

Optimization of Sewer System by Nonlinear Programming

Mansori, M. R., MSc., Bahonar University of Kerman
Khanjani, M. J., Assist. Prof., Bahonar University of Kerman

Abstract

Increasing population and industries acute the environmental problems, and forces the societies toward the collection and treatment of wastewater. Collection of wastewater in urban area demands a very expensive sewer system. Mathematical programming is a tool to optimize the cost of the system.

In this study it is tried to optimize the cost of sewer system as a function of pipe diameter, bed slope, installation cost, soil excavation cost, and manhole cost. The mathematical model with objective function as a nonlinear function of above given parameters along with given hydraulic, economical and industrial constrains can be used to optimize the sewer system of a large metropolitan area. The Hydraulic model used in this study is based on Hazen - Williams equation. The advantages and disadvantages of this equation were explained. The model was used to optimize a part of Kerman wastewater network.

بهینه‌سازی شبکه جمع‌آوری فاضلاب با برنامه ریزی غیرخطی

محمدرضا منصوری*

محمد جواد خانجانی**

چکیده

افزایش جمعیت همراه با گسترش صنایع و کارخانه‌ها مسئله آلودگی محیط‌زیست را هر ساله حادث‌تر نموده و لزوم جمع‌آوری فاضلاب و تصفیه آب‌های آلوده را ایجاب می‌نماید. گسترش شهرها و لزوم جمع‌آوری فاضلاب، شبکه جمع‌آوری پرهزینه‌ای را طلب می‌نماید. برای کاهش هزینه ساخت و نگهداری شبکه جمع‌آوری فاضلاب معمولاً می‌توان از روش برنامه‌ریزی غیرخطی استفاده نمود.

در این مطالعه تلاش شده تا با به‌کارگیری برنامه‌ریزی غیرخطی و استفاده از مدل‌های ریاضی و هیدرولیکی، هزینه‌های شبکه جمع‌آوری فاضلاب کمینه گردد. مدل ریاضی شامل یک تابع هدف می‌باشد که به هزینه‌های قطر لوله، جنس لوله، عمق خاک برداری و هزینه ساختمان آدم‌رو بستگی دارد و با توجه به محدودیت‌های فنی و ضوابط هیدرولیکی بهینه شده است.

مدل هیدرولیکی استفاده شده در این مطالعه فرمول اصلاح شده هیزن - ویلیامز^۱ می‌باشد. این مدل هیدرولیکی بر اساس رابطه قطر لوله و ضریب اصطکاک به دست آمده است. مزیت این مدل نسبت به مدل‌های هیدرولیکی دیگر (مثلاً معادله مانینگ^۲) ضریب زبری است که در این فرمول اعمال شده است. این ضریب زبری به قطر لوله، جنس لوله، سرعت جریان و دمای آب بستگی دارد. در مدل‌های هیدرولیکی دیگر، ضریب زبری به قطر لوله و سرعت جریان بستگی ندارد و فقط به جنس لوله بستگی دارد.

در این مجموعه دو مدل ریاضی آلوگوریتمی برای منفضل‌سازی متغیرها ارائه شده است، زیرا قطرهای بهینه‌شده به صورت متغیرهای پیوسته بوده و ممکن است به فرم قطر استاندارد تجارتنی نباشد.

روش بهینه‌سازی که برای بهینه‌کردن تابع هزینه (تابع هدف) به‌کار گرفته شده است روش «جهات امکان‌پذیر^۳» می‌باشد که روش مناسب برای بهینه‌توابع غیرخطی با قیدهای خطی و غیرخطی می‌باشد. در ضمن، مدل مزبور برای بهینه‌کردن قسمتی از شبکه فاضلاب کرمان به‌کار گرفته شده است.

* کارشناس ارشد عمران گرایش سازه‌های هیدرولیکی

** عضو هیئت‌علمی بخش عمران دانشگاه شهید باهنر کرمان

- 1- Modified Hazen - Williams
- 2- Manning
- 3- Methods of Feasible Directions

مقدمه

اهمیت بهینه‌سازی سیستم جمع‌آوری فاضلاب با توجه به نیاز جامعه، افزایش روبه‌رشد جمعیت و محدودیت منابع، نیازی به تأکید ندارد. در سال‌های اخیر در کشورمان اجرای طرح‌های جمع‌آوری و تصفیه فاضلاب به صورت جدی‌تری آغاز شده است. این در حالی است که در اکثر موارد، طراحی بدون در نظر گرفتن هزینه‌ها و شیوه مشخص برای بهینه‌سازی انجام می‌گیرد. معمولاً پس از تعیین مشخصات هر لوله از قبیل طول، جمعیت مربوطه، مصرف سرانه و توپوگرافی منطقه و با رعایت ضوابط و معیارها، شبکه فاضلاب طراحی می‌شود. عمدتاً چنین طرحی سلیقه‌ای است و ممکن است برای رعایت ضوابط، با چند سعی و خطا به طرح نهایی منتهی گردد. مسلماً کسی نمی‌تواند ادعا کند که این طرح بهینه است اگر چه طرحی قابل تأیید و تصویب باشد.

هدف این مقاله ارائه راه حلی مناسب همراه با مدل‌های ریاضی و هیدرولیکی جدید برای بهینه‌سازی شبکه فاضلاب می‌باشد تا بتوان با داشتن مشخصات شبکه فاضلاب و محدودیت‌های فنی منطقه، طرحی بهینه انجام داد. بنابراین ابتدا به مروری گذرا بر کارهای گذشتگان در این مورد پرداخته می‌شود. داجانی^۱ (۱۹۷۲) و هیست^۲ (۱۹۷۴) با به‌کارگیری برنامه‌ریزی خطی^۳ (LP) و آرگمن^۴ (۱۹۷۳) با به‌کارگیری برنامه‌ریزی پویا^۵ (DP) به نحوی این کار را انجام داده‌اند. دشر^۶ و دیویس^۷ (۱۹۸۶) یک برنامه بیسیک ارائه داده‌اند که براساس ورودی‌های قطر، دبی، طول لوله و ارتفاع زمین را محاسبه می‌کند. همچنین این برنامه به نحوی کمترین هزینه‌ها را برای طرح شبکه فاضلاب بهداشتی به دست می‌آورد ولی نهایتاً می‌تواند یک شبکه با حداکثر صد لوله را طرح کند. کولکارنی^۸ و خانان^۹ (۱۹۸۵) برای بهینه‌سازی شبکه فاضلاب از اجرای برنامه‌ریزی پویا استفاده کردند. آنها با در نظر گرفتن تابع هزینه بر اساس اتصال دو آدم‌رو و تقسیم‌بندی یک شبکه به چند شبکه کوچکتر، طرح را بهینه کردند. گوپتا^{۱۰} (۱۹۸۳) با به‌کاربردن مدل هیدرولیکی هیزن - ویلیامز اصلاح شده و استفاده از روش برنامه‌ریزی پویا به نوعی این کار را انجام داده‌اند. جونجا^{۱۱} و همکاران (۱۹۷۸) یک روش بهینه‌سازی ساده بر اساس مدل

هیدرولیکی مانینگ در شرایط نیمه‌پُر ارائه دادند که این برنامه تغییرات ضریب زبری را نسبت به عمق جریان، قطر لوله و ویسکوزیته آب در نظر نمی‌گیرد.

بنابراین در این مطالعه برای بهینه‌سازی شبکه فاضلاب از مدل هیدرولیکی اصلاح شده هیزن - ویلیامز همراه با یک رابطه کلی برای محاسبه ضریب زبری استفاده شده است. از آن‌جا که سیستم شبکه فاضلاب، طبیعتی غیرخطی^{۱۲} دارد لذا برای رسیدن به جواب بهینه سراسری^{۱۳} استفاده از برنامه‌ریزی غیرخطی برای بهینه‌کردن شبکه فاضلاب مناسب‌تر می‌باشد. در این مقاله روش جهات امکان‌پذیر برای بهینه‌سازی شبکه جمع‌آوری فاضلاب جهت یافتن بهترین عمق خاک‌برداری، شیب و قطر لوله به‌کار گرفته شده است.

مدل هیدرولیکی لوله‌های فاضلاب

طراحی شبکه فاضلاب مانند طراحی کانال‌های باز است. زیرا جریان در لوله‌های فاضلاب در حالت غیرپُر بوده و تحت فشار نیست و مثل کانال‌های باز عمل می‌کند. در این مقاله برای محاسبه سرعت متوسط از فرمول اصلاح‌شده هیزن - ویلیامز و فرمول مانینگ استفاده شده است.

سرعت متوسط بر اساس فرمول اصلاح‌شده هیزن - ویلیامز را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$V = \gamma(k, r) D^{\beta_1(k)} S^{\beta_2(k)} \quad (1)$$

که در این رابطه:

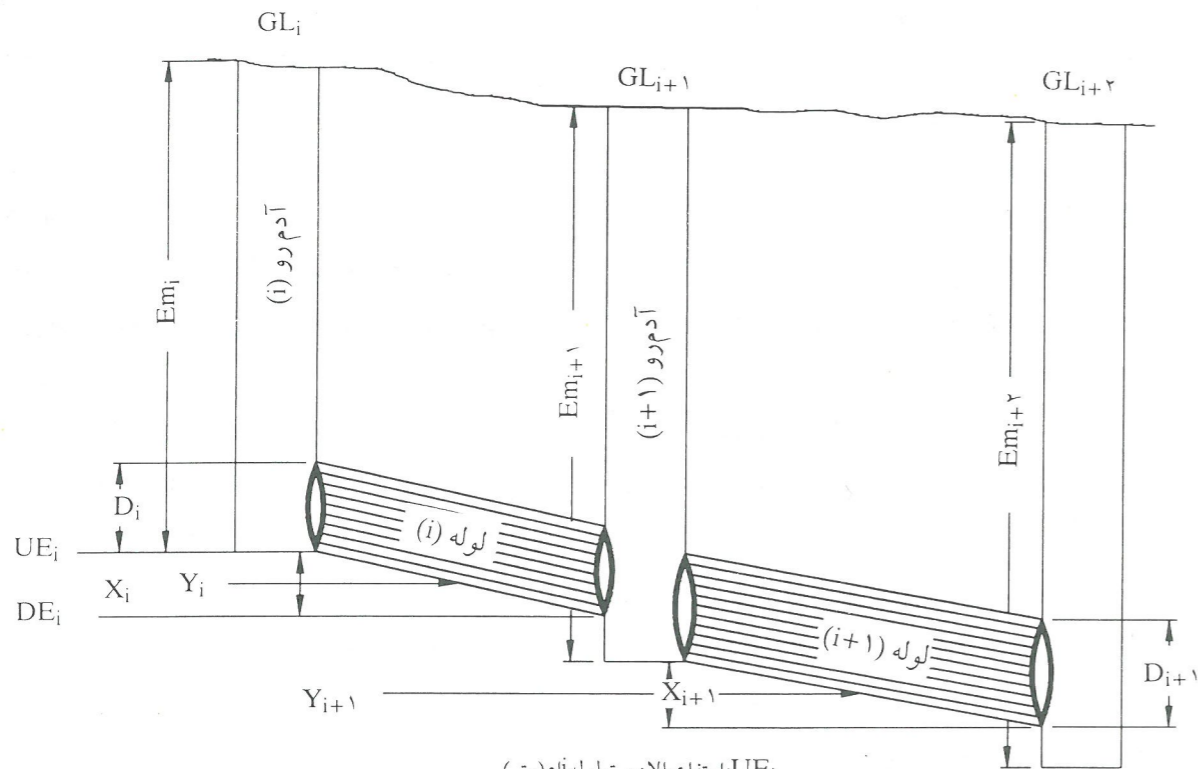
$$\gamma(k, r) = \left[\frac{1}{1 - z_3(k)} \right] \left[\frac{1.43}{5.34} z_1(k) q_r^{0.6575} C_h \right] \quad (2)$$

V = سرعت متوسط در لوله فاضلاب (m/sec)

D = قطر لوله فاضلاب (m)

k = ضحامت زبری لوله فاضلاب (mm)

- | | |
|------------------------|---------------|
| 1- Dajani | 2- Haist |
| 3- Linear Programming | 4- Argman |
| 5- Dynamic Programming | 6- Desher |
| 7- Davis | 8- Kulkarni |
| 9- Khanna | 10- Gupta |
| 11- Joneja | 12- Nonlinear |
| 13- Global | |



UE_i: ارتفاع بالادست لوله آم (متر)
 DE_i: ارتفاع پایین دست لوله آم (متر)
 Y_i: ارتفاع نقطه میانی لوله آم (متر)
 GL_i: ارتفاع زمین در انتهای بالادست لوله آم (متر)

شکل ۲- شکل کلی مدل و پارامترهای مربوط به آن

E_i = مجموعه لوله‌هایی که وارد آدم‌رو آم می‌شوند.
 شماره آدم‌روهای منبع از ۱ تا Nos است و آدم‌روهای میانی از Nos+۱ شروع می‌شود. شکل هندسی مدل و پارامترهای مربوطه در شکل ۲ نشان داده شده است.

تابع هدف

$$\text{Minimize } C_T = \sum_{i=1}^{Nol} (C_{P_i} + C_{m_i})$$

که C_p = هزینه واحد طول لوله در شبکه فاضلاب و تابعی از قطر و میانگین عمق خاکبرداری هر لوله است و به صورت رابطه زیر نوشته می‌شود:

$$C_p = 1/93e^{3/43D} + 0/812d^{1/53} + 0/437d^{1/47D} \quad (22)$$

در رابطه ۲۲، e عدد نپر، D قطر لوله و d متوسط عمق خاکبرداری می‌باشد (هر دو بر حسب متر).

C_m = هزینه ساختمان آدم‌رو است و سه برابر هزینه یک

با توجه به معادله‌های (۱۸) و (۱۲) می‌توان این طور برداشت کرد که طبق رابطه مانینگ δ = -3/16 که مستقل از ضخامت زبری (k) است و σ(k) به صورت زیر است:

$$\sigma_i = \left(\frac{nQ_{max_i}}{a_r q_r^{2/3}} \right)^{3/8} \quad (21)$$

مدل ریاضی

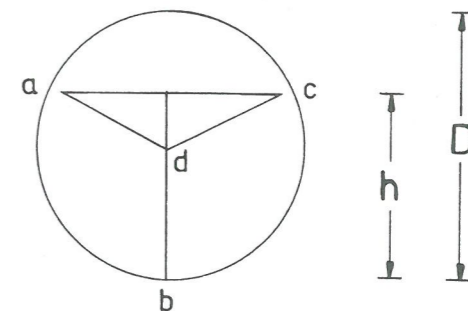
مدل ریاضی استفاده شده شامل یک تابع هدف است که بستگی به قطر لوله، طول لوله و عمق خاکبرداری دارد و با توجه به محدودیت‌های منطقه، بهینه شده است. پارامترهای به کارگرفته شده در این مدل عبارتند از:

Nos = تعداد ورودی (جایی که فاضلاب سرچشمه می‌گیرد) در شبکه فاضلاب

Nol = تعداد لوله در شبکه فاضلاب

Nom = تعداد آدم‌رو در شبکه فاضلاب

D: قطر لوله
 h: عمق جریان در لوله
 a, b, c: محیط مرطوب



شکل ۱- سطح مقطع لوله همراه با متغیرهای مربوطه

$$0/0191(k-1) - 0/01541(k-1)^2 \quad (11)$$

با توجه به معادله پیوستگی و معادله ۱ رابطه بین شیب و

قطر به صورت زیر است:

$$D = \sigma(k) S^{\delta(k)} \quad (12)$$

$$\sigma(k) = C^{[1/(2+\beta_1(k))]} \quad (13)$$

$$\delta(k) = -\frac{\beta_2(k)}{2+\beta_1(k)} \quad (14)$$

C = مقدار ثابتی است که با معلوم بودن قطر و شیب لوله از

رابطه زیر حساب می‌شود:

$$C = \frac{Q}{a_r \gamma^{2/3}(k, r)} \quad (15)$$

Q = شدت جریان در لوله (m³/s)

سرعت متوسط طبق رابطه مانینگ

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (16)$$

$$Q_{max} = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (17)$$

با جایگذاری A و R در معادله‌های (۱۶) و (۱۷) می‌توان

نوشت:

$$D_i = \left(\frac{nQ_{max_i}}{a_r q_r^{2/3}} L_i^{1/2} \right)^{3/8} x_i^{-3/16} \quad (18)$$

که:

L_i = طول لوله نام (m)

x_i = اختلاف ارتفاع دو سر لوله نام (m)

و همچنین:

$$V_i = \frac{q_r^{2/3}}{n} m_r^{2/3} x_i^{1/2} \quad (19)$$

$$m_r = D_i / L_i^{0/75} \quad (20)$$

$$q_r = \frac{a_r}{\cos^{-1}(1-2r)} \quad (3)$$

$$a_r = 0/25 \{ \cos^{-1}(1-2r) - (1-2r)[2r(2-2r)]^{1/2} \} \quad (4)$$

$$r = h/D$$

سطح مقطع لوله و پارامترهای مربوطه در شکل ۱ نشان داده شده است.

C_h = یک مقدار ثابت است که به عمق جریان در لوله

بستگی دارد. در شرایط پر، C_h = ۱ و در شرایط غیر پر از رابطه

زیر به دست می‌آید [۶]:

$$C_h = (4q_r)^{-0/1667} \left(\frac{f_f}{f_p} \right)^{0/5525} \quad (5)$$

f_f = ضریب اصطکاک در شرایط پر

f_p = ضریب اصطکاک در شرایط غیر پر

همچنین برای محاسبه نسبت ضریب اصطکاک در حالت

پر و غیر پر می‌توان از رابطه زیر استفاده کرد [۲۰]:

$$\frac{f_p}{f_f} = 1 - 0/377 \ln(r) - 0/546(r-1) + 0/104(r-1)^2 \quad (6)$$

β_۱ و β_۲ در معادله ۱ به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\beta_1(k) = \frac{z_2(k) + 0/6575}{1 - z_3(k)} \quad (7)$$

$$\beta_2(k) = \frac{0/5525}{1 - z_3(k)} \quad (8)$$

در معادلات ۷ و ۸ مقادیر z_۳ و z_۲ به زبری فاضلاب و

بستگی دارد و از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$z_1(k) = 0/6894 + 0/3103e^{1/31k} \quad (9)$$

$$z_2(k) = 0/13196 - 0/13173e^{-k} - 0/056k + 0/0128k^2 \quad (10)$$

$$z_3(k) = -0/0989 - 0/0239 \ln(k) +$$

متر لوله به قطر یک متر در نظر گرفته شده و عبارت است از:

$$C_m = 41/46 E_m \quad (23)$$

$$E_{m_i} = (GL_i - y_i - \frac{x_i}{\gamma}) \quad i = 1, 2, \dots, \text{Nol} \quad (24)$$

$$D_i = \sigma_i S^\delta = \sigma_i \left(\frac{x_i}{L_i}\right)^\delta, \quad i = 1, 2, \dots, \text{Nol} \quad (25)$$

$$d_i = \left(\frac{GL_i + GL_{i+1}}{\gamma} - y_i\right), \quad i = 1, 2, \dots, \text{Nol} \quad (26)$$

تمام پارامترهای فوق در شکل ۲ معرفی شده است. لازم به یاد آوری است که ضرایب هزینه بارگسیون مقادیر واقعی هر منطقه محاسبه می شود.

محدودیت‌ها (قیدها)

$D_i \geq D_{\text{Min}}$
 ۱- محدودیت قطر.

با استفاده از معادله ۲۵ این قید بر حسب متغیر x به فرم زیر است:

$$x_i \leq \left(\frac{\sigma_i}{D_{\text{Min}}}\right)^{\frac{1}{\delta}} L_i, \quad i = 1, 2, \dots, \text{Nol} \quad (27)$$

۲- محدودیت سرعت.

$V_{\text{Min}} \leq V_{i+1} \leq V_i \leq \bar{V}_i \leq V_{\text{Max}} \quad i = 1, 2, \dots, \text{Nol}$
 V_{Min} و V_{Max} به ترتیب سرعت در دبی حداکثر و سرعت در دبی حداقل است و با جایگذاری روابط ۲، ۱۲ و ۲۵ در معادله ۱ فرم دیگر این قید عبارت است از:

$$L_i \left(\frac{V_{\text{Min}}}{\gamma}\right)^{[1/\delta - 2\delta(k)]} [\sigma_i(k)]^{[\beta_1(k)/2\delta(k)]} \leq x_i \leq L_i \left(\frac{V_{\text{Max}}}{\gamma}\right)^{[1/\delta - 2\delta(k)]} [\sigma_i(k)]^{[\beta_1(k)/2\delta(k)]} \quad (28)$$

$$\left[\frac{nV_{\text{Min}}}{(q_r m_r)^{1/3}}\right]^2 \leq x_i \leq \left[\frac{nV_{\text{Max}}}{(q_r m_r)^{1/3}}\right]^2 \quad (29)$$

(Manning's formula), $i = 1, 2, \dots, \text{Nol}$

۳- محدودیت اتصال.

$$a) UE_{i+1} \leq DE_j \text{ یا } y_{i+1} + \frac{x_{i+1}}{\gamma} \leq y_j - \frac{x_j}{\gamma} \quad i = \text{Nos}, \dots, \text{Nol} - 1, j \in E_{i+1} \quad (30)$$

$$b) UE_{i+1} + D_{i+1} \leq DE_j + D_j \text{ یا } y_{i+1} + \frac{x_{i+1}}{\gamma} + \sigma_{i+1} \left(\frac{x_{i+1}}{L_{i+1}}\right)^\delta \leq y_j - \frac{x_j}{\gamma} + \sigma_j \left(\frac{x_j}{L_j}\right)^\delta \quad i = \text{Nos}, \dots, \text{Nol} - 1, j \in E_{i+1} \quad (31)$$

۴- محدودیت حداکثر کاربرداری (ExMax).

$$GL_i - UE_i \leq Ex_{\text{Max}}, \quad i = 1, 2, \dots, \text{Nom}, \text{ یا } y_i + \frac{x_i}{\gamma} \geq GL_i - E_{\text{Max}}, \quad i = 1, 2, \dots, \text{Nol} \quad (32)$$

$$y_{\text{Nol}} - \frac{x_{\text{Nol}}}{\gamma} \geq GL_{\text{Nol}+1} - Ex_{\text{Max}} \quad (33)$$

۵- محدودیت حداقل کاربرداری (ExMin).

$$GL_i - (UE_i + D_i) \geq Ex_{\text{Min}}, \quad i = 1, 2, \dots, \text{Nom}, \text{ یا } y_j - \frac{x_j}{\gamma} + \sigma_j \left(\frac{x_j}{L_j}\right)^\delta \leq GL_i - Ex_{\text{Min}}, \quad i = 1, 2, \dots, \text{Nom}, j \in E_i \quad (34)$$

$$y_i + \frac{x_i}{\gamma} + \sigma_i \left(\frac{x_i}{L_i}\right)^\delta \leq GL_i - Ex_{\text{Min}}, \quad i = 1, 2, \dots, \text{Nos} \quad (35)$$

بنابراین بر اساس تابع هدف مزبور، قیدهای مربوطه و روش بهینه‌سازی ارائه شده، تابع هدف بهینه می‌گردد.

روش بهینه‌سازی

در این مطالعه برای بهینه‌سازی شبکه فاضلاب، روش جهات امکان‌پذیر به کار رفته است. این روش قادر است توابع غیرخطی و قیدهای خطی و غیرخطی مربوط به آن را بهینه کند. مبنای روش جهات امکان‌پذیر عبارت است از انتخاب یک نقطه اولیه که در همه قیدها صدق کند و طبق رابطه زیر به سمت نقطه بهتر حرکت کند.

$$X_{i+1} = X_i + \lambda S_i \quad (36)$$

که X_i نقطه ابتدای نامین تکرار، S_i جهت حرکت، λ فاصله حرکت (طول گام) و X_{i+1} نقطه نهایی است که در انتهای نامین تکرار به دست می‌آید. مقدار λ به گونه‌ای انتخاب می‌شود که X_{i+1} در ناحیه امکان‌پذیر قرار گیرد. جهت جستجوی S_i به گونه‌ای پیدا می‌شود که با یک حرکت کوچک در آن جهت هیچ قیدی نقض نشود و مقدار تابع هدف بتواند در آن جهت کاهش یابد.

در این مقاله روش جهات امکان‌پذیر زوتندیک^۱ (۱۹۶۶) به کار گرفته شده است. الگوریتم این روش به صورت زیر است: گام ۱: از یک نقطه امکان‌پذیر اولیه X_1 شروع و از اعداد کوچک $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ برای آزمایش بهیگی روش استفاده می‌شود. $f(X_1)$ و $g_j(X_1)$ را ارزیابی کن و شماره تکرار را $i=1$ قرار بده.

گام ۲: اگر $g_j(X_i) < \epsilon_3$ ($j = 1, 2, \dots, m$) جهت

1- Zoutendijk

جستجوی فعلی (S) را به صورت زیر انتخاب کنید:

$$S_i = -\nabla f(X_i) \quad (37)$$

S_i را به شیوه‌ای مناسب نرمالیزه کن و سپس برو به گام (۵).

اگر دست‌کم یک قید نقض شد ($g_j(X_i) = 0$)، برو به گام (۳).

گام ۳: با حل مسأله یافتن جهت زیر، یک جهت امکان‌پذیر مفید S به دست می‌آید.

Min - a

s.t.:

$$S^T \nabla g_i(X_i) + \theta_j a \leq 0, \quad (j = 1, 2, \dots, p)$$

$$S^T \nabla f + a \leq 0$$

$$-1 \leq S_i \leq 1, \quad i = 1, 2, \dots, n$$

که S_i ، نامین مؤلف S است و p قید اول در نقطه X_i فعال فرض شده‌اند. همه مقادیر θ_j را می‌توان واحد در نظر گرفت.

گام ۴: اگر مقدار α^* که در گام ۳ بدست آمده است بسیار نزدیک و یا مساوی با صفر باشد، یعنی اگر $\alpha^* < \epsilon_1$ ، $X_{\text{opt}} \cong X_i$ ، $\alpha^* > \epsilon_1$ ، اگر $\alpha^* > \epsilon_1$ باشد، $S_i = S$ قرار بده و برو به گام ۵.

گام ۵: یک طول گام مناسب λ در امتداد جهت S_i پیدا کن، و یک نقطه جدید X_{i+1} با توجه به رابطه زیر حساب کن:

$$X_{i+1} = X_i + \lambda_i S_i$$

گام ۶: تابع هدف را ارزیابی کن.

گام ۷: برای روش مزبور با توجه به روابط زیر همگرایی را کنترل کن.

$$\left| \frac{f(X_i) - f(X_{i+1})}{f(X_i)} \right| \leq \epsilon_2, \quad (38)$$

$$\|X_i - X_{i+1}\| \leq \epsilon_3$$

$X_{\text{opt}} \cong X_i$ قرار بده و تکرار را متوقف کن. در غیر این صورت برو به گام ۸.

گام ۸: شماره تکرار جدید $i=i+1$ قرار بده و برو به گام ۲.

قطرهای بهینه‌شده به صورت متغیرهای پیوسته بوده و ممکن است به صورت قطر استاندارد تجارتي نباشد. لذا الگوریتم استاندارد کردن قطر به قرار زیر است:

اساس، گسسته کردن متغیر قطر طبق رابطه بین شیب و قطر (رابطه ۱۲) است.

حد پایین قطر که مربوط به حد بالای شیب است.

حد بالای قطر که مربوط به حد پایین شیب است.

حد پایین قطر که مربوط به حد بالای شیب است.

جدول ۱- مشخصات شبکه فاضلاب در محدوده پروژه

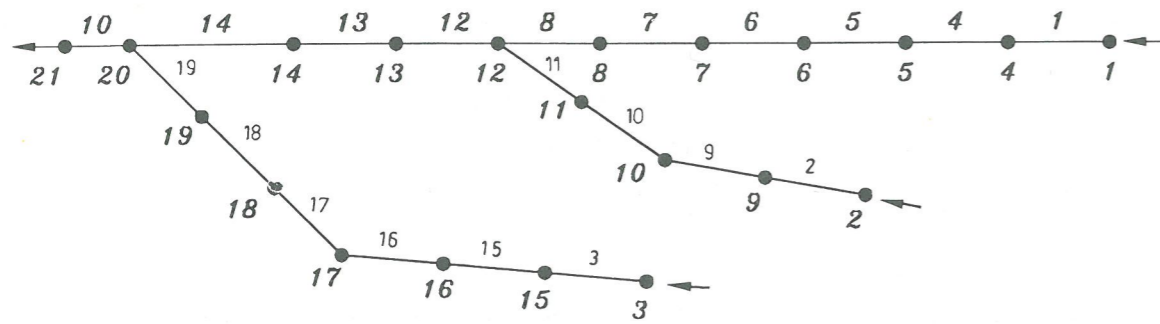
عمق (m)	قطر (mm)	شیب (o/oo)		رقوم کف لوله (m)		رقوم زمین (m)		طول (m)	آدمرو		
		فاضلابرو	زمین	پایین دست	بالادست	پایین دست	بالادست		پایین دست	بالادست	
۲/۴۵	۲/۴۵	۲۵۰	۳/۶	۳/۶	۷۱/۲۱	۷۲/۱۴	۷۳/۶۶	۷۴/۵۹	۲۶۰	۴	۱
۲/۶	۲/۶	۴۰۰	۲/۷	۲/۷	۶۷/۳۰	۶۸/۱۰	۶۹/۹۰	۷۰/۷۰	۳۰۰	۹	۲
۲/۴۹	۲/۴۵	۲۵۰	۳/۹	۳/۸	۶۹/۰۱	۷۰/۵۵	۷۱/۵۰	۷۳	۴۰۰	۱۵	۳
۲/۵۰	۲/۵۰	۳۰۰	۳/۴	۳/۴	۶۹/۶۰	۷۱/۱۶	۷۲/۱۰	۷۳/۶۶	۴۶۰	۵	۴
۲/۵۰	۲/۵۰	۳۰۰	۳/۵	۳/۵	۶۸/۶۹	۶۹/۶۰	۷۱/۱۹	۷۲/۱۰	۲۶۰	۶	۵
۲/۵۰	۲/۵۰	۳۰۰	۴/۵	۴/۵	۶۷/۳۵	۶۸/۶۹	۶۹/۸۵	۷۱/۱۹	۳۰۰	۷	۶
۲/۵۰	۲/۵۰	۳۰۰	۳/۶	۳/۶	۶۵/۷۴	۶۷/۳۵	۶۸/۲۴	۶۹/۸۵	۴۵۰	۸	۷
۲/۵۹	۲/۵۰	۳۰۰	۲/۶	۲/۴	۶۴/۶۹	۶۵/۷۴	۶۷/۲۸	۶۸/۲۴	۴۰۰	۱۲	۸
۲/۶۰	۲/۶۰	۴۰۰	۲/۲	۲/۲	۶۶/۷۰	۶۷/۳۰	۶۹/۳۰	۶۹/۹۰	۲۷۰	۱۰	۹
۲/۶۰	۲/۶۰	۴۰۰	۲/۹	۲/۹	۶۵/۸۰	۶۶/۷۰	۶۸/۴۰	۶۹/۳۰	۳۱۰	۱۱	۱۰
۲/۶۰	۲/۶۰	۴۰۰	۲/۵	۲/۵	۶۴/۶۸	۶۵/۸۰	۶۷/۲۸	۶۸/۴۰	۴۴۰	۱۲	۱۱
۲/۷۰	۲/۷۹	۵۰۰	۲/۱	۲/۳	۶۳/۵۲	۶۴/۴۹	۶۶/۲۲	۶۷/۲۸	۴۷۰	۱۳	۱۲
۲/۸۴	۲/۷۰	۵۰۰	۱/۵	۱/۱	۶۲/۹۸	۶۳/۵۹	۶۵/۸۲	۶۶/۲۲	۳۵۰	۱۴	۱۳
۲/۹۶	۲/۸۴	۵۰۰	۱/۵	۱/۲	۶۲/۴۶	۶۲/۹۸	۶۵/۴۲	۶۵/۸۲	۳۴۰	۲۰	۱۴
۲/۶۳	۲/۴۹	۲۵۰	۳/۹	۳/۵	۶۷/۴۷	۶۹/۰۱	۷۰/۱۰	۷۱/۵۰	۴۰۰	۱۶	۱۵
۲/۵۰	۲/۶۸	۳۰۰	۳/۳	۳/۸	۶۶/۱۰	۶۷/۴۲	۸۶/۶۰	۷۰/۱۰	۴۰۰	۱۷	۱۶
۲/۵۰	۲/۵۰	۳۰۰	۳/۶	۳/۶	۶۴/۳۰	۶۶/۱۰	۶۶/۸۰	۶۸/۶۰	۵۰۰	۱۸	۱۷
۳/۰۱	۲/۵۰	۳۰۰	۳/۰	۱/۸	۶۳/۰۹	۶۴/۳۰	۶۶/۱۰	۶۶/۸۰	۴۰۰	۱۹	۱۸
۳/۶۴	۳/۱۱	۴۰۰	۲/۱	۱/۲	۶۱/۷۸	۶۲/۹۹	۶۵/۴۲	۶۶/۱۰	۵۹۰	۲۰	۱۹
۳/۳۱	۳/۸۴	۶۰۰	۱/۲	۲/۹	۶۱/۱۹	۶۱/۷۸	۶۴/۵۰	۶۵/۴۲	۳۲۰	۲۱	۲۰

جدول ۲- ادامه مشخصات شبکه فاضلاب

r=h/D	سرعت حداکثر m/s	دبی در حالت لوله پُر		دبی طراحی lit/s	دبی حداقل lit/s	دبی حداکثر lit/s	آدمرو	
		V0 (m/s)	Q0 (L/S)				پایین دست	بالادست
۰/۶۸	۰/۸۰	۰/۷۲	۳۵/۶	۲۷/۹	۰/۳	۲۷/۶	۴	۱
۰/۵۱	۰/۷۳	۰/۸۶	۱۰۷/۵	۵۴/۹	۰/۱	۵۴/۸	۹	۲
۰/۵۵	۰/۷۷	۰/۷۵	۳۶/۹	۲۱/۱	۱/۷	۱۹/۴	۱۵	۳
۰/۵۳	۰/۷۹	۰/۸۰	۵۶/۳	۳۰/۴	۰/۶	۲۹/۸	۵	۴
۰/۵۵	۰/۸۲	۰/۸۱	۵۷/۲	۳۲/۴	۰/۹	۳۱/۶	۶	۵
۰/۵۲	۰/۹۰	۰/۹۱	۶۴/۶	۳۴	۱	۳۲/۹	۷	۶
۰/۵۸	۰/۸۴	۰/۸۲	۵۷/۸	۳۶/۶	۱/۴	۳۵/۲	۸	۷
۰/۶۸	۰/۷۵	۰/۷۰	۴۹/۵	۳۸/۷	۱/۶	۳۷/۱	۱۲	۸
۰/۵۵	۰/۶۹	۰/۷۸	۹۸/۲	۵۶/۲	۰/۳	۵۵/۸	۱۰	۹
۰/۵۱	۰/۷۶	۰/۸۹	۱۱۲/۲	۵۸	۰/۶	۵۷/۴	۱۱	۱۰
۰/۵۵	۰/۷۴	۰/۸۴	۱۰۵/۱	۵۹/۶	۰/۹	۵۸/۷	۱۲	۱۱
۰/۵۴	۰/۸۱	۰/۸۷	۱۷۱/۵	۹۶/۷	۳/۵	۹۳/۱	۱۳	۱۲
۰/۶۱	۰/۷۴	۰/۷۶	۱۴۸/۳	۱۰۱/۲	۴	۹۷/۲	۱۴	۱۳
۰/۶۲	۰/۷۴	۰/۷۵	۱۴۷/۷	۱۰۴/۷	۴/۳	۱۰۰/۳	۲۰	۱۴
۰/۶۳	۰/۷۹	۰/۷۵	۳۶/۹	۲۶/۴	۲/۳	۲۴/۱	۱۶	۱۵
۰/۵۳	۰/۷۶	۰/۷۹	۵۵/۶	۳۰	۲/۸	۲۷/۲	۱۷	۱۶
۰/۵۴	۰/۸۰	۰/۸۲	۵۸	۳۱/۹	۳/۱	۲۸/۸	۱۸	۱۷
۰/۶۶	۰/۷۹	۰/۷۵	۵۳/۲	۴۰/۳	۶/۲	۳۴/۱	۱۹	۱۸
۰/۴۸	۰/۶۹	۰/۷۵	۹۴/۳	۴۴/۶	۸/۶	۳۶	۲۰	۱۹
۰/۶۷	۰/۷۸	۰/۷۶	۲۱۴/۴	۱۶۵/۹	۱۴/۴	۱۵۱/۵	۲۱	۲۰

جدول ۳- مقادیر بهینه شده در محدوده پروژه

فرمول مانینگ			
آدمرو	متغیرهای طراحی اولیه (mm)	متغیرهای طراحی بهینه (mm)	
		پایین دست	بالادست
۱	۲۵۰	۴	۲۰۰
۲	۴۰۰	۹	۳۰۰
۳	۲۵۰	۱۵	۲۰۰
۴	۳۰۰	۵	۲۵۰
۵	۳۰۰	۶	۲۵۰
۶	۳۰۰	۷	۲۵۰
۷	۳۰۰	۸	۲۵۰
۸	۳۰۰	۱۲	۲۵۰
۹	۴۰۰	۱۰	۳۰۰
۱۰	۴۰۰	۱۱	۳۰۰
۱۲	۵۰۰	۱۳	۴۰۰
۱۳	۵۰۰	۱۴	۴۰۰
۱۴	۵۰۰	۲۰	۵۰۰
۱۵	۲۵۰	۱۶	۲۰۰
۱۶	۳۰۰	۱۷	۲۵۰
۱۷	۳۰۰	۱۸	۲۵۰
۱۸	۳۰۰	۱۹	۲۵۰
۱۹	۴۰۰	۲۰	۳۰۰
۲۰	۶۰۰	۲۱	۵۰۰



شکل ۳- شکل کلی شبکه همراه با شماره گذاری لوله و آدمرو

$$\left(y_{i-1}^c - \frac{x_{i-1}^c}{\gamma} + D_{i-1}^c - \frac{x_i^c}{\gamma} - D_i^c \right)$$

گام ۴: برای ارضاء شدن محدودیت حداقل خاکبرداری

برای لوله نام باید:

$$y_i^c = \text{Min} \left[y_i^c \text{ و } (GL_{i+1} - D_i^c - Ex_{\text{Min}} + \frac{x_i^c}{\gamma}) \right]$$

برای محدودیت حداکثر پوشش اگر:

$$y_i^c < GL_i - Ex_{\text{Max}} - \frac{x_i^c}{\gamma}$$

$y_i^c = GL_i - Ex_{\text{Min}} - \frac{x_i^c}{\gamma}$ قرار بده و نشان بده (Lift Station)، در غیر این صورت پایان بده.

محدوده پروژه

شهر کرمان در عرض جغرافیایی $30^{\circ}15'$ شمالی و طول جغرافیایی $56^{\circ}58'$ شرقی قرار دارد. محدوده این پروژه از میدان سرآسیاب شروع و به میدان شهاب ختم می شود. طول مسیر 7620 متر و حداکثر دبی $165/9$ لیتر بر ثانیه است. این شبکه فاضلاب دارای 20 لوله و 21 آدمرو بوده، ارتفاع نقطه بالادست و پایین دست به ترتیب حدود $74/59$ و $65/4$ متر و دارای 3 شاخه ورودی است که در شکل ۳ و جداول ۱ و ۲ تمام جزئیات طرح اولیه این شبکه مشخص شده است.

خلاصه متغیرهای بهینه شده و دیگر جزئیات مربوطه در جداول ۳ و ۴ همراه با مقدار هزینه اولیه درج شده است.

خلاصه و نتیجه گیری

وجود مسائل زیست محیطی، جوامع بشری را بر آن داشته است تا تمهیداتی جهت جمع آوری فاضلاب بکار گیرند. بهینه سازی هر سیستم باعث کاهش هزینه و حفظ سرمایه ملی می شود. به خاطر پیچیدگی مسائل سیستم جمع آوری فاضلاب سعی شده تا مدل ریاضی، خطی یا غیرخطی برای آن در نظر گرفته شود. در این مقاله قسمتی از شبکه فاضلاب شهر کرمان به صورت مدل ریاضی غیرخطی در نظر گرفته شده و با استفاده از روش جهات امکان پذیر بهینه گردیده است. در این پروژه مجموع طول لوله ها 7620 متر، تعداد لوله 20 قطعه و 21 آدمرو است. دبی حداکثر $165/9$ لیتر بر ثانیه می باشد.

روش جهات امکان پذیر در مجموع روشی مناسب برای بهینه سازی مدل ریاضی فوق بوده و با کامپیوترهای PC-486 و PC-Pentium بدون هیچ مشکلی انجام شده است.

جدول ۴- هزینه اولیه و هزینه بهینه شده

هزینه	طرح بهینه		
	طرح اولیه	فرمول مانینگ	فرمول اصلاح شده هیزن - ویلیامز
هزینه	۸۷۶۸۵/۰	۸۳۱۱۶/۰	۸۲۹۵۰/۰

- 1- Argman, Y., Shamir, U., and Spirak, E. (1973). " *Design of Optimal Sewerage Systems* ", J. of Envir. Eng. Div., ASCE, 99 (EE5): 704-716.
- 2- Ashammalla, A., Bowering, T., and Parete, M. (1994). " *Optimization of Storage / Treatment Scheme for Combined Sewer Overflows*, " Wat. Sci. Tech, 99 (1-2) : 401-408.
- 3- Charalambous. G., and Eimam, A.A. (1990). " *Heuristic Design of Sewer Networks*, " J. Envir. Eng. Div., ASCE, 116 (6) : 1181-1199.
- 4- Dajani, J.S., Gemmel, R. S., and Morolock, E. K. (1972). " *Optimal Design of Urban Water Collection Network*, " J. of Sani. Eng. Div. ASCE, 98 (SA6) : 853- 867.
- 5- Dajani, J.S., and Haist, Y. (1974). " *Capital Cost Minimization of Drainage Networks*, " J. of Envir. Eng. Div., ASCE, 100 (EE2) : 325-337.
- 6- Elimam, A.A., Charalambous, C., and Ghobrial, F. H. (1989). " *Optimum Design of Large Sewer Networks*, " J. Envir. Eng., Div. ASCE, 115 : 1171-1190.
- 7- Fisher, J. M., Karadi, G. M., and Mc Vinnie, W.W. (1978). " *Design of Sewer Systems*," Water Resources Bulletin, No. 71027, P. 294-302.
- 8- Gupta, J. M., Agarwal, S.K., and Khanna, P. (1976). " *Optimal Design of Wastewater Collection Systems*," J. Env. Eng., Div. ASCE, 109 : 1195-1209.
- 9- Gupta, A., Mehndiratta, S. L., and Khanna, P. (1983). " *Optimal Design of Wastewater Collection Systems*, " J. Envir. Eng., Div., ASCE, 109 : 1029-1041.
- 10- Jain, A. K., Mohan, D. M., and Khanna, P. (1983). " *Gravity Wastewater Collection Systems Optimization*, " J. Envir. Eng., Div. ASCE, 109 : 1195-1209.
- 11- Joneja, G. S., Agarwal, S. K., and Khanna, P. (1978). " *Modified Hazen - Williams Formula*, " J. Water and Sewage Works, 125 (12) : 137-146.
- 12- Kabouris, J.G. (1996). " *Modeling Instrumentation Automation and Optimization of Wastewater Treatment Facilities*, " Water Envir. Research, 68(4) : 520-525.
- 13- Kulkarni, V.S., and Khanna, P. (1985). " *Pumped Wastewater Collection Systems Optimization*, " J. Envir. Eng. Div., ASCE, 111 (5) : 589-601.
- 14- Khanjani, M. J., and Busch, J. R. (1982). " *Optimal Irrigation Water Use from Probability and Cost - Benefit Analysis*, " ASCE Trans. 25(4) : 961-965.
- 15- Khanjani, M. J., and Busch, J.R. (1983). " *Optimal Irrigation Distribution Systems with Internal Storage*," ASCE Trans. 26(3) : 743-747.
- 16- Mays, L.W., and Wenzel, Jr., G.H. (1976). " *Optimal Design of Multilevel Branching Sewer Systems*, " Water Resources Research, 12(5) : 913-917.
- 17- Mays, L.W. and Benchie, V. (1975). " *Optimal Design of Branched Sewer Systems*, " Water Resources Research, 11(1) : 37-47.
- 18- Noble, I., and Walker, A. (1995). " *Water Modeling Reduce Capital Costs by 25 Percent in Bilbao, Spain*," Water and Wastewater International, 10(2) : 48-50.
- 19- Spielvogel, S., and Edenhofer, J. (1992). " *Optimal Control of Wastewater Flow in Sewerage Systems*, " Comp. Techniques and App. Hyd. Eng., P. 265-276.
- 20- Water Pollution Control Federation, (1972). " *Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers : Manual of Practice* ", No. 9, 2nd. Ed., Washington, D.C.
- 21- Zoutendijk, G., (1966). " *Nonlinear Programming : a Numerical Survey*, " SIAM, J., Control Theory and Applications, 4(1) : 194-210.