

Su Dağıtım Şebekeleri İçin Minimum Yük Kayıplı Bir Optimizasyon Stratejisi

Önder EKİNCİ¹, Haluk KONAK², Ergün ÖZTÜRK³

Özet

Su dağıtım şebekelerinin en az maliyetli tasarımında; başlangıç debilerinin belirlenmesini yeni bir ağırlıklı yaklaşımla sağlayan, bu debilere göre en uygun çapları En Küçük Kareler Yöntemi ile Ağırlık Optimizasyonuna göre çözen, en uygun yol seçimiyle yük kaybı dağılımını homojen ve izotrop yapmayı amaçlayan minimum yük kayıplı bir optimizasyon stratejisi geliştirilmiştir. Çoklu amaç fonksiyonlu optimizasyon sürecinde en uygun boru çaplarıyla optimum tasarıma ulaşılrken, Hardy Cross şebeke çözüm yöntemiyle debi dağılımları dengelenmektedir. Geliştirilen optimizasyon algoritması, literatürden seçilen iki gözlü bir şebekeye başarıyla uygulanmış, ulaşılan sonuçlar karşılaştırılmalı olarak irdelenmiştir

Anahtar sözcükler

Su dağıtım şebekeleri, Optimizasyon

Abstract

A Minimum Head Loss Optimization Strategy for Water Distribution Networks

An optimization strategy has been developed for water distribution networks on the basis of minimization of head losses. This strategy aims to determine the initial flow distribution with a new weighting approach and to solve for optimum pipe diameters with weighed flow distribution using a modified Least Squares Method, and to achieve homogeneous and isotropic head losses by selection of optimum path. The optimization procedure with the multi-objective functions of the model is used to design and/or modify pipe dimensions while the Hardy Cross network solver is utilized to balance flows. The algorithm was programmed and applied to a network with two loops selected from the literature. The results are evaluated on a comparative basis.

Keywords

Water Distribution Networks, Optimization

1. Giriş

Su dağıtım şebekelerinin optimizasyonu problemi doğrusal olmayan bir problemdir. 1960'lardan beri güncelliğini koruyan bu problemin en uygun çözümünü amaçlayan, farklı optimizasyon tekniklerini kullanan azımsanamayacak sayıda model geliştirilmiştir ve geliştirilmektedir. Bu modeller, dinamik, doğrusal, doğrusal olmayan programlama, tüm olasılıkları deneme (enumeration) yöntemi gibi deterministik optimizasyon tekniklerinin yanı sıra, sezgisel (heuristic) algoritmalar olarak da adlandırılabilen; genetik algoritma, tavlama benzetimi (simulated annealing), karınca algoritması, sıçrayan kurbağa (shuffled frog leaping) algoritması, harmonik araştırma gibi stokastik optimizasyon tekniklerini de kullanmışlardır.

Araştırmacılar, modellerini genellikle maliyet optimizasyonu probleminin çözümüne odaklanarak geliştirmişlerdir. Bu modeller, duyarlık ve güvenilirlik optimizasyonu açısından değerlendirilmemişlerdir.

Önerilen modellerden hiçbiri bu konudaki çalışmalarını sonlandıramamıştır. Bunun nedenleri arasında, modellerin kullanımlarındaki güçlükler, uygulamada karşılaşılan problemlere yeterli çözümler verememeleri, geleneksel yöntemlerden daha iyi seçenekler sunamamaları sayılabilir (GOULTER 1992). Ancak en temel sorun; modellerde hangi yöntemler kullanılırsa kullanılsın, optimizasyon işlemine başlanmadan önce, başlangıç değerlerinin nasıl tahmin edildiğine açıklık getirememiş olmalarıdır. Böylelikle, modelleri kullanmak isteyen karar vericiler, kendi deneyimlerini kullanarak aynı problemi, aynı modellerle farklı başlangıç değerleri seçerek çözdükleri zaman, öncekinden farklı bir yerel (lokal) optimum çözüme ulaşmaları olasılığı oldukça fazladır (EKİNCİ 2003).

Doğrusal olmayan denklem takımlarının çözümü, ardışık yaklaşımlar ile yapıldığı için, ilk aşamada tahmin edilen başlangıç değerlerinin gerçek değerlerinden çok farklı olmaması gerekir. Bu nedenle tüm yaklaşımların birinci aşamasında bilinmeyenlerin değerlerini tahmin etmek ilk bakışta önemli bir işlem niteliğinde gözükmez ise de, çözüme ulaşabilmek açısından temel bir sorundur.

Öte yandan, şebeke içerisinde boru yolları boyunca ortaya çıkan hidrolik yük kayıplarının (sürtünmeden dolayı oluşan

¹ Yrd. Doç. Dr., KOÜ, Asım Kocabıyık MYO, İnşaat Programı, Kocaeli.

² Doç. Dr., KOÜ, Mühendislik Fakültesi, Jeofizik Mühendisliği Bölümü, Kocaeli.

³ Prof. Dr., KOÜ, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kocaeli.

yükseklik cinsinden enerji kaybı) olabildiğince az ve birbirlerine yakın değerler alması başlıca amaçlardan birisidir. Aynı zamanda en önemli kısıt ise en az maliyetli bir çözüm olanağının sağlanabilmesidir. Bu noktadan hareketle; su dağıtım şebekesinde en az boru maliyetli çözümün elde edilebilmesi için, bir **duyarlık** optimizasyonu sürecini temel alan, gerçekçi ve geçerli bir optimum çözüme hızla ulaşabilen minimum yük kayıplı bir optimizasyon stratejisi geliştirilmiştir. Bu strateji ile aynı zamanda; debi dağılımlarının yaklaşık değerlerinin ve buna uygun çap dağılımının araştırılması sorununa da tutarlı bir çözüm bulunabilmiştir.

Bu amaçla; debi ve çapların tahmin edilip, basınçların bilinmeyen olarak ele alındığı modelimizde, eleman debilerinin sisteme en uygun veya gerçek değerlerine en yakın olarak belirlenebilmesi için yeni bir ağırlık yaklaşımı geliştirilmiştir. Bu yaklaşım test şebekesine başarı ile uygulanmıştır. Şebeke çözücü ile (Hardy-Cross) bir kez dengelenen ağırlıklı debi değerleri, başlangıç debi değerleri olarak çözüme girmiştir.

Başlangıç debi değerlerine göre en uygun çapların belirlenmesi sorunu, aynı zamanda sistem denetleyicisi olarak da ele alınan bir çap optimizasyonu işlemi (En Küçük Kareler (EKK) yöntemi ile ağırlık optimizasyonu) ile çözülmüştür. Başlangıç (ana boru) çapına göre ağırlıklı çap dağılımının hesaplandığı bu yaklaşımda, başlangıç çapının en uygun değerinin belirlenebilmesi (datum) sorunu için karar vericinin seçebileceği birkaç çapın denenmesiyle birlikte en uygun başlangıç çapına yakınsayabildiği görülmüştür.

Geliştirilen strateji, literatürden seçilen örnek bir test şebekesine başarıyla uygulanmış ve ulaşılan sonuçlar karşılaştırmalı olarak irdelenmiştir.

2. Su Dağıtım Şebekeleri

Birbirleriyle bağlantılı ve etkileşim içerisinde olan parçalardan oluşmuş, organize ve bütünlük arzeden, belirli ve tanımlanmış ilişkileri olan bir mekanizmayı sistem olarak tanımlayabiliriz. İletim hattı ile depolara getirilen suyu kullananlara dağıtan boru sistemine, su dağıtım (içme suyu) şebekesi veya kısaca şebeke denir. Bir su dağıtım sistemi; besleme boruları, servis boruları, ana ve tali dağıtım boruları, basınç artırıcı pompalar, vanalar, yangın muslukları, basınç kırıcı tesisler ve servis bağlantılarından oluşur. Ancak bir şebekede bulunacak elemanlar, sistemin özelliklerine bağlı bulunduğundan, genel bir şebeke tanımı vermek mümkün değildir.

Su dağıtım şebekelerinin amacı, ihtiyaç duyulan suyu yeterli miktarda, istenilen basınçta ve kullanılabilir bir kalitede tüketiciye ulaştırmaktır. Dağıtım şebekesinin planlanmasında; kaynakların durumu, topografya, maliyet, şehrin gelecekteki gelişmesi göz önüne alınacak önemli hususlardır. Şebekeler, her binada yeteri kadar basınçlı suyu sağlayacak şekilde planlanır. Sokakların planları, topografik durum, su iletim tesisleri ve su haznelerinin yerleri; su dağıtım sisteminin tipini ve bunun içindeki akımın karakterini belirler.

Şehrin çeşitli bölgelerindeki (endüstriyel, ticari ve iş sahaları) basınçları arttırmak için kapalı gözler oluşturulabilir. Şehrin gelişmesi durumunda; gözler, basınç değerlerinin değişmeyip devam etmesini sağlayacak şekilde yerleştirilmelidir.

Şebekelerin tasarımı aşamasında; yeterince denetlenebilir en düşük maliyetli bir şebeke için, kapalı gözlü ağ sisteminin kullanılması kaçınılmazdır.

Su dağıtım şebekelerinde, borularda sürtünmeden dolayı meydana gelen yük kayıpları ile akım hızı arasındaki ilişkiyi belirleyen çok sayıda denklem (ampirik formül) geliştirilmiştir. Günümüzde su dağıtım sistemlerinin projelendirilmesinde en çok kullanılan denklemler, Darcy-Weisbach denklemi ile Williams-Hazen denklemidir.

Darcy-Weisbach denklemi, D: çap, V: hız ve g: yerçekimi ivmesi olmak üzere, L uzunluğundaki bir boruda toplam yük kaybı (h_k) değerinin bulunması için aşağıdaki eşitlik yazılabilir;

$$h_k = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (1)$$

$$f = f(Re, k_s / D) \text{ Darcy-Weisbach sürtünme faktörü} \quad (2)$$

Yukarıdaki denklemde, Re Reynolds sayısı olup akışkanın kinematik viskozitesi ile ilgilidir. Sürtünme katsayısının bağlı olduğu ikinci terim k_s/D izafi boru pürüzlülüğü olup, k_s eşdeğer boru cidar pürüzlülüğünü ifade eder. Çeşitli tip borular için eşdeğer pürüzlülük değerleri bulunmuştur. Sürtünme katsayısının Reynolds sayısı ve izafi (göreceli) pürüzlülük değeri ile değişimi Moody diyagramı ile verilir.

Bu çalışmada, yük kayıplarının hesabı için Darcy-Weisbach denklemi kullanılmış ve sürtünme faktörü f , akımın türbülanslı olduğu kabul edilerek,

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{3.71D}{k_s} \quad (3)$$

formülünden hesaplanmıştır

2.1. Tasarım Probleminin Genel Tanımı

Plan ve profili seçilen, N düğüm noktası ve T elemandan oluşan bir su dağıtım şebekesinin tasarımı için ilk aşamada:

1) N düğüm noktasından şebekeye girecek ve şebekeden çekilecek debiler Q_j ($j=1, \dots, N$) belirlenir. Evsel, kamu ve endüstriyel su kullanımının zaman boyunca değişimi belirlenerek [$Q_j = Q_j(t)$]; her düğüm noktasındaki en büyük (Q_{max}) ve en küçük (Q_{min}) debileri bulunur.

2) N düğüm noktasındaki hidrolik yük için alt sınır (H_{jmin}) ve üst sınır (H_{jmax}) belirlenir. Düğüm noktalarındaki hidrolik yük H_j ;

$$H_{jmin} < H_j < H_{jmax} \quad (j = 1, \dots, N) \quad (4)$$

dir.

3) T elemanda sağlanması istenilen akım şartları, örneğin; borulardaki hızın alt ($V_{i \min}$) ve üst ($V_{i \max}$) sınırları seçilir. Borulardaki hız V_i ;

$$V_{i \min} < V_i < V_{i \max} \quad (i = 1, \dots, T) \quad (5)$$

Tasarımın ikinci aşamasında ise; düğüm noktalarında ve elemanlarda yukarıda belirlenen kısıtları yerine getirecek ve aşağıdaki hidrolik şartları (Denklem 6, 7) sağlayacak T elemanın fiziksel ve geometrik özellikleri bulunur.

Çözümüne başlarken dikkat edilecek husus, düğüm noktalarında basınç veya debiden birinin bilinmeyen olarak seçilmesi gerektiğidir. Düğüm noktasında basınç bilinmiyorsa, o noktadan şebekeye giren (veya şebekeden çıkan) debi, çözümden önce yaklaşık olarak bilinmesi gerekir. Buna karşın düğüm noktasından çekilmek istenen debi belirtildiği zaman o noktadaki basınç bilinmeyen olacaktır.

Düğüm noktasından şebekeye giren debi (Q_g) ve şebekeden çekilen debi (Q_c) belirlenir. Düğüm noktasına giren debiler artı, çekilen debiler ise eksi işaretli olarak tanımlanır. Bu durumda N düğüm noktasındaki

$$\sum_i Q_i = 0 \quad \text{süreklilik koşulları} \quad (6)$$

sağlanmalıdır (Şekil 1). Her düğüm noktası için bir tek hidrolik yük tanımlandığından, her kapalı göz içinde belirli bir yön takip edilirse (saat yönü) eleman yük kayıplarının cebirsel toplamı sıfıra eşit olmalıdır.

$$\sum_{\text{göz}} h_{k_i} = 0 \quad (7)$$

Tasarım problemini, yukarıdaki kısıtları sağlayacak şebeke elemanlarının boyutlarının bulunması şeklinde tanımlayabiliriz.

2.2. Hardy-Cross Yöntemi

Su dağıtım şebekelerinin, sayısal çözüm yöntemleriyle hidrolik analizinde; Düğüm Noktası, Göz ve Doğrusal Analiz yaklaşımları olmak üzere üç ayrı ardışık yaklaşım söz konusudur. Her üç yaklaşımda da, çözümler Hardy Cross, Newton Cross gibi çeşitli sayısal yöntemler kullanılarak elde edilebilir (SEVÜK ve ALTINBİLEK 1977).

Hardy-Cross Yöntemi bir ardışık yaklaşım yöntemidir. Bu yöntem iki temel ilkeye dayanır:

- Bir düğüm noktasına gelen debiler, çıkan debilere eşittir.
- Bir metredeki yük kaybı J ise, L uzunluğundaki yük kaybı $h_k = J \times L$ olur.

Herhangi bir kapalı gözde (loop), yük kayıplarını saat ibresi yönünde (+) ve aksi yönünde (-) seçersek, toplam yük kaybı $\sum_{\text{göz}} h_{k_i} = 0$ 'dır.

Bu yöntem iki şekilde uygulanır:

1. Çap ve debiler önceden tahmin edilir ve yük kayıpları dengeleninceye kadar yani $\sum_{\text{göz}} h_{k_i} = 0$ oluncaya kadar debi ve gerekirse çaplar düzeltilir.

2. Çap ve basınçlar önceden tahmin edilir, debiler dengeleninceye kadar yük kayıpları düzeltilir.

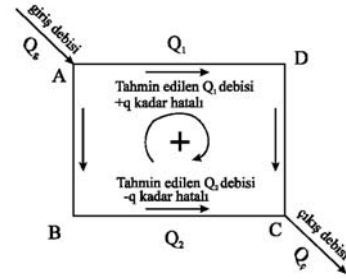
Bu çalışmada, Hardy Cross yöntemi, çap ve debiler önceden tahmin edilip yük kayıplarının dengelenmesi şekliyle kullanılmış olduğundan, yöntemin bu şekilde uygulanmasına değinilmiştir.

Şekil 1'de görüldüğü gibi, ADC ve ABC kolları üzerinde herhangi bir sarfiyatın olmadığını düşünürsek ($Q_g = Q_c$); bu şekle göre, ABCD gözüne giren Q_g akımı, saat ibresi yönündeki akımın debisi Q_1 ve aksi yöndeki akımın debisi $Q_2 = Q_g - Q_1$ olmak üzere iki kol arasında dağıtılır. ABC kolundaki yük kaybı h_{k_1} , ADC kolundaki yük kaybı h_{k_2} ise (kabul edilen yöne göre) $h_{k_1} - h_{k_2} = 0$ olmalıdır.

Borulardaki su akımı için genel olarak kullanılan üstel formüllerden herhangi birine göre yük kaybı,

$$h_k = KQ^n \quad (8)$$

şeklinde olup, K boru boyu, cinsi ve çapına bağlı olarak değişen bir katsayıdır. n ise formüllere göre değişen, fakat borular için sabit bir değerdir (1.85 veya 2 gibi).



Şekil 1: Hardy-Cross yönteminin temel düşüncesi (MUSLU, 1980).

Darcy-Weisbach formülüne göre yük kaybı (1) eşitliğinden,

$$V = Q/A \quad (\text{süreklilik denklemi}) \quad \left\{ A = \pi D^2/4, n = 2 \right\} \quad (9)$$

$$h_k = f \frac{L}{D} \frac{16Q^2}{\pi^2 2gD^4} = \frac{8f}{\pi^2 gD^5} LQ^2 \quad (10)$$

$$K = \frac{8f}{\pi^2 gD^5} L \quad \text{denilirse, denklem (8) eşitliğindeki gibi bir}$$

üstel formül şekline dönüşür:

$$h_k = KQ^2 \quad (11)$$

Şekil 1'e göre eğer, $h_{k_1} - h_{k_2} \neq 0$ ise Q_1 ve Q_2 'nin başlangıçta kabul edilen değerleri hatalıdır. Q_1 'in bir ΔQ değeri kadar gerçek değerinden küçük alındığı düşünülürse, Q_2 , ΔQ kadar gerçek değerinden daha büyük seçilmiş olmalıdır. Gerekli düzeltmeleri yaparak gerçek akım $Q_1' = (Q_1 + \Delta Q)$ ve $Q_2' = (Q_2 - \Delta Q)$ bulunur. Bu yeni debilerin neden olduğu yük kayıpları sırasıyla h_{k_1}' ve h_{k_2}' olur. $h_{k_1}' - h_{k_2}'$ sıfır olması gerektiğinden,

$$h_{k_1}' - h_{k_2}' = K_1(Q_1 + \Delta Q)^n - K_2(Q_2 - \Delta Q)^n = 0 \quad (12)$$

olarak elde edilebilir. Eğer debi dağılımında, ilk tahmin değeri gerçek değerlere yakın ise, ΔQ küçük bir değer olacağından binom açılımında, ΔQ 'nun birden büyük kuvvetlerini içeren terimler gözardı edilebilir. Buna göre,

$$K_1 Q_1^n + n K_1 \Delta Q Q_1^{n-1} - K_2 Q_2^n + n K_2 \Delta Q Q_2^{n-1} = 0 \quad (13)$$

eşitliği elde edilir. Burada

$$K_1 Q_1^{n-1} = K_1 Q_1^n / Q_i \quad (14)$$

$$K_1 Q_1^{n-1} = h_{k_1} / Q_i \quad (15)$$

kısaltmaları yapılabilir. Formülleri cebirsel bakımdan uygun yapmak için, $Q_1, Q_2, \dots, h_{k_1} - h_{k_2}, \dots$ ifadelerinden saat ibresi yönünde olanları (+), aksi yönde olanları (-) kabul edip, bu ifadeleri (12) eşitliğinde yerine koyarsak, debileri düzeltmek için gereken ΔQ değeri,

$$\Delta Q = -\frac{h_{k_1} - h_{k_2}}{n[(h_{k_1}/Q_1) + (h_{k_2}/Q_2)]} \quad (16)$$

olarak elde edilir. Bir genelleştirme yapmak istenirse, debilerin ardışık olarak düzeltilmesi için,

$$\Delta Q = -\frac{\sum h_k}{n \sum h_k / Q} \quad (17)$$

temel eşitliğini elde ederiz. $\sum h_{k_i}$ sifıra yakın bir değere gelinceye kadar ardışık düzeltmelere devam edilir (MUSLU 1980, AL-LAYLA vd. 1977).

3. Su Dağıtım Şebekelerinin Optimizasyonu

Optimizasyon işlemi, seçilen amaç fonksiyonlarına ya da tasarım parametrelerine göre sınıflandırılabilir. Seçilen amaç fonksiyonuna bağlı olarak duyarlık optimizasyonu, güvenilirlik optimizasyonu veya matematiksel optimizasyondan söz edilebilir.

Bir su dağıtım şebekesinin tasarımı, geliştirilmesi ya da iyileştirilmesi aşamasında; bir amaç fonksiyonu seçilerek ağıın datumu (depo yerleri, depo yükseklikleri, en uygun çap dağılımı), geometrik şekli (kapalı göz ya da dal sistemi) ya da en kısa su dağıtım yolunun en uygun şekilde belirlenmesi işlemi Su Dağıtım Şebekelerinin Optimizasyonu olarak adlandırılabilir. Su dağıtım şebekelerinin tasarımı aşamasında, genellikle düğüm noktalarının yerleri ve geometrik şekil önceden bellidir. Bu durumda boru boyunca ümit edilen debilerin belirlenmesi ve şebeke içerisinde oluşabilecek yük kayıplarının homojen olarak dağıtılması amaçlanabilir.

3.1. Su Dağıtım Şebekelerinde Duyarlık Optimizasyonu

Günümüzde su dağıtım şebekeleri salt su dağıtım amacıyla kurulmakta ve bu amaca yönelik olarak kendilerinden beklenen

işlevleri yerine getirmeleri beklenmektedir. Öte yandan bilimsel çalışmalarda, su dağıtım şebekelerinin optimizasyonu için ağırlıklı olarak basınçlar için öngörülen temel kısıtlar ele alınmakta ve buna bağlı olarak da boru maliyetinin en az olması amaçlanmaktadır. Başka bir deyişle, duyarlık (precision) ve güvenilirlik (reliability) yönünden optimizasyon olanakları üzerinde pek fazla durulmamaktadır. Sözelimi, boru boyunca ortaya çıkması beklenen yük kayıplarının dağılımı göz önüne alınmaksızın, öngörülen basınç kısıtlarını sağlamak yeterli görülmektedir.

Su dağıtım şebekelerinin optimizasyonu işleminde, başlangıçta uygun bir amaç fonksiyon seçilmesi çok önemli bir adımdır. Belirlenen amaç fonksiyonunu karşılayacak şekilde sözelimi, ağıın datumu ya da geometrik şekli de iyileştirilebilir. Sözü edilen böyle bir optimizasyon işlemi de amaca uygun olarak geliştirilmiş bir analitik yöntemle gerçekleştirilebilir.

3.1.1. Duyarlık Optimizasyonu İçin Amaç Fonksiyonlarının Belirlenmesi

a. Homojen Dağılımlı Yük Kayıpları:

Debiler gözlemlenmiş gibi ele alınır ve yük dağılımlarının bir fonksiyonu olarak Fonksiyonel Model;

$$h_{k_i} = K_i Q_i^2 \quad (18)$$

(i: boru numarası)

biçiminde yazılabilir ve (h_{k_i}) bilinmeyenlerine göre düzenlenirse,

$$\frac{1}{\sqrt{K_i}} \sqrt{h_{k_i}} = Q_i \quad (19)$$

eşitliği elde edilir. Eşitliklerde ümit değerleri yerine ölçüler kullanılır ve h_{k_i} ; bilinmeyenlerin yaklaşık değerleri olmak üzere, doğrusallaştırma yapılırsa,

$$\frac{1}{\sqrt{K_i}} \sqrt{h_{k_i}} + \frac{1}{2\sqrt{K_i} h_{k_i}} dh_{k_i} = Q_{i(\text{ölçü})} + v_i \quad (20)$$

eşitlikleri elde edilir. Burada $h_{k_i} \cong 0$ alınır ve (ölçü) indisi ihmal edilerek Q_i ölçü anlamında $K_i h_{k_i} = K_i^2 Q_i^2$ olduğu göz önünde tutulursa,

$$\frac{1}{2K_i Q_i} dh_{k_i} = Q_i + v_i \quad (21)$$

ve

$$v_i = \frac{1}{2K_i Q_i} dh_{k_i} - Q_i \quad \text{Düzeltilme denklemleri} \quad (22)$$

elde edilir. Bilinmeyenler için en olasılıklı kestirim değerlerinin bulunması ve aynı zamanda da ölçülere getirilecek düzeltmelerin olasılıklarının en büyük olması için eş ağırlıklı ölçülerde

$$\underline{v}^T \underline{v} \Rightarrow \min \text{ (Düzeltilmelerin kareleri toplamı minimum)} \quad (23)$$

koşulunun sağlanması gerekir (ÖZTÜRK ve ŞERBETÇİ 1992). Burada

$$\begin{aligned} \underline{v}^T &= [v_1, v_2, \dots, v_n] && \text{Düzeltilmeler Vektörü} \\ \underline{\ell}^T &= [Q_1, Q_2, \dots, Q_n] && \text{Ölçüler (Debi Dağılımı) Vektörü} \\ a_i &= \frac{1}{2K_i Q_i} && \text{Bilinmeyenlerin Katsayıları} \end{aligned}$$

köşegen (\underline{A}) = $[a_1, a_2, \dots, a_n]$ Katsayılar Matrisi

$$\underline{x}^T = [dh_{k_1}, dh_{k_2}, \dots, dh_{k_n}] \text{ Bilinmeyenler Vektörü}$$

olmak üzere

$$\underline{A}^T \underline{A} \underline{x} - \underline{A}^T \underline{\ell} = 0 \tag{24}$$

Normal Denklemler kurulur ve

$$\underline{x} = (\underline{A}^T \underline{A})^{-1} \underline{A}^T \underline{\ell} \tag{25}$$

ile bilinmeyenler elde edilir. Normal denklemlerin yapısı irdelendiğinde, her bir boru yoluna ilişkin yük kayıpları birer bilinmeyendir ve debi dağılımlarına da doğrudan bağımlıdır. Bu durumda debilere ilişkin düzeltmelerin (v_i) hesaplanabilmesi için, bilinmeyenler (yük kayıpları) arasında koşul denklemleri kurulur. (24) eşitliği, her bir kapalı göz için, toplam yük kayıplarının sıfır olmasını öngören (12)'deki kapanma koşulları türünden indirgenir (Bölüm 2.2). Su dağıtım şebekesi bu koşullar altında çözülür ve bu işlem kapanma koşulları sağlanıncaya kadar sürdürülür. Debilerin ardışık olarak düzeltildiği bu hesaplama işlemi sonunda (24) eşitliğindeki koşullar da sağlanmış olur.

(12) ve (24) eşitlikleri irdelendiğinde; yük kayıplarının büyüklükleri doğrudan bilinmeyenlerin katsayılarına (a_i) bağımlı oldukları görülmektedir. Sonuç olarak; debi dağılımı ve buna uygun boru çapları ne kadar uygun seçilirse yük kaybı dağılımları aynı oranda homojen olurlar. İdeal durumlarda da yük kayıpları her bir boruda eşit olurlar.

Özdeğerler, bir ağ optimizasyonu için çok önemli birer duyarlık ölçütüdürler. $\underline{A}^T \underline{A}$ normal denklem katsayılar matrisi bir köşegen matristir ve özdeğerleri de köşegen elemanlarına eşittir.

$$\lambda_i = \frac{1}{4K_i^2 Q_i^2} \tag{26}$$

özdeğeri

$$C_i = \frac{1}{4K_i} \text{ kısaltması ile}$$

$$\lambda_i = C_i / K_i Q_i^2 = C_i / h_{k_i} \tag{27}$$

olarak yeniden yazılabilir. Bu bağıntı incelendiğinde özdeğer ile yük kaybı arasında yalnızca basit bir doğrusal dönüşüm olduğu açıkça görülmektedir.

Bu noktadan hareketle, bir su dağıtım şebekesinin optimizasyonu için en tutarlı amaç fonksiyonunun hidrolik yük kayıplarının dağılımı olması gerektiği sonucuna varılır. Özdeğerler yerine, doğrusal bir dönüşümü olan yük kayıpları doğrudan kullanılabilir. Başka bir deyişle; yük kayıpları, bir su dağıtım şebekesi için çok önemli birer duyarlık ölçütüdürler.

Amaç fonksiyonu olarak;

$$\max\{h_{k_i}\} \Rightarrow \min \text{ ;(En büyük yük kaybı minimum)} \tag{28}$$

$$\frac{\max\{h_{k_i}\}}{\min\{h_{k_i}\}} - 1 = 0 \text{ ;(Yük kayıpları aynı büyüklükte (izotrop))} \tag{29}$$

ya da

$$\frac{\max\{h_{k_i}\}}{\min\{h_{k_i}\}} \leq c \text{ ;(Yük kayıpları dağılımı simetrik (homojen))} \tag{30}$$

gibi uygun bir amaç fonksiyonu seçilerek, ağ duyarlık yönünden en uygun duruma getirilebilir.

Bu noktada, herhangi bir boru yolunda elde edilen yük kaybı dağılımını irdelersek; bunun, başlangıçta belirlenen debi dağılımından çok, bu debiyi karşılayacak boru çaplarına bağımlı olduğu açıkça görülmektedir. Bu ilişki, L_i : Boru boyu, f_i : Sürtünme faktörü, D_i : Boru çapı ve $sabit = 8/\pi^2 g$ olmak üzere;

$$bit = 8/\pi^2 g \text{ olmak üzere;} \tag{31}$$

$$K_i = f_i L_i \text{ sabit} / D_i^5$$

eşitliğiyle yazılabilmektedir.

Boru çapı büyüdükçe yük kaybı azalacaktır. Buna karşın ticari çaplar cinsinden bir maliyet fonksiyonu oluşturulursa, maliyetin artması kaçınılmazdır. Bu durum tüm optimizasyon işlemlerinde geçerlidir. Başka bir deyişle, kalite arttıkça, buna bağlı olarak maliyet de artacaktır.

b. Ağın Tamamı İçin Öngörülen İzotrop Bir Yük Kaybı Dağılımı:

Optimizasyon işlemlerinde, skaler amaçlı duyarlık ölçütleri yerine, ağın tamamını temsil eden global amaçlı duyarlık ölçütleri yeğlenir. İdeal bir su dağıtım şebekesi için homojen ve izotrop yapıları bir ölçüt matrisi amaç fonksiyonu olarak seçilebilir. Bu amaçla ilk adımda ölçüt matrisleri kurulur. c : sabit ($c=1$) ve \underline{E} : Birim matris olmak üzere, izotrop bir ölçüt matrisi

$$\underline{Q}_x = c \cdot \underline{E} \tag{32}$$

ile fonksiyonel model;

$$(\underline{A}^T \underline{A})^{-1} \underline{A}^T \underline{\ell} = \underline{Q}_x \tag{33}$$

kurulur.

Problem ölçüt matrislerinin terslerine bir yaklaşım olarak dönüştürülürse: ölçüt matrislerinin tersi ile direkt yaklaşım modelinin temel eşitliği

$$\underline{A}^T \underline{A} \doteq \underline{Q}_x^{-1} \quad (34)$$

elde edilir (KONAK 1994). Bu temel eşitlik açık olarak yazılırsa:

$$\begin{bmatrix} \frac{1}{4K_1^2 Q_1^2} & 0 & 0 & \dots & 0 \\ & \frac{1}{4K_2^2 Q_2^2} & 0 & \dots & 0 \\ & & \frac{1}{4K_3^2 Q_3^2} & \dots & 0 \\ & & & \ddots & \frac{1}{4K_n^2 Q_n^2} \end{bmatrix} \doteq \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 1 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 1 \end{bmatrix} \quad (35)$$

eşitliği elde edilir. Bu eşitlik irdelenirse, çözülmesi gereken bilinmeyenlerin K_i katsayıları oldukları açıkça görülür. K_i bilinmeyenlerinin çözümü yerine, katsayılar matrisi A 'nın köşegen elemanları a_i üzerinde

$$\text{Ağırlıklar: } p_i = 1/K_i^2 \quad (36)$$

kısaltması yapılsa problem,

$$\text{köşegen } (\underline{B}_i) = \left[\frac{1}{2Q_1}, \frac{1}{2Q_2}, \dots, \frac{1}{2Q_n} \right] \quad (37)$$

olmak üzere

$$\underline{B}^T \underline{P} \underline{B} \doteq \underline{E} \quad (38)$$

temel eşitliğine dönüştürülür.

$$(\underline{B}^T \underline{\Theta} \underline{B}^T) \underline{p} \doteq \underline{q} \quad (39)$$

denirse ağırlıklar;

$$\underline{p} \doteq (\underline{B}^T \underline{\Theta} \underline{B}^T)^{-1} \underline{q} \quad (40)$$

eşitliği ile hesaplanabilir. Burada

\underline{p} = vektör (\underline{P}), \underline{q} = vektör (\underline{E}), $\underline{\Theta}$: Khatri-Rao çarpımı, \doteq : Tutarlılık işaretidir.

(38) temel eşitliği EKK ile çözülebilir. (*) Hadamard çarpımı olmak üzere

$$(\underline{B} \underline{B}^T * \underline{B} \underline{B}^T) \underline{p} - (\underline{B}^T \underline{\Theta} \underline{B}^T) \underline{q} = 0 \quad (41)$$

EKK Çözümü ;

$$\underline{D} = (\underline{B}^T \underline{B})^{-1} - \underline{Q} \quad (42)$$

Kalıntılar Matrisi,

\underline{d} = vektör (\underline{D})

Kalıntılar Vektörü ve

$$\underline{d}^T \underline{d} \Rightarrow \min \quad (43)$$

Kalıntıların Kareleri Toplamı Minimum durumları söz konusu olmaktadır.

(38) temel eşitliği ele alındığında, ölçüt matrisinin köşegen matris olduğu durumlarda ($n \times n$) boyutlu basit bir normal denklem sisteminin çözümü olduğu kolayca görülür. Bu sistem çözülmüşse her bir boru için:

$$\frac{1}{4Q_i^2} p_i = q_i \quad (44)$$

$$p_i = 4Q_i^2 q_i \quad (45)$$

olarak kolaylıkla hesaplanabilir. (36) eşitliğinden

$$p_i = \frac{1}{K_i^2} \quad (46)$$

$$K_i = \frac{1}{\sqrt{p_i}} \quad (47)$$

katsayıları elde edilir. K_i katsayıları izotrop yapıli yük kaybı dağılımını karşılayan en uygun katsayılardır. Buradan ticari çaplara ulaşılmak istenirse; D_0 : en büyük boru çapı, f_0 : sürtünme faktörü olmak üzere,

$$K_0 = f_0 L_0 \frac{\text{sabit}}{D_0^5} \quad (48)$$

en büyük boru çapı için ağırlık katsayısı ve

$$K_i = f_i L_i \frac{\text{sabit}}{D_i^5} \quad (49)$$

her bir boru için ağırlık katsayısı hesaplanır.

$$\frac{K_i}{K_0} = \frac{f_i L_i \text{sabit} D_0^5}{f_0 L_0 \text{sabit} D_i^5} \quad (50)$$

oranı kurulur ve gerekli düzenlemeler yapılsa,

$$D_i^5 = \frac{K_0 f_i L_i}{K_i f_0 L_0} D_0^5 \quad (51)$$

$$\frac{f_i}{f_0} = \text{uygun bir sabit } \left(\frac{f_i}{f_0} \cong 1 \right)$$

olmak üzere; (51) eşitliğinden, amaç fonksiyonuna en uygun ticari çaplar elde edilir. Elde edilen ticari çaplarla yük kayıpları dengelenerek, yük dağılımları hesaplanırsa (Hardy Cross Yöntemi), olabildiğince homojen (simetrik) bir yük dağılımı elde edilebilir. Bu yaklaşım kullanılarak, aynı zamanda başlangıçta belirlenen yük dağılımlarına uygun bir boru çapı dağılımı elde edilebilmekte, yük kaybı dağılımları da optimizasyon süreci içerisinde de denetlenebilmekte, bu optimizasyon sürecinde aynı zamanda depodan çıkış olarak verilmesi gereken en uygun yük kaybı dağılımı ve boru çapı da elde edilebilmektedir.

3.2. Minimum Yük Kayıplı Bir Optimizasyon Stratejisi

Minimum yük kayıplı bir optimizasyon stratejisi temel olarak üç adımdan oluşmaktadır:

a) Duyarlık Optimizasyonu:

- *Yük kaybı dağılımları için bir amaç fonksiyonu ve kısıtlayıcılar belirlenir.
- *Başlangıç debileri ağırlıklı olarak dağıtılır.
- *Başlangıç debileri için uygun bir çap dağılımı hesaplanır (çap optimizasyonu).
- *Bir hidrolik şebeke çözücü yöntemi yardımıyla başlangıç debileri bir kez dengelenir.
- *Bir kez dengelenen debi dağılımına göre bir çap optimizasyonu işlemi gerçekleştirilir.
- *Yük kaybı dağılımı hesaplanır.
- *Ulaşılan sonuçların amaç fonksiyonunu ve kısıtlayıcıları yeterince sağlayıp sağlamadığı gözden geçirilir. Gerekirse ana boru çapı yük dağılımına uygun olarak değiştirilir.

b) Güvenirlilik Optimizasyonu:

Göz yaklaşımında, gözlerde farklı yönlerden aynı noktaya

gelindiğinde yük kayıpları toplamı ($\sum_{göz} h_{k_i} = 0$) kapanma

koşulu ve düğüm noktası yaklaşımında ise düğüm noktasına giren ve çıkan debilerin birbirine eşit olması başlıca güvenilirlik ölçütüdürler. Her iki yaklaşımda da basınç kısıtı ($H_{min} \leq H_i \leq H_{max}$) altında söz konusu koşulların sağlanması istenir. Bu durumda,

- *Ağın geometrik yapısına uygun olarak, varsa alternatif su dağıtım yollarına göre bir duyarlık optimizasyonu yapılır.
- *Kısıtlar ve kapanma koşulları gözden geçirilir.
- *Alternatif çözümler karşılaştırılarak duyarlık isteklerini en iyi karşılayan yol belirlenir.

c) Maliyet Optimizasyonu:

Daha az maliyetli bir optimizasyon seçeneği için;

- *Duyarlık optimizasyonu işlemi ile ulaşılan optimum ticari çaplar bir alt ticari çapa indirgenir.
- *Bir çap optimizasyonu işlemi gerçekleştirilir.
- *Ağ bir kez daha duyarlık yönünden en uygun duruma getirilir.
- *Kısıtlar ve kapanma koşulları gözden geçirilir.
- *Varsa alternatif çözümler karşılaştırılır. Yük kayıpları dağılımı, kısıtlayıcılar, bağıl maliyet artım oranı yönünden sonuçlar karşılaştırılır.

Bu optimizasyon stratejisinde özellikle maliyet ve güvenilirlik optimizasyonu birbirini tamamlamaktadır. Buna karşın duyarlık optimizasyonu her aşamada zorunlu görülmektedir. Bu durumun bir sonucu olarak, özellikle maliyet irdelemesi ile güvenilirlik optimizasyonunun birlikte yapılması daha yararlı olacaktır.

3.2.1. Amaç Fonksiyonlarının ve Kısıtların Belirlenmesi

Bu çalışmada, şebekelerin salt en az maliyetli çözümü sağlanmaları amaçlanmamıştır. Dolayısıyla, optimizasyon problemi çoklu amaç fonksiyonlu olarak ele alınmıştır. Şebekeye duyarlık optimizasyonu işlemi uygulanarak, en büyük yük kaybı mini-

mum ($\max\{h_{k_i}\} \Rightarrow \min$) öncelikli amaç fonksiyonu olarak seçilerek, ağ duyarlık yönünden en uygun duruma getirilmiştir. Bu koşullar altında, maliyet optimizasyonu için, toplam boru maliyeti minimum

($\sum M_i(D, L) \Rightarrow \min$) olarak ele alınmıştır.

En önemli kısıt, $20 \leq H_i \leq 80$ m su yüksekliği olarak ele alınan basınç kısıtıdır.

3.2.2. Ağırlıklı Debi Dağılımı

Karar verici, kendi tercihlerine göre herhangi bir başlangıç debi dağılımı belirlese de, çözüm algoritmasının bir yerel çözüme yakınsayacağı kaçınılmaz bir durumdur. Ancak burada, hem iterasyon sayısı artacak, hem de karar verici tercihlerini değiştirmesi durumunda farklı bir yerel çözüme ulaşacaktır. Başka bir deyişle, başlangıç debilerinin belirlenmesinin önemi ve çözüme olan etkileri sayısal uygulamalarda da açık olarak görülmektedir.

Göz yaklaşımının benimsendiği bu çalışmada yeni bir ağırlık algoritması geliştirilmiştir. Boru elemanlarının baş ve uçlarındaki çekilen (tüketilen) debi miktarları toplamı, şebekeden çekilen tüm debilerin toplamına oranlanırsa, o borunun şebekeye göre ağırlıklı debi oranı elde edilmiş olur. Ancak bu oran tek başına ele alınırsa, ana borudan sonra gelen boruların ağırlıklı etkisinin, şebekenin en uzak noktasında bulunan borunun ağırlıklı etkisinden daha az olması gibi yanıltıcı, fiziksel gerçeğe bağdaşmayan bir durum ortaya çıkabilir. Dolayısıyla, bu yanılgıya düşmemek için, borunun kendi ağırlığıyla, söz konusu borunun beslediği ardışık tüm boruların (yol planı) ağırlıklarının toplamı, o borunun şebekedeki gerçek ağırlığını ifade edecektir. Bu amaçla;

1. Yol planı oluşturulur (s: yol planı sayısı)
2. Yol planına göre her bir boruya ilişkin ağırlıkları hesaplanır.

(i) numaralı düğüm noktasından çekilen debi (q_i) olmak üzere; i, j düğüm noktalarını birleştiren borudan çekilen ortalama debi (q_{ij}^s)

$$q_{ij}^s = (q_i + q_j) / 2 \quad (52)$$

ile i, j düğüm noktalarını birleştiren boruya ilişkin debi ağırlığı (a_{ij}^s)

$$a_{ij}^s = \frac{q_{ij}^s}{\sum q_{ij}^s} \quad (53)$$

hesaplanır ve

$$\sum a_{ij}^s = 1 \quad (54)$$

denetim koşulu sağlanır.

3. Yol planına göre; birbirlerini izleyen boruların ağırlıklı debileri (Q_{ij})

$$Q_{ij}^{r,k+1} = (Q_{ij}^{r,k} - q_i) \sum a_{ij}^r \quad (55)$$

eşitlikleri ile hesaplanır.

$$Q_{ij} = Q_{ij}^{r,k+1} \quad (56)$$

r: Yol planı üzerinde izleyen boruların sayısı ve
k: hesaplama adımlarıdır.

4. İzleyen yol planına göre 2. ve 3. adımlar yinelenir.

3.2.3. En Uygun Yol Problemi

Herhangi bir borunun beslediği ardışık tüm boruların belirlenmesi ve düğüm noktalarındaki statik basınç değerlerinin hesaplanması, başka bir problem olan en uygun yol problemini ortaya çıkarmaktadır.

Ağırlıklı olarak debi dağılımının belirlenmesiyle, debiler sistemin gerçeklerine en uygun şekilde elde edilmiştir. Bu debi dağılımının Hardy Cross şebeke çözücüsüne bir kez gönderilip dengelenmesiyle en uygun başlangıç debi dağılımı belirlenmiş olur. Böylelikle, en uygun çözüme en az iterasyonla ulaşılmasının ilk adımı, debilerin belirlenmesiyle atılmıştır.

Bu durum, en uygun yol seçimi için temel bir göstergedir. Ancak, minimum yük kayıplı optimizasyon stratejisi uygulandığında; ulaşılan yük kaybı dağılımı, ana boru ile diğer boru çaplarının dağılımı ve daha az maliyetli bir ağ seçeneği birlikte ele alındığında, en uygun yol problemine daha kesin bir dille yanıt verebiliriz.

3.2.4. Çap optimizasyonu

Çözüm stratejisinin başlangıç değerlerinden biri de boru çapları olduğundan, elde ettiğimiz bir kez dengelenmiş başlangıç eleman debileri, çözüme başlanması için tek başına yetmemektedir. Bu başlangıç debilerine göre, en uygun başlangıç çaplarının belirlenmesi önemli bir sorundur. Karar vericinin tahmin ve tercihlerine göre bu debilere karşılık gelen başlangıç çaplarını belirleyip çözüme başlanması halinde, hem iterasyon sayısının arttığı hem de çap seçimine göre değişen farklı çözümlere ulaşıldığı görülmüştür. Dolayısıyla, bir kez dengelenmiş en uygun başlangıç debi dağılımlarına göre sistemin fiziksel gerçeklerine en yakın başlangıç boru çaplarının belirlenmesine de bir çözüm getirilmesi zorunludur.

Bu çalışmada, ağırlıklı (optimum) çapların belirlenmesi problemi için yeni bir yaklaşım geliştirilmiştir. Bu yaklaşım, EKK Yöntemi ile bir Ağırlık Optimizasyonu işlemidir. Bu yaklaşımda amaç fonksiyonu olarak ağırlık tamamını temsil eden tam izotrop yapıda bir ölçüt matrisi kullanılmıştır. Ancak, çap optimizasyonu işleminde başlangıç değeri şebekedeki ana boru çapı olduğundan, başlangıç ana boru çapının (D_0) sistem gerçeklerine en yakın değerinin elde edilebilmesi için; sistemde olası en büyük çap değerinden başlanarak, birkaç iterasyonla sistemin yakınsattığı en uygun çap değerine ulaşabilmektedir.

Başlangıç, optimizasyon ve alternatif çözümlerin araştırılması aşamasında gerçekleştirilen çap optimizasyonu işlemiyle çapların en uygun değerleri belirlenebilmekte, aynı zamanda da yük kaybı dağılımlarının sistem içerisinde denetlenmesi olanaklı hale gelmektedir.

3.2.5. Yük kaybı dağılımlarının dengelenmesi

Her borudaki yük kaybının en az olması amaçlanırsa; sırasıyla en büyük yük kaybının olduğu yerdeki boru çapını basınç kısıtı sağlanıncaya kadar bir üst ticari çapa çıkararak yük kaybının azaltılması ve buna bağlı olarak da yük kaybı dağılımının homojen duruma getirilmesi yoluna gidilmelidir. İşte bu noktadan hareketle, şebekedeki herhangi bir noktada basınç kısıtı sağlanmadığında; eğer bu nokta maksimum yük kaybının olduğu yer ise, bu boru çapı, aksi halde maksimum yük kaybının olduğu boru çapının bir üst çapa yükseltilmesiyle birlikte; bu işlemin şebekedeki tüm noktalardaki basınç kısıtının sağlanıncaya kadar sürmesini öngören bir algoritma geliştirilmiştir. Böylelikle, ideal çözüme mümkün olduğunca yaklaşım, homojen bir yük kaybı dağılımı elde edilebilmektedir. Problemin çap optimizasyonu ile birlikte ele alındığı durumlarda, maliyet fonksiyonunun azalan yönde eğilim gösterdiği dikkat çekicidir.

3.2.6. Alternatif Çözümlerin Araştırılması

Doğrusal olmayan problemlerin çözüm kümesinde, bir çok yerel optimum çözümün bulunması, elde edilen optimum çözümden daha uygun bir çözümün olabildiğini akla getirmektedir. Bu durumun araştırılması amacıyla; interaktif olarak, karar vericinin bilgisayar ekranından yapacağı değişiklikler mümkün olsa da, iterasyon sayısının artması ve karar vericinin tercihlerinden kaynaklanabilecek hatalar düşünüldüğünde, karar vericinin deneyimlerine dayanan bu çözümün yakınsamasının kolay olamayacağı açıktır. Zaten, karar verici interaktif olarak yaptığı yerel değişiklikleri, programımız tekrar optimum çözüme yakınsatmıştır. O halde, yapılacak değişiklikler yerel olmayıp, sistemin tümünü kapsamalıdır. İşte bu noktadan hareketle, önerdiğimiz yaklaşımda elde edilen optimum çözümdeki tüm çaplar bir alt ticari çapa indirgenmesiyle, ki buna sistem çözümünün sıratıldığı yorumu getirilebilir, yeni bir optimum çözümün araştırılması olanaklı hale gelebilecektir.

4. Sayısal Uygulama

Herhangi bir modelin, amaç fonksiyonu gereği ne ölçüde yansız, tutarlı, yeterli ve güvenilir olduğunun anlaşılabilmesi için, kaynaklarda yaygın bir şekilde referans olarak gösterilen modellerle karşılaştırılması; ele alınan modelin test edilebilmesi amacıyla genellikle başvurulan bir yöntemdir. Bu noktadan hareketle; bu çalışmada, su dağıtım şebekelerinin optimizasyonu için geliştirilen model, karşılaştırılabilecek yeterli sayıda veri sağlayabilen ALPEROVITS ve SHAMIR (1977)'nin kullandıkları 2 Gözlü Test Şebekesi üzerindeki çalışmaları ile karşılaştırılmıştır.

Bir su dağıtım şebekesinde, seçilen su akışı yönüne göre, düğüm noktaları çiftlerini birleştiren boru boyunca ortaya çıkan hidrolik yük kayıplarının olabildiğince az ve birbirlerine yakın olması amaçlanır. Bu amacın yanı sıra, kullanılan ticari boru çapları türünden, en az maliyetli bir tasarıma da ulaşılması

amaçlanır. Bu amacın yanı sıra, kullanılan ticari boru çapları türünden, en az maliyetli bir tasarıma da ulaşılması amaçlanır. Öte yandan, tasarım aşamasında basınçların kabul edilebilir sınırlar içerisinde kalması gibi bir takım kısıtların yeterince sağlanması da beklenir. Bu amaçla, minimum maliyetli bir optimizasyon işlemi için:

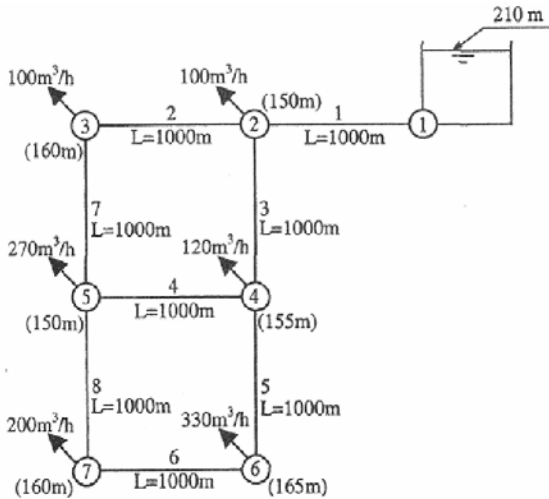
1. Başlangıç debilerinin optimizasyonu (Ağırlıklı Debi Dağılımı),
2. Başlangıç boru çaplarının belirlenmesi: Çap Optimizasyonu (Datum Optimizasyonu),
3. Bu adımlara bağlı olarak En Uygun Yolun Belirlenmesi,
4. Yukarıda sıralanan tüm aşamaları da denetleyen Yük Kayıplarının Optimizasyonu.

olmak üzere; birbirlerine sıkı sıkıya bağımlı olan ve karşılıklı olarak birbirlerini denetleyen dört temel adımdan oluşan bir strateji benimsenmiştir.

4.1. Modelin Testi ve Güvenilirliği

ALPEROVITS ve SHAMIR (1977) test şebekesi olarak, 2 Gözlü Test Şebekesi kullanmışlardır (Şekil 2). Bu test şebekesi, düğüm noktası çiftlerini, birer dik açıyla bağlayan, eşit uzunluktaki borulardan oluşan, kararlı bir ağ özelliğindedir ve ağ boyunca yük dağılımlarının davranışlarının güvenilir bir şekilde izlenebilmesine olanak sağlamaktadır.

Ağırlıklı debi dağılımı yaklaşımından elde edilen debi dağılımı için; bir çap optimizasyonu işlemi gerçekleştirilerek, başlangıç verileri kümesi oluşturulmuştur. Çap optimizasyonu ile ulaşılan ticari çaplar ile elde edilen debi dağılımlarının belli bir oranda tutarsız olacağı açıktır. Bu tutarsızlıkların etkisini en aza indirgeyebilmek için, debi dağılımları şebeke çözücüsüne gönderilip bir kez dengelenen debi dağılımı elde edilmiş ve son olarak da, dengelenmiş debi dağılımı için çap optimizasyonu bir kez daha yinelenmiştir. Böylece yük dağılımının optimizasyonu için güvenilir bir veri kümesi oluşturulmuştur.



Şekil 2: Alperovits ve Shamir'in (1977) kullandıkları 2 Gözlü Test Şebekesi

Çap optimizasyonu işleminde temel bir sorun; başlangıç (ana) boru çapının, başka bir deyişle datumun belirlenmesi sorunudur. Ana borudaki çap değişimi, sistemde yük kaybı dağılımını doğrudan etkilemektedir. Geliştirilen minimum yük kayıplı optimizasyon stratejisi; bir yandan ana boru dışındaki borularda ortaya çıkan yük dağılımlarını iyileştirirken, öte yandan ana borudaki yük kaybı, ağırlık diğer kısımlarındaki yük kaybını aştığı anda daha uygun bir değere indirgenebilmekte, böylece ağırlık tamamı için uygun bir yük dağılımına ulaşılabilir.

Özet olarak; ana borunun, ağırlık yapısına en uygun olan çap değerinin belirlenebilmesi amacıyla; olası en büyük ticari ana boru çapı kullanılarak çözüme başlanır. Optimizasyon işlemi tamamlanır. Alternatif bir ana boru çapı için, ticari ana boru çapı, bir alt ticari çapa indirgenir. Bu indirgeme değeri için yeni bir optimizasyon işlemi daha gerçekleştirilir. Bu arada, geliştirilen optimizasyon stratejisi, amaç fonksiyonu gereği, ana boru için indirgenen ticari çapı bir üst ticari çapa yükseltebilecektir. Sonuç olarak; ulaşılan toplam maliyet fonksiyonlarına bakıldığında, maliyetin belli bir adımda en düşük değerine ulaştığı ve izleyen adımlarda ani olarak artışa geçtiği ya da hiç değişmediği görülecektir. İşte bu nokta maliyet fonksiyonunun kırılma noktasıdır ve ulaşılan ticari çap dağılımı da en uygun datum değerini sağlamaktadır.

Sayısal uygulamamızda, bu araştırma 5 (1. yol) ve 7 (2. yol) düğüm noktalarına göre belirlenmiş yollar için uygulanmış ve datumların sırasıyla 20 ve 18 inç oldukları görülmüştür. Bu sonuçların, özellikle ALPEROVITS ve SHAMIR (1977)'in sonuçları ile uyumlu oldukları açıkça görülmektedir.

Literatürdeki modellerde, çoğunlukla uygulamada kullanılmayan 1 inçlik minimum boru çapı elde edilmektedir. Geliştirdiğimiz minimum yük kayıplı optimizasyon stratejisi ile uygulamada kullanılacak 4 inçlik bir minimum boru çaplarına ulaşılabildiği, homojen bir yük kaybı dağılımı sağlandığı, aynı zamanda da birbirlerine oldukça yakın bir oranda ticari çaplar elde edilebildiği (Tablo 1) ve buna karşın daha düşük maliyetli bir çözüme ulaşılabildiği görülmektedir (Tablo 2).

4.1.6. Sonuçların Karşılaştırılması

Ulaşılan sonuçlar karşılaştırıldığında; test amaçlı olarak seçtiğimiz örneğimizde, optimum tasarımı konusunda çok sayıda yapılan literatür araştırmalarından elde edilen sonuçlara göre toplam maliyetin; 402.352, 412.931, 415.271, 417.500, 419.000, 435.015, 436.684, 436.915, 436.931, 479.525 birim maliyetler arasında değiştiği görülmektedir. Buna karşın önerdiğimiz model ile oldukça az sayıda yineleme adımı kullanılarak 416.000 birimlik bir maliyet değerine ulaşılabildiği (EKİNCİ 2003).

Minimum Yük Kayıplı Optimizasyon Stratejisi; amaç fonksiyonu gereği maliyetin mutlaka en az olmasını amaçlamaz. Başka bir deyişle, optimizasyonun temel amacı, amaç fonksiyonlarından beklenen istekleri yeterince sağlayabilmesidir ve bu anlamda toplam maliyet en uygun değerine ulaşacaktır. Bu açıdan sonuçlara baktığımızda yine de maliyet, önceki çalışmalardan elde edilmiş en düşük değerlerden biri olarak yerini almıştır.

Ayrıca, geliştirilen modelin vardığı en önemli sonuçlardan biri de, uygulamada kullanılabilir 4 inçlik bir minimum boru çapına ulaşmasıdır. Bu durum, minimum yük kayıplı optimizasyon stratejisinin, amacı gereği, aynı zamanda çapları da homojen bir dağılıma ulaştırabildiğinin bir göstergesidir (Tablo 1). 4 inçlik minimum çap sonucuna yalnızca, en yüksek maliyetli sonucu elde eden ALPEROVITS ve SHAMIR (1977) ulaşmıştır. Literatürde denenen modeller çoğunlukla uygulamada kullanılmayan 1 inçlik minimum boru çapına ulaşmışlardır (EKİNCİ 2003). Özetle; geliştirilen model, hem gerçekçi ve geçerli hem de düşük maliyetli çözüm olanağı sağlamaktadır. Bu da modelin gücünü ortaya koymaktadır. Sonuçlar topluca ele alındığında, en uygun su dağıtım yolunun da 2. yol olduğu sonucuna varılmaktadır.

Amaç fonksiyonları ve kısıtlayıcılar yönünden problem ele alındığında; ulaşılan **duyarlık** istekleri beklentileri yeterince karşılayabilmektedir (Tablo 2 ve Tablo 3). Bu durum, önerilen modelin iç tutarlılığının bir ölçüsüdür.

5. Sonuç ve Öneriler

Sonuç olarak:

- Su dağıtım problemlerinde, su dağıtım yolları boyunca ortaya çıkan yük kayıplarının olabildiğince az ve birbirlerine yakın bir oranda dağılım göstermeleri,
- Bu sonucu garanti altına alabilmek için, başlangıç değeri olarak öngörülen debilerin ve bu debilerle uyumlu olan en yakın ticari çapların; bir ağırlık optimizasyonu işlemi ile belirlenmesi,
- Bir yandan daha az maliyetli bir yatırım seçeneği sunan, diğer yandan sistemi en az zorlayan bir yük kaybı dağılımına

ulaşabilmek için; bir datum optimizasyonu işleminin gerçekleştirilmesi gerekmektedir.

Geliştirdiğimiz minimum yük kayıplı optimizasyon stratejisiyle, üç önemli aşamadan oluşan söz konusu temel sorunlar, karşılıklı olarak birbirlerini denetleyecek ve sonuçları garanti altına alacak biçimde bir çözüm olanağı sunmaktadır. Oldukça tutarlı, yansız ve güvenilir çözüm sağlayan bu model, su dağıtım şebekelerinin optimizasyonu konusunda yapılacak olan daha gelişmiş ve daha etkin şebeke karar sistemlerinin kurulması ve geliştirilmesinde başlıca yol gösterici olacaktır.

6. Kaynaklar

- ALPEROVITS, E. ve SHAMIR, U.: **Design of Optimal Water Distribution Systems**, Water Resources Research, 13 (6), 885-458, 1977.
- AL-LAYLA, M. A., AHMAD, S. ve MIDDLEBROOKS, E.J.: **Water Supply Engineering Design**, Ann Arbor Science Publisher Inc., USA, 1977.
- EKİNCİ, Ö.: **Su Dağıtım Şebekeleri İçin Bir Optimizasyon Modeli**, KOU, Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi (yayımlanmamış), 2003.
- GOULTER, I. C.: **System Analysis in Water-Distribution Network Design: from Theory to Practice**, J. Water Resour. Plng. and Mgmt., ASCE, 118 (3), 238-248, 1992.
- KONAK, H.: **Yüzey Ağlarının Optimizasyonu**. Doktora tezi (yayımlanmamış), Fen Bilimleri Enstitüsü, KTÜ, Trabzon, 1994.
- MORGAN, D. R. ve GOULTER, I. C.: **Optimal Urban Water Distribution Design**, Water Resources Research, 21 (5), 642-652, 1985.
- MUSLU, Y.: **Su Getirme ve Kullanılmış Suları Uzaklaştırma Esasları**, Teknik Kitaplar Yayınevi, İstanbul, 1980.
- ÖZTÜRK, E. ve ŞERBETÇİ, M.: **Dengeleme Hesabı**, Cilt III, Müh.-Mim. Fak. Yayınları, KTÜ, Trabzon, 1992.

Tablo 1: Datum ve Çap Optimizasyonu Sonuçları

B.N.	Düğüm Noktası: 5												Düğüm Noktası: 7											
	Shamir'in Başlangıç Debilerine Göre						Ağırlıklı Debilere Göre						Shamir'in Başlangıç Debilerine Göre						Ağırlıklı Debilere Göre					
	Optimum Çözüm			Alternatif Çözüm			Optimum Çözüm			Alternatif Çözüm			Optimum Çözüm			Alternatif Çözüm			Optimum Çözüm			Alternatif Çözüm		
	D ₀	D ₁	D ₂	D ₀	D ₁	D ₂	D ₀	D ₁	D ₂	D ₀	D ₁	D ₂	D ₀	D ₁	D ₂	D ₀	D ₁	D ₂	D ₀	D ₁	D ₂	D ₀	D ₁	D ₂
1-2-	14	14	20	18	14	20	16	16	20	18	16	18	16	16	18	16	16	18	16	16	18	16	16	18
2-3	10	10	12	10	10	12	12	12	12	10	12	12	12	12	10	12	12	12	14	14	14	12	14	14
2-4	14	12	16	14	12	16	14	14	16	14	14	16	14	14	16	14	14	16	14	14	14	12	14	14
4-5	6	8	8	6	8	8	10	10	10	8	10	10	8	4	4	3	6	6	10	8	8	6	8	8
4-6	12	12	14	12	12	14	14	14	14	12	14	14	14	14	14	12	14	14	12	12	12	10	12	12
6-7	10	10	10	8	10	10	12	10	10	8	10	10	12	12	12	10	12	12	6	8	8	6	4	4
3-5	8	10	10	8	10	10	10	12	12	10	12	12	10	12	12	10	12	12	14	12	12	10	12	12
5-7	8	6	6	4	6	6	6	4	8	6	10	10	10	12	12	10	12	12	10	10	10	8	10	10
Maliyet	296	295	473	345	295	473	390	397	507	366	406	476	397	421	491	336	426	496	400	388	428	309	376	416
	Yaklaşık Datum: 14 Optimum Datum: 20						Yaklaşık Datum: 16 Optimum Datum: 18						Yaklaşık Datum: 16 Optimum Datum: 18						Yaklaşık Datum: 16 Optimum Datum: 18					

Tablo 2: Maliyet Fonksiyonunun Trendi

Yaklaşık Datum		20		18		16		14		12		10	
Yol	Veriler	Optimum Çözüm	Alternatif Çözüm.	Optimum Çözüm	Alternatif Çözüm.	Optimum Çözüm	Alternatif Çözüm.	Optimum Çözüm	Alternatif Çözüm.	Optimum Çözüm	Alternatif Çözüm.	Optimum Çözüm	Alternatif Çözüm.
DN:5	1	682	690	544	514	476	476	473	473	480	480	491	491
	2	722	690	544	514	507	476	482	482	480	480	491	491
DN:7	1	723	713	553	572	491	496	507	507	500	500	529	529
	2	676	675	535	505	428	416	435	435	435	435	440	440

1: Shamir'in Başlangıç Debilerine Göre

2: Ağırlıklı Debilere Göre

Tablo 3: Minimum Yük Kayıplı Optimizasyon Stratejisi

Yük Kaybı Dağılımlarının Optimizasyonu													
1		2				3				4			
B.N.	Q ₀ fes	D ₀ inç	Q ₁ fes	h _{sd} m	H ₁ m	D ₁ inç	Q ₁ fes	h _{sd} m	H ₁ m	D ₁ inç	Q ₁ fes	h _{sd} m	H ₁ m
1-2	-10.9	16	-10.9	11.3	48.7	16	-10.9	11.3	48.7	18	-10.9	6.09	53.9
2-3	-5.44	14	-4.49	3.78	34.9	14	-4.28	3.43	35.3	14	-4.28	3.43	40.5
2-4	4.57	14	5.51	5.69	38.1	14	5.73	6.14	37.6	14	5.73	6.14	42.8
4-5	-0.75	10	0.60	0.39	38.9	8	0.73	1.84	36.8	8	0.73	1.82	41.9
4-6	3.39	12	2.99	3.74	29.3	12	3.08	3.97	28.6	12	3.08	3.97	33.8
6-7	0.15	6	-0.25	0.98	26.7	8	-0.16	0.09	25.7	8	-0.16	0.08	30.9
3-5	-4.46	10	-3.51	2.31	42.7	12	-3.30	4.55	40.8	12	-3.30	4.45	45.9
5-7	-1.08	10	-1.47	2.36	26.9	10	-1.38	2.08	26.6	10	-1.38	2.07	31.7
Maliyet	400 birim				388				428				
Ara İterasyon Sayısı	3				5				1				
Duyarlık Ölçütleri	h _{lmax} = 11.25 m h _{lmin} = 0.392 m h _{lmax} / h _{lmin} = 28.71 ∑ h _{kj} = 30.50 m				h _{lmax} = 11.25 h _{lmin} = 0.087 h _{lmax} / h _{lmin} = 128.94 ∑ h _{kj} = 33.34				h _{lmax} = 6.14 h _{lmin} = 0.85 h _{lmax} / h _{lmin} = 7.256 ∑ h _{kj} = 28.16				

Alternatif Çözüm İçin Yük Kaybı Dağılımlarının Optimizasyonu															
5				6				7							
D ₁ inç	Q ₁ fes	h _{sd} m	H ₁ m	D ₁ inç	Q ₁ fes	h _{sd} m	H ₁ m	D ₁ inç	Q ₁ fes	h _{sd} m	H ₁ m	D ₁ inç	Q ₁ fes	h _{sd} m	H ₁ m
16	-10.9	11.3	48.7	16	-10.9	11.3	48.7	18	-10.9	6.09	53.9	18	-10.9	6.09	53.9
12	-4.28	7.67	31.1	14	-4.24	3.36	35.4	14	-4.24	3.37	40.5	14	-4.24	3.37	40.5
12	5.73	13.7	30.0	14	5.76	6.21	37.5	14	5.76	6.22	42.7	14	5.76	6.22	42.7
6	0.60	5.59	18.3	8	0.68	1.60	36.7	8	0.68	1.60	41.9	8	0.68	1.60	41.9
10	3.21	11.2	13.9	12	3.16	4.18	28.3	12	3.16	4.19	33.5	12	3.16	4.19	33.5
6	-0.03	0.02	14.2	4	-0.08	0.75	25.2	4	-0.08	0.75	30.3	4	-0.08	0.75	30.3
10	-3.30	11.8	29.3	12	-3.26	4.45	40.9	12	-3.26	4.45	46.1	12	-3.26	4.45	46.1
8	-1.26	5.50	8.4	10	-1.30	1.83	26.5	10	-1.30	1.83	31.7	10	-1.30	1.83	31.7
Maliyet	309				376				416						
Ara İterasyon Sayısı	5				4				1						
Duyarlık Ölçütleri	h _{lmax} = 13.72 h _{lmin} = 0.015 h _{lmax} / h _{lmin} = 928.6 ∑ h _{kj} = 66.73				h _{lmax} = 11.25 h _{lmin} = 0.75 h _{lmax} / h _{lmin} = 15.04 ∑ h _{kj} = 33.66				h _{lmax} = 6.22 h _{lmin} = 0.75 h _{lmax} / h _{lmin} = 8.28 ∑ h _{kj} = 28.50						