با فرض نسبت پرشدگی حداکثر برای لوله‌ها، قانون محلی را به دست آوردند. آنها نشان دادند که روش پیشنهادی در مدت زمان بسیار کمتری نسبت به روشهای فراکاووشی توانست جوابهای خوب و قابل قبولی را به‌دست آورد [۴۳]. افشار و روحانی در سال ۲۰۱۲ با استفاده از الگوریتم اتوماتای سلولی در دو مرحله به طراحی بهینه شبکه فاضلاب پرداختند. در مرحله اول مدل پیشنهادی، گره‌های شبکه و تراز گره به‌عنوان سلول و حالت سلول در نظر گرفته شد در حالی که لوله‌ها و قطر لوله‌ها، در مرحله دوم، به‌ترتیب سلول و حالت سلول را تشکیل دادند. آنها در مرحله دوم دو رویکرد پیوسته و گسسته را، با توجه به ماهیتی که برای قطر لوله‌ها در نظر گرفتند، برای به‌دست آوردن قانون محلی پیشنهاد دادند. نتایج به‌دست آمده از طراحی بهینه دو شبکه فاضلاب و مقایسه آن با برخی روشهای فراکاووشی نشان داد که روش پیشنهادی با صرف هزینه محاسباتی بسیار کمتری نسبت به روشهای فراکاووشی توانست جوابهای خوب و قابل قبولی را ارائه دهد [۲۰]. در هر حال هر دو روش ذکر شده به‌دلیل انتخاب تراز گره به‌عنوان متغیر تصمیم، امکان طراحی شبکه فاضلاب با سیستم پمپاژ را ندارد. در این مقاله با ارائه الگوریتم اتوماتای سلولی انعطاف‌پذیر این محدودیت برداشته شد.

۴- مدل بهینه‌سازی شبکه جمع‌آوری فاضلاب با استفاده از اتوماتای سلولی

همان‌طور که پیش از این نیز گفته شد، به‌منظور اعمال CA در هر مسئله‌ای لازم است که چهار عضو اصلی سلول، حالت سلول، همسایگی و قانون محلی، تعریف شود. معمولاً حالت سلول همان متغیر تصمیم است که به سلول تعریف شده در مسئله بهینه‌سازی بستگی دارد. در مدل پیشنهادی، گره‌های شبکه به‌عنوان سلول و عمق کارگذاری ابتدا و انتهای هر لوله به‌عنوان حالات سلول (متغیرهای تصمیم) انتخاب می‌شوند (تعداد متغیرهای تصمیم دو برابر تعداد لوله‌های شبکه است). انتخاب متغیرهای تصمیم به صورت عمق کارگذاری ابتدا و انتهای هر لوله امکان در نظر گرفتن

^۱ Hybrid

ایستگاه پمپاژ را در گره‌هایی که عمق گره‌های ابتدا و انتهای لوله‌های متصل به آن بر هم منطبق نیستند، را فراهم می‌آورد. لوله‌های متصل به هر سلول (گره) به‌عنوان همسایگی تعریف می‌شود. به‌علاوه معیار همگرایی به‌صورت ثابت ماندن و یا تکرار جواب در تکرارهای متوالی در نظر گرفته شده است.

همان‌طور که پیش از این نیز گفته شد، به روز رسانی متغیرهای تصمیم از طریق اعمال قانون محلی انجام می‌شود. این قانون با توجه به تابع هدف در نظر گرفته شده بر روی سلول مورد نظر و همسایگان به‌دست می‌آید. تابع هدف (رابطه ۱) را در صورتی که از وجود سیستم آدمرو ریزشی صرف‌نظر شود و اعمال قیود از طریق تابع جریمه باشد، می‌توان به‌صورت زیر نوشت

(۱۰)

$$\text{Minimize } C = \sum_{l=1}^{NL} (CP_l + \alpha CSV_{v,l} + \alpha CSV_{s,l}) + \sum_{k=1}^{NN} Cm_k + \sum_{k=1}^{NN} Cpp_k \quad \text{که}$$

$$, CSV_{v,l} = \left(1 - \frac{V_l}{V_{\min}}\right)^2 + \left(\frac{V_l}{V_{\max}} - 1\right)^2, \quad CP_l = L_l Kp(d_l, H_l^i, H_l^j)$$

$$, Cm_k = Km(hm_k), \quad Cpp_k = Kpp(Q_k, hp_k)$$

$$, CSV_{s,l} = \left(1 - \frac{S_l}{S_{\min}}\right)^2 + \left(\frac{S_l}{S_{\max}} - 1\right)^2$$

جریمه است که مقدار آن در صورت تخلف از قیود، عددی بزرگ و در صورتی که قیود ارضا شوند، معادل صفر منظور می‌شود و CSV ها بیانگر تخلف از قیود است. در محاسبه CSVها باید دقت شود که اگر عبارت داخل پراتز مثبت باشد، بیانگر میزان تخلف از قید است و اگر منفی باشد، به این معنی است که تخلف از قیدی وجود ندارد و صفر در نظر گرفته می‌شود.

با توجه به اینکه عمق کارگذاری ابتدا و انتهای لوله‌ها، $H_l^i, H_l^j \quad l=1, \dots, NL$ ، به‌عنوان متغیرهای تصمیم در نظر گرفته شده‌اند، قیود مربوطه (رابطه ۴) به‌صورت مستقیم و صریح اعمال می‌شوند.

همان‌طور که پیش از این نیز گفته شد، گره‌های شبکه و عمق گره‌های ابتدایی و انتهایی لوله‌ها به‌عنوان سلول و حالت سلول در نظر گرفته می‌شوند و قانون محلی CA با توجه به کمینه نمودن هزینه شبکه در همسایگی هر سلول به‌دست می‌آید. همسایگی نیز به صورت لوله‌های اطراف هر سلول (k) که به‌صورت Ω_k نمایش داده می‌شود، تعریف می‌شود و عمق گره‌ای ابتدا و انتهای لوله‌ها به گونه‌ای محاسبه می‌شود که تابع هدف را تحت قید مربوطه کمینه

نماید. با توجه به اینکه از قید مربوط به حداکثر پرشدگی در محاسبه قطر لوله‌ها زمانی که فرایند بهینه‌سازی به اتمام رسیده باشد، استفاده می‌شود، این قید نیز به صورت خودکار ارضا می‌شود. به این ترتیب که شیب لوله‌ها با استفاده از مقادیر بهینه عمق گره‌های ابتدا و انتهای هر لوله که با استفاده از الگوریتم اتوماتای سلولی محاسبه شده، به‌دست می‌آید و سپس برای محاسبه قطر هر لوله با شروع از کمترین قطر، قطر لوله تا جایی افزایش می‌یابد که مقدار نسبت پرشدگی از مقدار مجاز حداکثر تجاوز نکند. بنابراین قطر به دست آمده به‌عنوان قطر بهینه در نظر گرفته می‌شود و به این ترتیب کلیه قیود در طراحی شبکه مربوطه تامین می‌شود.

قانون محلی در همسایگی هر سلول به‌صورت زیر تعریف می‌گردد:

(۱۱)

$$C_k = \sum_{l \in \Omega_k} (CP_l + \alpha CSV_{v,l} + \alpha CSV_{s,l}) + Cm_k + Cpp_k$$

Subject to

$$H_{\min} \leq H_l^i, H_l^j \leq H_{\max} \quad l \in \Omega_k$$

کمینه کردن تابع هدف محلی (رابطه ۱۱) نسبت به اعماق گره‌ای لوله‌ها، $H_l^i, H_l^j \quad ; l=1, \dots, NL$ ، مستلزم حل یک دستگاه معادله غیرخطی به‌صورت زیر است

$$K \Delta X = F \quad (۱۲)$$

$$\Delta X = \Delta(H_1^k, H_2^k, H_3^k, H_4^k, \dots) = \Delta(H_{l \in \Omega_k})$$

که در آن

K ماتریس ضرایب (سختی)، F بردار سمت راست و اندیس‌های ۱ و ۲ و ۳ و ... نمایشگر لوله‌های بالادست و پایین دست گره kام است. با استفاده از روش نیوتن رافسون برای حل معادله فوق می‌توان عمق گره‌ای به روز شده را به صورت زیر به‌دست آورد

(۱۳)

$$K \left|^{kk} \Delta X = F \right|^{kk} \quad \Delta X = \Delta X^{kk+1} - \Delta X^{kk}$$

که $F^{kk} = F(H_{l \in \Omega_k}^{kk})$ ، kk شمارنده تکرار غیرخطی و $\Delta H_{l \in \Omega_k}$ تغییرات حالت سلول است. F و K توابعی ضمنی از $\Delta H_{l \in \Omega_k}$ هستند و همان‌گونه که در ادامه شرح داده می‌شود، می‌توان با استفاده از مشتق‌گیری‌های زنجیره‌ای، آنها را محاسبه نمود. بردار F را می‌توان به‌صورت زیر به‌دست آورد

$$S_1 = \frac{(GE_i - H_1^i) - (GE_j - H_1^j)}{L_1} \times \text{isign}$$

که S_1 به دست می آید، isign می تواند مقادیر ۱ یا -۱ را، با توجه به اینکه گره k منطبق بر گره ابتدایی یا انتهایی لوله I ام است، اختیار کند، GE تراز زمین در گره مربوطه و L طول لوله است.

جمله سوم نیز، به صورت مشابه، با توجه به تعریف $CSV_{S,I}$ در رابطه ۱۰ قابل محاسبه است.

جمله چهارم بیان کننده مشتق هزینه آدرو در گره k ام نسبت به حالت سلول است و با استفاده از قانون زنجیره ای، در صورتی که تابع K_m (hm_k) موجود باشد قابل محاسبه است.

جمله پنجم بیان کننده مشتق هزینه ایستگاه پمپاژ در گره k ام نسبت به حالت سلول است و با استفاده از قانون زنجیره ای و تعریف ارتفاع پمپاژ قابل محاسبه است. ارتفاع پمپاژ به صورت تفاضل میان بیشینه مجموع عمق گره ای انتهای لوله های بالادست متصل به گره k ام با اقطار لوله های مربوطه با عمق گره ای ابتدای لوله پایین دست متصل به گره k ام با قطر لوله مربوطه است.

بنابراین با استفاده از روابط ۱۵ و ۱۶ و توضیحات مربوطه می توان بردار F را به دست آورد.

با توجه به رابطه ۱۴ می توان عناصر ماتریس K را نیز محاسبه نمود

(۱۷)

$$K_{ml} = \frac{\partial}{\partial H_m} \left(\frac{\partial C_k}{\partial H_1} \right) = \frac{\partial}{\partial H_m} \sum_{l \in \Omega_k} \left(\frac{\partial CP_l}{\partial H_1} + \alpha \frac{\partial (CSV_{V,l})}{\partial H_1} + \alpha \frac{\partial (CSV_{S,l})}{\partial H_1} \right) + \frac{\partial}{\partial H_m} \frac{\partial (Cm_k)}{\partial H_1} + \frac{\partial}{\partial H_m} \frac{\partial (C_{ppk})}{\partial H_1}$$

در ادامه، هر یک از جملات بالا به ترتیب شرح داده می شود

جمله اول، $\frac{\partial}{\partial H_m} \left(\frac{\partial CP_l}{\partial H_1} \right)$ بیان کننده مشتق دوم هزینه خاکبرداری لوله l ام نسبت به حالت سلول k ام است و در صورتی که مقدار CP_l معلوم باشد قابل محاسبه خواهد بود.

جمله دوم با توجه به رابطه ۱۶ قابل محاسبه است

(۱۸)

$$\frac{\partial}{\partial H_1} \frac{\partial (CSV_{V,l})}{\partial H_1} = 2 \times \left[\left(\frac{1}{v_{\min}} \right)^2 \left(\frac{\partial v_1}{\partial H_1} \right)^2 + \left(1 - \frac{v_1}{v_{\min}} \right) \frac{-1}{v_{\min}} \frac{\partial^2 v_1}{\partial H_1^2} + \left(\frac{1}{v_{\max}} \right)^2 \left(\frac{\partial v_1}{\partial H_1} \right)^2 + \left(\frac{v_1}{v_{\max}} - 1 \right) \frac{1}{v_{\max}} \frac{\partial^2 v_1}{\partial H_1^2} \right] \text{ if } l = m$$

$$\frac{\partial}{\partial H_m} \frac{\partial (CSV_{V,l})}{\partial H_1} = 0 \quad \text{if } l \neq m$$

$$F_1 = - \frac{\partial C_k}{\partial H_1} = - \left(\sum_{m \in \Omega_k} \left(\frac{\partial CP_m}{\partial H_1} + \frac{\alpha CSV_{V,m}}{\partial H_1} + \frac{\alpha CSV_{S,m}}{\partial H_1} \right) + \frac{Cm_k}{\partial H_1} + \frac{C_{ppk}}{\partial H_1} \right) \quad \forall l \in \Omega_k$$

از آنجا که هزینه ساخت و تخلف از قيود هر لوله (جملات اول، دوم و سوم سمت راست رابطه ۱۲) تنها تابعی از عمق گره ای همان لوله است و مستقل از سایر اعماق گره ای لوله ها است، بنابراین می توان رابطه فوق را به صورت زیر ساده نمود

$$F_1 = - \frac{\partial C_k}{\partial H_1} = - \left(\frac{\partial CP_1}{\partial H_1} + \frac{\alpha CSV_{V,1}}{\partial H_1} + \frac{\alpha CSV_{S,1}}{\partial H_1} + \frac{Cm_k}{\partial H_1} + \frac{C_{ppk}}{\partial H_1} \right) \quad \forall l \in \Omega_k \quad (15)$$

که در آن جمله اول در سمت راست بیان کننده مشتق اول هزینه خاکبرداری لوله l ام نسبت به عمق گره ای همان لوله است. این جمله در صورتی که تابع $K_p(d_1, H_1^i, H_1^j)$ معلوم باشد، با استفاده از قانون زنجیره ای قابل محاسبه خواهد بود.

جمله دوم با توجه به تعریف $CSV_{V,1}$ در رابطه ۱۰ قابل محاسبه است

$$\frac{\partial (CSV_{V,1})}{\partial H_1} = 2 \times \left[\left(1 - \frac{v_1}{v_{\min}} \right) \frac{-1}{v_{\min}} \frac{\partial v_1}{\partial H_1} + \left(\frac{v_1}{v_{\max}} - 1 \right) \frac{1}{v_{\max}} \frac{\partial v_1}{\partial H_1} \right] \quad (16)$$

جمله $\frac{\partial v_1}{\partial H_1} = \frac{\partial v_1}{\partial S_1} \times \frac{\partial S_1}{\partial H_1}$ با توجه به قانون زنجیره ای، و

استفاده از رابطه مانینگ، $v_1 = \frac{C_R^{0.5}}{n C_A^{0.25}} (n Q_1)^{0.25} S_1^{\frac{3}{8}}$ ، قابل

محاسبه است، که Q_1 دبی طراحی لوله l ام، S_1 شیب لوله l ام، n ضریب مانینگ، $C_A = 0.125(\theta - \sin \theta)$ ، $C_R = \frac{(\theta - \sin \theta)}{4\theta}$ ،

و θ زاویه سطح مرکزی آب بر حسب رادیان است. جمله $\frac{\partial S_1}{\partial H_1}$ نیز با توجه به تعریف شیب لوله،

۵- مثال عددی

در این قسمت به منظور نشان دادن کارایی روش پیشنهادی، به حل دو مسئله طراحی شبکه ثقلی جمع‌آوری فاضلاب پرداخته و نتایج حاصله با نتایج به‌دست آمده از روشهای دیگر مقایسه شد. مسئله اول، نخستین بار توسط میز و ونزل در سال ۱۹۷۶ مطرح شد و رایبسون و لبادیه در سال ۱۹۸۱ و همچنین مایلز و هینی در سال ۱۹۸۸ آن را حل کردند [۳، ۸، ۴۴]. جانمایی مسئله در شکل ۲ نشان داده شده است. از روابط ارائه شده توسط مردیت در سال ۱۹۷۲ برای محاسبه هزینه لوله‌ها و آدروها استفاده می‌شود [۴۵]

$$Kp = \begin{cases} 10.98d + 0.8\bar{X} - 5.98 \\ \text{if } d \leq 3' \text{ and } \bar{X} \leq 10' \\ 5.94d + 1.66\bar{X} + 0.504\bar{X}d - 9.64 \\ \text{if } d \leq 3' \text{ and } \bar{X} \geq 10' \\ 30.0d + 4.9\bar{X} - 105.9 \\ \text{if } d > 3' \end{cases} \quad (20)$$

$$Km = 250 + h_m^2$$

که در آن

Kp هزینه واحد طول نصب لوله (\$/ft)، Km هزینه نصب آدرو (\$)، d قطر لوله (ft)، \bar{X} میانگین عمق کارگذاری (ft) و h_m عمق آدروها (ft) است. جدول ۱ اطلاعات لازم و مشخصات شبکه مورد نظر مانند طول لوله‌ها دبی عبوری از لوله و تراز بالادست و پایین‌دست هر لوله را نشان می‌دهد. در این مسئله از مدل هیدرولیکی مانینگ با ضریب زبری متغیر در شرایط پر با ضریب ۰/۰۱۳، قیود هیدرولیکی حداقل سرعت ۲ فوت بر ثانیه، حداکثر سرعت ۱۲ فوت بر ثانیه، حداکثر نسبت پرشدگی ۰/۹، حداقل نسبت پرشدگی ۰/۱ و حداقل پوشش ۸ فوت استفاده شد. میز و ونزل در سال ۱۹۷۶ این مسئله را با استفاده از روش برنامه‌ریزی پویای گسسته حل کردند [۸]. روش برنامه‌ریزی پویای گسسته یک فرایند تکراری است که از طریق معادله بازگشتی روش پویا برای جستجوی مسیر بهبود یافته از میان حالات گسسته شده در همسایگی جوابها استفاده می‌کند. پس از آنها، رایبسون و لبادیه در سال ۱۹۸۱ از روش دیگر برنامه‌ریزی پویا و همچنین مایلز و هینی در سال ۱۹۸۸ از روش گسترده برای طراحی این شبکه استفاده کردند [۳ و ۴۴]. به‌علاوه از روشهای جامعه مورچگان و الگوریتم هوش تجمعی ذرات (RPSO) نیز برای حل این مسئله استفاده شد [۱۰ و ۱۳]. افشار و همکاران در سال ۲۰۱۱ از الگوریتم CA برای حل این مسئله استفاده نمودند [۴۳].

(۱۹)

$$\frac{\partial^2 V_1}{\partial H_1^2} = \frac{\partial}{\partial H_1} \left[\frac{\partial V_1}{\partial S_1} \times \frac{\partial S_1}{\partial H_1} \right] = \frac{\partial^2 V_1}{\partial S_1^2} \times \left(\frac{\partial S_1}{\partial H_1} \right)^2 + \frac{\partial V_1}{\partial S_1} \times \frac{\partial^2 S_1}{\partial H_1^2}$$

و مقدار $\frac{\partial^2 S_1}{\partial H_1^2}$ برابر صفر و

$$\frac{\partial^2 V_1}{\partial S_1^2} = \frac{-15}{64} \left(\frac{C_R^{0.5}}{nC_A^{0.25}} (nQ_1)^{0.25} S_1^{-\frac{13}{8}} \right)$$

است.

جمله سوم، $\frac{\partial}{\partial H_m} \alpha \frac{\partial (CSV_{S,1})}{\partial H_1}$ ، نیز به طریق مشابه محاسبه می‌گردد.

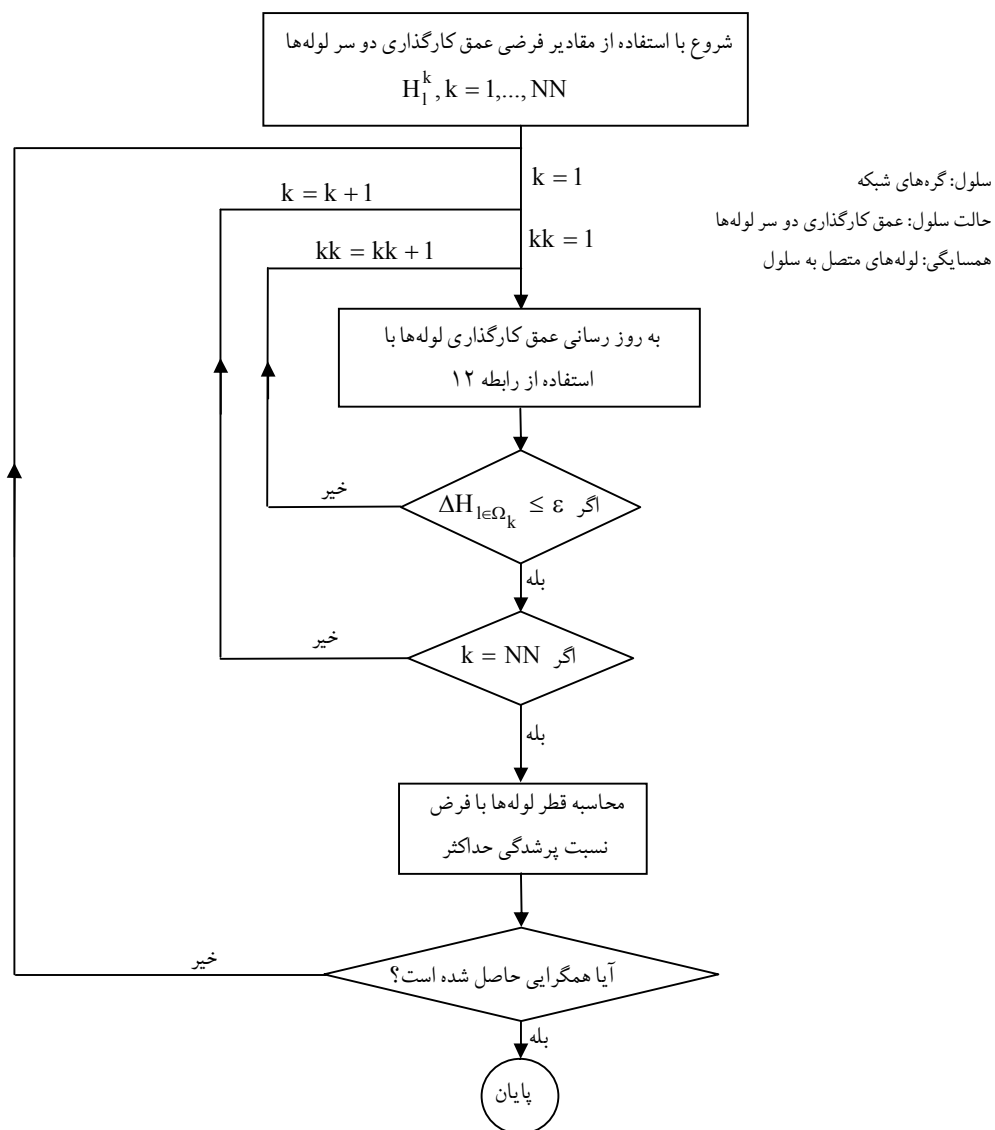
جمله چهارم، $\frac{\partial}{\partial H_m} \frac{\partial C m_k}{\partial H_1}$ ، بیان‌کننده مشتق دوم هزینه آدرو در گره k ام نسبت به حالت سلول است و در صورتی که تابع $C m_k$ موجود باشد قابل محاسبه است.

جمله پنجم، $\frac{\partial}{\partial H_m} \frac{\partial C p p_k}{\partial H_1}$ ، بیان‌کننده مشتق دوم هزینه ایستگاه پمپاژ در گره k ام نسبت به حالت سلول است و در صورتی که تابع $C p p_k$ موجود باشد قابل محاسبه است.

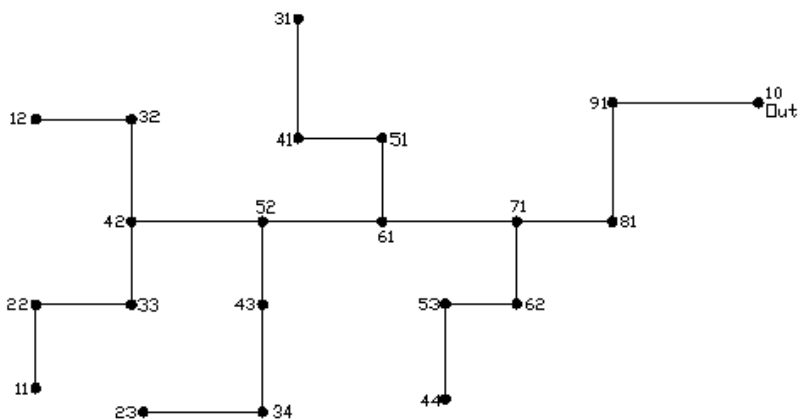
بنابراین با استفاده از روابط ۱۷ تا ۱۹ می‌توان عناصر ماتریس K را به‌دست آورد و مقدار به روز شده اعماق گره‌ای لوله‌ها، $H_{i \in \Omega_k}^{kk+1}$ را با استفاده از رابطه ۱۳ محاسبه نمود. این فرایند برای سلول مورد نظر تا حصول همگرایی ادامه می‌یابد. مراحل ذکر شده برای کلیه سلول‌ها انجام می‌شود.

برنامه‌نویسی مدل ارائه شده و برنامه تحلیل شبکه (مدل شبیه‌ساز) در محیط فرترن نوشته شد و لینک مدل‌های شبیه‌ساز و بهینه‌ساز، با انتقال اطلاعات از مدل بهینه‌ساز به شبیه‌ساز انجام شد.

فلوچارت روش پیشنهادی در شکل ۱ آورده شده است. از نقاط قوت این روش می‌توان به عمومی بودن و انعطاف‌پذیری آن برای مدل کردن ایستگاه پمپاژ و آدرو ریزشی اشاره نمود که روش اتوماتای سلولی ارائه شده توسط افشار و همکاران در سال ۲۰۱۱ این قابلیت را ندارد [۴۳]. از سوی دیگر روش پیشنهادی زمان اجرای زیادتری نسبت به روش ذکر شده دارد و همچنین در محاسبه قطر نیز از فرض نسبت پرشدگی حداکثر استفاده می‌کند که از معایب روش پیشنهادی است.



شکل ۱- فلوچارت روش پیشنهادی



شکل ۲- جانمایی شبکه فاضلاب مثال اول (مایلز و هینی در سال ۱۹۸۸ [۴۴])

جدول ۱- مشخصات شبکه فاضلاب مسئله اول

| لوله | از گره | به گره | تراز بالادست (ft) | تراز پایین دست (ft) | طول (ft) | دبی (cfs) |
|------|--------|--------|-------------------|---------------------|----------|-----------|
| ۱۱۱۲ | ۱۱ | ۲۲ | ۵۰۰ | ۴۹۵ | ۳۵۰ | ۴ |
| ۲۲۳۳ | ۲۲ | ۳۳ | ۴۹۵ | ۴۸۷ | ۴۰۰ | ۷ |
| ۳۳۴۲ | ۳۳ | ۴۲ | ۴۸۷ | ۴۸۰ | ۳۵۰ | ۹ |
| ۱۲۳۲ | ۱۲ | ۳۲ | ۴۹۰ | ۴۸۵ | ۴۰۰ | ۴ |
| ۳۲۴۲ | ۳۲ | ۴۲ | ۴۸۵ | ۴۸۰ | ۴۳۰ | ۸ |
| ۴۲۵۲ | ۴۲ | ۵۲ | ۴۸۰ | ۴۷۰ | ۵۵۰ | ۲۲ |
| ۲۳۳۴ | ۲۳ | ۳۴ | ۴۹۰ | ۴۸۵ | ۵۰۰ | ۸ |
| ۳۴۴۳ | ۳۴ | ۴۳ | ۴۸۵ | ۴۷۵ | ۴۵۰ | ۱۲ |
| ۴۳۵۲ | ۴۳ | ۵۲ | ۴۷۵ | ۴۷۰ | ۳۵۰ | ۱۶ |
| ۵۲۶۱ | ۵۲ | ۶۱ | ۴۷۰ | ۴۶۵ | ۵۰۰ | ۴۴ |
| ۳۱۴۱ | ۳۱ | ۴۱ | ۴۸۵ | ۴۷۵ | ۵۰۰ | ۹ |
| ۴۱۵۱ | ۴۱ | ۵۱ | ۴۷۵ | ۴۷۰ | ۳۵۰ | ۱۶ |
| ۵۱۶۱ | ۵۱ | ۶۱ | ۴۷۰ | ۴۶۵ | ۳۵۰ | ۲۰ |
| ۶۱۷۱ | ۶۱ | ۷۱ | ۴۶۵ | ۴۵۵ | ۵۶۵ | ۷۱ |
| ۴۴۵۳ | ۴۴ | ۵۳ | ۴۶۸ | ۴۶۴ | ۴۰۰ | ۴ |
| ۵۳۶۲ | ۵۳ | ۶۲ | ۴۶۴ | ۴۶۰ | ۳۰۰ | ۶ |
| ۶۲۷۱ | ۶۲ | ۷۱ | ۴۶۰ | ۴۵۵ | ۳۴۵ | ۹ |
| ۷۱۸۱ | ۷۱ | ۸۱ | ۴۵۵ | ۴۵۱ | ۴۰۰ | ۸۷ |
| ۸۱۹۱ | ۸۱ | ۹۱ | ۴۵۱ | ۴۴۸ | ۵۰۰ | ۸۹ |
| ۹۱۱۰ | ۹۱ | ۱۰ | ۴۴۸ | ۴۴۵ | ۶۱۲ | ۹۴ |

که احتیاج به احداث ایستگاه پمپاژ در هیچ گره‌ای نباشد و شبکه فاضلاب به صورت ثقلی طراحی شود. با توجه به اینکه، مقادیر اولیه برای الگوریتم CA به صورت تصادفی انتخاب می‌شود، با ۱۰ بار اجرای برنامه، حساسیت جوابها نسبت به این مقادیر اولیه بررسی شد. جدول ۳ مقادیر بیشینه، کمینه و میانگین جوابهای به دست آمده از ۱۰ اجرا که با حدسهای اولیه متفاوتی آغاز می‌شوند را نشان می‌دهد. همان‌طور که در این جدول مشاهده می‌شود، روش پیشنهادی دارای مقادیر بیشینه، کمینه و انحراف معیار کمتری نسبت به روش هوش تجمعی ذرات و الگوریتم اتوماتای سلولی است [۱۳ و ۴۳].

در جدول ۲ نتایج به دست آمده از الگوریتم پیشنهادی به همراه نتایج سایر روشها نشان داده شده است. به علاوه در این جدول، زمان لازم برای رسیدن به جواب، بر روی کامپیوتری با مشخصات CPU 2GHZ و پنتیوم ۴، و همچنین تعداد تکرارهای لازم در هر روش آورده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود، زمان اجرای الگوریتم CA در مقایسه با روشهای پیشین بسیار کمتر است و جوابهای نزدیک به جواب بهینه را به دست می‌دهد. دقت شود که جوابهای به دست آمده از الگوریتم CA در این مقاله دوباره به دست آمده است به دلیل اینکه در مقاله افشار و همکاران در سال ۲۰۱۱ قید مربوط به قطر پیش‌رونده در نظر گرفته نشده است. در این مسئله، هزینه ایستگاه پمپاژ به گونه‌ای در نظر گرفته شده است

جدول ۲- نتایج هزینه شبکه فاضلاب مسئله اول

| روش بهینه‌سازی | هزینه (US\$) | متوسط زمان اجرا (میلی ثانیه) | تعداد تکرارها |
|---------------------------------------|--------------|------------------------------|---------------|
| میز و ونزل در سال ۱۹۷۶ [۸] | ۲۶۵۷۷۵ | - | - |
| رایبسون و لبادیه در سال ۱۹۸۱ [۶] | ۲۷۵۲۱۸ | - | - |
| مایلز و هینی در سال ۱۹۸۸ [۴۵] | ۲۴۵۸۷۴ | - | - |
| افشار در سال ۲۰۰۶a [۱۰] | ۲۴۵۹۹۱ | ۱۵۹۵۵ | ۷۲۵۲۲ |
| افشار در سال ۲۰۰۸ [۱۳] | ۲۴۶۰۰۳ | ۸۰۰۰ | ۳۰۰۰۰ |
| افشار و همکاران در سال ۲۰۱۱ [۴۴] - CA | ۲۶۱۷۴۸ | ۲۲ | ۳۶ |
| روش پیشنهادی CA | ۲۵۴۲۵۷ | ۳۶ | ۸ |

جدول ۳- نتایج حاصل از ۱۰ بار اجرای مسئله اول

| روش بهینه سازی | بیشینه | کمینه | میانگین | انحراف معیار |
|-----------------------|--------|--------|---------|--------------|
| Conventional PSO [۱۳] | ۳۰۹۰۰۰ | ۲۴۶۰۰۳ | ۲۶۵۶۶۷ | ۱۹۹۰۰ |
| CA- [۴۳] | ۲۶۳۲۳۳ | ۲۶۱۷۴۸ | ۲۶۲۴۹۱ | ۷۸۲ |
| CA روش پیشنهادی | ۲۵۵۵۵۰ | ۲۵۴۲۵۷ | ۲۵۵۲۲۸ | ۵۱۰ |

این مسئله توسط منصوری و خانجانی در سال ۱۹۸۹ با استفاده از روشهای GA و NLP حل شده است [۴۶]. ستوده در سال ۲۰۰۳ از روشهای غیرخطی گرادیان مزدوج منسوب به فلتچر-ریوس و روش BFGS (برایدن-فلتچر-گلدفرب-شنو)، افشار و ستوده در سال ۲۰۰۸ از روش الگوریتم ژنتیک و افشار و همکاران در سال ۲۰۱۱ از الگوریتم CA برای حل این مسئله استفاده نمودند [۱۵] و ۴۳ و ۴۷].

در جدول ۵ نتایج حاصل از اجرای مدل با استفاده از الگوریتم پیشنهادی CA با سایر روشها آورده شده است. همانطور که دیده می شود، الگوریتم پیشنهادی با صرف هزینه محاسباتی بسیار کمتری به جواب بهینه می رسد. به علاوه در این مسئله، هزینه ایستگاه پمپاژ به گونه ای در نظر گرفته شده که احتیاج به احداث ایستگاه پمپاژ در هیچ گره ای نباشد. جدول ۶ مقادیر بیشینه، کمینه و میانگین جوابهای به دست آمده از ۱۰ بار اجرا که با حدسهای اولیه متفاوتی آغاز می شوند را نشان می دهد.

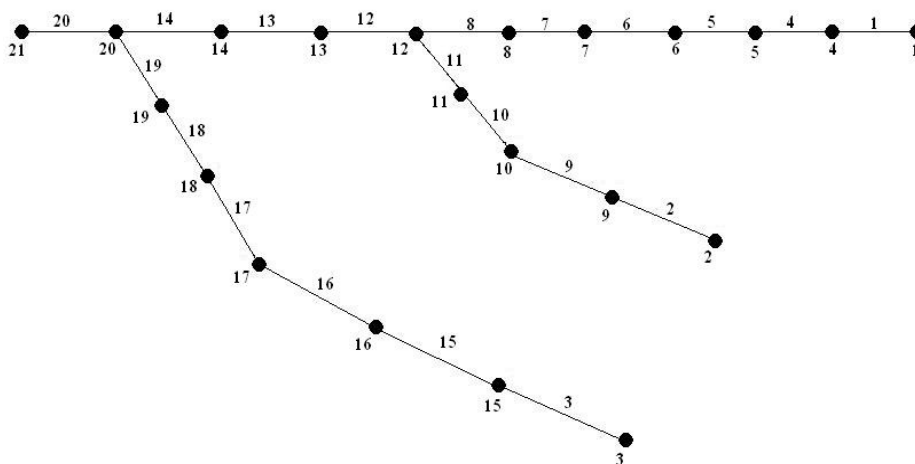
مسئله دیگری که مورد بررسی قرار گرفت، قسمتی از شبکه جمع آوری شهر کرمان بود که توسط منصوری و خانجانی در سال ۱۹۸۹ با استفاده از برنامه ریزی مقید ریاضی حل شد [۴۶]. جانمایی مسئله در شکل ۳ نشان داده شده است. توابع هزینه کارگذاری لوله ها و آدمروها به صورت زیر است

$$K_p = 1.93e^{3.43d} + 0.812\bar{X}^{1.53} + 0.437\bar{X}^{1.47}d \quad (21)$$

$$K_m = 41.46h_m$$

که در آن

e عدد نپر، d قطر لوله (m)، \bar{X} متوسط عمق خاکبرداری (m) و h_m ارتفاع آدمرو (m) است. فرضیات و محدودیتهای به کار رفته شامل ضریب زبری مانینگ ثابت ۰/۰۱۳، حداقل سرعت ۰/۶ متر بر ثانیه، حداکثر سرعت ۳ متر بر ثانیه، حداکثر نسبت پرشدگی ۰/۸۲، حداقل نسبت پرشدگی ۰/۱ و حداقل پوشش معادل ۲/۴۵ متر است. مشخصات و اطلاعات مسئله در جدول ۴ نشان داده شده است.



شکل ۳- جانمایی شبکه فاضلاب مسئله دوم [۴۷]

جدول ۴- مشخصات شبکه فاضلاب مسئله دوم

| شماره لوله | از | به | تراز بالادست (m) | تراز پایین دست (m) | طول (m) | دبی (lps) |
|------------|----|----|------------------|--------------------|---------|-----------|
| ۱ | ۱ | ۴ | ۷۴/۵۹ | ۷۳/۶۶ | ۲۶۰ | ۲۷/۹ |
| ۲ | ۲ | ۹ | ۷۰/۷ | ۶۹/۹ | ۳۰۰ | ۵۴/۹ |
| ۳ | ۳ | ۱۵ | ۷۳ | ۷۱/۵ | ۴۰۰ | ۲۱/۱ |
| ۴ | ۴ | ۵ | ۷۳/۶۶ | ۷۲/۱ | ۴۶۰ | ۳۰/۴ |
| ۵ | ۵ | ۶ | ۷۲/۱ | ۷۱/۱۹ | ۲۶۰ | ۳۲/۴ |
| ۶ | ۶ | ۷ | ۷۱/۱۹ | ۶۹/۸۵ | ۳۰۰ | ۳۴ |
| ۷ | ۷ | ۸ | ۶۹/۸۵ | ۶۸/۲۴ | ۴۵۰ | ۳۶/۶ |
| ۸ | ۸ | ۱۲ | ۶۸/۲۴ | ۶۷/۲۸ | ۴۰۰ | ۳۸/۷ |
| ۹ | ۹ | ۱۰ | ۶۹/۹ | ۶۹/۳ | ۲۷۰ | ۵۶/۲ |
| ۱۰ | ۱۰ | ۱۱ | ۶۹/۳ | ۶۸/۴ | ۳۱۰ | ۵۸ |
| ۱۱ | ۱۱ | ۱۲ | ۶۸/۴ | ۶۷/۲۸ | ۴۴۰ | ۵۹/۶ |
| ۱۲ | ۱۲ | ۱۳ | ۶۷/۲۸ | ۶۶/۲۲ | ۴۷۰ | ۹۶/۷ |
| ۱۳ | ۱۳ | ۱۴ | ۶۶/۲۲ | ۶۵/۸۲ | ۳۵۰ | ۱۰۱/۲ |
| ۱۴ | ۱۴ | ۲۰ | ۶۵/۸۲ | ۶۵/۴۲ | ۳۴۰ | ۱۰۴/۷ |
| ۱۵ | ۱۵ | ۱۶ | ۷۱/۵ | ۷۰/۱ | ۴۰۰ | ۲۶/۴ |
| ۱۶ | ۱۶ | ۱۷ | ۷۰/۱ | ۶۸/۶ | ۴۰۰ | ۳۰ |
| ۱۷ | ۱۷ | ۱۸ | ۶۸/۶ | ۶۶/۸ | ۵۰۰ | ۳۱/۹ |
| ۱۸ | ۱۸ | ۱۹ | ۶۶/۸ | ۶۶/۱ | ۴۰۰ | ۴۰/۳ |
| ۱۹ | ۱۹ | ۲۰ | ۶۶/۱ | ۶۵/۴۲ | ۵۹۰ | ۴۴/۶ |
| ۲۰ | ۲۰ | ۲۱ | ۶۵/۴۲ | ۶۴/۵ | ۳۲۰ | ۲۷/۹ |

جدول ۵- نتایج هزینه شبکه فاضلاب مسئله دوم

| روش بهینه سازی | هزینه | متوسط زمان اجرا (میلی ثانیه) | تعداد تکرارها |
|---|-------|------------------------------|---------------|
| منصوری و خانجانی در سال ۱۹۸۹ [۴۶] | ۸۳۱۱۶ | - | - |
| ستوده در سال ۲۰۰۳ [۱۵]-روش غیر خطی فلتچر-ریوس | ۸۱۵۵۳ | - | - |
| ستوده در سال ۲۰۰۳ [۱۵]-روش غیر خطی BFGS | ۸۲۷۳۲ | - | - |
| افشار و ستوده در سال ۲۰۰۸ [۴۶]-GA | ۷۷۷۳۶ | ۱۸۰۰۰ | ۱۰۰۰۰۰ |
| افشار و همکاران در سال ۲۰۱۱ [۴۳]-CA | ۸۰۸۷۹ | ۵ | ۱۶ |
| روش پیشنهادی CA | ۸۰۰۳۵ | ۹۴ | ۱۶ |

جدول ۶- نتایج ۱۰ با اجرای مسئله دوم

| روش بهینه سازی | ماکسیمم | مینیمم | میانگین | انحراف معیار |
|-------------------------------------|---------|--------|---------|--------------|
| افشار و همکاران در سال ۲۰۱۱ [۴۳]-CA | ۸۰۸۸۰ | ۸۰۸۸۰ | ۸۰۸۸۰ | ۰ |
| روش پیشنهادی CA | ۸۰۰۴۳ | ۸۰۰۳۵ | ۸۰۰۳۷ | ۴/۰۱ |

۶- نتیجه گیری

به دست آوردن قانون محلی که برای هر سلول و همسایگی آن، لوله‌های اطراف هر سلول، نوشته می‌شد، مقادیر بهینه عمق گره‌های ابتدا و انتهای هر لوله به دست آمد و با استفاده از آنها، قطر بهینه نیز محاسبه شد. مدل پیشنهادی برای طراحی دو شبکه فاضلاب ثقلی به کار گرفته شد و نتایج به دست آمده نشان‌دهنده عملکرد مناسب مدل پیشنهادی بود.

در این تحقیق از الگوریتم اتوماتای سلولی برای بهینه‌سازی طراحی شبکه‌های فاضلاب با جانمایی مشخص استفاده شد. گره‌های شبکه به عنوان سلول و عمق گره‌های ابتدا و انتهای هر لوله به عنوان متغیر تصمیم در نظر گرفته شدند و به این ترتیب، روش پیشنهادی به صورت یک روش عمومی و انعطاف پذیر، امکان طراحی بهینه شبکه فاضلاب را هم به صورت ثقلی و هم پمپدار فراهم می‌کند. با

1. Dajani, J. S., Gemmell, R. S., and Morlok, E.K. (1972). "Optimal design of urban wastewater collection networks." *J. of the Sanitary Engineering Division*, 98(6), 853-867.
2. Price, R. K. (1978). "Design of storm water sewers for minimum construction cost." *In Proc. 1st International Conference on Urban Storm Drainage*, Southampton, United Kingdom, 636-647.
3. Robinson, D. K., and Labadie, J. W. (1981). "Optimal design of urban storm water drainage system." *Int. Symposium on Urban Hydrology, Hydraulics, and Sediment Control*, University of Kentucky, Lexington, KY, USA, 145-156.
4. Li, G., and Matthew, R. G. S. (1990). "New approach for optimization of urban drainage systems." *J. of Environmental Engineering*, 116(5), 927-944.
5. Elimam, A. A., Charalambous, C., and Ghobrial, F. H. (1989). "Optimum design of large sewer networks." *J. Envire. Engrg.*, 115(6), 1171-1190.
6. Papalexandri, K. P., Pistikopoulos, E. N., and Floudas, C. A. (1994). "Synthesis of mass exchanger networks for the waste minimization: An MINLP approach." *In Proceedings of the IChemE Symposium Series*, 133, 351-358.
7. Merritt, L. B., and Bogan R. H. (1973). "Computer-based optimal design of sewer system." *J. Envire. Engrg. Div.*, 99(1), 35-53.
8. Mays, L. W., and Wenzel, H. G. (1976). "Optimal design of multilevel branching sewer systems." *Water Resour. Res.*, 12(5), 913-917.
9. Kulkarni, V. S., and Khanna, P. (1985). "Pumped wastewater collection system optimization." *J. Envire. Engrg.*, 111(5), 589-601.
10. Afshar, M. H. (2006a). "Improving the efficiency of ant algorithms using adaptive refinement: Application to storm water network design." *Advances in Water Resources*, 29(9), 1371-1382.
11. Afshar, M. H. (2006b). "Application of a genetic algorithm to storm sewer network optimization." *Scientia Iranica, Sharif University of Technology*, 13 (3), 234-244.
12. Izquierdo, J., Montalvo, I., Perez, R., and Fuertes, V. S. (2008). "Design optimization of wastewater collection networks by PSO." *Computers and Mathematics with Applications*, 56 (3), 777-784.
13. Afshar, M. H. (2008). "Rebirthing particle swarm optimization algorithm: Application to storm sewer network design." NRC Research Press website at cjce.nrc.ca, 234-244.
14. Heaney, J. P., Wright, L. T., Sample, D., Field, R., and Fan, C. Y. (1999). "Innovative methods for the optimization of gravity storm sewer design." *In Proceedings the 8th International Conference on Urban Storm Drainage*, Sydney, Australia, 1896-1903.
15. Sotoodeh, M. H. (2003). "Optimal design of sewer networks." M.Sc. Thesis, Department of Civil Eng., Iran University of Science and Technology, Iran. (In Persian)
16. Liang, L. Y., Thompson, R. G., and Young, D. M. (2004). "Optimising the design of sewer networks using genetic algorithms and tabu search." *Eng. Constr. Archit. Manage*, 11(2), 101-112.
17. Afshar, M. H., Afshar, A., Marino, M. A., and Darbandi, A.A.S. (2006). "Hydrograph-based storm sewer design optimization by genetic algorithm." *Can. J. Civil Engineering*, 33(3), 310-325.
18. Afshar, M. H. (2007). "Partially constrained ant colony optimization algorithm for the solution of constrained optimization problems: Application to storm water network design." *Advances in Water Resources*, 30(4), 954-965.
19. Pan, T. C., and Kao, J. J. (2009). "GA-QP model to optimize sewer system design." *J. of Environmental Engineering*, 135(1), 17-24.
20. Afshar, M. H., and Rohani, M. (2012). "Optimal design of sewer networks using cellular automata-based hybrid methods: Discrete and continuous approaches." *Engineering Optimization*, 44(1), 1-22.
21. Neumann, J. V. (1966). *Theory of self-reproduction automata*, Burks, A. (Ed.), University of Illinois Press, Urbana.
22. Ulam, S. M. (1952) "Random processes and transformations." *Proceedings of the International Congress of Mathematicians*, 2, 264-275.

23. Guo, Y., Walters, G. A., Khu, S. T., and Keedwell, E. (2007a). "A novel cellular automata based approach to optimal storm sewer design." *Engineering Optimization*, 39(3), 345-364.
24. Thatcher, J. (1964). *Universality in the von Neumann cellular model*, Technical Report 03105-30-T, University of Michigan.
25. Codd, E.F. (1968). *Cellular automata*, Academic Press, New York.
26. Burks, E. (1972). *Essays on cellular automata*, University of Illinois Press, Champaign, IL.
27. Packard, N. H. (1986). "Lattice models for solidification and Aggregation." *First International Symposium for Science on Form*. Tsukuba, Japan.
28. Smith, M. A. (1994). "Cellular automata methods in mathematical physics".
29. Provota, A., Nicolis, C. (1994). "A microscopic aggregation model of droplet dynamics in warm clouds." *J. Stat. Phys.*, 74, 75-89.
30. Chopard, B., and Droz, M. (1998). *Cellular automata modeling of physical systems*, Cambridge University Press, UK.
31. Nagel, K. (2002). "Cellular automata models for transportation applications." *Lect. Notes Comput. Sc.*, 2493, 20-31.
32. Droz, M., and Pakalski, A. (2002). "Dynamics of populations in extended systems." *Lect. Notes Comput. Sc.*, 2493, 190-201.
33. Kita, E., and Toyoda, T. (2000). "Structural design using cellular automata." *J. Structural and Multidisciplinary Optimization*, 19, 64-73.
34. Missoum, S., Gürdal, Z., and Setoodeh, S. (2005). "Study of a new local update scheme for cellular automata in structural design." *J. Struct. Multidisciplinary Optimization*, 29, 103-112.
35. Setoodeh, S., Gürdal, Z., and Watson, L.T. (2006), "Design of variable-stiffness composite layers using cellular automata." *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195(9-12), 836-851.
36. Shuai, D., and Zhao, H. (2004). "A new generalized cellular automata approach to optimization of fast packet switching." *Computer Networks*, 45, 399-419.
37. Keedwell, E., and Khu, S. T. (2005). "A hybrid genetic algorithm for the water distribution networks." *J. of Engineering Application of Artificial Intelligence*, 18, 461-472.
38. Guo, Y. (2005). "Sewer network optimal design base on cellular automata principles." *In Proc. XXXI IAHR Congress*, Seoul, South Korea, 6582-6593.
39. Guo, Y., Walters, G. A., Khu, S-T., and Keedwell, E. (2006). *Optimal design of sewer networks using hybrid cellular automata and genetic algorithm*, IWA Pub. London, UK.
40. Keedwell, E., and Khu, S. T. (2006). "Novel cellular automata approach to optimal water distribution network design." *J. of Computing in Civil Engineering*, 20(1), 49-56.
41. Guo, Y., Keedwell, E. C., Walters, G. A., and Khu, S. T. (2007b). "Hybridizing cellular automata principles and NSGAI for multi-objective design of urban water networks." *Computer Science and Mathematics*, 4403, 546-559.
42. Afshar, M. H., and Shahidi, M. (2009). "Optimal solution of large scale reservoir operation problems: Cellular automata versus heuristic-search methods." *J. of Engineering Optimization*, 41(3), 275-293.
43. Afshar, M. H., Shahidi, M., Rohani, M., and Sargolzaei, M. (2011). "Application of cellular automata to sewer network optimization problems." *Scientia Iranica A*, 18 (3), 304-312.
44. Miles, S. W., and Heaney, J. P. (1988). "Better than optimal method for designing drainage systems." *J. of Wat. Resour. Plng. and Mgmt.*, 114(5), 477-499.
45. Meredith, D. D. (1972). "Dynamic programming with case study on planning and design of urban water facilities." *Treaties on Urban Water Systems*, Colorado State Univ., fort Collins, Colo., 47-47.
46. Mansouri, M.R. and Khanjani, M.J. (1989). "Optimization of the sewer networks with the nonlinear programming." *J. of Water and Wastewater*, 30, 20-30. (In Persian)
47. Afshar, M. H., and Sotoodeh, M. H. (2008). "Optimal design of the sewer networks with the genetic algorithm." *J. of Engineering Science, Iran University of Science and Technology*, 2(19), 37-48. (In Persian)