

66002

**T.C.
GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ
MÜHENDİSLİK VE FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**SU DAĞITIM ŞEBEKELERİNİN
OPTİMİZASYONU**

**Önder EKİNCİ
YÜKSEK LİSANS TEZİ
ÇEVRE MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

GEBZE

1997

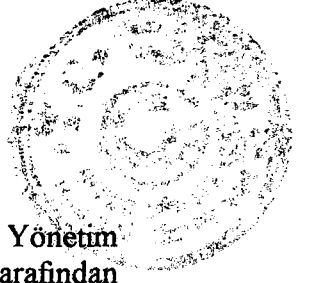
**T.C.
GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ
MÜHENDİSLİK VE FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**SU DAĞITIM ŞEBEKELERİNİN
OPTİMİZASYONU**

**Önder EKİNCİ
YÜKSEK LİSANS TEZİ
ÇEVRE MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**TEZ DANIŞMANI
Prof.Dr. Mehmet KARPUZCU**

**GEBZE
1997**



Bu tez çalışması, G.Y.T.E. Mühendislik ve Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun 5.8.1997. tarih ve 97/17. sayılı kararıyla oluşturulan jüri tarafından Cevre Mühendisliği Anabilim Dalında YÜKSEK LİSANS Tezi olarak kabul edilmiştir.

JÜRİ

ÜYE
(Tez Danışmanı)


Prof. Dr. Mehmet KARPUZCU (G.Y.T.E)

ÜYE

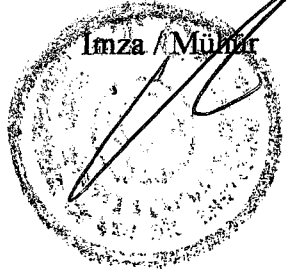
: 
Doç. Dr. Atilla AKKOYUNLU (B.Ü)

ÜYE

: 
Doç. Dr. Lütfi AKÇA (İ.T.Ü)

ONAY

G.Y.T.E. Mühendislik ve Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun 02/09/1997. tarih ve 97/21. sayılı kararı.



ÖZET

Her yıl, su dağıtım şebekelerinin bakım ve onarımına milyarlarca lira harcanmaktadır. Her geçen gün, yeni projeler için gerekli kaynağı elde edebilmek güçleştiğinden, harcanan her liranın etkisinin maksimum düzeye ulaştırma zorunluluğu artmaktadır.

Genellikle su dağıtım şebekelerinin tasarımı deneyimlere dayanmaktadır. Ülkemizde, İller Bankası Yönetmeliğine göre, su dağıtım sistemlerinin tasarımında “Ölü Noktalar” metodu uygulanmaktadır. Bulunan boyutlar herhangi bir optimizasyon tekniği ile irdelenmemektedir. Gelişmiş ülkelerde, hızla gelişen bilgisayar teknolojisine bağlı olarak, su şebekelerinin optimizasyonuna belirgin ve artan bir şekilde yönelme mevcut olup, bu konudaki çalışmalar desteklenmektedir. Ancak, ülkemizde optimum çözümlere henüz gereken ilgi gösterilmemektedir.

Günümüzde, ekonomik koşulların etkisinin her geçen gün artmasıyla, optimizasyon tekniklerinin her alanda kullanımı zorunlu hale gelmiştir.

Bu çalışmada, kabul edilen bir su dağıtım şebekesinin, önce ölü noktalar metodu ile, daha sonra seçilen Hardy Cross metodu ile ilişkilendirilmiş bir lineer programlama tekniği ile optimum tasarımı yapılmıştır.

Sonuç olarak, Hardy Cross metodu ile ilişkilendirilmiş lineer programlama metoduyla elde edilen optimum şebeke tasarım maliyetinin, ölü noktalar metodu ile yapılan şebeke tasarım maliyetinden daha düşük olduğu görülmüştür.

SUMMARY

Billions of liras are spent every year on water distribution systems for their construction and maintenance. As funds for the development of the new infrastructure become increasingly scarce, there is an increasing desire to achieve the highest level of effectiveness for each lira spent. Traditionally, the design of water distribution networks has been based on experience. However, there is now a significant and growing body of literature devoted to optimization of pipe networks.

In our country, we have been using the method “Dead End System” to design water distribution systems without optimization. Therefore, we don’t give enough attention to optimization.

In this study, firstly dead end system method is used to design a simple water distribution network assumed with three loops and eight pipes. Then, a method which is based upon a linear programming formulation linked to a network solver, Hardy Cross, is used to design the same system.

The design cost of method of linear program linked to Hardy Cross is less than dead end system’s.

TEŞEKKÜR

Çalışmalarım sırasında değerli yardım ve tavsiyelerini esirgemeyen kıymetli hocam, Prof. Dr. Mehmet KARPUZCU' ya, destek ve ilgilerinden dolayı Kocaeli Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü öğretim üyeleri ve araştırma görevlilerine, İzmit Büyükşehir Belediyesi, İSU Genel Müdürlüğü Özel Kalem Müdürü Asiye YÜKSEL ile Genel Koordinatör Yrd. M. Hulki ULUSAL' a, uygulama aşamasındaki katkılarından dolayı Kocaeli Üniversitesi Çevre Mühendisliği Bölümü araştırma görevlisi Aykan KARADEMİR'e ve özellikle tezin her aşamasında özverili katkılarından dolayı Jeofizik Yük.Müh. Hülya ÖZSEZER' e teşekkür ederim.



İÇİNDEKİLER

ÖZET	iv
SUMMARY	v
TEŞEKKÜR	vi
İÇİNDEKİLER DİZİNİ	vii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	x
ŞEKİLLER DİZİNİ	xii
ÇİZELGELER DİZİNİ	xiv
1. GİRİŞ	1
1.1. Amaç ve Kapsam	1
2. SU TEMİNİ	3
2.1. Kaptaj	3
2.2. Suların İletilmesi	5
2.2.1. Basıncsız (Serbest Yüzeyli) İletim Hatları	5
2.2.2. Basıncılı İletim Hatları	6
2.3. Suların Dağıtılması	8
2.3.1. Su Dağıtım Şebekesi	8
2.3.2. Şebekenin Elemanları	9
3. HİDROLİK	15
3.1. Borularda Akım denklemleri	15
3.1.1. Akım Denkleminin Seçimi	19
3.2. Vanalardaki Akım Denklemleri	20
3.3. Yersel Yük kayıpları	20
3.4. Pompalardaki Akım Denklemleri	21
4. SU DAĞITIM ŞEBEKELERİNİN TASARIMI	22
4.1. Şebeke Tasarım Kriterleri	22
4.1.1 Su Tüketim Miktarı	22
4.1.2. Su Tüketiminin Aylık Günlük ve Saatle Değişimleri	23
4.1.3. Basınçlar	23

4.1.4. Depo Kapasiteleri	24
4.1.5. Borularda Kapasite ve Hız	25
4.2. Tasarım Probleminin Tanımı	25
4.3. Tasarım ve İşletim Şartları	28
4.4. Tasarım ve İşletimin Amaçları	29
4.5. Şebeke Tasarım Metodları	30
4.5.1. Kesit Metodu	30
4.5.2. Eşdeğer Boru Metodu	32
4.5.3. Elektrik Analog Metodları	34
4.5.4. Ölü Noktalar Metodu	36
4.5.5. Parametrik Tasarım	41
4.5.6. Hardy Cross Metodu	41
5. SU DAĞITIM ŞEBEKELERİNİN ANALİZ VE SİMÜLASYONU	47
5.1. İçme Suyu Şebekelerinin Sistem Analizi	47
5.2. Simülasyon	48
5.3. Su Dağıtım Şebekelerinin Simülasyonu	49
5.4. Su Dağıtım Şebekelerinin Simülasyonla Optimizasyonu	50
6. SU DAĞITIM SİSTEMLERİNİN OPTİMİZASYONU	52
6.1. Optimizasyon Teorisi	52
6.2. Su Dağıtım Şebekelerinin Optimizasyonu	52
6.3. Su Şebekeleri İçin Optimizasyon Teknikleri	53
6.3.1. Şebekelerin Lineer Programlama İle İfadesi	54
6.3.2. Şebekelerin Dinamik Programlama İfadesi	62
6.3.3. Tüm Olasılıkları Deneme Metodu	63
6.3.4. Lineer Olmayan Programlama	64
6.3.5. Genetik Algoritma Tekniği	65
6.3.6. Simüle Edilmiş Değişimler Tekniği	66
7. ŞEBEKE TASARIM MODELLEMESİ	67
7.1. Problemin Niteliği	67
7.2. Problemin Çözümü	67

7.2.1. Ölü Noktalar Metodu İle Çözüm	68
7.2.2. Hardy Cross Metodu İle İlişkilendirilmiş Lineer Programlı Optimizasyon Modeline Dayanan Çözüm	70
7.2.2.1. Alperovits ve Shamir'in Geliştirdikleri Lineer Formülasyonların Kabul Edilen Şebekeye Uyarlanması	75
7.3. Tasarım Maliyetlerinin Karşılaştırılması	76
8. SONUÇLAR/ÖNERİLER	78
KAYNAKLAR	80
ÖZGEÇMİŞ	83



SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

V	Ortalama hız
R_e	Reynolds katsayısı
R_r	Pürüzlülük Reynolds katsayısı
α	Pürüzlülük yıllık artışı
f_0	Yıllık yaşlanma süresinin sonundaki sürtünme katsayısı
H_L	Vanada meydana gelen yük kaybı
C_d	Vana çapı ve açıklık oranına bağlı bir katsayı
ξ	Tali yük kaybı katsayısı
L_{ei}	Eşdeğer uzunluk
$-q_i$	Düğüm noktası debisi
Q_j	Göz debisi
X_{ijm}	i, j noktaları arasındaki uzunluğun m çaplı kısmının uzunluğu
H_s	Bir kaynak veya depodaki basınç yüksekliği
H_n	Herhangi bir noktadaki basınç yüksekliği
$XP_k(\ell)$	ℓ yüklemeindeki pompa basıncı
$Q_k(\ell)$	ℓ yüklemeindeki pompadan çıkan debi
XPM_k	k pompasının boyutları, birim yükleri koruyabilmesi için gerekli maksimum güç
$b(\ell)$	ℓ yüklemesinden kaynaklanan debinin değişim oranı
$bp(\ell)$	p hattındaki iki uç nokta arasındaki basınç
$F(XPM_k)$	XPM boyutlarındaki pompa maliyeti
$XV_v(\ell)$	ℓ yükleme için vanadaki güç
w	Dual değişken
β	Boruların birim uzunluktaki maliyeti
S	Tüketim
ΔH	Borudaki basınç kaybı
$\rho(D_k)$	k bölümünün maliyeti

A	Alan
C	Amprik cheyz katsayısı
c, x, y	Amprik katsayılar
CWH	William-Hazen katsayısı
D	Boru çapı
d	Çap indeksi
f	Darcy-Weisbach sürtünme katsayısı
F	Maliyet
g	yerçekimi ivmesi
G	Hidrolik eğim değişimi
H	Toplam yük kaybı
h	Yük kaybı
I	Langalier endeksi
J	Hidrolik eğim
k	Cidar pürüzlülüğü
L	Boru uzunluğu
L'	İzafi uzunluk
LP	Lineer programlama
GA	Genetik algoritma
GRG	İndirgenerek genelleştirilmiş eğim (generalized reduced gradient)
DA	Dinamik programlama
pH	Sudaki hidrojen iyonu konsantrasyonu
Q	Debi
q	Eleman debisi
R	Hidrolik yarıçap
R	Bir veya daha fazla boruda kullanılan ortaklaşa gözler
r	d' den büyük çap indeksi
s	d' den küçük çap indeksi
w	R grubuna dahil olan gözler

ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil	Sayfa
2.1 Bir akarsu havzası için insan tarafından değiştirilmiş şekliyle hidrolojik çevrim.	4
2.2 Su temini sisteminin elemanları.	5
2.3 Cazibeli iletim hattı.	7
2.4 Su dağıtma sistemleri.	8
a) Dal sistemi.	
b) Dal şeklinde ağ sistemi	
c) Kapalı gözlü ağ sistemi	
4.1 Kesit metoduna göre hesaplanan şebeke planı.	30
a) Mevcut sistem.	
b) Tavsiye edilen sistem.	
4.2 Hidrolik şebeke ile elektrik şebekelerinin geometrik benzeşimi.	34
a) Hidrolik şebeke.	
b) Elektrik şebekesi.	
4.3 Hardy Cross metodunu izah eden basit şebeke.	42
a) Metodun çıkarılış şekli.	
b) Debi değişiminin etkisi.	
5.1 Simülasyon diyagramı.	48
5.2 Modelleme ve simülasyon.	50
5.3 Simülasyonla optimizasyon.	51
7.1 Ölü noktalar metoduna göre hesaplanan şebeke planı.	68
7.2 Hardy Cross şebeke çözücü ile ilişkilendirilmiş lineer programlama modeli	70
7.3 Hardy Cross metodunun uygulandığı şebeke.	72
a) İlk kabul edilen debi dağılımı	
b) Debi dağılımının değiştirilmiş hali	

ÇİZELGELER DİZİNİ

Çizelge	Sayfa
3.1 Akım tiplerine göre Darcy-Weisbach sürtünme katsayısını veren denklemler.	17
4.1 İller Bankasına göre yangın debileri.	23
4.2 Hidrolik-Elektrik benzeşimi.	35
7.1 Ölü noktalar metoduna göre tasarım sonuçları.	69
7.2 Kabul edilen debi dağılımlarına göre modelleme sonuçları.	73
7.3 Değiştirilmiş debi dağılımlarına göre model sonuçları.	74
7.4 Ölü noktalar metodu ve modelden elde edilen maliyetlerin karşılaştırılması	76

1. GİRİŞ

1.1 Amaç ve Kapsam

Nüfusun ve endüstrinin hızla büyümesiyle birlikte su ihtiyacının artmasına karşılık, su kaynaklarının sabit kalması, bu kaynakların etkin kullanımını zorunlu kılmaktadır. Temin edilen suyun dağıtımı için, su dağıtım şebekelerinin planlama, tasarım, inşaa, işletim, bakım ve onarımına milyarlarca lira harcanmaktadır. Ayrıca, yeni projelerin yapımı için gerekli kaynağı elde edebilmek, gün geçtikçe güçleştiğinden, harcanan her liranın etkisinin maksimum düzeye ulaştırılması zorunlu hale gelmiştir.

Genellikle su dağıtım şebekelerinin tasarımı ampirik metodlarla yapılmaktadır [Simpson et.al., 1994]. Uygulayıcının deneyimlerine dayanan metodlar çok basit bazı alt sistemlerin çözümünde kullanılabilir. Problemin çözümü için her tasarımcının probleme yaklaşımı farklı olabilir [Walski et. al., 1987]. Elbette bu yaklaşımların en iyi çözümü verdiği söylenemez.

Simülasyon metoduyla, sistemin davranışı bir matematik modelle bilgisayarda araştırılır ve çeşitli seçeneklerden farklı sonuçlar elde edilir. Deneme yanılma esaslı olduğu için elde edilen çözümünün en iyi olduğu iddia edilemez [Duranyıldız ve diğ., 1997].

En iyi çözümün bulunması metodlarını içeren optimizasyon tekniklerini, deterministik ve stokastik optimizasyon teknikleri diye ikiye ayırabiliriz. Dinamik, lineer ve lineer olmayan programlama ile tüm olasılıkları deneme metodlarını deterministik optimizasyon tekniklerine dahil edebiliriz. Stokastik metodlar, son

yıllarda gelişen ve gelişmekte olan genetik algoritma ve simüle edilmiş değişimler gibi metodları içermektedir [Simpson et.al.,1994]

Bu metodların kullanımı bilgisayar teknolojisinin hızlı gelişimine bağlı olarak artmıştır. Ancak, ülkemizde su dağıtım sistemlerinin planlanması, tasarımı ve işletiminde, üniversitelerde kısmen bu uygulama mevcut olmakla beraber, sorumlu kuruluşlar bu metodların yerine alışılmış proje metodlarını kullanmaktadırlar. Günümüzde bir projede göz önüne alınması gereken amaçların sayısı çok arttığından ve özellikle de ekonomiklik amacı önem kazanmakta olduğundan, alışılmış metodlar bu amaçlara karşılık veremeyip yetersiz kalmaktadırlar. Dolayısıyla, özellikle ülkemiz ekonomisi açısından yapılması gereken, hızla bu optimizasyon tekniklerinin kullanılmasına geçmektir. Bu süreçte , özel ve kamu kuruluşlarının üniversiteler ile ortak çalışmaları gerekli ve zorunludur.

Bu çalışmada, suların dağıtılması aşamasına gelmeden önce, su temini ve suların iletilmesi konuları kısaca özetlenmiştir. Suların dağıtılması başlığı altında su dağıtım şebekeleri tanıtılıp, şebeke elemanlarının hidroliğine değinilmiştir. Su dağıtım şebekelerinin tasarımında, öncelikle tasarım kriterleri incelenmiş, tasarım problemi tanıtılmış ve daha sonra da tasarım metodlarının açıklanmasına ağırlık verilmiştir.

Sistem analizi ve simülasyon kavramlarına değinilip, su dağıtım şebekelerinin simülasyonla optimizasyonu açıklanmıştır.

Optimizasyon teorisinden başlayıp, deterministik ve stokastik optimizasyon teknikleri hakkında bilgi verilmiştir.

Kabul edilen basit bir su dağıtım şebekesinin tasarımı için, önce ölü noktalar metodu kullanılmış daha sonra da Hardy Cross metoduyla ilişkilendirilmiş bir lineer optimizasyon modeli seçilip, optimum tasarım amaçlanmıştır. Her iki metoddan elde edilen tasarım maliyetleri karşılaştırılmıştır.

2.SU TEMİNİ

2.1 Kaptaj

Yeryüzüne yağan yağışların bir kısmı buharlaşır, bir kısmı yüzeyde akar, bir kısmı da yeraltına sızar. Yüzeyde akan sular nehirleri ve gölleri oluşturup denizlere akar. Yeraltı suları ise bir süre sonra yine yeryüzüne memba olarak çıkar veya yeraltındaki nehirleri besler.

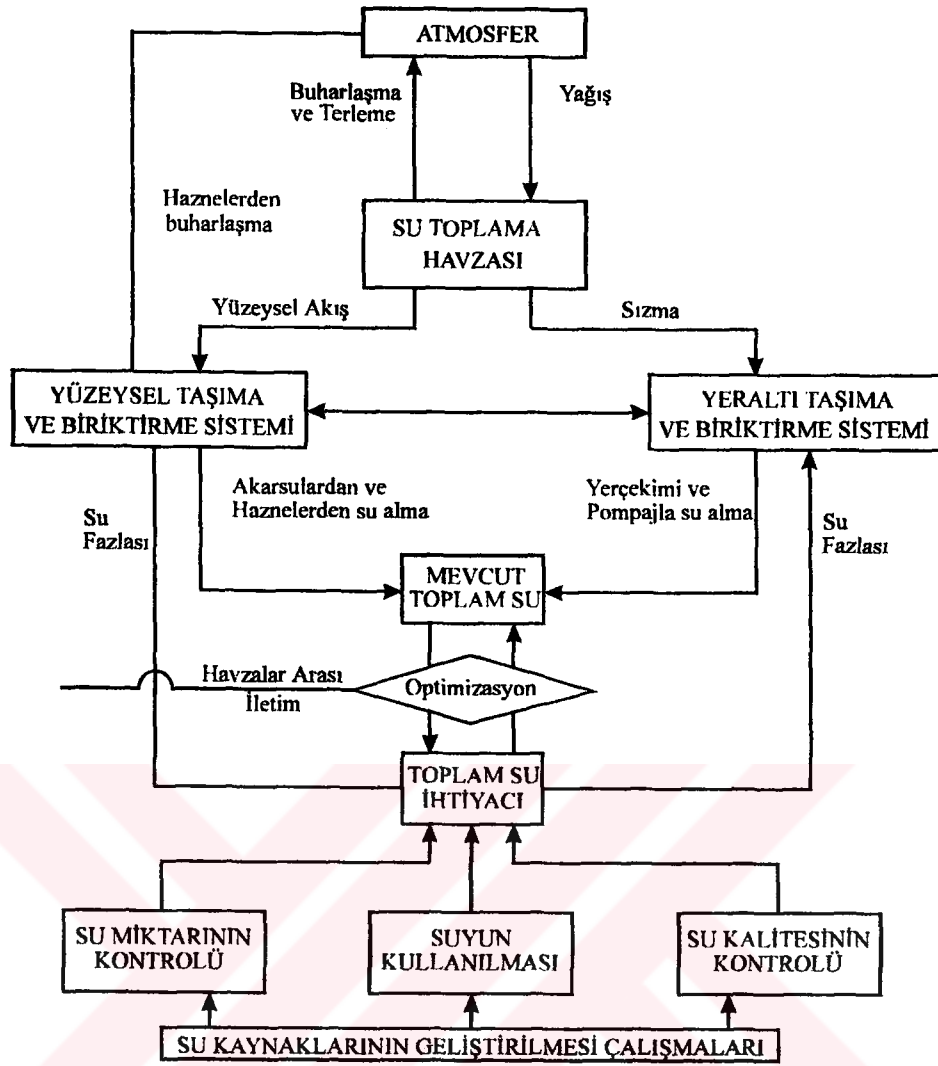
Küçük yerleşim birimlerinin su ihtiyacını genellikle civardaki kaynaklardan karşılamak mümkündür. Fakat şehirlerde, nüfusun ve endüstrinin hızla büyümesiyle günümüzde daha da artan toplam su ihtiyacının karşılanması, yeraltı ve özellikle yüzeysel sulardan taşıma ve biriktirme sistemleri ile optimum su temini, su miktarının kontrolü, suyun kullanılması ve de su kalitesinin kontrolü gibi su kaynaklarının geliştirilmesi çalışmalarını zorunlu kılar. (Şekil 2.1)

Yeraltı su kaynakları; yeraltı nehirleri, yeraltı gölleri ve pınarlarıdır. Yeraltı suları, kaynak çeşidine, zemin cinsine ve suyun debisine bağlı olarak ; pınar kaptajı ile galerilerle ve kuyularla derlenebilir.

İnsanların planlı çalışmaları olmaksızın, yeraltı jeolojik durumu sonucu yeryüzüne küçük bir alandan çıkması durumunda, bu sular pınar kaptajı ile derlenir.

Yüzeye yakın, sığ alüvyonlardaki yeraltı suyunu derlemede ise galeriler uygulanır. Galeria civarındaki boşluklardan sızan su, bir toplama odasından çoğunlukla pompajla iletilir.

Su veren zemin tabakasının (akiferin) çok derinde olmaması halinde ise kuyularla derleme yapılır.

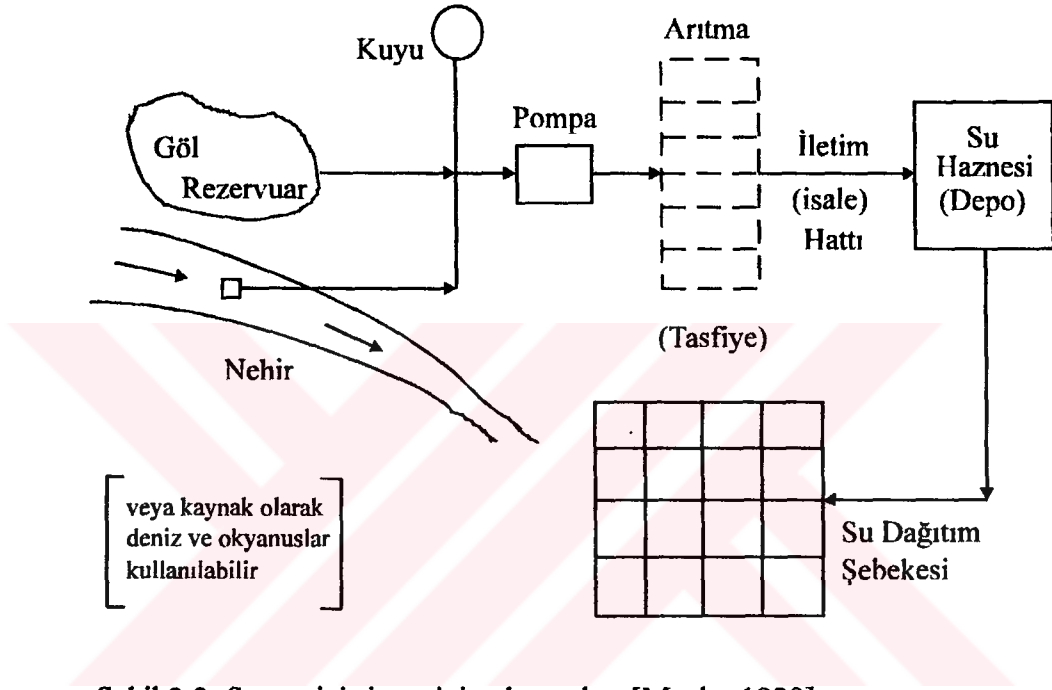


Şekil 2.1. Bir akarsu havzası için insan tarafından değiştirilmiş şekliyle hidrolojik çevrim. [Bayazıt, 1991].

Yeraltı sularının kalitelerinin çok iyi olmasına karşın yeraltı rezervlerinin, artan nüfusun ve endüstrinin toplam su ihtiyacını karşılamaya yetmemektedir. Dolayısıyla yüzeysel suların kullanılmasına ihtiyaç duyulmaktadır. Yüzeysel sular, çatılardan veya kaplanmış yüzeylerden toplanan yağmur suları, doğal göller, yapay göller (baraj gölleri, rezervuarlar), nehirler, denizlerdir (Arap ülkelerinde zorunlu olarak kullanılır fakat çok pahalıdır). Meskün olmayan, dağlık vadiler ve küçük doğal göllerden alınan sular dışında tüm yüzeysel suların kullanılmadan önce artırılması gerekmektedir. Yüzeysel sular, su kalitesinin en iyi olduğu, mümkün olduğunca sahilinden ve meskün bölgelerden uzaktaki, su hızının ve su derinliğinin büyük olduğu kesimlerden derlenmelidir.

2.2 Suların İletilmesi

Suları kaynağından ihtiyaç duyulan bölgelere götüren tesislere iletim (isale) hattı denir (Şekil 2.2). İletim hattı, suyu taşıyan eleman (boru, açık kanal, tünel vb.) ile gerekli donanım elemanlarından oluşur. Serbest yüzeyli (basıncsız) ve basınçlı iletim hatları olarak ikiye ayrılırlar.



Şekil 2.2. Su temini sisteminin elemanları [Muslu, 1980].

2.2.1 Basıncsız (Serbest Yüzeyli) İletim Hatları

Basıncsız (serbest yüzeyli) iletim hatları, hidrolik yük çizgisini sıkı sıkıya izleyecek şekilde yapılırlar. Üniform bir eğim elde etmek için dolma ve yarmalardan azami istifade sağlanır.

Çok yaygın olarak kullanılmazlar. Debi büyük ise açık kanal kullanılır. Kanallar kagir, beton veya betonarme olabilir. Kanalların eğimleri, 0.0001 - 0.0005 arasında değişir. Su akış hızları 0.6 - 2.0 m/sn arasında seçilir. Küçük debiler kagir, tuğla, beton veya betonarme galerilerle iletilir.

2.2.2 Basınçlı İletim Hatları

Suyun basınçla iletilmesiyle, suyu yüzey kotunu fazla düşürmeden iletmek söz konusu olmaktan çıkıp, arazinin topografik yapısına uyarak büyük eğimleri inmek ve çıkmak, boru ve pompaların sayesinde mümkün olmuştur.

Çok yaygın olarak kullanılırlar. Cazibeli, terfili ve de kısmen cazibeli ve kısmen terfili olmak üzere üç tipte olabilir. Basınçlı iletimlerde minimum su hızı 0.5-0.6 m/sn, maksimum hızı 5 m/sn' dir. Tavsiye edilen hız değerleri 0.8 - 1.8 m/sn arasındadır.

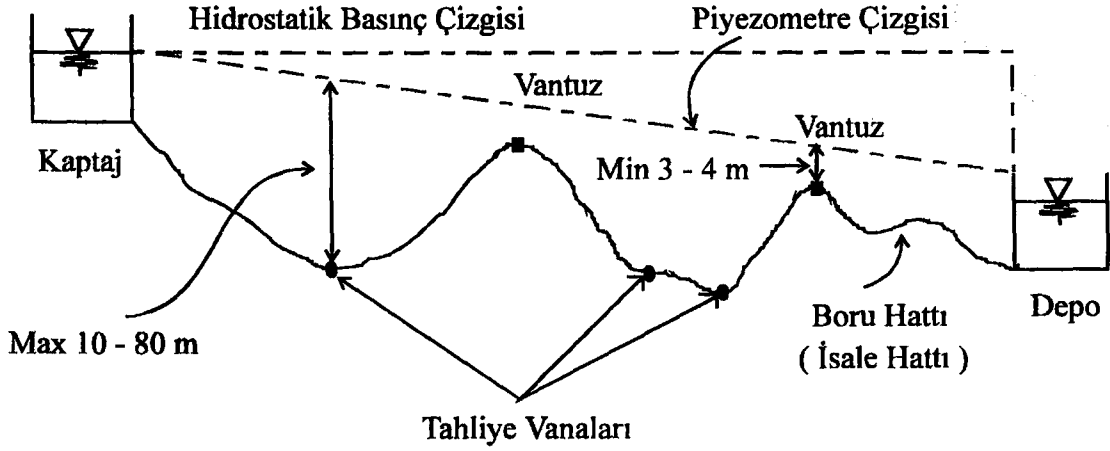
a. Cazibeli İletim

Kaptaj kotunun hazne kotundan yeteri kadar yüksek olması durumunda, sular cazibe (yerçekimi) ile iletilir (Şekil 2.3).

Ekonomik olmasından dolayı en çok tercih edilen cazibeli iletim hattı sistemidir. Cazibeli iletimde, boru akışının kesintisiz bir şekilde sağlanması, gerektiğinde boruların boşaltılması, çeşitli zararlardan korunması, yüksek basınçların düşürülmesi gibi kısıtların yerine getirilebilmesi için, çok sayıda işleme yardımcı elemanlarla donatılır. Bu elemanlar şunlardır:

1. Vanalar: Kapatma (tevkif), boşaltma (tahliye) ve basınç kırıcı vanalar olmak üzere üç çeşittir. Kapatma vanası, kayıpların önlenmesi ve boşaltım süresinin kısaltılması için kullanılır ve boşaltma süresinin 2-3 saati geçmemesi için belli aralarla yerleştirilirler. Boşaltma vanası, boruların alçak kısımlarında biriken katı maddeleri temizlemek veya hattı boşaltmak için kullanılırlar. Basınç kırıcı vanalar, akışın istenilen basınç altında oluşmasını sağlamak için basınç düşürücülerin ve haznelerin girişinde kullanılırlar.

2. Vantuzlar (Hava Vanaları): Borulardaki havanın tahliyesini ve gerektiğinde de boruya hava girmesini sağlayan cihazlara denir.



Şekil 2.3. Cazibeli iletim hattı profili.

3. Hava Bacaları: Piyezometre çizgisi ile boru eksenindeki kot farkının 3m' den küçük olması halinde vantuz görevini görmek için hava bacaları konulabilir.

4. Basınç Düşürücüler (Maslaklar): Su basıncının fazla olduğu yerlerde yüksek basınca dayanıklı ve pahalı boruların seçilmesi gerekir. Bunu önlemek için basınç düşürücüler kullanılır. Bunlar, basit olarak giriş, çıkış, boşaltma boruları ve dolu savakla donatılmış bir hazneden ibarettir.

b. Terfili İletim Hattı

Kaptaj kotunun depo giriş kotundan küçük veya eşit olması, suların terfi ettirilmesini (yükseltilmesini) gerektirir. Bu amaçla pompalar (tulumbalar) kullanılır. Pompalar, santrifüj ve pistonlu pompa olmak üzere iki çeşittir. Pistonlu pompalar pahalı ve çok yer kaplamalarına rağmen verimleri ve su basma yükseklikleri fazladır. Santrifüj pompaların ise terfi yüksekliği azdır [Muslu, 1980]. Her terfi merkezi için biri yedek olmak üzere en az iki pompa seçilir. Pompa sayısı, sarfiyata (tüketime) göre belirlenir. Su, sarfiyat noktalarına ya doğrudan pompalanır, ya da pompalar depolara su basıp, suyun cazibe ile sarfiyat noktalarına iletilir. Doğrudan pompalama, enerji maliyetinin yüksek olmasından dolayı ekonomik olmayıp, hidrolik açıdan da emniyetli değildirler. Bir terfi sisteminin maliyeti, tesis maliyeti ile enerji maliyetinin toplamına eşittir. Pompanın herhangi bir sebeple durması, iletim hatlarında su darbesi adıyla bilinen basınç artışlarına neden olduğundan, terfili iletim hatlarında su darbesi hesabı

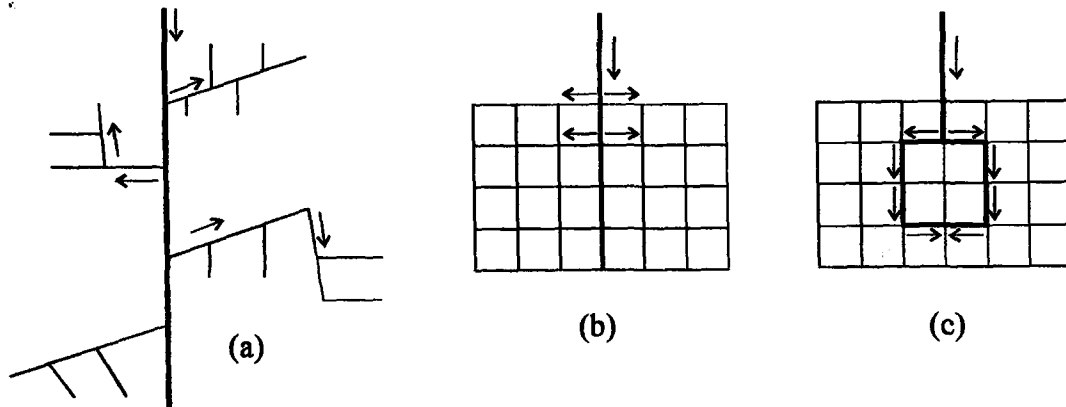
yapılıp, suyun hızını azaltılması, pompaların ani durmasının önlenmesi, su dalgalarının borudaki yayılma hızının küçültülmesi gibi önlemlerin alınmasının yanında; hava kazanları, denge bacaları, by-pass ve ortası delik klapeler gibi su darbesini engelleyen elemanlar kullanılır.

2.3 Suların Dağıtılması

2.3.1 Su Dağıtım Şebekesi

İletim hattı ile depolara getirilen suları kullananlara dağıtan boru sistemine, içme suyu şebekesi veya kısaca şebeke denir. Su dağıtım şebekelerinin amacı, ihtiyaç duyulan suyu yeterli miktarda, istenilen basınçta ve kullanılabilir bir kalitede tüketiciye ulaştırmaktır. Dağıtım şebekesinin planlanmasında; kaynakların durumu, topoğrafya, maliyet, şehrin gelecekteki gelişmesi göz önüne alınacak önemli hususlardır. Şebekeler, her binada yeteri kadar basınçlı suyu sağlayacak şekilde planlanır.

Sokakların planları, topoğrafik durum, su iletme tesisleri ve su dağıtma haznesinin yerleri, su dağıtma sisteminin tipini ve bunun içindeki akımın karakterini belirler. Sokakların plandaki durumuna göre üç tip su dağıtma sistemi ortaya çıkar. Bu sistemler, dal sistemi, dal şeklinde ağ sistemi ve kapalı gözlü ağ sistemi olarak bilinirler (Şekil 2.4).



Şekil 2.4. Su dağıtma sistemleri; a) Dal sistemi, b) Dal şeklinde ağ sistemi, c) Kapalı gözlü ağ sistemi [Al-Yayla et al, 1977].

a. Dal Sistemi

Daha ziyade şerit şeklindeki basınç bölgelerindeki sokaklarda döşenen dal sistemindeki borularda su yalnızca bir yönde akar (Şekil 2.4.a). Dal sistemi su dağıtımı için çok basit bir metoddur. Tasarımları kolay olup gerekli boru çapları ekonomiktir. Ölü uç noktalarından kaynaklanan tortu birikmesinden dolayı koku ve tat problemi oluşabilir. Dal sisteminde herhangi bir boruda arıza olması durumunda o borudan sonraki tüketicilere arıza müddetince su verilmez. Ayrıca, sisteme yeni bölgeler eklendiğinde yetersiz basınçlar oluşabilir. Bütün bu nedenlerden dolayı dal sistemi, topoğrafya gerektirmedikçe tercih edilmemelidir. Örneğin; İstanbul'da Boğaz gibi şerit şeklinde uzanan yerler için bu sistem söz konusu olabilir.

b. Dal Şeklinde Ağ Sistemi

Bu sistemde, bütün borular birbirleriyle bağlantılı olup, ana boru dal şeklindedir. Su, herhangi bir tüketim noktasına birçok yönden ulaşabilir, dal sistemindeki gibi durgunluk meydana gelmez. Herhangi bir boruda tamirat veya değişim söz konusu olduğunda borunun bağlandığı bölge, diğer yönlerden su temin etmeye devam eder. Bu sistemle, su tüketimindeki büyük değişimleri (artışları) karşılamak zor olmayıp, küçük problemlerle karşılaşılabilir. Ancak boru çaplarının hesaplanması daha zor olup, daha çok boru ve tesisat gerektirirler. Dolayısıyla pahalıdırlar.

c. Kapalı Gözlü Ağ Sistemi

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. Sistemin fayda ve mahzurları dal şeklinde ağ sistemiyle aynıdır.

2.3.2 Şebekenin Elemanları

Bir su dağıtım sistemi; besleme boruları, servis boruları, ana ve tali dağıtım boruları, basınç artırıcı pompaları, 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. Şebekeyi oluşturan elemanların görevleri aşağıda özetlenmiştir.

1. Borular

Şebekenin ana ögesini oluştururlar. Beslenme boruları pompa istasyonları ve depoları birbirine bağlayan büyük çaplı borulardır. Ana dağıtım boruları, ana besleyicilerden ve depolardan aldıkları suyu tali dağıtım şebekesine veren borulardır. Sokak içi tali dağıtım boruları ise sadece döşendikleri sokaklara hizmet eden ve ana dağıtım borularına oranla küçük çaplı borulardır. Tüm tali dağıtım boruları ana borulardan ayrılamaz.

Şebekede borular genellikle malzeme cinsine göre sınıflandırılır. Dağıtım sisteminde kullanılan başlıca boru tipleri plastik, font, asbestli-çimento boru, çelik, düktil font, beton ve betonarme borulardır.

a. Font Borular

1. Korozyona karşı mukavemetleri yüksek ve ömürleri uzundur. Maden kömürü katranı ile kaplanmış boruların ömürleri 100 yıl veya daha fazladır.
2. Çelik borulara nazaran cidar kalınlıkları fazla ve elektrik geçirgenlikleri düşüktür.
3. Hafifliğinden dolayı nakliye maliyetleri düşüktür.
4. Boru kırılması patlama ile değil, çelik gibi çatlama şeklinde olur.
5. Darbe, çarpma ve eğilmeye karşı dayanıklıdır ve yüksek mekanik mukavemetlerinden dolayı, yüksek basınçlar için uygundur.

b. Çelik Borular

1. Maden kömürü katranı ile kaplanmış çelik boruların ömürleri 25-50 yıl kadardır.
2. Et kalınlıkları ince olduğu için hafif dolayısıyla nakilleri ve yerleştirilmeleri kolaydır.
3. Esnek oldukları için gevşek arazide de döşenebilirler.

4. Küçük çaplarda büyük yarı çaplı dönüşleri dirseklere ihtiyaç duyulmadan geçmek mümkündür.
5. Korozyona dayanımları, font borudan daha düşük olduğundan tecritlerinin çok iyi yapılması gerekir.
6. Boyları uzun olduğu için birleşim yerleri font borudan daha azdır.
7. Yüksek iç basınçlara en uygun borulardır, ancak boş iken dış basınçlara karşı zayıftırlar.

c. Plastik Borular

1. En çok PE, polietilen ve PVC, polivinil kloritten imal edilirler.
2. Pürüzlülük dereceleri çok azdır.
3. Hafif olup, nakli ve döşenmesi kolaydır.
4. Kimyasal maddelere karşı dayanıklı olduklarından tecrite gerek yoktur.
5. İletkenlikleri düşük olup dondan etkilenmezler (-40 ile +60°C arasında çalışırlar).
6. Suyu renk, koku ve tat vermezler.

d. Betonarme Borular

1. Çimentoya etki etmeyen her suda kullanılırlar, aksi takdirde tecrit edilmelidirler.
2. Genellikle 600mm'den büyük çaplarda imal edilirler.
3. Büyük dış basınçlara karşı dayanıklıdırlar.
4. Ağır olduklarından nakliye ve döşenmeleri zordur.
5. Su darbelerine karşı dayanıklıdırlar.
6. Faydalı uzunlukları 3.5 -5 m.
7. Ömürleri 75 yıl veya daha fazladır. [Çeçen,1973 ve Muslu, 1976,1980]

Şebeke için boru tipi seçilirken aşağıdaki faktörlerin dikkate alınması gerekir:

1. Satın alma bedelleri
2. Döviz ihtiyacı
3. Nakliye, yükleme, boşaltma, depolama ve istif bedeli

4. Hendek kazısı, dolgusu, boruların yerleştirilmesi
5. Boru ferşiyat ve tecrübesi
6. Özel parça ihtiyaçları
7. Tecrit ve korezyon problemleri
8. Bakım ve işletme masrafları
9. Amortisman süresi
10. Pürüzlülük ve yük kayıpları
11. İç basınçlara ve dış yüklere dayanma özelliği
12. Geçirimsizlik
13. Depreme karşı dayanma

2. Depolar

Su depolarının başlıca görevleri yangın olması halinde su teminini garantilemek, su tüketimindeki değişimleri dengelemek ve sistemde uzak bir kaynaktan su getiren bir elemanın temizliği veya bozulması ile tamiri arasında geçen sürede iletimin kesilmesi halinde su verilen bölgenin susuz kalmasını önlemektir. Ayrıca, sarfiyat artınca basıncın azalıp, tersi durumda da azalacağından, su basıncının belirli sınırlar içerisinde kalmasını sağlarlar. Şehre (İstanbul'da olduğu gibi) verilen su, ihtiyacı karşılamıyorsa hazneleri doldurup, kısa bir süre için de olsa şebekenin tüm noktalarını beslemek mümkündür. Kademeli şebekelerde, bazı depolar memba görevi de görebilirler. Pompalar, bir üst kademeyi buradan beslerler. Alt kademe deposu da arızalarda veya ekonomik bakımdan bir sakınca yoksa üst depodan beslenebilir. Depolar, pompalar gibi belli başlı elemanların kapasitelerinin kullanımında büyük çapta ekonomiklik sağlar. Eğer depo hacimleri yeterince büyük tutulursa, pompaj süresini azaltmak ve böylelikle enerji maliyetinde büyük kazanımlara yol açmak mümkündür. Bu görevleri yapabilmesi için su depoları hizmet ettikleri dağıtım sahalarına mümkün olduğu kadar yakın yerleştirilmelidir [Muslu, 1980].

Depoların sınıflandırılması çeşitli kriterlere göre yapılabilir:

- (a) Kullanış amacına göre; içme suyu veya yangın depoları
- (b) Yapım tekniğine göre; kargir, beton, betonarme depolar

(c)Zeminden yüksekliğe göre; gömme veya ayaklı depolar

3. Basınç Artırma Pompaları

Buster pompaları dağıtım şebekesinin herhangi bir borusunda veya kısmında basıncı yükseltmek için kullanılır. Bir anlamda buster pompaları basınç kırıcı tesislerin tam tersi işlemi yaparak debiyi değiştirmeden basıncı yükseltir.

4. Vanalar

Dağıtım şebekelerinde değişik amaçlar için değişik vanalar kullanılır. Bunların başlıcaları sürgü vanalar, kelebek vanalar, tek yönlü vanalar (çek valf) ve basınç kırıcı vanalardır.

Sürgü vanalar akım kontrolü amacıyla kullanılırlar. Genellikle kapatıldıkları zaman şebekenin ufak bir bölümünün hizmetten çıkarılarak tamir edilmesi mümkün olacak şekilde yerleştirilirler.

Kelebek vanalar su depoları çıkışlarında düzenleme veya kapatma vanaları olarak kullanılır. Bu tip vanalar halen çok kullanılmamakla beraber son yıllarda güvenilirliği ve verimliliği artması sonucu önem kazanmaya başlamıştır.

Tek yönlü vanalar akımın tek yönlü olmasını sağlayan vanalar olup terfi hatlarında kullanılmaktadır.

5. Yangın Muslukları

Yangın muslukları, yangınları söndürmek için yüksek miktarda su çekilebilmesini sağlayan sistemlerdir. Bu sistemler su borusundan başlayıp zemine veya zeminin üstüne çıkan bağlantılardan oluşmaktadır.

Yangın musluklarının yerleştirilme aralığı her musluğun hizmet edeceği alana bağlıdır. Bu alan ise basınç bölgesindeki nüfus yoğunluğuna, yangına karşı hassasiyete ve kullanılan yangın söndürme metoduna bağlıdır.

6. Servis Bağlantıları

Abone servis bağlantıları genellikle şebeke borusuna vidalon bir priz musluğu (kazboynu), kaldırma veya mülkiyet sınırına kadar uzanan bir bağlantı borusu, kaldırma vanası, bina içine giren bir servis borusu ve bir sayaçtan oluşmaktadır.

7. Debi Ölçümü

Sistemin projelendirme esaslarına uygun olarak işletilebilmesi ve gelecekteki tevsi projelerinin doğru ve planlı bir şekilde planlandırılıp, projelendirilmesi için sisteme giren ve çıkan suyun, sistemin birçok noktasında doğru olarak ölçülmesi gereklidir. Bu nedenle ana hatlar üzerinde, depolarda ve pompa istasyonlarında akım ölçüm gereçleri yerleştirmek gereklidir. Gelirlerin tahsili ve su kayıplarının tespiti için abonelere verilen su miktarlarının da ölçülmesi gereklidir.

3. HİDROLİK

3.1 Borularda Akım Denklemleri

Uzun ve üniform bir boruda sürtünmeden dolayı meydana gelen yük kayıpları ile akım hızı arasındaki ilişkiyi belirleyen çok sayıda denklem önerilmiştir. Bu denklemleri üç ana grupta toplamak mümkündür.

$$\text{Chezy denklemi} : V = C \sqrt{RJ} \quad (3.1)$$

$$\text{Üslü denklemler} : V = c R^x C^y \quad (3.2)$$

$$\text{Darcy-Weisbach denklemi} : V = \frac{1}{\sqrt{f}} 2g \sqrt{DJ} \quad (3.3)$$

Burada;

V = ortalama hız

R = hidrolik yarıçap (borular için $R = D/4$)

J = hidrolik eğim (birim uzunlukta yükseklik cinsinden yük kaybı)

D = boru çapı

C = ampirik Chezy katsayısı

c, x, y = ampirik katsayılar

f = Darcy-Weisbach sürtünme katsayısı

g = yerçekimi

Günümüzde su dağıtım sistemlerinin projelendirilmesinde en çok kullanılan denklemler Darcy-Weisbach denklemi ile üslü denklemlerden William-Hazen denklemdir.

a. Darcy-Weisbach Denklemi

Darcy-Weisbach denklemi, L uzunluğundaki bir boruda toplam yük kaybı, H, değerinin bulunması için aşağıdaki şekilde yazılabilir;

$$H = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (3.4)$$

Boyut analizi Darcy-Weisbach sürtünme katsayısı için,

$$f = f\left(R_e, \frac{k}{D}\right) \quad (3.5)$$

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

Moody diyagramı incelendiğinde sürtünme katsayısı borulardaki akımın Laminer veya Türbülanslı olmasına, ve Türbülanslı akımın hidrolik bakımından pürüzsüz veya pürüzlü olmasına göre değişik değerler alır (Çizelge 3.1). Türbülanslı akımlar boru cidarındaki pürüzlerin laminer sınır tabakasının içinde kalıp kalmamasına göre sırasıyla hidrolik açıdan pürüzsüz ve pürüzlü akımlar olarak tanımlanırlar.

Türbülanslı akım, pürüzlülük Reynolds katsayısı,

$$R_r = R_e \frac{k}{D} \sqrt{\frac{f}{8}} \quad (3.6)$$

değerine bağlı olarak aşağıda gösterildiği gibi sınıflandırılabilir;

$R_r < 3$	pürüzsüz akım
$3 < R_r < 60$	geçiş bölgesi
$60 < R_r$	pürüzlü akım

Su dağıtım sistemlerinin tasarımında göz önüne alınması gereken önemli bir husus cidar pürüzlülüğünün zamanla boru yaşı ile artmasıdır.

Çizelge 3.1 Akım tiplerine göre Darcy-Weisbach sürtünme katsayısını veren denklemler

Reynolds Sayısı, R_e	Pürüzlülük Reynolds Sayısı R_r	Akım Tipi ve Formül
< 2000		Laminer Akım $f = \frac{64}{R}$ veya $C' = \frac{\sqrt{R}}{8}$
2000 - 3000		Kritik Akım Akım Kararsız - Formül Yok
> 3000	< 3	Türbülanslı Pürüzsüz Akım $\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{R\sqrt{f}}{2.51}$ veya $C' = 2 \log \frac{R}{2.51C'}$ $\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.8 \log \frac{R}{6.8}$ veya $C' = 1.8 \log \frac{R}{6.8}$
> 3000	3 - 60	Türbülanslı Pürüzsüz Akım - Pürüzlü Akım Geçiş Bölgesi $\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{k}{3.7d} + \frac{2.51}{R\sqrt{f}} \right]$ veya $C' = -2 \log \left[\frac{k}{3.7d} + \frac{2.51C'}{R} \right]$
> 3000	> 60	Türbülanslı Pürüzlü Akım $\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{3.7d}{k}$ veya $C' = \frac{3.7d}{k}$

Colebrook ve White, astarlı pik borunun cidalarındaki pürüzlülüğün zamana göre artışını belirlemek için aşağıdaki denklemi geliştirmiştir:

$$k = k_0 + \alpha T \quad (3.7)$$

k = T sene sonra cidar pürüzlülüğü

k_0 = başlangıçtaki cidar pürüzlülüğü

α = pürüzlülüğün yıllık artış hızı

Pürüzlülüğün yıllık artış hızı ise aşağıdaki denklem ile verilmektedir.

$$\alpha = \frac{k - k_0}{T} = \frac{1.17D}{T} [\sqrt{f} - \sqrt{f_0}] \quad (3.8)$$

Denklemlerdeki f ve f_0 , yıllık yaşlanma süresinin başlangıcındaki ve sonundaki sürtünme katsayısıdır. Yukarıdaki denklemin kullanılabilmesi için deneysel verilere ihtiyaç vardır. Deneysel verilerin bulunmadığı durumlarda ise Colebrook ve White aşağıdaki denklemi önermişlerdir.

$$2 \log \alpha = 3.8 - \text{pH} \quad (3.9)$$

α = pürüzlülük artış hızı, (inç / yıl)

pH = sudaki hidrojen iyonu konsantrasyonu

Pürüzlülükteki zamanla artışın debi üzerindeki etkisi ise aşağıdaki denklemle ifade edilebilir.

$$\frac{Q}{Q_0} = -\frac{1}{\sqrt{f_0}} \log \left[\frac{T\alpha}{3.7D} + 10^{-1/2} \sqrt{f_0} \right] \quad (3.10)$$

Q = T yıl sonundaki debi

Q_0 = Başlangıçtaki debi

Pürüzlülük artışıyla ilgili diğer bir bağıntı da Langelier doyma endeksini içermektedir.

$$\text{Log} \frac{\alpha}{0.002} = \frac{-I}{2.6} \quad (3.11)$$

I, Langelier endeksi olup aşağıdaki şekilde ifade edilebilir.

$$I = \text{pH} + \log(\text{kalsiyum}) + \log(\text{alkalilik}) - K - 9.3 \quad (3.12)$$

Burada; sudaki kalsiyum miktarı ve alkalilik p.p.m (milyon da bir mg/lt) cinsinden ifade edilir. K ise sıcaklık ve toplam erimiş katı madde miktarına bağlı 1.86 ile 2.93 arasında değişen katsayıdır.

b) William - Hazen Denklemi

Yapılan araştırmalarla, ampirik formüllerin aksayan bir çok yönleri ortaya çıkarılmış ise de basit ve pratik olması açısından boru şebekelerinin projelendirilmesinde yük kayıplarının bulunmasında çoğunlukla William - Hazen denklemleri kullanılmaktadır. William - Hazen denklemi aşağıdaki gibi yazılabilir :

$$Q = 0.279 \text{ CWH} D^{2.63} J^{0.54} \quad (3.13)$$

Q = debi, m³ / sn

D = boru çapı, m

J = hidrolik eğim

CWH = William-Hazen katsayısıdır.

3.1.1 Akım Denkleminin Seçimi

Su dağıtım sistemlerinin tasarımında borulardaki yük kayıpları genellikle Darcy-Weisbach veya William-Hazen denklemi kullanılarak bulunmaktadır. Darcy - Weisbach denklemi debi cinsinden,

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} 2g \frac{1}{\sqrt{f}} \sqrt{DJ} = \frac{\pi g}{2} \frac{1}{\sqrt{f}} D^{2.5} J^{0.5} \quad (3.14)$$

William-Hazen denklemine benzer şekilde yazılabilir:

Bu iki denklem arasındaki önemli fark, Darcy-Weisbach denkleminde sürtünme katsayısının, akım şartları (Reynolds sayısı) ve boru geometrik özelliklerine (k/d) bağımlı bir katsayı, William-Hazen denklemindeki ampirik katsayı ise sadece boru geometrik özelliklerine (boru cinsi) bağımlı bir katsayı olarak tanımlanır. Bu nedenle Darcy-Weisbach denklemi bütün akım şartları için, William-Hazen denklemi ise ancak, CWH değerlerinin elde edildiği sınırlı sayıdaki akım şartları için geçerlidir.

Darcy-Weisbach formülünün çok güvenilir olmasına karşın William-Hazen denkleminin hala yaygın bir şekilde kullanılmasının nedeni basit oluşudur.

3.2 Vanalardaki Akım Denklemleri

Vanalarda debi-yük kaybı ilişkisi,

$$Q = C_d H_L^{1/2} \quad (3.15)$$

şeklinde ifade edilebilir. Burada, Q vanadan geçen debi, H_L , vanada meydana gelen yük kaybı, C_d ise vana çapı ve açıklık oranına bağlı bir katsayıdır. Su dağıtım sistemlerinde vana açıklıkları değiştirilerek yük kayıpları belirli değerlere ulaşılabilir, ve dolayısıyla sistemdeki akım şartları istenildiği şekilde kontrol edilebilir.

3.3 Yersel Yük Kayıpları

Su dağıtım sistemlerinde meydana gelen tali yük kayıpları genellikle,

$$H_L = \xi \frac{V^2}{2g} \quad (3.16)$$

şeklinde ifade edilir. Daha basit bir yaklaşımla yersel yük kayıpları eşdeğer boru uzunluğu cinsinden L / D şeklinde ifade edilebilir. Burada, L , yersel yük kaybı ile aynı değerde sürtünme kaybı getiren boru uzunluğudur. Şebeke hidrolik çözüm ve

tasarımlarında yersel tali kayıpların, eşdeğer borudaki sürtünme kavınları şeklinde ifade edilmesi büyük kolaylıklar sağlar.

3.4 Pompalarda Akım Denklemleri

Pompalardaki yük-debi ilişkisi, pompa karakteristik eğrileri ile belirtilir. Pompa karakteristik eğrileri,

$$H = a_0 + a_1 Q + a_2 Q^2 \quad (3.17)$$

veya

$$Q = b_0 + b_1 H^{b_2} \quad (3.18)$$

şeklinde ifade edilebilir. Bu denklemlerde a_0, a_1, a_2 ve b_0, b_1, b_2 katsayıları pompa karakteristik eğrisinden “En Küçük Kareler Yöntemi” kullanılarak bulunabilir.

4. SU DAĞITIM ŞEBEKELERİNİN TASARIMI

Bir su temin ve dağıtım sisteminin planlaması, sistemin temel yapısının ve oluşumunun belirlenmesidir; hangi kaynaklar kullanılacak, hangi önceliklerde su arıtma tesisleri ve ana boruların yerlerinin seçimleri yapılacak, hangi ana hatlar dahilinde ana sistem geliştirilecek gibi. Tasarımı (dizaynı), sistemin tüm eleman boyutlarının seçilmesi işlemidir. Sistemin işletiminde ise, zamanla değişen (mevsimlik, aylık, haftalık, günlük, saatlik) su ihtiyaçlarına göre, tasarım şartlarındaki kontrol elemanlarının (pompa ve vanalar gibi) ve sistemin işletiminin nasıl olacağı belirlenir. Mühendisin amacı, işletim tedbirleriyle birlikte en iyi planlı tasarımı oluşturmaktadır.

4.1 Şebeke Tasarım Kriterleri

İyi planlanmış bir dağıtım şebekesinin suyu yeterli miktarda, istenilen basınçta ve kullanılabilir kalitede tüketiciye ulaştırması gerekir. Şebeke planlamasında kaynakların durumu, topoğrafya, şehrin gelecekteki gelişmesi ve maliyet göz önüne alınacak en önemli unsurlardır. Her şehir için değişen bu unsurlara ilaveten tüm şebekelerin tasarımında ortak olan proje kriterleri de vardır. Bu kriterlerin başlıcaları şunlardır:

1. Su tüketim miktarı
2. Su tüketimin aylık, günlük, saatlik değişimleri
3. Şebekedeki maksimum ve minimum basınçlar
4. Depo kapasiteleri
5. Borularda hız limitleri.

4.1.1 Su Tüketim Miktarı

Su tüketim miktarı, içme suyu ve kanalizasyon projelerinin boyutlandırılmasında kullanılan ana unsurdur. Ancak Türkiye’de ve dünyada, nüfus başına tüketilen su miktarı değişik şehirlerde farklılıklar göstermektedir.

Su tüketimini etkileyen faktörler, nüfus, iklim, hayat standartı, suyun fiyatı, sosyo-ekonomik yapı, su ölçümü, işletme basıncı, su kalitesi, suyun bolluğu, kanalizasyon sisteminin bulunup bulunmaması ve işletme politikasıdır.

Evsel, kamu, ticari ve endüstriyel kullanımına ek olarak yangın suyu ihtiyacı ve su kayıplarının toplamı şehrin toplam su ihtiyacını meydana getirir.

Çizelge 4.1 İller Bankası'na Göre Yangın Debileri

<u>Şehrin Nüfusu</u>	<u>Ana Boru (lt/sn)</u>	<u>Esas Boru (lt/sn)</u>	<u>Tali Boru (lt/sn)</u>	<u>Yangın Adedi</u>	<u>Yangın Süresi (Saat)</u>	<u>Su İhtiyacı (m³)</u>
< 10000	5	5	5	1	2	36
10000-50000	10	5	2.5	2	2	72
>50000	20	10	5	2	5	360

4.1.2 Su Tüketiminin Aylık Günlük ve Saatlik Değişimleri

Su kullanımı gün içinde saatler, ay içinde günler ve yıl içinde aylar boyunca değişiklikler gösterir. Bu değişiklikler iklim şartlarına, yerleşim bölgesinin büyüklüğü ve sosyo-ekonomik yapısına bağlıdır. Su ihtiyacındaki saatlik, günlük ve aylık değişimler ortalama ihtiyaca oranlanarak “pik faktörler” ile ifade edilir.

Bir şehrin su temin sisteminin planlanması için su ihtiyacının aylık, günlük, saatlik değişimlerinin bilinmesi gerekir. Bu değişimlerin değerleri yapılan arazi ölçmeleri ile ve su satış kayıtlarının analizi ile tespit edilebilir. Ancak tespit edilen değişimlerin, literatürdeki çalışmalardan da yararlanılarak proje hedef yıllarına uzatılması gerekir.

4.1.3. Basınçlar

Dağıtım şebekesinin basınç bölgeleri, depoların yeri ile yüksekliğine, daha doğrusu topografyaya göre tespit edilir. Genellikle dağıtım şebekesinden sağlanması

gereken minumum basınçlar her servis bölgesi için gerekli akım ve bina yüksekliklerine göre bulunur. Basınç bölgelerinin seçiminde dikkat edilmesi gereken en önemli nokta hizmeti aksatmadan ve yeteri kadar su sağlayacak şekilde sistemdeki basınçların mümkün olduğu kadar küçük tutulmasıdır. Zira suyun çıkış ve buna benzer çıkış delikleri ile borulardaki sızıntı noktaları ve tesisatın hatalı kısım ve noktalarında akışı bir orifisten çıkan su akımına benzemekte ve yüksek basınçlar musluklardan suyun hızlı akmasına, sistemdeki sızıntıların artmasına ve bu nedenden dolayı israfın ve sistem kayıplarının artmasına yol açmaktadır.

Türkiye'deki uygulamalarda İller Bankası İçme Suyu Talimatnamesi'ne göre küçük şehirler için şebekenin her noktasında, en aşağı 20mss, nüfusu 10.000'den büyük şehirler için en aşağı 30 mss işletme basıncı istemektedir.

4.1.4 Depo Kapasiteleri

Depo kapasiteleri genellikle üç amaca hizmet eder. Bunlar, su ihtiyacındaki değişimleri dengeleme, tamir, arıza ve benzeri durumlarda hizmetin aksamaması ve yangın durumunda su teminidir. Depo dengeleme hacmi gün içinde meydana gelebilecek talep değişimlerini karşılamalıdır. Bu hacim isale kapasitesi ile ele alınmalıdır. Şayet isale kapasitesi maksimum saatlik ihtiyacı karşılayacak şekilde ise denge hacmine ihtiyaç olmaz. Ancak gerek pompajlı, gerekse de cazibeli isalelerde maksimum saatlik kapasitelerin gerçekleştirilmesi ekonomik olmayacağından , bu sistemler genellikle maksimum günlük ihtiyaca göre projelendirilerek maksimum saatlik ihtiyaçlar sırasında depoların dengeleme hacminden yararlanır. Acil ihtiyaç hacmi ise, kaynaklardan şehre su temin eden pompalarda, isale hatlarında, tasfiye tesislerinde, ana beslenme hatlarında meydana gelebilecek arızalar karşısında servisin aksamaması açısından gereklidir. Şebekede genellikle minumum su tüketildiği saatlerde yapılacak normal bakım süresi için de bir acil ihtiyaç hacmi düşünülmelidir. Acil ihtiyaç hacmi, bakım ve onarım süresine bağlı olarak tayin edilmelidir. Yangın için depolanacak suyun miktarı, önerilen yangın debilerine, sürelerine ve şehirde aynı anda meydana gelebileceği varsayılan yangın sayısına bağlıdır.

Yukarıda bahsedilen depo kapasitesi kriterleri gömme depo içindir. Ayaklı depolar, gömme depolardan daha pahalı oldukları için aynı kriterlere göre projelendirilemezler. Ayaklı depolardaki kapasite yalnızca dengeleme hacmi göz önünde bulundurularak yapılır. Depo kapasitelerini en uygun biçimde seçebilmek için depo maliyetleri ile pompaj enerji masraflarını içeren ekonomik karşılaştırma yapılması gerekir.

Depo kapasitelerinin mümkün mertebe büyük tutulması açıkça tercih edilen bir nokta olmakla birlikte sorun aynı zamanda ekonomiktir.

4.1.5 Borularda Kapasite ve Hız

Beslenme ve dağıtım sisteminde boruların kapasitesi, evsel, endüstriyel ve diğer normal su ihtiyaçları ile yangın söndürme için gereken su ihtiyacına bağlıdır. Maksimum saatlik ihtiyaçlar şebeke borularında en yüksek akım değerleri yaratmaktadır. Ancak maksimum saatlik akımlar sırasında borulara yangın debileri de ilave edildiğinde, boru çapları büyümekte ve ekonomik olmamaktadır. Maksimum saatlik debiye proje süresinin sonlarına doğru ve yılın belirli günlerinde ihtiyaç duyulacağı düşünüldüğünde boru kapasitelerinde kullanılacak debi (maksimum günlük debi + yangın debisi) ile maksimum saatlik debinin karşılaştırılması sonucunda bulunan en büyük değer olarak alınmalıdır. Borularda tavsiye edilen hız değerleri 0.5-1.5 m/sn arasındadır [Muslu, 1980].

4.2 Tasarım Probleminin Tanımı

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

i) N düğüm noktasından şebekeye girecek ve şebekeden çekilecek debiler Q_j ($j=1,...,N$) belirlenir. Evsel, kamu ve endüstriyel su kullanımının zaman boyunca

değişimi belirlenerek $Q_i = Q_i(t)$, her düğüm noktasındaki en büyük $Q_{\max}$ ve $Q_{\min}$ debileri bulunur.

ii) N düğüm noktasındaki hidrolik yük için $H_{j\min}$ alt ve üst $H_{j\max}$ sınırlar belirlenir.

iii) Elemanlarda sağlanması istenilen akım şartları, örneğin; borulardaki hızın alt $V_{i\min}$ ve üst $V_{i\max}$ sınırları seçilir ($i=1, \dots, T$).

Tasarımın ikinci aşamasında ise;

A) Düğüm noktalarında ve elemanlarda yukarıda belirlenen kısıtları yerine getirecek

B) Aşağıdaki hidrolik şartları (Denklemler 4.1, 4.2, 4.3) sağlayacak T elemanın fiziksel ve geometrik özellikleri bulunur.

N: düğüm noktası sayısı

T: eleman sayısı (boru, vana, pompa)

E: basıncın, sabit bir depo su seviyesi ile belirlendiği kabul edilen düğüm noktası sayısıdır.

Bilinmeyenler:

i) M eleman debisi

ii) E düğüm noktası debisi

iii) N-E düğüm noktasındaki hidrolik yük.

Çözüme başlarken dikkat edilecek husus, düğüm noktalarında basınç veya debiden birinin bilinmeyen olması gerektiğidir. Düğüm noktasında basınç bilinmiyorsa, o noktadan şebekeye giren (veya şebekeden çıkan) debi, çözümünden önce belirsizdir. Düğüm noktasından çekilmek istenen debi belirtildiği zaman o noktadaki basınç bilinmeyendir.

Toplam $T+E+(N-E)=T+N$ bilinmeyeninin çözümü için N düğüm noktasındaki süreklilik şartları;

$$\sum q + Q = 0 \quad (4.1)$$

$\sum q$: düğüm noktasına bağlı eleman debilerinin cebirsel toplamı

Q : düğüm noktasından şebekeye giren veya şebekeden çekilen debi olup, düğüm noktasına giren debiler artı, çekilen debiler ise eksi işaretli olarak tanımlanır.

Denklem (4.1) N adet lineer denklemden oluşan bir denklem takımıdır.

$$q = q(h) \text{ veya } h = h(q) \quad (4.2)$$

M elemandaki debi (q), yük kaybı (h) ilişkileri toplam $T+N$ denklem oluşturur.

Elemanlardaki debi-yük kaybı ilişkisi (Denklem 4.2);

Borular için: William-Hazen, Darcy-Weisbach veya Manning formüllerinden biri ile,

Pompalar için: pompa karakteristik eğrisi,

Vanalar için: vana karakteristik eğrisi ile ifade edilir.

Denklem (4.2), M (eleman sayısı) adet lineer olmayan denklemden oluşan bir denklem takımıdır. N düğüm noktası ve T elemandan oluşan bir şebekede $L=T-N+1$ adet göz vardır. Hidrolik yük bilinen E düğüm noktasından birisi, diğer $E-1$ noktadan her biri ile hayali bir boru ile birleştirilerek $E-1$ adet ilave göz oluşturulursa, toplam göz sayısı, K , $K=T+E-N$ olur. Her düğüm noktasında bir tek hidrolik yük tanımlandığından, her kapalı göz içinde belirli bir yön takip edilirse (saat yönü) eleman yük kayıplarının cebirsel toplamı sıfıra eşit olmalıdır.

$$\sum_{\text{göz}} h = 0 \quad (4.3)$$

Kapalı göz denklemi (4.3), temel denklemlere (denklem 4.1 ve 4.2' ye) ek olarak, su şebekelerinde sağlanması gereken diğer bir hidrolik kısıttır.

$$Q_j = Q_{jmin} \text{ ve } Q_j = Q_{jmax} \quad (4.4)$$

için ayrı ayrı

$$H_{jmin} < H_j < H_{jmax} \quad (j=1,...N) \quad (j = 1, ..., N) \quad (4.5)$$

$$V_{imin} < V_i < V_{imax} \quad (i=1,...P) \quad (i = 1, ..., P) \quad (4.6)$$

$$F_j = \sum f(H_i - H_j) + Q_j = 0 \quad (4.7)$$

$$G_k = \sum_{i \in k} h_i = 0 \quad (k = 1, ..., K) \quad (4.8)$$

$$q_i = f(H_j - H_i) \quad (4.9)$$

ifadeler elde edebiliriz.

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

4.3 Tasarım ve İşletim Şartları

Tasarım ve işletim şartlarını aşağıdaki gibi özetleyebiliriz;

- a) Bütün ihtiyaçlar karşılanmalı
- b) Bütün noktalarda basınçlar istenilen sınırlar içerisinde olmalı (ortalama, azami, yangın debisi ve diğer durumlar altında bile).
- c) Her düğüm noktası en az iki boruyu bağlamalı (emniyet ve ölü nokta oluşmaması için).

Ayrıca şu fiziksel kaideler de sağlanmalıdır:

- a) Piyezometre çizgisinin şebekede herhangi bir hat boyunca sürekliliği,
- b) Borular, pompalar ve diğer hidrolik elemanlardaki yük kayıplarının karşılanması.

Bu konuda göz önünde tutulacak diğer hususlar ise:

1. Boru çapları kabul edilebilir olmalı (Ağ sistemlerde boru çapı en az 100 mm olmalı),
2. Borulardaki basınçlar negatif olmamalı,
3. Depo tasarım ve boyutları gerçekçi olmalı.

şeklinde sıralayabiliriz.

4.4 Tasarım ve İşletimin Amaçları

Maliyet ve emniyet göz önüne alınarak, su dağıtım şebekelerinin tasarım ve işletim amaçlarını aşağıdaki gibi özetleyebiliriz;

- I. Esas amaç, yatırım, işletim ve bakım (life-cycle) maliyetlerini, seçilen proje ömründe minimum yapmak,
- II. İkinci amaç ise, bir çok amacı içeren, hizmet kalitesini artırmak,

Hizmet kalitesinin amaçları ise;

- a) İhtiyaçların güvenli karşılanması,
- b) Minimum basınçlar,
- c) Acil ihtiyaçlar (yangın debisi gibi),

şeklindedir.

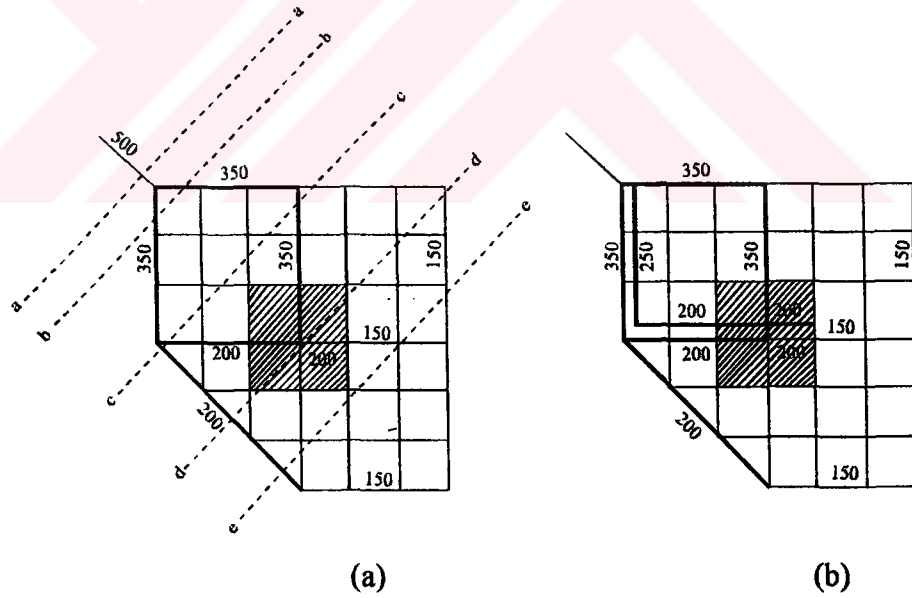
Emniyet bir çok bileşenden oluşan çok karmaşık bir kavramdır. Optimizasyon modelleri, emniyet hesaplarını kısıtlar şeklinde içerir. Örneğin; göz sistemi gerekliliği, pompa ihtiyacı veya depoların boyutlandırılması gibi.

Bütün optimizasyon modellerinin amacı servis kalitesi kriterlerini kısıt olarak kabul edip, maliyeti minimum yapmaktır.

4.5 Şebeke Tasarım Metodları

4.5.1 Kesit Metodu

Kesit metodu, su dağıtma sistemlerinin yaklaşık ve çabuk çözümü için geliştirilmiş bir methodur. Bu metod için uygulanacak işler aşağıda sıralanmıştır.



Şekil 4.1 Kesit metoduna göre hesaplanan şebeke planı [Muslu, 1980]

a) Mevcut Sistem.

b) Tavsiye Edilen Sistem.

1) Şebeke, seri çizgilerle çizilir. Bu kesitlerin doğru çizgi olması veya belirli aralıklarla geçirilmesi zorunlu değildir. Ancak kesitler seçilirken boru çaplarının ve bölge özelliklerinin değişmesi göz önüne alınır. İlk kesitleri genel akım yönünde, yani ana borudan şehrin merkezine çizilen bir çizgiye dik olarak seçmek uygun olur. Daha sonra alınacak kesitler diğer bazı kritik doğrultulardan geçirilebilir (Şekil 4.1' deki gibi yatay ve düşey olarak). Eğer birden fazla sayıda ana boru varsa, her birinden gelen akımı kesecek biçimde kesitler eğri şeklini alabilir.

2) Her bir kesitin ötesinde kalan alanlara dağıtılması gereken su miktarı bulunur. Sarfiyat tahminleri nüfus kesafeti (yoğunluğu) ve bölgenin; yerleşimine, ticaret ve endüstri bölgesi olup olmadığına dayanır.

3) Kesilen borular boyunca her bir kesitte, su dağıtma anının kapasitesi bulunur. Bunun için ;

- a) Kesilen her çapta borunun sayısı çıkarılır. Yalnızca incelenen genel akış yönünde su ileten borular sayılır.
- b) Mevcut ortalama eğim veya sürtünme direnci belirlenir. Ortalama hidrolik eğim sistemde basınç ve akış hızı sınırlarına bağlıdır. Hidrolik eğim genel olarak 0.001 ile 0.003 arasında olup, hızlar ise 0.6 ile $1.5 \approx 2$ m/sn arasında değerler almaktadır.

4) Mevcut veya istenen hidrolik eğime dayanarak, mevcut boruların kapasitesi belirlenip, toplanır ve toplam kapasite elde edilir.

5) Gerekli olan kapasite ile mevcut kapasite arasındaki farktan sistemin açığı hesaplanır.

6) Mevcut veya istenen hidrolik eğime dayanarak, bu açığı kapatmak için sisteme eklenecek borular seçilir. Ayrıca küçük çaplı borular da kullanılabilir.

7) Takviye edilmiş sisteme eşdeğer boru çapı belirlenir ve sistemdeki akım hızı hesaplanır. Gerekirse, hidrolik eğim azaltılarak hız düşürülür.

8) Önemli yerlerde, işletme basıncı kontrol edilir.

4.5.2 Eşdeğer Boru Metodu :

Bu metotta, birçok borudan meydana gelen karışık bir sistem, buna eşdeğer bir boruya dönüştürülür. Debi, çap ve yük kaybı için kabul edilen değerler ne olursa olsun, hesaplanan eşdeğer boru, yerini aldığı göz ile hidrolik bakımdan eşdeğer olacaktır.

Bu metodun temel ilkesi, ekonomik bir tasarımda şebekenin her gözünü oluşturan boruların toplam eşdeğer boru uzunluğu minimum olmalıdır. Bu kriterlerin sağlanabilmesi için şebekenin her gözünde ;

Le_i , k numaralı göz içindeki i numaralı elemanın belirli bir pürüzlülük katsayısı, C ve d_e çaptaki, boru cinsinden eşdeğer uzunluğu ve q_i , i numaralı elemandaki debi olmak üzere,

$$H_k = \sum_{i \in k} \frac{Le_i}{q_i} = 0 \quad k = 1, \dots, K \quad (4.10)$$

şartının gerçekleşmesi gerekmektedir. William-Hazen formülünü kullanırsak, eşdeğer boru uzunluğu yük kaybı, h_i ve debi, q_i cinsinden

$$Le_i = \frac{h_i}{M} q_i^{-1.85} \quad (4.11)$$

şeklinde ifade edilir. Burada M, seçilen eşdeğer borunun pürüzlülük ve çapına bağlı sabit bir değerdir.

$$M = (0.279 \times C_e)^{-1.85} d_e^{-4.87} \quad (4.12)$$

Şebekenin her gözünde toplam eşdeğer boru uzunluğunu minimum yapabilmek için:

1. Düğüm debileri, $Q_j = Q_{j\max}$ ve düğüm noktasındaki hidrolik yükler, H_j , $H_{j\min} < H_j < H_{j\max}$ olacak şekilde seçilir. Seçilen hidrolik yükler yardımıyla eleman yük kayıpları, h_i bulunur.

2. Bulunan eleman yük kayıpları kullanılarak denklem 4.10 ve 4.11'den eleman debileri cinsinden ifade edilir :

$$H_k = \sum_{i \in k} H_i(q_i) = 0 \quad k = 1, \dots, K \quad (4.13)$$

3. P adet eleman debisi K adet "göz debisi" cinsinden;

$$q_i = \bar{q}_i + \sum_{j \in i} Q_j \quad i=1, \dots, T \quad (4.14)$$

şeklinde ifade edilir.

$\bar{q}_i$: Sadece düğüm noktası süreklilik şartını sağlayacak şekilde seçilen eleman düğüm debileri. Bir eleman iki ayrı gözün ortak elemanı olabileceğinden, $\bar{q}_i$ iki ayrı göz debisinin toplamı ile elde edilebilir.

Q_j : Düğüm noktası süreklilik şartına ilaveten (4.13) denkleminin sağlanabilmesi için elemanın yer aldığı j indisli gözdeki "göz debisi" dir.

O halde, denklem (4.13), K bilinmeyenli (Q_j , $j=1, \dots, K$) K adet denklem haline dönüştürülebilir.

$$H_k = \sum H_i(\bar{q}_i + \sum_{j \in i} Q_j) = 0 \quad k=1, \dots, K \quad (4.15)$$

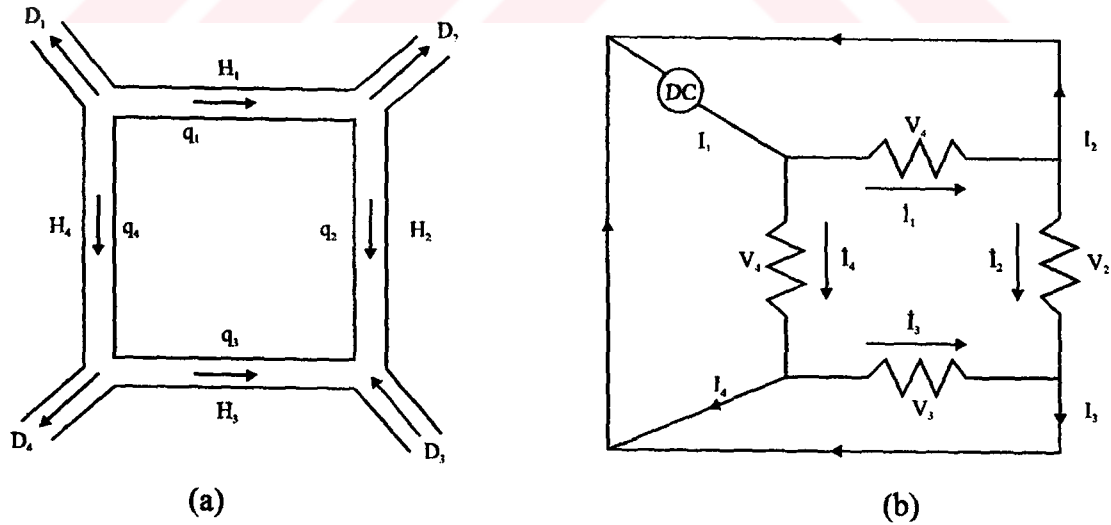
4. Bu denklem takımı Hardy Cross gibi ardışık yaklaşım metodları kullanılarak çözülür ve eleman debileri q_i ($i=1, \dots, T$) bulunur.

5. Eleman debileri, q_i ve yük kayıpları, h_i kullanılarak elemanların fiziksel ve geometrik özellikleri bulunur. Örneğin borular için William-Hazen formülü ile q_i , h_i ve L_i boru gerçek uzunluğu kullanılarak C_i pürüzlülük katsayısı ve d_i çapı $V_{i \min} < V_i < V_{i \max}$ kısıtını sağlayacak şekilde bulunur.

6. Tasarımı yapılan şebekenin düğüm noktalarındaki debiler $Q_j = Q_{j \min}$ seçilerek herhangi bir hidrolik çözüm metodu kullanılarak çözülür ve hidrolik tasarım kriterleri kontrol edilir.

4.5.3 Elektrik Analog Metodları

Su şebekelerindeki hidrolik şartlar ile elektrik devrelerindeki elektronik şartların benzeşiminden dolayı modeller geliştirilmiştir. Geliştirilen ilk elektrik analog model lineer dirençlerden kurulu bir elektrik devresidir. 1950' de McIlroy lineer olmayan fluistor adı verilen dirençler kullanarak farklı bir elektrik model oluşturmuştur. Dinamik benzeşim, elektrik devresinde kullanılan dirençlerin lineer olup olmamalarına bağlı olarak değişik metodlarla gerçekleştirilir.



Şekil 4.2 Hidrolik şebeke ile elektrik şebekelerin geometrik benzeşimi;

a) Hidrolik şebeke,

b) Elektrik devresi [Sevük ve Altınbilek, 1977].

Su şebekeleri ile elektrik devrelerinin benzeşimleri, Şekil 4.1’de gösterilip, Çizelge 4.2’ de özetlenmiştir.

Çizelge 4.2 Hidrolik-Elektrik Benzeşimi

SU ŞEBEKESİ	ELEKTRİK DEVRESİ
KİNEMATİK BENZEŞİM	
$\Sigma q_{\text{düğüm}} + Q = 0$ $\Sigma_{\text{göz}} h = 0$	$\Sigma i + I = 0$ (I.Kirchoff Kanunu) $\Sigma_{\text{göz}} V = 0$ (II. Kirchoff Kanunu)
DİNAMİK BENZEŞİM	
$q = q(h)$ veya $h = h(q)$	$V = v(i)$
ANALOG DEĞİŞKENLER	
Q = Düğüm noktasından çekilen veya giren debi. q = Eleman debisi. H = Eleman yük kaybı.	I = Düğüm noktasından çekilen veya giren akım şiddeti. i = Elemandaki akım şiddeti. V = Elemandaki voltaj düşümü.
ANALOG BENZEŞİMLER	
$-q_1 - q_4 + Q_1 = 0$ $-q_3 + q_4 - Q_4 = 0$ $q_2 + q_3 - Q_3 = 0$ $q_1 - q_2 - Q_2 = 0$ $H_1 + H_2 - H_3 - H_4 = 0$ $H_j = f(q_j) \quad j = 1, \dots, 4$	$-\dot{I}_1 - \dot{I}_4 + I_1 = 0$ $-\dot{I}_3 + \dot{I}_4 - I_4 = 0$ $\dot{I}_2 + \dot{I}_3 - I_3 = 0$ $\dot{I}_1 - \dot{I}_2 - I_2 = 0$ $V_1 + V_2 - V_3 - V_4 = 0$ $V_j = g(\dot{I}_j) \quad j = 1, \dots, 4$

Çözümlerin çok çabuk elde edilmesinden dolayı elektrik modeller ayrıca, pompa istasyonlarının karakteristiklerini göz önüne almak ve su dağıtma haznelerindeki su seviyelerinin dalgalanmalarını önceden tahmin etmek için çok kullanışlıdır [Muslu, 1980].

4.5.4 Ölü Noktalar Metodu

Ülkemizde yürürlükte olan “İller Bankası İçme Suyu Talimatnamesi” nde öngörülen bu metotda, suyun şebekeden sadece belirli düğüm noktalarından değil, bütün borular boyunca çekildiği kabul edilir. Bu kabul ile çift uçtan beslenen bir borunun seçilen belirli bir noktasında, ki bu noktaya ölü nokta denir, debinin sıfır olduğu, debinin bu noktaya ulaşmaya kadar tamamen dağıtıldığı varsayılır. Kapalı gözlerden oluşan bir su şebekesi, seçilen ölü noktalar yardımıyla esas ve tali borulardan, hidrolik çözümü daha kolay olan bir dal şebeke haline dönüştürülür. Ölü noktaların seçilmesi sırasında suyun en kısa yoldan dağıtılması esas göz önünde bulundurulur. Boruların geçtiği sokaklar, nüfus yoğunluğu ve su sarfıyatı bakımından önem derecelerine göre sınıflara ayrılır ve her biri için kesafet (yoğunluk) katsayısı belirlenir.

Ölü noktalar metodu ile tasarım için şu işlemler gerçekleştirilir:

1. Tüm şebekeden çekilecek maksimum debi bulunur ki, şebeke sarfıyatı iletim debisinin 1.5 katı alınarak hesap yapılır.

$$Q_{\text{şebeke}} = 1.5Q_{\text{iletim}} \quad (4.16)$$

2. Boruların geçtiği yollar boyunca su kullanım oranlarını belirleyen “kesafet katsayıları” (k_i) seçilir. Borular gerçek uzunlukları (L_i), kesafet katsayıları ile çarpılarak izafi uzunluklar (L'_i) bulunur.

$$L'_i = k_i L_i \quad (i = 1, \dots, T) \quad (4.17)$$

Kesafet katsayıları 0 ile 2 arasında değişir. Ana boruda (depodaki suyu şebekeye ileten boru) $k = 0$ ’ dır.

3. Şebekeden çekilecek debi ($Q_{\text{şebeke}}$), izafi uzunluklar toplamına bölünerek birim uzunluktan çekilen debi, q , bulunur:

$$q = \frac{Q_{\text{bebeke}}}{P \sum_{i=1}^{L'_i}} (lt / sn / m) \quad (4.18)$$

Eğer gelecekte herhangi bir gereksinimi karşılamak üzere bir uç sarfiyat bırakılması isteniyorsa ve bu uç sarfiyet iletim debisi içinde mevcutsa, birim debi hesabında,

$$q = \frac{Q_{\text{bebeke}} - Q_{\text{uç}}}{P \sum_{i=1}^{L'_i}} \quad (4.19)$$

bağıntısı kullanılır. Hesap yapılırken sadece bu uç sarfiyat debisini istenilen noktaya kadar taşıyacak borular, bu uç debiyi de geçirecek çapta hesap edilir.

4. Birim izafi uzunluktan çekilen debi ile, boru izafi uzunlukları ayrı ayrı çarpılarak her bir boru boyunca dağıtılan toplam debi, Q_i

$$Q_i = q \times L'_i \quad (4.20)$$

bulunur.

5. Şebekede, seçilen ölü noktalardan başlayarak borulardaki akımın ters yönünde hareketle, borular boyunca şebekeden çekilen debiler toplanarak, her bir borunun başındaki ($Q_{\text{baş}}$) ve ucundaki ($Q_{\text{uç}}$) debileri hesaplanır. Baş debisi ile uç debisi arasındaki fark, boru boyunca şebekeden çekilen debiye eşit olup boru boyunca debi sabit değildir.

$$Q_{\text{şebeke}} = Q_{\text{baş}} - Q_{\text{uç}} \quad (4.21)$$

6. Dolayısıyla, yük kayıpları hesaplarında kullanılmak üzere ortalama bir debi;

$$Q_o = Q_{\text{uç}} + K q L'_i \quad (4.22)$$

bağıntısı ile hesaplanır. Burada K bir katsayıdır. Borunun bir uç debisi olduğuna ve olmadığına göre iki durum söz konusudur ;

a) $Q_{uç} = 0$ ise, her bir boru boyunca çekilen toplam debi Q_i 'nin, borunun uzunluğu boyunca üniform olarak dağıtılıp bitirildiği düşünülürse, borunun başından itibaren x uzunluğu boyunca dağıtılan debi, $(Q_i / L) x$ olup, bu noktadaki mevcut debi, $Q_i (1-x) / L$ olur. Yük kayıplarının hesaplarında,

$$J = k Q^2 \quad (4.23)$$

şeklindeki Strickler formülü kullanılırsa, x uzaklıktaki bir noktada hidrolik eğim,

$$J = \frac{dH}{dx} = k \left[\frac{Q_i (1-x)}{L} \right]^2 \quad (4.24)$$

ve x uzunluğu boyunca yük kaybı;

$$H_k = k Q_i^2 \int_0^x \left(1 - \frac{x}{L} \right)^2 dx = -\frac{k Q_i^2}{3 L^2} \left[(1-x)^3 - L^3 \right] \quad (4.25)$$

olur. Uzunluğundaki boruda meydana gelen toplam yük kaybı ise;

$$\Delta H_k = \frac{k}{3} Q_i^2 L \quad (4.26)$$

bulunur. Yani şebeke debisi hiç dağıtılmadan iletildiği takdirde, meydana gelen yük kaybının üçte biri kadar bir kayıp oluşmaktadır.

Yük kayıpları hesaplarında kullanılan ortalama debi Q_e ise, d çaplı boruda meydana gelen yük kayıpları (4.26) denkleminde eşitlenirse,

$$k Q_e^2 L = \frac{k}{3} Q_i^2 L \quad (4.27)$$

$$Q_e = \frac{Q_i}{\sqrt{3}} = 0.577 Q_i \quad (4.28)$$

elde edilir.

b) $Q_{uç} \neq 0$ ise, borunun başlangıcında $Q_{\text{sebeke}} + Q_{uç}$ debisi mevcut ve borunun uzunluğu boyunca Q_{sebeke} üniform olarak dağıtılmakta ise, yani boru bir kısım suyunu dağıttıktan sonra uç noktasında bir $Q_{uç}$ debisine sahip bulunuyor ise, (4.39) eşitliği kullanılarak yük kaybı hesaplanabilir. Bunun için söz konusu borunun L uzunluğu boyunca üniform olarak dağıtılıp bitirilmeyip, $(Q_{uç} / Q_i)L$ kadar daha devam ederek, $Q_{uç}$ debisini de bu fiktif uzunluk boyunca dağıttığını farz edersek, L uzunluğundaki yük kaybı, $L + (Q_{uç} / Q_i)L$ uzunluğundaki yük kaybından $(Q_{uç} / Q_i)L$ uzunluğundaki yük kaybı çıkarılarak elde edilebilir. (4.26) bağıntısından,

$$H_k = \frac{k}{3} \left[\left(L + \frac{Q_{uç}}{Q_i} \right) (Q_{uç} + Q_i)^2 - \frac{Q_{uç}}{Q_i} L Q_{uç}^2 \right] \quad (4.29)$$

elde edilir. Bu denklem düzenlenecek olursa,

$$H_k = \frac{k}{3} Q_i^2 L \left[\left(1 + \frac{Q_{uç}}{Q_i} \right)^3 - \left(\frac{Q_{uç}}{Q_i} \right)^2 \right] \quad (4.30)$$

şekline dönüşür.

Ortalama debi Q_e 'nin meydana getirdiği yük kaybı, uç debisi mevcut olduğunda yük kaybını veren (4.29) denkleminde eşitlenirse;

$$Q_L^2 = \frac{1}{3} (Q_i^2 + 3Q_{uç}Q_i + 3Q_{uç}^2) \quad (4.31)$$

$$Q_L^2 = Q_{uç}^2 + Q_{uç}Q_i + \frac{Q_i^2}{3} \quad (4.32)$$

elde edilir. Denklemin çözümü için, eğer $Q_{uç}$ debisine (4.27) bağıntısındaki Q_e değerini ekleyip karesini alırsak,

$$\left(Q_{uç} + \frac{Q_i}{\sqrt{3}} \right)^2 = Q_{uç}^2 + 2 \frac{Q_{uç}Q_i}{\sqrt{3}} + \frac{Q_i^2}{3} < Q_e^2 \quad (4.33)$$

elde edilir. Eğer bu $Q_{uç}$ debisine $Q_{şebeke}$ değerinin yarısını ekleyip karesini alırsak,

$$\left(Q_{uç} + \frac{Q_i}{2}\right)^2 = Q_{uç}^2 + Q_{uç} Q_i + \frac{Q_i^2}{4} \langle Q_e^2 \rangle \quad (4.34)$$

elde edilir. Q_i ' nin katsayısının 0.50 ile 0.577 arasında bir değerde olduğu görülür ve ortalama değer 0.55 seçilirse,

$$Q_e \cong Q_{uç} + 0.55Q_i \quad (4.35)$$

olur.

O halde, uç debisi olan bir boruyu, başlangıçta $0.55 Q_i$ ' ye eşit bir debi çekerek sabit debili bir boruymuş gibi hesap edebiliriz. Ancak, 0.55 ve 0.577 olarak kabul edilirse bu katsayılar, pratikte 0.50 olarak kabul edilirse büyük bir hata yapılmış olur. Bu ise, yolda dağıtılan debinin yarısının başta, diğer yarısının uçta, münferit olarak çekilmesi demektir. Böylelikle, şebeke borularını, düğüm noktalarından $\Sigma (Q_i / 2)$ debisi çekildiğini varsayarak sabit debiymiş gibi hesaplamak mümkündür, ki Hardy-Cross metodunda izlenen yol budur [Muslu, 1980].

7. Q_e ' ye gerekli yangın debisi Q_y , eklenerek hesap debisi,

$$Q_h = Q_e + Q_y \quad (4.36)$$

bulunur.

8. Hesaplanan debiler yardımıyla, hız tavsiye edilen değerler arasında (1-2 m/sn) kalacak şekilde boru çapları seçilir ve boru yük kayıpları hesaplanır.
9. Kapalı gözlerde ölü noktalara farklı yollardan gelindiğinde, hesaplanan toplam yük kayıpları arasındaki fark (kapanma hatası) 1 m' yi geçmemelidir. Müstakbel nüfus 50.000' den fazla olan şehirler için bu değer en çok 2 m olabilir. Boru basınçları kabul edilebilir sınırlar içinde (20-80 m) kalmalıdır.
10. Ölü noktalarda kontrol sağlanmıyorsa ölü noktaların yerleri ve boru çapları değiştirilerek, bütün işlemler tekrar edilip, şebeke dengelenmeye çalışılır.

11. Kapanma hatası istenilen küçüklüğe erişince hazne su kotundan itibaren yük kayıpları çıkarılarak her düğüm noktasında piyezometre kotu bulunur. Piyezometre kotlarından boru eksen kotları çıkarılarak boru basınçları bulunur.

4.5.5 Parametrik Tasarım

Bu metod ile tasarım şu şekilde gerçekleştirilir:

1. Eleman özellikleri (boru pürüzlülük katsayıları, C_i ve çapları d_i , pompa ve vanaların karakteristikleri sırasıyla a_0 , a_1 , a_2 ve C_d katsayıları) seçilir.
2. Düğüm noktası debileri, $Q_j = Q_{jmax}$ ve $Q_j = Q_{jmin}$ için analiz metodlardan biriyle hidrolik çözümler elde edilir.
3. Çözümler sonunda bulunan hidrolik yük ve akım hızlarının tasarım kriterleri; $H_{jmin} \leq H_j \leq H_{jmax}$ ve $V_{imin} \leq V_i \leq V_{imax}$ ($j = 1, \dots, N$), ($i = 1, \dots, T$) sağlayıp sağlamadığı kontrol edilir. Kriterlerin sağlanmadığı hallerde seçilen eleman özelliklerinde değişiklikler yapılarak, kriterler sağlanıncaya kadar ardışık çözümlere devam edilir.

4.5.6 Hardy-Cross Metodu

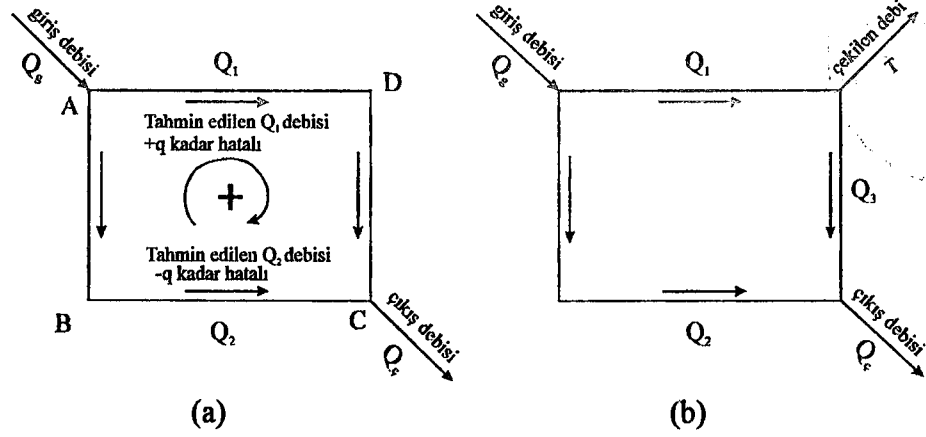
Bu metod, bir ardışık yaklaşımlar veya kontrollü bir deneme metodudur.

Cross metodu iki esas prensibe dayanır:

- a) Bir düğüm noktasına gelen debiler, çıkan debilere eşittir.
- b) Bir metredeki yük kaybı, j ise L uzunluğundaki yük kaybı $h_k = J \times L$ olur.
Herhangi bir kapalı gözde, yük kayıplarını saat ibresi yönünde (+) ve aksi yönünde (-) seçersek, toplam yük kaybı $\sum_{göz} \Delta h_{k_i} = 0$ 'dır.

Bu metod iki şekilde uygulanır.

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



Şekil 4.3 Hardy-Cross metodunu izah eden basit şebeke,

a)Metodun çıkarılış şekli,

b)Debi değişiminin etkisi [Muslu, 1980].

Şekil 4.3a' da görüldüğü gibi, kollar üzerinde herhangi bir sarfiyatın olmadığı düşünürsek ($Q_g = Q_c$), şebeke gözüne giren Q_g akımı saat ibresi yönündeki akımın debisi Q_1 ve aksi yöndeki akımın debisi $Q_2 = Q_g - Q_1$ olur ve debi iki kol arasında dağıtılır. ABC kolundaki yük kaybı h_{k1} , ADC kolundaki yük kaybı h_{k2} ise (kabul edilen yöne göre) $h_{k1} - h_{k2} = 0$ olmalıdır. Borulardaki su akımı için genel olarak kullanılan üstel formüllerden herhangi birine göre yük kaybı,

$$h_k = k Q^n \quad (4.37)$$

şeklinde olup, k , boru boyu, cinsi ve çapına bağlı olarak değişen bir sabittir, n , ise formüllere göre değişen, fakat borular için sabit bir değerdir. Örneğin, Hazen-Williams formülünde, $Q = 26.481 D^{2.63} J^{0.54}$ veya (C, D, L veya $J = h_k / L$ 'nin verilen değerleri için) $h_k = k Q^{1.85}$ $n = 1.85$ olur. Burada k , verilen değerler için bir sabiti gösterir. Strickler formülünde $Q = 0.312 K_{st} D^{3/2} J^{1/2}$ veya (K_{st}, d ve L 'nin $J = h_k / L$ 'nin verilen değerleri için) $h_k = k Q^2$ olur. Burada k , verilen değerler için sabit ve $n = 2$ 'dir.

Manning ve Darcy-Weisbach formüllerinde de,

$$h_K = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (4.38)$$

$$V = \frac{Q}{A} \text{ idi (süreklilik denklemi).}$$

$$h_K = f \frac{L}{D} \frac{16Q^2}{\pi^2 D^4} = kQ^2 \quad (4.39)$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \text{ idi. } n = 2' \text{ dir (Genelde, } n = 2 \text{ olarak kullanılır).}$$

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 q değeri kadar gerçek değerinden küçük alındığı düşünülürse, Q_2 , q kadar gerçek değerinden daha büyük seçilmiş olmalıdır. Gerekli düzeltmeleri yaparak gerçek akım $Q_1' = (Q_1 + q)$ ve $Q_2' = (Q_2 - q)$ bulunur. Bu yeni debilerin sebep olduğu yük kayıpları sırasıyla h'_{k_1} ve h'_{k_2} olur. $h'_{k_1} - h'_{k_2} = 0$ olması gerektiğinden,

$$h'_{k_1} - h'_{k_2} = k_1 (Q_1 + q)^n - k_2 (Q_2 - q)^n = 0 \quad (4.40)$$

olur. Eğer debi dağılımında, ilk tahmin gerçek değerlere yakın ise, q küçük bir değer olacağından binom açılımında, q ' nun birden büyük kuvvetlerini içeren terimler ihmal edilebilir. Buna göre,

$$k_1 Q_1^n + nk_1 q Q_1^{n-1} - k_2 Q_2^n + nk_2 q Q_2^{n-1} = 0 \quad (4.41)$$

bulunur. $h_{k_1} = k_1 Q_1^n$ ve $h_{k_2} = k_2 Q_2^n$ idi. Dolayısıyla, (4.41) denklemi

$$k_1 Q_1^{n-1} = k_1 Q_1^n / Q_1 = h_{k_1} / Q_1 \quad (4.42)$$

şeklini alır ve

$$k_2 Q_2^{n-1} = h_{k_2} / Q_2 \quad (4.43)$$

$$h_K = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (4.38)$$

$$V = \frac{Q}{A} \text{ idi (süreklilik denklemi).}$$

$$h_K = f \frac{L}{D} \frac{16Q^2}{\pi^2 D^4} = kQ^2 \quad (4.39)$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \text{ idi. } n = 2' \text{ dir (Genelde, } n = 2 \text{ olarak kullanılır).}$$

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 q değeri kadar gerçek değerinden küçük alındığı düşünülürse, Q_2 , q kadar gerçek değerinden daha büyük seçilmiş olmalıdır. Gerekli düzeltmeleri yaparak gerçek akım $Q_1' = (Q_1 + q)$ ve $Q_2' = (Q_2 - q)$ bulunur. Bu yeni debilerin sebep olduğu yük kayıpları sırasıyla h'_{k_1} ve h'_{k_2} olur. $h'_{k_1} - h'_{k_2} = 0$ olması gerektiğinden,

$$h'_{k_1} - h'_{k_2} = k_1 (Q_1 + q)^n - k_2 (Q_2 - q)^n = 0 \quad (4.40)$$

olur. Eğer debi dağılımında, ilk tahmin gerçek değerlere yakın ise, q küçük bir değer olacağından binom açılımında, q ' nun birden büyük kuvvetlerini içeren terimler ihmal edilebilir. Buna göre,

$$k_1 Q_1^n + nk_1 q Q_1^{n-1} - k_2 Q_2^n + nk_2 Q_2^{n-1} = 0 \quad (4.41)$$

bulunur. $h_{k_1} = k_1 Q_1^n$ ve $h_{k_2} = k_2 Q_2^n$ idi. Dolayısıyla, (4.41) denklemi

$$k_1 Q_1^{n-1} = k_1 Q_1^n / Q_1 = h_{k_1} / Q_1 \quad (4.42)$$

şeklini alır ve

$$k_2 Q_2^{n-1} = h_{k_2} h_{k_2} / Q_2 \quad (4.43)$$

enerji çizgisinin yüksekliklerinin (basınçlarının) bilinmesi gerekir. Daha sonra, düğüm noktalarındaki basınçlar ve düğüm noktaları arasındaki borularda meydana gelen yük kayıpları tahmin edilir.

Herhangi bir boru için varsayılan yük kaybı, $h_k = k Q^n$ idi. Buna göre düzeltilmiş yük kaybı,

$$h_k + h = k(Q + q)^n = k(Q^n + nqQ^{n-1} + \dots) \quad (4.48)$$

olur. h , yük kaybı için gerekli düzeltme miktarıdır. $k Q^n$ yerine h_k ve $k Q^{n-1}$ yerine h_k / Q koyup açınımda q 'nun birden büyük kuvvetlerini içeren terimleri ihmal edilirse, yüklerin ve debilerin düzeltme değerleri:

$$h = nq \left(\frac{h_k}{Q} \right) \quad (4.49)$$

ve

$$q = \left(\frac{h}{n} \right) \left(\frac{Q}{h_k} \right) \quad (4.50)$$

olarak bulunur. Şebekeye suyun girdiği ve çıktığı düğüm noktaları hariç her düğüm noktasında, düzeltilmiş debilerin toplamı sıfıra eşit olmalıdır. Şebekeye suyun girdiği ve çıktığı noktalarda ise, düğüm noktasına giren ve çıkan debiler yalnızca bu giriş ve çıkış yerlerinin özelliği ile ilgilidir :

$$\Sigma(Q + q) = 0 \quad (4.51)$$

veya,

$$\Sigma Q = -\Sigma q \quad (4.52)$$

dur.

Fakat, $\Sigma q = \frac{h}{q} \Sigma \frac{Q}{H}$ olduğundan, dengelenmiş debi,

$$\Sigma Q = -\frac{h}{n} \Sigma \frac{Q}{H} \quad (4.53)$$

olur ve yük kayıplarını düzeltmek için eklenecek ve çıkarılacak değer,

$$h = -\frac{n\Sigma Q}{\Sigma Q/H} \quad (4.54)$$

şeklinde ifade edilir. Q ve h düzeltme miktarları yaklaşık değerler olup, şebeke hidrolik açıdan gerekli dengeye ulaşıncaya kadar düzeltmeye devam edilir.

Görüldüğü gibi, Cross metodu ile şebeke hesabı güç değil fakat uzundur. Ayrıca, su dağıtım sistemlerinde karşılıklı olarak birbirine etkileyen iki hidrolik bileşen vardır:

1. Sistemde, birden fazla şebeke gözüne dahil olan borular varsa,
2. Boruların uzunlukları boyunca yolda dağıttıkları su miktarını ve yangın musluklarından çekilen veya komşu gözlere giden debileri temsil eden bir seri su alma yeri varsa, işlemler daha da karmaşık hale gelir.

Cross metodunun kullanımı, bilgisayar teknolojisinin hızla gelişmesi sonucunda daha da artmıştır.

5. SU DAĞITIM ŞEBEKELERİNİN ANALİZİ VE SİMULASYONU

5.1 İçme Suyu Şebekelerinin Sistem Analizi

Sistem analizinin, bir problemi veya sistemi oluşturan, birbirlerinden farklı çeşitli kısımlar arasından, daha iyi gruplar seçimine yönelmiş bir yaklaşım olduğu söylenebilir. Sistem analizi, faaliyetlerin farklı seçeneklerini, tarifler ve bunlar içerisinde en uygun olanını matematik modeller ve bilgisayar teknikleri kullanarak seçmeye çalışır. Matematik modeller, son yıllarda özellikle 1985' den sonraki yıllarda hızla gelişen bilgisayar teknolojisinin kullanılmasıyla, bir çok çözümün değerlendirilip bunlardan en iyisinin seçilmesine olanak sağlamış ve gün geçtikçe de daha da kolaylaştırmıştır.

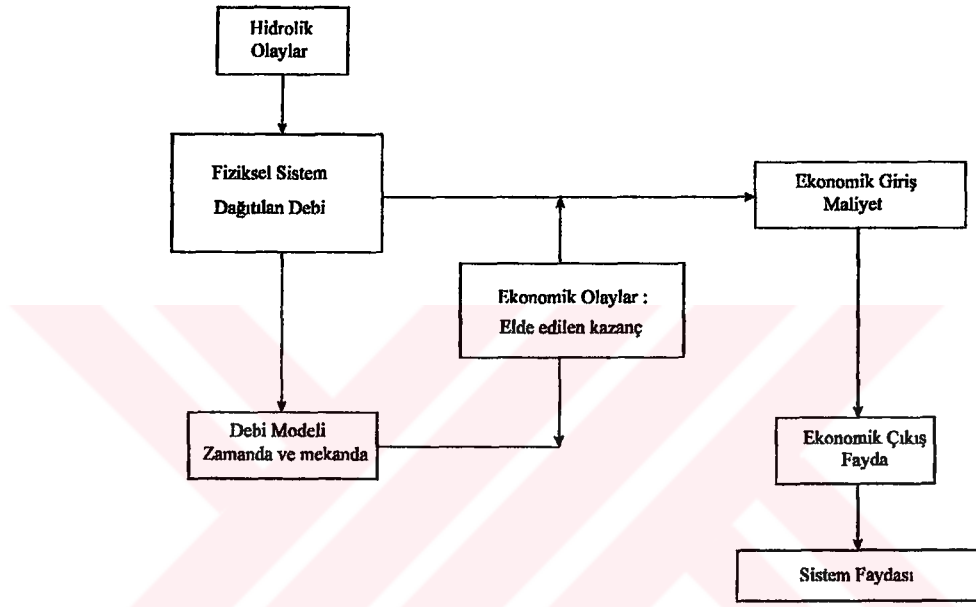
Sistem analizi çalışması, genellikle şu aşamaları içerir:

1. Problemin matematiksel ifadelerle formüle edilmesi,
2. Sistemin en önemli değişkenini tarif eden bir model oluşturulması,
3. Kriter fonksiyonun veya diğer ölçülerin tanımlanması (minimum maliyet ve maksimum fayda gibi),
4. Modeldeki çeşitli parametrelerin belirlenmesine yarayan verilerin bulunması,
5. Mevcut algoritma (hesap metodları) ile optimum çözümün bulunması,
6. Modelin denenmesi, çözümler ve parametrelerin modeldeki duyarlılığının belirlenmesi,
7. En iyi çözümün yerine getirilmesi.

Özel amaçlar hariç, tüm sistem analiz projelerinin ortak gereksinimi, sistemin hidrolik performansı dağılımına ait tam bir matematik simülasyondur [Shamir, 1985].

5.2 Simülasyon

Bir simülasyon modeli, fiziksel bir fonksiyonu ifade etme olayıdır ve dolayısıyla bilgisayar algoritması ile oluşturulan prototip, sistemin ekonomik etkilerini de ifade etmektedir. Bir simülasyon modelinin üç türlü girişi vardır: hidrolik olaylar, ekonomik olaylar ve yapısal ölçümler. Fiziksel faktörler ilk önce, ekonomik faktörler ise ikinci olarak işlenir (Şekil 5.1 Simülasyon Diyagramı).



Şekil 5.1 Simülasyon diyagramı [James and Lee, 1971].

Simulasyonda başarılı olmanın anahtarı, fiziksel sistemin etkisini matematiksel olarak ifade eden ve ekonomik kazanımları kestiren bir model algoritması oluşturmaktır. Simulasyonun başarıya ulaşmasının ilk ve en önemli adımı, sistemin fiziksel kapasitesini ifade eden gerekli verileri toplamak ve ihtiyaca uygun olarak ayırmaktır. Sadece fazla veri birikimi yeterli değildir. Simulasyon, sistemin doğal şartlarını ve nasıl çalıştığını yansıtmalıdır [Robinson, 1985].

Modeli oluşturan kişinin, sistemin fiziksel ve ekonomik fonksiyonlarını en iyi biçimde karşılayacak algoritmayı oluştururken, tüm kontrollü verileri dahil edip,

sistem faydasını azaltacak parametrelerin çıkarılmasında oldukça dikkatli davranması gerekmektedir [James and Lee, 1971].

5.3 Su Dağıtım Şebekelerinin Simülasyonu

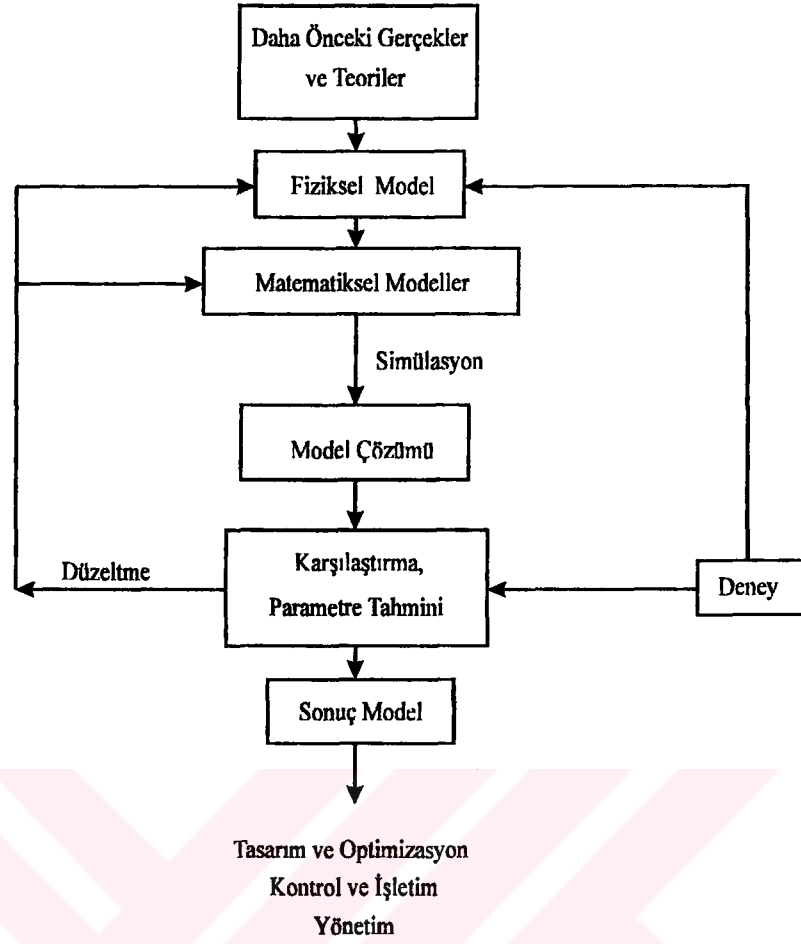
Eğer bir matematik model, kompleks ve analitik çözüme olanak vermeyen, lineer olmayan diferansiyel denklem takımlarından oluşuyorsa, modeldeki miktar ve özellik olarak karakterlerin deneysel sonuçlarla benzeşimini sağlamak için simülasyon gereklidir (Şekil 5.2). Yani, kompleks sistemlerin optimum tasarımını gerçekleştirebilmek için kullanılan en güçlü araç simülasyondur [James and Lee, 1971].

Su dağıtım şebekelerinin tasarım ve işletimi oldukça kompleks problemlerdir. Bu zorluklardan bazıları aşağıda sıralanmıştır;

1. Gelecekteki ihtiyaçların kesin olarak belli olmaması; uzun dönemli değişimler, günlük, haftalık ve mevsimlik değişimler, yangın debisi gibi,
2. Su dağıtım şebekeleri, lineer olmayan eşitliklerle ifade edilen boru debileri ile birlikte, bir çok kapalı göz, pompa, basınç düşürücü vanalar gibi hidrolik elemanlar ve tasarımı ve yerleşim yerinin seçimi zor olan depolardan oluşmaktadır.
3. Su kullanımı ve ihtiyacı, minimum ve maksimum basınç sınırlandırmaları, topografya, sistem emniyeti, ekonomiklik, boru, pompa ve depo yerleştirimi ve enerji kullanımı gibi önemli tasarım parametrelerini içermektedir.

Su dağıtım sistemlerinin tasarım ve analizinde kullanılan matematiksel modelin başarıya ulaşması, gerekli olan giriş verilerinin doğruluğuna bağlıdır. Verilerin birçoğunun kesinlik derecesi fazla iken, önemli bir kısmı da güvenilirliği az olan verilerdir. Bunlar:

1. Boru pürüzlülüğü
2. Su ihtiyaçları
3. Bağlantı noktaları ve vanalardaki hidrolik yük kayıpları olarak sayılabilir.



Şekil 5.2 Modelleme ve simülasyon [Dunn et.al., 1992].

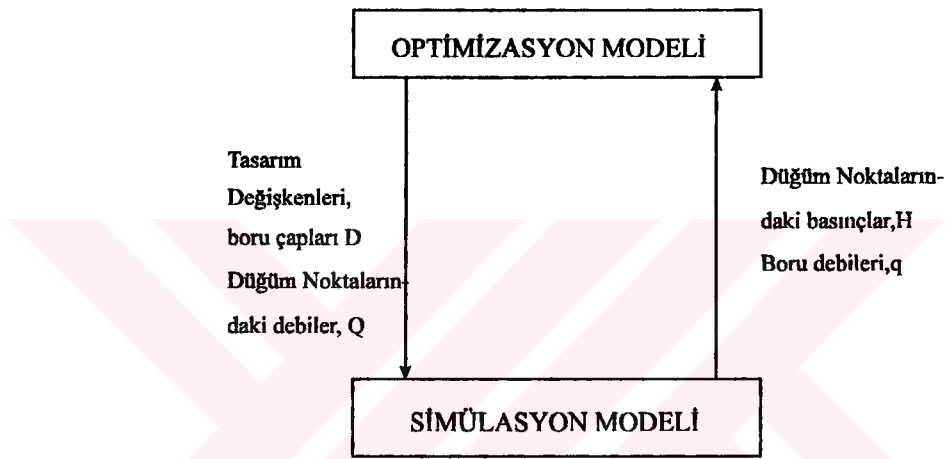
Bu tür veriler için doğru olmayan değerler sonucu oluşan hatalar, model kalibrasyonu (boyutlandırma) süresince minimuma indirgenebilir.

5.4 Su Dağıtım Şebekelerinin Simülasyonla Optimizasyonu

Simülasyon, diğer metotlara göre, optimizasyonu yapılabilecek oldukça komplike, sistemlerin değerlendirilmesinde kullanılacak en pratik yoldur. Açıkça, optimum çözümü aramaksızın, kompleks sistemlerin benzeşimi için kullanılır ve sistemdeki belirli temel parametrelerin değişmesi halinde neler olabileceğini incelemeye yarar [James and Lee, 1971].

Su şebekesinin optimizasyonunda şebeke analizi ve simülasyonun oldukça önemli rolü vardır:

1. Var olan şebekeyi inceleyip, istenilen şartlar altındaki şebekenin ömür süresince işletilebilirliğini kontrol etmek,
2. Optimizasyon modelleri ile açıkça belirlenemeyen bir çok durumun alternatifini değerlendirmek,
3. Optimizasyon modellerinin çözümlerinin fizibilitesini uygulama olanaklarını ve gerekirse uyumunu incelemek [Shamir, 1985].



Şekil 5.3 Simülasyonla optimizasyon [Lansey and Mays, 1989].

6. SU DAĞITIM ŞEBEKELERİNİN OPTİMİZASYONU

6.1 Optimizasyonun Teorisi

Optimum, kelime anlamı olarak, iyi durumlar için, en çok veya maksimum; kötü durumlar için ise en az veya minimum sözcükleri ile aynı anlama gelmektedir.

İnsanların aradığı mükemmellik optimizasyon teorilerinde ifadesini bulmuştur. Optimizasyon teorileri, optimumların ifadesi için gerekli çalışmaları ve optimum değerlerin bulunmasında kullanılan metotları içerir [Karpuzcu ve diğ., 1978].

Optimizasyon teorisinin amacı, karmaşık karar problemlerine en iyi çözümü bulabilmek için matematiksel metodlar geliştirmek ve bu metodlar yardımıyla en iyi çözümü saptayabilmektir. En iyi çözüm kavramının tam olarak belirnebilmesi için karar vericinin amaçları ile uyumlu olarak bir takım ölçütlerin verilmesi gerekir. Amaca yönelik olarak bu ölçütlerin seçilmesi karar teorisinin kapsamına girer. Optimizasyon teorisi ancak bu belirleme yapıldıktan sonra, kurulan somut matematiksel model üzerine uygulanır. Karar ortamı bir veya birden fazla karar vericiden oluşabilir ve bu karar vericilerin amaçları birbirleri ile uyumlu veya çelişkili olabilir [Başar, 1976].

6.2 Su Dağıtım Şebekelerinin Optimizasyonu

Literatürde, su dağıtım şebekelerinin tasarımı için optimum sonuçları içeren birçok optimizasyon modelinin ortaya çıkarıldığı görülür. Bu modellerde veri tabanı (database) etkisi olmadığından , kullanıcı verileri oldukça titiz işlemek ve veri

çıkışlarını da aynı titizlikle ile yorumlamak zorunda kalır. Dolayısıyla, bu modeller pratikte kullanışlı değildir. Su dağıtım sistemlerinin pratikteki kullanışsızlığının en önemli nedeni, bu konuda uygun ve kullanışlı paket programların eksikliğidir [Goulter, 1992].

Optimum plan ve tasarım probleminin karmaşıklığını şu şekilde sıralayabiliriz:

- a) Karar değişkenlerinin karakteristiklerindeki farklılık.
- b) İşçilik ve materyalin gerektirdiği kompleks ve farklı maliyet fonksiyonları ve coğrafik olarak plan ve kazı ile ilgili maliyetlerin değişkenliği
- c) Tasarım içerisinde düşünülen bir çok ihtiyaç modelinin gerekliliği.
- d) Pompa içeren sistemlerde, enerji maliyeti hesabı için boru debisi ve basınçların doğru olarak hesaplanması gerekliliği [Taher and Labadie, 1996]

6.3 Su Şebekeleri İçin Optimizasyon Teknikleri

Optimizasyon teknikleri, deterministik ve stokastik optimizasyon teknikleri diye ikiye ayrılabilir.

Deterministik modellerdeki tüm parametreler belirlenmiş değerlerdir. Lineer, lineer olmayan, dinamik programlama ile tüm olasılıkları deneme metodlarını deterministik optimizasyon tekniklerine dahil edebiliriz [Simpson et al, 1994]. Deterministik optimizasyon teknikleri kullanılırken hidrolik şebeke çözücüler de denilen kararlı haldeki şebeke analizleri ve şebekenin zamana bağlı simulasyonu için paket programlar sıkça kullanılmıştır [Hamberg and Shamir, 1988]. Bu paket programlar arasında, KYPIPE; Wood, (1980), WATSYS veya WATERMAX; Olde, (1985), WATER; Fowler (1990) sayabiliriz [Simpson et al, 1994].

Stokastik modeller, rasgele değişkenleri parametrelerle ifade eden modellerdir. Yeni ve gelişmekte olan Genetik algoritma (genetic algorithm) ve simüle edilmiş

değişim (simulated annealing) tekniklerini stokastik optimizasyon tekniklerine dahil edebiliriz [Simpson et al, 1994].

6.3.1 Şebekelerin Lineer Programlama İle İfadesi

Su dağıtım şebekelerinin lineer ifadelerini Lai ve Schaaker (1969) geliştirmiştir. Tüm noktalardaki basınç değerlerinin tahminine dayanan bu LP (lineer programlama) metodu aşağıda açıklanmıştır. [Quindry et. al., 1981] :

Bir boruda debiyi hesaplamak için Hazen-Williams formülü:

$$Q_{ij} = \alpha CHW_{ij} (L_{ij})^{-0.54} H_{kij}^{0.54} D_{ij}^{2.63} \quad (6.1)$$

şeklinde yazılabilir. Burada,

Q_{ij} : i, j noktalarını birbirlerine bağlayan borulardaki debi,

α : kullanılan birimlere bağlı bir katsayısı (debi cfs, uzunluk ve basınç feet ve çaplar inç olduğu zaman $\alpha = 6.2 \times 10^{-4}$ 'tür.),

CHW_{ij} : i, j noktalarını birbirine bağlayan borunun Hazen-Williams katsayısı,

L_{ij} : i, j noktalarını birbirine bağlayan borunun uzunluğu,

H_{kij} : i, j noktaları arasındaki yük kaybı,

D_{ij} : i, j noktaları arasındaki borunun çapıdır.

Hazen-Williams formülünden, lineer program formülasyonları elde edebilmek için X_{ij} değişkenini $X_{ij} = D_{ij}^{2.63}$ şeklinde ifade edip (6.1) formülünde yerine koyarsak

$$Q_{ij} = \alpha CHW_{ij} (L_{ij})^{-0.54} H_{kij}^{0.54} X_{ij} \quad (6.2)$$

olur. j noktasındaki sarfiyat, j noktasına bağlanan tüm noktalardaki debilerin toplamına eşit olmalıdır.

$$\sum Q_{ij} - \sum Q_{js} = Q_j \quad (6.3)$$

1. toplam j noktasına ulaşan debilerin toplamı, 2. toplam ise j noktasından çıkan debilerin toplamıdır. (6.2), (6.3)' de yerine konulursa, şebekede bulunan her noktadaki ihtiyaç debisinin, X_{ij} değişkeninin bir fonksiyonu olduğu görülür. Eğer boru uzunlukları ve Hazen-Williams katsayıları bilinirse, her noktadaki kabul edilen basınç değerleri Q_j ve X_{ij} değişkenleri arasında lineer bir ilişki teşkil eder. Bu denklemler, lineer programda kısıtlar olarak kullanılabilirler.

X_{ij} değişkenlerinin lineer fonksiyonu olarak ifade edilebilen herhangi bir amaç fonksiyon kullanılabilir. Eğer β_{ij} gibi bir değeri i, j noktalarını birim X_{ij} ' de birleştiren birim uzunluktaki maliyet olarak tanımlarsak, amaç fonksiyonumuz;

$$\text{Min} F = \sum_{i,j} \beta_{ij} L_{ij} X_{ij} \quad (6.4)$$

olarak ifade edilir.

Lai ve Schaake' nin bu lineer program formülasyonlarını temel alan Alperovits ve Shamir (1977) lineer programlama ile optimizasyonu, dal ve ağ sistemler için ayrı ayrı açıklamıştır [Shamir, 1985].

a) Dal Sistemler İçin:

Talepler biliniyorsa, dal sistemlerinin kollarındaki debiler de biliniyor demektir. Su dağıtım şebekelerinin lineer programlama ile optimizasyonu, yeni bir çeşit karar değişken tanımlanarak geliştirilmiştir.

Her bir boru için uygun çaplar seçilir. X_{ij_m} ; i ve j noktaları arasındaki borunun, m çaplı kısmının uzunluğunu göstermek üzere,

$$\sum_m X_{ijm} = L_{ij} \quad (6.5)$$

şeklinde ifade edilir. Burada

L_{ij} : Hattın uzunluğu,

Q_{ij} : hat boyunca olan debi,

olmak üzere, bu kesitteki yük kaybı şu şekilde ifade edilir:

$$J_{ijm} = \alpha \left(\frac{Q_{ij}}{CHW_{ijm}} \right)^{1.852} D_{ijm}^{-4.87} \quad (6.6)$$

Burada, α , kullanılan birimlere göre değişen katsayı, CHW_{ijm} , Hazen-Williams katsayısı, D_{ijm} , çap' dır. H_s , bir kaynak veya depodaki basınç yüksekliği ve H_n ise herhangi bir noktadaki basınç yüksekliği olmak üzere aşağıdaki eşitlik yazılabilir:

$$HMIN_n \leq H_s \mp \sum_{ij} \sum_m J_{ijm} X_{ijm} \leq HMAX_n \quad (6.7)$$

Birinci toplam; s ve n noktalarını birleştiren hattaki tüm boruları,

İkinci toplam ise; hattaki boruların belirli çaplardaki kısımlarını içermektedir.

Amaç fonksiyonu;

$$\min F = \sum_{(i,j)} \sum_m C_{ijm} X_{ijm} \quad (6.8)$$

C_{ijm} : birim uzunlukta, m çapındaki i, j noktalarını birleştiren borunun maliyetidir. (6.4) minimizasyon fonksiyonu, (6.5) ve (6.7)'e bağlı lineer bir fonksiyondur. Bu fonksiyona pompa ve belirli sayıdaki yüklemeler dahil edilirse,

$$\min F = \sum_{(i,j)} \sum_m C_{ijm} X_{ijm} + \sum_k F(XPM_k) + a \sum_k \sum_{\ell} b(\ell) XP_k(\ell) Q_k(\ell) \quad (6.9)$$

buna bağı olarak, her (i, j) için;

$$\sum_m X_{ijm} = L_{ij} \quad (6.10)$$

$$\begin{aligned} HMIN_m(\ell) \leq H_s(\ell) \mp \sum_k XP_k(\ell) \\ \mp \sum_{(i,j)} \sum_m J_{ijm}(\ell) X_{ijm} \mp \sum_v XV_v(\ell) \leq HMAX_n(\ell) \end{aligned} \quad (6.11)$$

her ℓ ve her k için;

$$XPM_k \geq KXP_k(\ell)Q_k(\ell) \quad (6.12)$$

bağıntıları elde edilir. Burada,

(i, j): i ve j noktalarını birleştiren boru indeksi,

m: m çaplı kısım (kesit) indeksi,

ℓ : yükleme indeksi,

k: pompa indeksi,

v: vana indeksi

$XP_k(\ell)$: ℓ yüklemesindeki k pompasının basıncı,

$Q_k(\ell)$: ℓ yüklemesindeki pompadan çıkan debi,

J_{ijm} : i, j noktalarını birleştiren m çaplı borunun hidrolik eğimi,

$b(\ell)$: ℓ yüklemesinden kaynaklanan debinin değişim oranı,

a: pompadaki debi ve basınç değişimlerinin elektrik enerjisi cinsinden ifadesi için pompa verimine dayalı, enerji maliyetinin etkileyen katsayı,

XPM_k : k pompasının maksimum gücü,

K: pompa verim katsayısı

$F(XPM_k)$: XPM boyutlarındaki pompa maliyeti,

$XV_v(\ell)$: ℓ yüklemesi için vanadaki güç.

Yalnızca $F(XPM)$ fonksiyonu lineer değildir. Bu fonksiyonu lineer yapabilmek için $F(XPM)=F \times (XPM)$ şeklinde düşünersek ki, F bir sabit olup birim enerji

maliyetidir. Pompa boyutuna karşı değişimi lineer olmayan tek unsur birim enerji maliyetidir.

Amaç fonksiyon (6.9)'deki tüm toplamalar, şebekenin tamamındaki boru ve pompaları kapsar. (6.11) fonksiyonu ise s ve n düğüm noktaları arasındaki elemanları kapsar. (±) debi yönüne göre değişir.

Vanaları dikkate almadan basınç sınırlarının sağlanması fizibil olmayabilir (Denklem 6.11). Bu yüzden, vanalarında hesaba katılması gereklidir. Vanalar, optimizasyonda mümkünse ihmal edilebilir. Çünkü, herhangi bir kazanç sağlamayıp maliyeti artırırlar.

Eğer, optimizasyonda boru çapları karar değişkenler olarak formüle edilmişse, yük kayıpları ve maliyet çapa bağlı lineer olmayan fonksiyonlar olduğundan sonuç doğal olarak lineer olmayacaktır. Sabit çaplı boru uzunluklarının karar değişkenler olarak seçimi, modeli lineer programa dönüştürür.

b) Ağ Sistemler için:

Dal sisteminde olduğu gibi, ağ sistemlerinde debi sadece genel yerleşme ve gereksinime bağlı olmayıp, boru çapları, pompa ve vanaların işletimlerine bağlıdır.

Ağ sisteminin çözümüne girmeden önce, daha basit bir problemi ele alalım. Şebekedeki her türlü yüklemedeki debi dağılışının dal sistemindeki gibi olduğunu düşünelim. Böylelikle, dal sistemi için LP' ye bazı eklemeler yaparak ağ sistemi için şu bağıntı elde edilir.

$$\pm \sum_{(i,j)} \sum_m J_{ijm}(\ell) X_{ijm} \pm \sum_k X P_k(\ell) \pm \sum_v X V_v(\ell) = b p(\ell) \quad (6.13)$$

$bp(\ell)$, şebekede, p hattındaki iki uç nokta arasındaki basınç farkıdır. Eğer, p kapalı göz ise $b(\ell) = 0$ olur. Açık gözlerde ise, basınç yükseklikleri bilinen iki depo arasında olduğu gibi, $bp(\ell)$, ℓ yüklemesinde P gözündeki iki nokta arasındaki yük kaybını ifade eder.

ΔQ_p , p hattındaki debi değişimlerini gösterebilir. Bu değişimden dolayı, sistemin toplam maliyetinin kısmi türevi:

$$\frac{\partial F}{\partial(\Delta Q_p)} = 1.852 \left\{ W_p \sum_{(i,j) \in p} \frac{1}{Q_{ijm}} \sum_m \Delta H_{ijm} \right. \\ \left. \pm \sum_{r \in R} W_r \sum_{(i,j) \in r} \frac{1}{Q_{ijm}} \sum_m \Delta H_{ijm} \right\} \quad (6.14)$$

şeklinde ifade edilir.

W_p : p gözü için (6.13) kısıtından kaynaklanan dual değişken, aynı zamanda “farazi fiyat” (shadow price) diye de adlandırılır.

W_r : r gözü için (6.13) kısıtından kaynaklanan dual değişken,

R : p gözündeki bir veya daha fazla boruyu ortaklaşa kullanan diğer gözler.,

$(i, j) \in p$: p gözüne ait (i, j) noktalarını bağlayan borular

$w \in R$: R grubuna dahil olan gözler.

Su dağıtım şebekelerinin farklı bir lineer program ile ifadesi de, öncelikle tüm noktalardaki basınçların tahmin edilip, sonra bu basınç değerlerini değiştirerek, çözümün iyileştirilerek tasarımın optimize edilmesine dayanmaktadır [Lansey et al.,1989].

Kapalı gözlü sistemler için bir başka LP’li optimizasyon modelinde de, kararlı haldeki şebeke analizleri yapan bir hidrolik şebeke çözücü, (örneğin, Hardy Cross metodu gibi) LP ile ilişkilendirilmiştir (Şekil 6.1). Morgan ve Goulter (1985), Kally

(1972)' nin geliştirdiği temel bir metodu kullanıp, akış dağılımı verilen cazibe ile iletilen bir su dağıtım şebekesinin optimizasyonu için, Hardy Cross şebeke çözücüyle debi ve basınç dağılımlarını dengelerken, LP ile de tasarım ve/veya boru boyutlarının değiştirilip yeniden düzenlenmesini sağlamaya çalışmıştır. Bu iki adımın birbirleriyle ilişkilendirilmesi, ekonomik olmayan boru oluşumlarının elimine edilmesini sağlamaktadır. Başka bir çalışmada, şebeke çözücü olarak lineer olmayan programlama kullanılmıştır [Taher et al., 1996].

Bu optimizasyon modelinin amaç fonksiyonu:

$$\min F = \sum_{j=1}^{NL} (K_{jdr} X_{jdr} + K_{jds} X_{jds}) \quad (6.15)$$

şeklindedir. Burada,

j: boru indeksi, toplamı NL,

d: ap indeksi,

r: d' den büyük olan çapın indeksi

s: d' den küçük olan çapın indeksi,

K_{jdr} : d çapındaki j borusu, r çapına yükseltildiğinde, birim uzunlukta oluşan maliyet değişimi, $K_{jdr} > 0$ (TL/m)

K_{jds} : d çapındaki j borusu, s çapına indirildiğinde, birim uzunlukta oluşan maliyet değişimi, $K_{jds} < 0$ (TL/m)

X_{jds} ve X_{jdr} : karar değişkenler; d çaplı j borusunun, r veya s çapına dönüştürülmüş uzunluğu (m).

Bu amaç fonksiyonunun basınç kısıtları:

Eğer şebeke dal sistem ise;

$$\sum_{j \in Y_i} (G_{jdr} X_{jdr} + G_{jds} X_{jds}) \leq H_i - h_i \quad (6.16)$$

Şebeke ağ sistem ise, bazı faktörler de dikkate alınmalıdır. İhtivac noktasına farklı yollardan gelinebiliyorsa, bu noktada birleşen tüm borular dikkate alınmalıdır. Bu modelde boru çaplarının değişiminin i noktasındaki basınca, izafi etkisini yansıtmak için, ağırlıklı etki yaklaşımı (weighting approach) kullanılmıştır. Denklem (6.16), kapalı gözlü sistemler için şu şekile dönüşür:

$$\sum_{j \in Y_i} (W_{ij} G_{jdr} X_{jdr} + W_{ij} G_{jds} X_{jds}) \leq H_i - h_i \quad (6.17)$$

W_{ij} : j borusunun, i noktasına olan ağırlıklı etkisi; örneğin, 2 noktasına, debinin %65'i 2 nolu borudan, %35 ise 3 nolu borudan geliyorsa ağırlıklı etkiler: $W_{22} = 0.65$ ve $W_{23} = 0.35$ olur.

G_{jdr} : Birim uzunlukta, d çapındaki j borusunun, r çapına yükseltgenmesinden oluşan, debinin sabit varsayımı ile elde edilen hidrolik eğim değişimi (J_{jd} ; d çapındaki j borusunun hidrolik eğimi olmak üzere, $G_{jdr} = J_{jr} - J_{jd}$).

G_{jds} : Birim uzunlukta, d çapındaki j borusunun, s çapına indirgenmesinden oluşan, debinin sabit varsayımı ile elde edilen hidrolik eğim değişimi (J_{js} ; s çapındaki j borusunun hidrolik eğimi olmak üzere, $G_{jds} = J_{js} - J_{jd}$).

H_i : i noktasındaki değişimler olmadan önceki hesaplanan basınç (örneğin, şebeke çözümündeki en son iterasyon),

h_i : Değişimlerden sonra, i noktasındaki basınç değeri (m).

Y_i : Kaynak noktasından, i noktasına ulaşan boru grupları.

ve uzunluk kısıtları :

$$X_{jdr} \leq L_j \quad \text{ve} \quad X_{jds} \leq L_j \quad (6.18)$$

Eğer, boru iki farklı çaptan oluşuyorsa:

$$X_{jdr} \leq \ell_{1j} \quad \text{ve} \quad X_{jds} \leq \ell_{2j} \quad (6.19)$$

$$\ell_{1j} + \ell_{2j} = L_j \quad (6.20)$$

L_j : j borusunun uzunluğunu

ifade etmektedir.

(6.17) kısıtı, birden fazla yükleme için de uygulanabilir. Bu model pompaları içermez. [Morgan and Goulter, 1985].

Jeppson (1985) da, analiz için temel araç olarak şebeke çözücü kullanarak, şebeke tasarımını geliştirmek için çalışmalar yapmıştır [Shamir, 1985].

6.3.2 Şebekelerin Dinamik Programlama İle İfadesi

Su dağıtım sistemleri dinamik programlama (DP) ile de optimize edilebilir. Bu programlama LP' ya göre daha fazla bilgisayar çözümü gerektirir. Ancak, DP' ya boru pürüzlülüğü gibi yük kayıpları ile doğrudan ilgil karar değişkenleri de eklenebilir [Shamir, 1985].

Şebeke, bölümlere ayrılır. Bölümler de, debinin, her bölüm boyunca sabit ,kalacağı şekilde belirli düğüm noktaları ile ayrılırlar. Karar değişkenleri; bölüm çapları ve boru pürüzlülükleri, pompa kapasiteleri, pompa ve vana karakteristikleridir. Basınçların her noktada, belirlenen sınırlar içinde olması gerekmektedir. Problemi basitleştirmek için tek bir nokta göz önüne alınır, boru kalınlıkları ve boru sürtünme katsayıları sabit kabul edilir. Böylelikle, boru çapları, pompa boyutları ve pompa işletimleri için optimizasyon yapılmış olur.

Su dağıtım şebekelerinin DP ile ifadesinde, amaç değişken

$$F_{j+1}(H_{j+1}) = \min_{D_k} \left\{ \rho(D_k) + f(H_{j+1}, H_i) + F_j(H_i) \right\} \quad (6.21)$$

şeklindedir. Burada, D_k , k borunun çapı olup, j+1 düğüm noktasını k borusundan daha aşağıdaki j düğüm noktasına bağlar. $\rho(D_k)$, bu bölümün maliyetidir.

$f(H_{j+1}, H_j)$, söz konusu bağlantının iki uç noktasındaki basınca dayalı maliyettir (veya kazanç). Örneğin, herhangi bir tüketiciye iletilecek suyun niteliği, tüketim noktasındaki basınca dayalı olabilir. $F_j(H_j)$, j noktasından sonraki, basıncı bilinen bölgenin optimum maliyetidir. Minimizasyon, kabul edilebilir olası bütün D_k çapları H_{j+1} basınç değerlerini kapsamaktadır. Eğer, herhangi bir boru basınç kaybı formülü ile hesap edilebilen $H_j = H_j(H_{j+1}, D_k, Q_k)$ kabul edilebilir sınırların dışında ise, D_k değeri elenir.

Eğer, j noktasından yukarıda $j+1$ 'de bir pompa mevcutsa, (6.18) eşitliği aşağıdaki şekile dönüşür;

$$F_{j+1}(H_{j+1}) = \min_{H_j} \{ \rho(H_{j+1}, H_j) + f(H_{j+1}, H_j) + F_j(H_j) \} \quad (6.22)$$

$\rho(H_{j+l}, H_j)$, Q_k debisini H_{j+l} 'den H_j 'ye basmak ($H_j > H_{j+l}$) için tasarlanan işletim maliyetidir.

Dal şeklindeki şebekenin her noktasına, aşağı akış noktasından, bu noktaya bağlanan herhangi bir ekleme yapılabilir (herhangi bir tali boru eklenebilir, j noktasını ele alırsak, $F_j(H_j)$ j noktasından aşağıdaki tüm sistemin optimum maliyeti olup, bundan sonra bu noktadan ayrılan tüm dalların toplamını ifade etmektedir.

6.3.3 Tüm Olasılıkları Deneme Metodu

Bu teknik, oluşabilecek tüm boru boyutları ve kombinasyonlarını içerir. Bunlardan hangisi basınç kısıtlarını da sağlayıp en düşük maliyetli ise o seçilir. Bu tekniğin en önemli mahzuru bilgisayarlarla çözüm yapılırken çok zaman harcanmasıdır. Bu yüzden Gessler (1985) tüm gereksiz gördüğü boyutları, deneyimlerine dayanarak atıp, geriye kalan boyut ve kombinasyonlarla Tüm Olasılıkları Deneme Metodunu kullanmıştır. Ancak optimum çözüm, elimine edilen bu boyutlar içinde olabileceğinden bu metod sakıncalıdır

Laubser and Gessler (1990), tüm olasılıkları deneme metodunu bilgisayar süresini azaltmak için uygulanan elemine etme işleminin sağlıklı olabilmesi için bir takım kurallar oluşturmuşlardır. Bunlar:

1. Boruları gruplandırıp, her bir grup için tek bir çapın kullanılacağını varsaymak,
2. Bunların içinde en düşük maliyetli çözümü seçip, diğer yüksek maliyetli çözümleri atmak,
3. Basınç, hız gibi kısıtlara uygun kombinasyonları kontrol etmek,

Burada daha küçük veya aynı boyutlara sahip kombinasyonlar da elemine edilebilir.

Bütün bunlardan görüldüğü gibi, büyük şebekelerin çözümü için çok uzun bilgisayar süresi harcanacaktır. Ayrıca, bu maddeler uygulandığında optimum çözümün elimine edilmiş kombinasyonlar içinde olmayacağıda garanti edilememektedir [Simpson et al, 1994].

6.3.4 Lineer Olmayan Programlama

Lineer olmayan denklemlerin çözümleri çok zor olduğundan, Murtagh ve Saunders (1987) oluşturdukları MINOS, Liebman et. al. (1986) oluşturdukları GINO ve Brooke et. al. (1988) oluşturdukları GAMS gibi lineer olmayan ifadelerin çözümü için bir çok paket program mevcuttur. Bütün bu paket programlar, şebekenin optimum çözümünü belirlemek için, şartlı GRG (generalized reduced gradient) indirgenerek genelleştirilmiş eğim tekniği kullanılmıştır. Şartlar, modele açıkça dahil edilebilir; gözler etrafında veya depolar arasındaki kayıplar, minimum ve maksimum çaplar gibi. Maliyetler herhangi bir boru çapına veya uzunluğuna bağlı lineer olmayan fonksiyonla ifade edilebilirler. Boru çapları sürekli değişken olduğundan, optimum değerler her zaman piyasada mevcut boru çapları şeklinde olmayabilir. Böylelikle, kesin sonuca yakın bir sonuç elde edilmiş olur.

1985’de El. Bahrawy and Smith su temin ve dağıtım sistemlerinin tasarımında MINOS paket programını uygulamışlardır. Kullandıkları model, veri tabanları oluşturan öncelikli işlemciyle, elde edilen boru çaplarını ticari çaplara yuvarlayan bir sonuç işlemcisini içermektedir. Dağıtım sistemleri için oluşturulan model, pompaları, kontrol vanalarını ve basınç düşürücü vanaları içermektedir.

Su et. al. 1987’ de kapalı gözlü ağ şebekelerinin optimizasyonunda lineer olmayan programlamayı kullanmışlardır. Modele emniyet kısıtlarını da ekleyip, Optimizasyon modellerini GRG tekniğine dayandırmışlardır. Basınçların hesaplanması için her iterasyonda 1980’ de Wool tarafından oluşturulan bir kararlı hal simulasyon modeli olan KYPIPE paket programını kullanmışlardır.

6.3.5 Genetik Algoritma Tekniği

Genetik Algoritma (GA) tekniği, evrim sürecinden etkilenerek, canlılarda yaşanan genetik sürecin bilgisayar ortamında gerçekleştirilmesi işlemidir. Bu tekniğin temel işlevi; bir fonksiyonun optimizasyonu veya ardışık dğerleri içine alan bir çok problem tipleri için çözüm geliştirmektir. GA’ nın en uygun olduğu durum, geleneksel metodlarla mümkün olmayan ya da, çözüm süresi problemin büyüklüğü ile üstel orantılı olarak artan problemlerdir Golberg (1983), Genetik Algoritma’nın pratikte de kullanılabilirliğini kanıtlamıştır.

Genetik Algoritma’nın genel (global) optimum veya optimuma yakın (near-optimal) çözümlerin bulunmasında etkili bir tekniktir. GA, optimuma yakın alternatif çözüm grupları ortaya çıkarır. Bu alternatiflerden biri, optimum çözüm olarak değerlendirilmektedir. Ancak GA’nın en önemli zorluklarından biri de, ne kadar sayıdaki değerlendirmenin yeterli olacağına karar verilmesi sorunudur. GA, uygun boru çaplarının çözümünde etkili bir tekniktir [Simpson et al,1994].

Davidson ve Goulter (1994), dal şeklindeki doğal gaz veya su dağıtım şebekelerinin yerleştirilmesi probleminin optimizasyonu için GA’yı kullanmışlardır.

Walters ve Lohbeck (1993), minimum boru çaplarında herhangi bir sınırlamanın olmadığı ve tekil yükleme altındaki boru şebekelerine GA 'yı uygulamışlardır. GA, grafik teorisi ve lineer programlamayı birlikte kullanan Walters ve Cembrowicz (1993), dal şeklindeki boru şebekelerinin optimuma yakın tasarımlarına temel oluşturacak bir çalışma yapmışlardır [Dandy et al, 1996].

6.3.6 Simüle Edilmiş Değişimler Tekniği

Bu teknikle, gerçek tasarım maliyetini, iterasyonla elde edilmiş yeni maliyetle karşılaştıran geliştirilmiş bir iterasyon algoritmasıdır. Eğer, önceden hesaplanmış maliyetle, elde edilmiş yeni maliyetler arasındaki fark iyileşme gösteriyorsa, iterasyonla elde edilen yeni maliyet, bir sonraki iterasyon işlemi için başlangıç değeri olarak kullanılır. Aksi takdirde ihmal edilir. Böyle bir algoritma, genel optimumun araştırılırken, yerel (local) minimumdan ayrılan bir yerel optimumun ortaya çıkarılmasında gereklidir. Bunu yaparken öncelikli adım diye adlandırılan basamak kullanılır. Öncelikli adım, tasarımcının olasılıkla belirlediği olası gerçek noktadan, minimizasyon problemi için daha büyük bir amaç değer noktasının kabul edilebilirliğini sağlar. Bu algoritma bir sonraki iterasyon değerini, olasılığı 1'e eşit olan gerçek iterasyon değerinden daha iyi bir değer (daha düşük bir amaç değer) ise kabul eder. Bu işlem tasarımcının kararına göre, belli bir tolerans derecesine sahip bir çözümle genel optimum değer elde edilinceye kadar devam eder.

Simüle edilmiş değişimler tekniği, birbirlerinden daha uygun ardışık noktaları bularak, amaç fonksiyonunun iterasyonla geliştirilmesidir. Yerel minimumdan kaçınmak, olasılığı çok az olan bir pik noktanın kabulünü gerektiren öncelikli adımla mümkün olur [Loganathan et al, 1995].

7. ŞEBEKE TASARIM MODELLEMESİ

7.1 Problemin Niteliği

İzmit' te herhangi bir yerleşim birimi kabul edilmiştir. Bu yerleşim birimine ait suyun civardaki bir barajdan sağlanıp, arıtılıp, cazibe ile 1081 m kotundaki bir depoya, oradan da şehire yine cazibe ile 8300 m' lik bir ana boru kullanılarak iletildiği düşünülmüştür. İletim hattı hesabı probleme dahil edilmemiştir. Arazi kotları Çizelge 7.1' deki gibi kabul edilmiştir. Probleme, depo seçimi ve depo hacim hesapları, pompalar, vanalar ve yangın muslukları gibi şebeke elemanları dahil edilmemiştir. Basınç ve hız kısıtları sağlanarak, kabul edilen su dağıtım şebekesinin optimum tasarımı amaçlanmıştır.

7.2 Problemin Çözümü

Basit modeller, ayrıntıya kaçmaksızın tasarlanan sistemin performansını tespit etmek için kullanılan en iyi araçlardır. Bu modellerin kullanılmasındaki asıl amaç, mühendislerin tüm alternatifleri değerlendirirken harcadıkları zamanın azaltılmasıdır [Hamberg and Shamir, 1988].

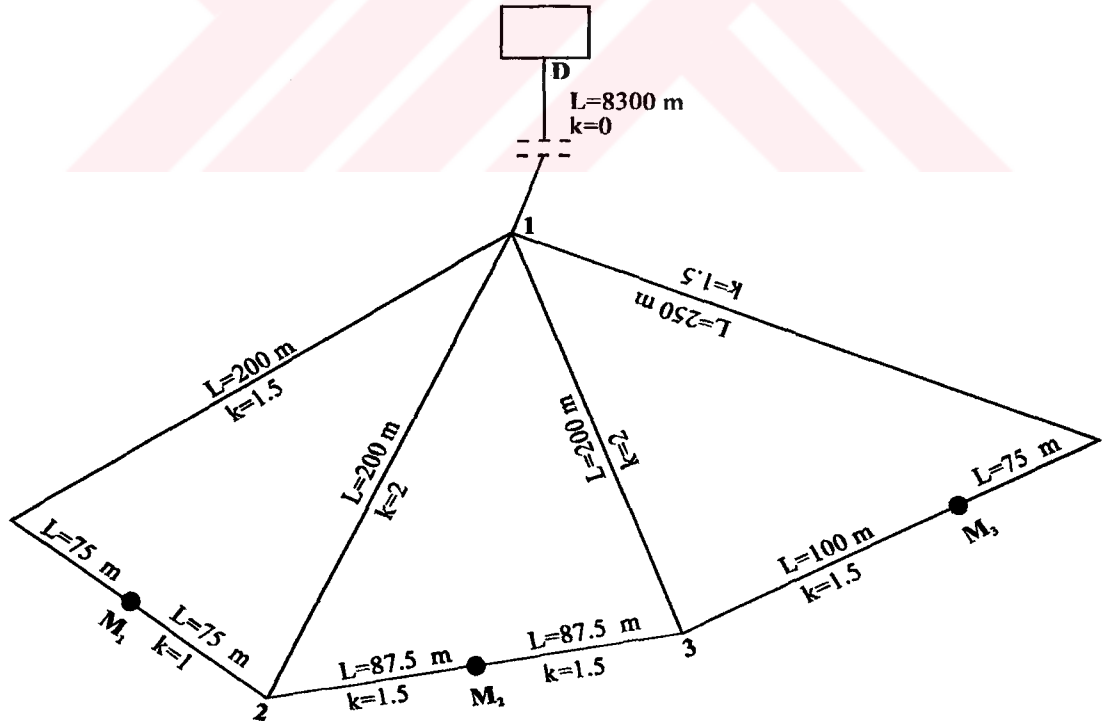
Kabul edilen su dağıtım şebekesinin tasarımında, öncelikle ülkemizde uygulanmakta olan ölü noktalar metodu uygulanmıştır. Daha sonra Morgan ve Goulter' ın geliştirdikleri Hardy Cross metoduyla ilişkilendirilmiş lineer optimizasyon tekniği kullanılmıştır. Bu optimizasyon tekniğinin lineer program adımıyla çözümü daha kolay olan Alperovits ve Shamir' in su dağıtım şebekelerinin optimum tasarımı için geliştirdikleri lineer formülasyonlar kullanılmıştır. Ölü noktalar metodundan ve seçilen modelden elde edilen şebeke tasarım maliyetleri birbirleri ile karşılaştırılmıştır.

7.2.1 Ölü Noktalar Metodu İle Çözüm

Ölü noktalar metodundaki en önemli kabul, suyun sadece belirli noktalardan değil, bütün borular boyunca çekildiği kabulüdür. Bu kabul ile çift uçtan beslenen bir borunun seçilen ölü nokta diye adlandırılan belirli bir noktasında debinin sıfır olduğu, debinin bu noktaya ulaşınca kadar tamamen tüketildiği kabul edilir.

Boru uzunlukları verilen şebekede, kesafet katsayıları (nüfus yoğunluk katsayıları) seçilmiştir. Ana borunun kesafet katsayısı, tüketim olmadığından sıfır alınmıştır. Ayrıca, üç adet ölü noktanın yerleri seçilmiştir (Şekil 7.1).

İletim debisi $Q_{\text{iletim}} = 34$ lt/sn olarak kabul edilip şebeke debisi $Q_{\text{şebeke}} = 1.5 \times Q_{\text{iletim}}$ kabulünden $Q_{\text{şebeke}} = 51$ lt/sn olarak bulunmuştur. Bu değere İller Bankası Talimatname' sindeki yangın debileri ilave edilerek hesap debileri bulunmuştur.



Şekil 7.1 Ölü noktalar metoduna göre hesaplanan şebeke planı.

Hesaplamalarda Hazen-Williams formülleri kullanılmış ve şebekede font boru kullanılacağı kabul edildiğinden Hazen-Williams katsayısı, CHW 95 olarak seçilmiştir. Çapların seçimi yapılırken, ekonomik boru çapı için Bresse formülü göz önüne alınmış ve çaplar hesaplanmıştır. Bresse formülü aşağıdaki şekilde ifade edilmektedir.

$$D = 1.13 \sqrt{Q_h} \quad (7.1)$$

Bu metoda ait hesaplar EXCEL 7.0 paket programı yardımıyla yapılmıştır. Sonuçlar Çizelge 7.1' de gösterilmiştir.

Çizelge 7.1 Ölü noktalar metoduna göre tasarım sonuçları.

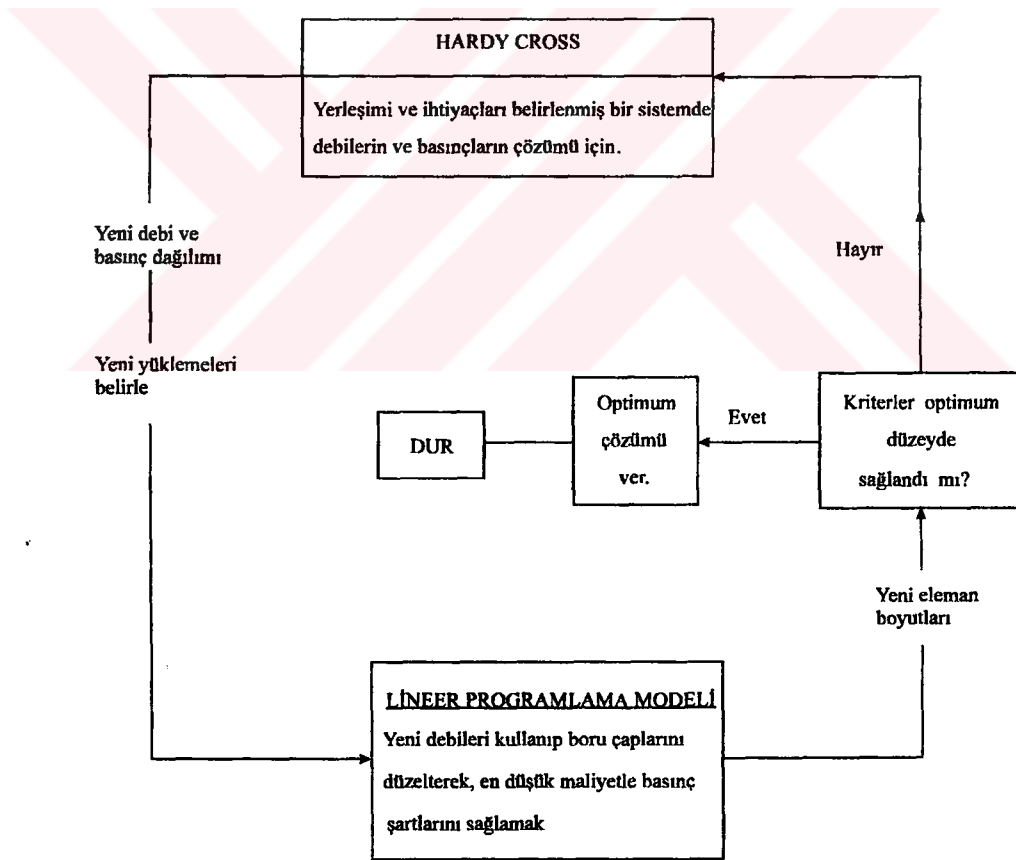
Boru	UZUNLUKLAR			DEBİLER						
No	*k	*L	*L'	*P	*Q _b	*Q _u	*Q ₀	*Q ₁	*Q _y	*Q _h
		m	m	lt/sn	lt/sn	lt/sn	lt/sn	lt/sn	lt/sn	lt/sn
1-M1	1.5	275	412.5	9.785	9.785	0	5.382	5.3817	5	10.382
2-M1	1	75	75	1.779	1.779	0	0.979	0.9785	5	5.979
2-M2	1.5	87.5	131.25	3.113	3.113	0	1.712	1.7124	5	6.712
3-M2	1.5	87.5	131.25	3.113	3.113	0	1.712	1.7124	5	6.712
3-M3	1.5	100	150	3.558	3.558	0	1.957	1.957	5	6.957
1-M3	1.5	300	450	10.67	10.67	0	5.871	5.8709	5	10.871
1-2	2	200	400	9.488	14.38	4.893	5.219	10.11	5	15.11
1-3	2	200	400	9.488	16.16	6.672	5.219	11.89	5	16.89
D-1	0	8300	0	0	51	51	0	51	10	61
BORU		BORUDA				KOTLAR				
No	*D	*J	*V	*H _k	Piyez.Kotu	Arazi Kotu	Basınç			
	(mm)		(m/sn)	(m)	(m)	(m)	(m)			
1-M1	125	0.0123	0.846	3.38135	1059.6257	1008.75	50.8728			
2-M1	100	0.0131	0.761	0.98386	1059.9925	1008.75	81.2425			
2-M2	100	0.0163	0.855	1.42220	1059.5542	1011.25	48.3042			
3-M2	100	0.0163	0.855	1.42220	1059.0899	1011.25	47.8399			
3-M3	100	0.0174	0.886	1.73696	1058.7751	1011.875	46.9001			
1-M3	125	0.0134	0.886	4.01652	1058.9876	1011.875	47.1126			
1-2	150	0.0101	0.855	2.02774	1060.9764	1011.81	50.1664			
1-3	150	0.0125	0.956	2.49191	1060.5121	1010	50.5121			
D-1	350	0.0217	0.634	17.9959	1063.0041	1010	53.0041			

* k: Kesafet katsayıları, L: Hakiki uzunluk, L': İzafi uzunluk (L'=k*L), P: İzafi boru debisi (P=q*L', q=Q_{şebeke}/Σ k*L), Q_b: Baş debisi, Q_u: Uç debisi, Q₀: Ortalama izafi debi (Q₀=0.55*P), Q_y: Yangın debisi, Q_h: Hesap debisi (Q_h= Q₁ + Q_y), D: Boru çapı (D_e=1.13 √Q_h), J: Hidrolik eğim, V: Hız, H_k: Yük kaybı.

Ana borunun (D-1) uzun olması, yük kaybının fazla olmasına neden olduğundan, bu borunun çapı $D=350$ mm olarak seçilmiştir. Kabul edilen arazi kotlarına göre basınçlar hesaplanmıştır. Hız kısıtları (0.5-1.5 m/sn) ve basınç kısıtları (20-80 m) sağlanmıştır. Ayrıca, ölü noktalara farklı noktalardan gelindiğinde, yük kayıplarının farkı (kapanma hatası) 1 m' den düşük olarak bulunmuştur.

7.2.2 Hardy Cross Metodu İle İlişkilendirilmiş Lineer Programlı Optimizasyon Modeline Dayanan Çözüm

Bu model, lineer programlama formüllerinin şebeke çözücü diye nitelendirilen, Hardy Cross metoduyla ilişkilendirilmesine dayanmaktadır (Şekil 7.2).



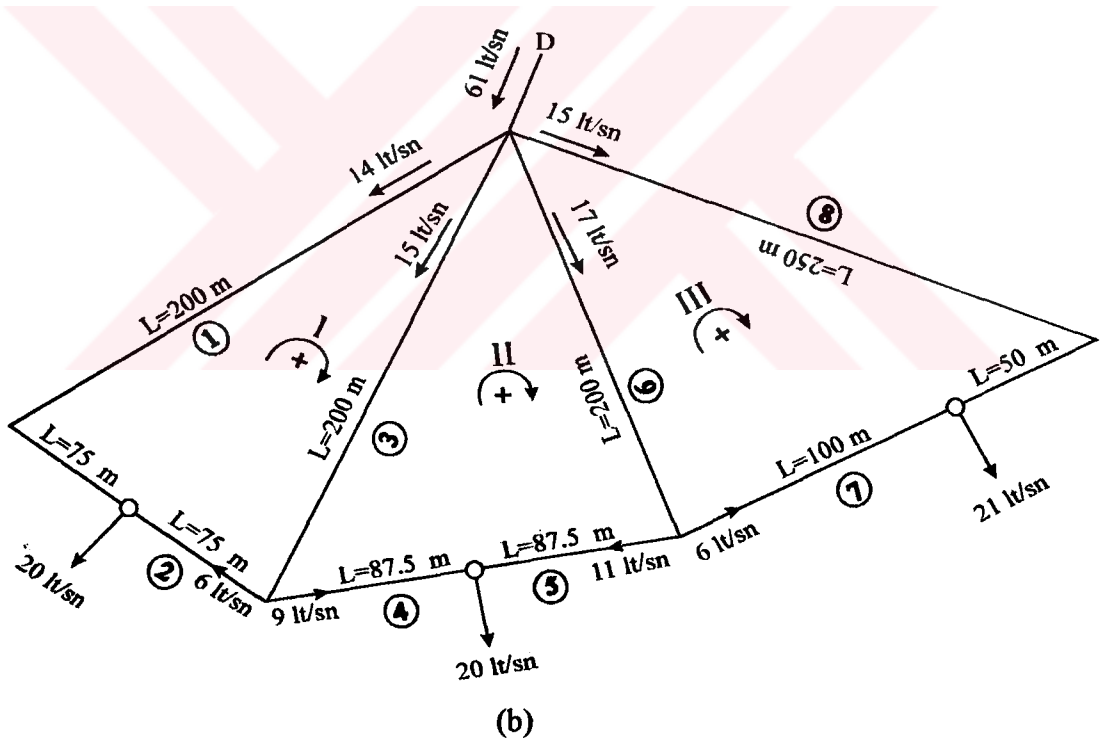
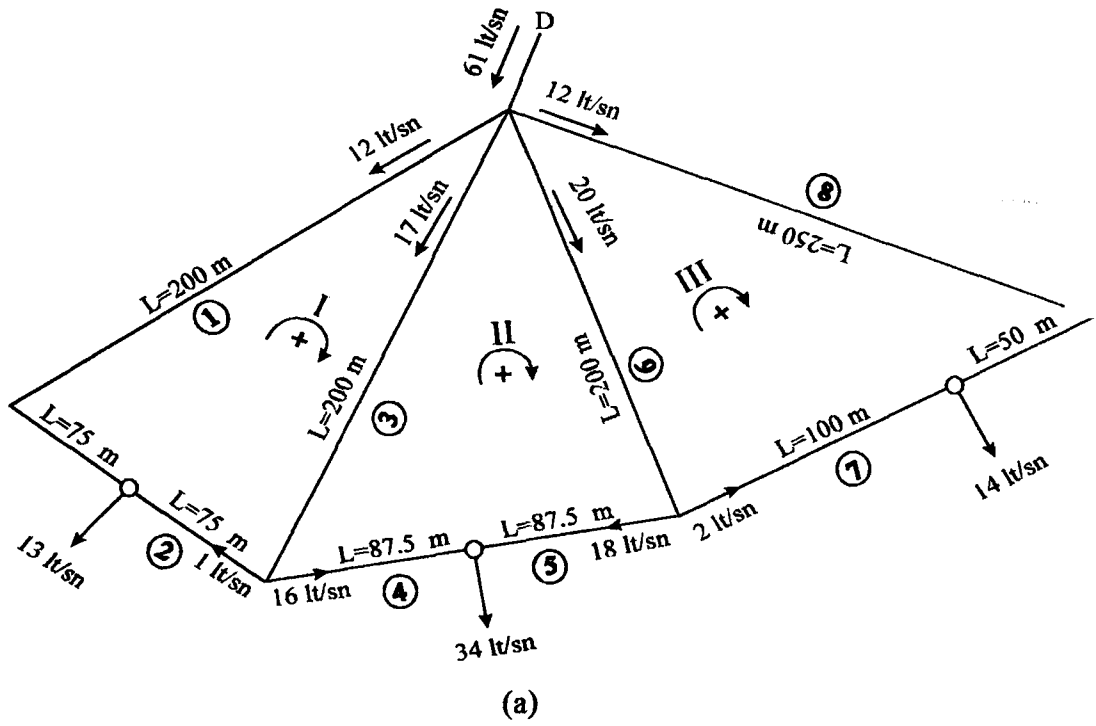
Şekil 7.2 Hardy Cross şebeke çözücü ile ilişkilendirilmiş lineer programlama modeli [Morgan and Goulter, 1985].

Bir çok metoddan, Hardy Cross metodunun seçilmesi, bu metodun basit ve kabul görmüş olmasıdır. Hardy Cross metodunda, debi ve basınç dağılımları dengelenir, lineer programlama adımıyla ise boru çapları değiştirilip, optimum tasarım için yeniden düzenlenir. Bu iki adımın birbirleri ile ilişkilendirilmesi, ekonomik olmayan boru oluşumlarının elimine edilmesini sağlamaktadır.

Hardy Cross metodu ile belirlenen debi ve basınç dağılımları değerlendirme işleminden geçirilir. Eğer yük kayıpları düşük, elde edilen basınç maksimum basınç sınır şartından büyük ise çap küçültülür. Yük kayıpları büyük, elde edilen basınç minimum basınç sınır şartından düşük ise çaplar büyütülür. Buradaki en önemli karar, hangi boru veya borularda yapılacak çap değişimleri ile, basınç kısıtlarını sağlamaktır. Yeni boru çapları, sonraki iterasyonlarda kullanılırken, lineer programlamada tasarım çapları olarak ele alınırlar. Bu iterasyonların sonunda tasarım çaplarında, bazı borularda yeterli olandan fazla veya düşük çaplar meydana gelebileceğinden, bu çaplar küçültülür veya büyütülür. Böylelikle, daha düşük maliyetler elde edilebilir. Elde edilen boru çapları, yeni basınç ve debi dağılımlarının hesaplanması için tekrar şebeke çözücüyü gönderilir. İşlemler, Şekil 7.2' deki gibi optimum çözüm elde edilinceye kadar iteratif bir şekilde tekrar edilir.

Model, daha önce, ölü noktalar metoduyla tasarlanan şebekeye uygulanmıştır. Gerekli debi, ana borudaki hesap debisi olan 61 lt/sn olarak kabul edilmiştir. Ölü noktalar metoduyla çözümde seçilen ölü noktaların yerinde sarfiyat noktalarının olduğu kabul edilmiştir.

Debi dağılımı, Şekil 7.3a' daki gibi kabul edilmiş, saat yönü, (+) yön olarak alınmıştır. Hardy Cross metodunun en çok kullanılan şekli olan çap ve debiler önceden tahmin edilip, yük kayıpları dengeleninceye kadar iterasyona devam edilmesi biçiminde şebekeye uygulanmıştır. Bunun için QBASIC programlama dilinde bir program kullanılmıştır [Güney ve diğ., 1992]. Lineer programlama aşaması için EXCEL 7.0 paket programı kullanılmıştır. Birinci iterasyonda kabul edilen çaplar ölü noktalar metodundan elde edilen çaplardır.



Şekil 7.3 Hardy Cross metodunun uygulandığı şebeke

a) İlk kabul edilen debi dağılımı, b) Debi dağılımının değiştirilmiş hali.

Piyezometre ve arazi kotları uygun olduğundan basınç kısıtlarının sağlanmasında herhangi bir güçlük karşılaşılmamıştır. Tüm borular ağ sistemlerdeki en düşük boru çapı olan 100 mm' ye indirilse bile, basınç kısıtları sağlanmıştır.

Dolayısıyla, modelde hız kısıtlarının olmayışı yanıltıcı sonuç vermektedir. Bu yüzden modelde bulunmamasına rağmen modele hız kısıtı (0.5-1.5m/sn) eklenmiş ve hızlarda hesaplanmıştır. Çap değişimine göre yapılan hesaplamalardan üçü Çizelge 7.2’ de gösterilmiştir. Üçüncü iterasyonun optimum çözüm olarak kabul edilebilir olduğu görülmüştür.

Çizelge 7.2 Kabul edilen debi dağılımına göre modelleme sonuçları.

1. İTERASYON									
B.No	Çap (mm)	Debi (lt/sn)	L (m)	J	H _k (m)	P.Kot. (m)	A.Kot. (m)	Basınç (m)	V m/sn
1(1-M1)	125	10.762	275	0.0034	0.939	1062.1	1008.8	53.311	0.877
2(2-M1)	100	2.266	75	0.0004	0.037	1062.1	1008.8	53.303	0.288
3(1-2)	150	19.541	200	0.0045	0.910	1062.1	1011.8	50.280	1.105
4(2-M2)	100	16.992	87.5	0.0268	2.346	1059.7	1011.3	48.493	2.163
5(3-M2)	100	16.992	87.5	0.0261	2.286	1059.7	1011.3	48.499	2.163
6(1-3)	150	20.107	200	0.0048	0.965	1062	1010	52.035	1.138
7(3-M3)	100	3.115	100	0.0009	0.090	1061.9	1011.9	50.069	0.397
8(1-M3)	125	10.761	300	0.0035	1.064	1061.9	1011.9	50.061	0.877
D(D-1)						1063	1010	53	
2.İTERASYON									
B.No	Çap (mm)	Debi (lt/sn)	L (m)	J	H _k (m)	P.Kot. (m)	A.Kot. (m)	Basınç (m)	V m/sn
1(1-M1)	100	9.912	275	0.0091	2.4987	1060.5	1008.8	51.751	1.262
2(2-M1)	100	3.115	75	0.0008	0.0629	1060.4	1008.8	51.684	0.397
3(1-2)	125	20.390	200	0.0125	2.5035	1060.5	1011.8	48.686	1.662
4(2-M2)	125	17.275	87.5	0.0091	0.7948	1059.7	1011.3	48.452	1.408
5(3-M2)	125	16.709	87.5	0.0083	0.7238	1059.7	1011.3	48.486	1.362
6(1-3)	125	20.674	200	0.0127	2.5404	1060.5	1010	50.459	1.685
7(3-M3)	100	3.965	100	0.0015	0.1464	1060.3	1011.9	48.438	0.505
8(1-M3)	100	9.912	300	0.0092	2.7561	1060.2	1011.9	48.369	1.262
D(D-1)						1063	1010		
3.İTERASYON									
B.No	Çap (mm)	Debi (lt/sn)	L (m)	J	H _k (m)	P.Kot. (m)	A.Kot. (m)	Basınç (m)	V m/sn
1(1-M1)	100	7.646	275	0.0052	1.4342	1061.6	1008.8	52.816	0.974
2(2-M1)	100	5.381	75	0.0027	0.2033	1061.6	1008.8	52.807	0.685
3(1-2)	150	22.656	200	0.0062	1.2397	1061.8	1011.8	49.950	1.282
4(2-M2)	125	17.275	87.5	0.0089	0.7796	1061	1011.3	49.731	1.408
5(3-M2)	125	16.709	87.5	0.0084	0.7385	1061	1011.3	49.734	1.362
6(1-3)	150	22.939	200	0.0064	1.2775	1061.7	1010	51.722	1.298
7(3-M3)	100	6.230	100	0.0036	0.3603	1061.4	1011.9	49.487	0.793
8(1-M3)	100	7.646	300	0.0055	1.6467	1061.4	1011.9	49.487	0.974
D(D-1)						1063	1010		

Debi dağılımını farklı kabul edince, sonuçların nasıl değişeceğini görmek için, aynı şebekede farklı debi dağılımları seçilip (Şekil 7.3b) işlemler tekrarlanmıştır. Sonuçlar Çizelge 7.3’ de sunulup yük kayıpları ve hız değişiminde önemli farklar gözlenmemiştir. Üçüncü iterasyondaki değerlerin basınç ve hız kısıtlarını sağlamasından dolayı optimum çözüm olarak kabul edilebileceği görülmüştür.

Çizelge 7.3 Değiştirilen debi dağılımına göre model sonuçları

1. İTERASYON									
B.No	Çap	Debi	L	J	H _k	P.Kot.	A.Kot.	Basınç	V
	(mm)	(lt/sn)	(m)		(m)	(m)	(m)	(m)	m/sn
1(1-M1)	125	12.178	275	0.0044	1.2031	1061.8	1008.8	53.047	0.992
2(2-M1)	100	7.929	75	0.0057	0.4297	1061.8	1008.8	53.047	1.010
3(1-2)	150	17.842	200	0.0039	0.7738	1062.2	1011.8	50.416	1.010
4(2-M2)	100	9.912	87.5	0.0091	0.7882	1061.4	1011.3	50.178	1.262
5(3-M2)	100	9.912	87.5	0.0091	0.7979	1061.4	1011.3	50.143	1.262
6(1-3)	150	18.480	200	0.0040	0.8086	1062.2	1010	52.191	1.042
7(3-M3)	100	8.213	100	0.0064	0.6350	1061.6	1011.9	49.681	1.046
8(1-M3)	125	12.744	300	0.0048	1.4439	1061.6	1011.9	49.681	1.038
D(D-1)						1063	1010	53	
2.İTERASYON									
B.No	Çap	Debi	L	J	H _k	P.Kot.	A.Kot.	Basınç	V
	(mm)	(lt/sn)	(m)		(m)	(m)	(m)	(m)	m/sn
1(1-M1)	100	10.762	275	0.0103	2.8567	1060.1	1008.8	51.393	1.370
2(2-M1)	100	9.346	75	0.0080	0.5983	1060.1	1008.8	51.348	1.190
3(1-2)	125	19.541	200	0.0115	2.3042	1060.7	1011.8	48.886	1.592
4(2-M2)	125	10.195	87.5	0.0032	0.2835	1060.4	1011.3	49.162	0.831
5(3-M2)	125	9.629	87.5	0.0028	0.2481	1060.4	1011.3	49.162	0.785
6(1-3)	125	19.824	200	0.0117	2.3400	1060.7	1010	50.660	1.615
7(3-M3)	100	9.912	100	0.0092	0.9197	1059.7	1011.9	47.865	1.262
8(1-M3)	100	11.045	300	0.0110	3.3064	1059.7	1011.9	47.819	1.406
D(D-1)						1063	1010		
3.İTERASYON									
B.No	Çap	Debi	L	J	H _k	P.Kot.	A.Kot.	Basınç	V
	(mm)	(lt/sn)	(m)		(m)	(m)	(m)	(m)	m/sn
1(1-M1)	100	8.7792	275	0.0071	1.9499	1061.1	1008.8	52.301	1.118
2(2-M1)	100	11.328	75	0.0115	0.8592	1061.0	1008.8	52.292	1.442
3(1-2)	150	21.240	200	0.0055	1.0983	1061.9	1011.8	50.092	1.202
4(2-M2)	125	10.195	87.5	0.0031	0.2696	1061.6	1011.3	50.382	0.831
5(3-M2)	125	9.9120	87.5	0.0029	0.2535	1061.6	1011.3	50.379	0.808
6(1-3)	150	21.523	200	0.0056	1.1171	1061.9	1010	51.883	1.218
7(3-M3)	100	11.611	100	0.0125	1.2517	1060.6	1011.9	48.756	1.478
8(1-M3)	100	9.3460	300	0.0079	2.3766	1060.6	1011.9	48.748	1.190
D(D-1)						1063	1010	53	

Çizelge 7.2 ve Çizelge 7.3’de bulunan boru numaralarını gösteren kolonların parantez içindeki ifadeleri, ölü noktalar metodunun uygulandığı şebekedeki boru numaralarına karşılık gelmektedir.

7.2.2.1 Alperovits ve Shamir’in Geliştirdikleri Lineer Formülasyonların Kabul Edilen Şebekeye Uyarlanması

Kabul edilen şebeke cazibeli olduğundan, pompa içermemektedir. Hesaplamalar, tekil yükleme göz önünde bulundurularak yapılmıştır. Ayrıca, şebekede vanalar dikkate alınmamıştır. Buna göre amaç fonksiyonumuz;

$$\min F = \sum_{(i,j)} \sum_m C_{ijm} X_{ijm} \quad (7.2)$$

C_{ijm} : i, j noktalarını birleştiren, m çapındaki birim uzunluktaki borunun maliyeti,

X_{ijm} : i, j noktalarını birleştiren borunun, m çaplı kısmının uzunluğu,

Kısıtlarımız,

$$\sum_m X_{ijm} = L_{ij} \quad (7.3)$$

L_{ij} : i, j noktalarını birleştiren hattın uzunluğudur. Tasarımda L_{ij} uzunluğu boyunca boru çapı değiştirilmediğinden $X_{ijm} = L_{ij}$ olur.

Ayrıca, hidrolik eğim aşağıdaki formülden hesaplanmıştır.

$$J_{ijm} = \frac{H_{kijm}}{X_{ijm}} \quad (7.4)$$

Minumum basınç sınırı $H_{MIN_n}=20$ m ve maksimum basınç sınırı $H_{MAX_n}=80$ m alınarak,

$$HMIN_n \leq H_s \mp \sum_{i,j} \sum_m J_{ijm} X_{ijm} \leq HMAX_n \quad (7.5)$$

H_s : Kaynak veya depodaki basınç yüksekliği,

H_n : Herhangi bir noktadaki basınç yüksekliği

olmak üzere, basınçlar hesaplanmıştır. Ayrıca, kabul edilen şebekede üç adet kapalı göz olduğundan ve pompa ile vana bulunmadığından dolayı, gözlerdeki basınç kayıpları toplamı aşağıdaki formülde ifade edildiği gibi sıfır olmalıdır.

$$\mp \sum_{i,j} \sum_m J_{ijm}(\ell) X_{ijm} = 0 \quad (7.6)$$

7.3 Tasarım Maliyetlerinin Karşılaştırılması

Borular font boru olarak seçilmiştir. 1997 yılından itibaren geçerli birim uzunluktaki boru maliyetleri ve ölü noktalar metodundan ile elde edilen şebeke tasarım maliyeti ile, seçilen modelden elde edilen optimum çözüm maliyeti Çizelge 7.4' de verilmiştir.

Çizelge 7.4 Ölü noktalar metodu ve modelden elde edilen maliyetlerin karşılaştırılması

		Model Tasarım Maliyeti		Ölü Noktalar Tasarım Maliyeti	
Boru Çapı	Birim Maliyeti	Miktar	Maliyet	Miktar	Maliyet
(mm)	(TL/m)	(m)	(milyar TL)	(m)	(milyar TL)
100	1424400	750	10.683	350	4.9854
125	2098600	175	3.6723	575	12.06695
150	2534400	400	10.1376	400	10.1376
		Toplam	24.49315	Toplam	27.18995
Maliyet Farkı = 2.6968 Milyar TL. ($\cong$ %10)					

Modelden elde edilen maliyet ölü noktalar metodundan elde edilen maliyetten yaklaşık %10 daha az olduğu görülmüştür. Şebeke tasarım maliyetine sadece boru maliyetleri katılmış, ana boru maliyeti katılmamıştır.

Üç adet kapalı göze sahip sekiz borulu, pompa içermeyen basit bir şebekeye, seçilen basit bir optimizasyon modeli uygulandığında yaklaşık %10' luk bir maliyet farkı elde edilebildiğine göre, boru sayısının 5000' den büyük, depo, pompa, vana kombinasyonlarını içeren kompleks şebekelerde daha gelişmiş ve pratiğe uygulanabilir farklı optimizasyon modelleri kullanıldığında, bu farkın daha da büyüyeceği düşünülmektedir.



8. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmadaki elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

1) Hardy Cross yöntemi ile ilişkilendirilmiş, lineer programlı optimizasyon metodundan elde edilen boru maliyeti, ölü noktalar metodu ile elde edilen maliyetten yaklaşık %10 daha düşük bulunmuştur.

2) Gelişen bilgisayar teknoloji ile Hardy Cross metodu ve lineer programlama gibi optimizasyon teknikleri kolaylıkla uygulanabilir hale gelmiştir; Excel 7.0 paket programı bu konuda iyi bir örnektir.

3) Alperovits ve Shamir' in geliştirdiği lineer programlı optimizasyon modeli, pompa ve vana gibi şebeke elemanlarını da içerdiğinden, Morgan ve Goulter' un modelinden daha kapsamlıdır.

4) Ölü noktalar metodu, Hardy Cross metodu ile her ne kadar benzer ise de [Muslu,1980] sonuçlar farklı olabilmekte ve bu farklılıklar da optimizasyon sürecinde önem kazanmaktadır.

5) Su dağıtım şebekesinin, Hardy Cross metoduyla tasarımına başlamadan önce, çap ve debi dağılımları tahmin edilirken, ölü noktalar metodundan elde edilen tasarım sonuçları dikkate alınırsa, Hardy Cross metoduyla çözüme ulaşıncaya kadar ki iterasyon sayısı azalmaktadır.

Öneriler ise;

1) Su dağıtım sistemlerinin tasarımında hangi metod kullanılırsa kullanılsın, tek bir ihtiyaç debisi altında tasarım yapılmayıp, mevsimlik, aylık, günlük ve saatlik su

ihtiyaç debileri de dikkate alınmalıdır. Bu durum sistemdeki elemanların boyutlarını ve enerji maliyetlerini doğrudan etkilemektedir.

2) Su dağıtım sistemlerine harcanan yapım, onarım ve bakım maliyetlerini düşünürsek, kullanılmakta olan ölü noktalar metodunun yanısıra, hızla gelişen optimizasyon tekniklerine gereken önemin verilmesi önerilmektedir. Bu konuda üniversiteler, kamu ve özel kurum ve kuruluşlar ortak çalışmalıdırlar.



KAYNAKLAR

- 1- Al-Layla, M. A., Ahmad, S. and Middlebrooks, E. J., Water Supply Engineering Desin, Ann Arbor Science Publisher, Inc., USA, 1977.
- 2- Başar, A., Optimizasyon Teorisi Eğitim Semineri Notları, Cilt I, Bölüm I, Marmara Araştırma Enstitüsü., Mayıs, 1976.
- 3- Bayazıt, M., Hidroloji, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbası, 1991.
- 4- Çeçen, C., İçme Suyu Mühendisliği I, İstanbul Sular İdaresi Müdürlüğü, Sayı 5, İnkılap ve Aka Basımevi, 1973.
- 5-Dandy, G. C.,Simpson, A. R. and Murphy, L. J.,An Improved Genetic Algorithm for Pipe Network Optimization, Water Resources Research, 32 (2), 449-458,February 1996.
- 6- Dunn, I. J., Heinzle, E.,Dettwiler, B., Saner, U., Ryhiner, G., Ingham, J., Envirometntal Bioprocesses Modelling and Simulation, Brown White, Switzerland,1992.
- 7-Duranyıldız, İ., Önöz, B. Ve Oğuz, B., İstanbul Su Temini Sisteminin İşletme Kurallarının Araştırılması, Bildiriler, Su ve Çevre Sempozyumu, İstanbul, 54-60, 1997.
- 8- Güney, M.Ş.,Arısoy, Y. Ve Kaya, B., Bilgisayar Destekli Hidrolik Tasarım, DOÜ Müh-Mim Fak., İzmir,1992
- 9- Goulter, I. C., System Analysis in Water-Distribution Network Desing: from Theory to Practice, J. Water Resour. Plng. and Mgmt., ASCE, 118 (3), 238-248, 1992.
- 10- Hamberg, D. and Shamir, U., Schematic Models for Distribution System Desin I: Combination Concept, J. Water Resour. Plng. and Mgmt., ASCE, 114 (2), 129-140, 1988.
- 11- Hamberg, D. and Shamir, U., Schematic Models for Distribution System Desin II: Continuum Approach , J. Water Resour. Plng. and Mgmt., ASCE, 114 (2), 141-162, 1988.

- 12- James, L.D. and Robert, R.L., Economics of Water Resources Planning, McGraw-Hill Book,Company, 1992.
- 13- Karpuzcu, M., Ertürk, F., Şen, Z. ve Eroğlu, V., Çevre Mühendisliğinde Sistem Analizi ve Optimizasyon Teknikleri, Çeviri, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbası, 1978.
- 14- Lansey, K. E., Mays, L. W. and Tung, Y. K., Water Distribution System Desing Under Uncertanities, J. Water Resour. Plng. and Mgmt., ASCE, 115 (5), 630-645, 1989.
- 15- Lansey, K. E and Mays, L. W., Optimization Model for Water Distribution System Desing, J. Hydr. Engrg., ASCE, 115 (10), 1401-1418, 1989.
- 16- Loganathan, G. V., Greene, J. J. and Ahn, T. J., Design Heuristic for Globally Minimum Cost Water-Distribution Systems, J. of Water Resour. Plng. and Mgmt., ASCE, 121 (2), 182-192, 1995.
- 17- Morgan, D. R. and Goulter, I. C., Optimal Urban Water Distribution Desing, Water Resources Research, 21 (5), 642-652, May 1985.
- 18- Muslu, Y., Terfi Merkezleri ve İsale Hatları, Cilt I, İTÜ Matbası, 1976.
- 19- Mushu, Y., Su Getirme ve Kullanılmış Suları Uzaklaştırma Esasları, Teknik Kitaplar Yayınevi, 1980.
- 20- Ostfeld, A. and Shamir, U., Design of Optimal Reliable Multiquality Water-Supply Systems, J. of Water Resour. Plng. and Mgmt., ASCE, 122 (5), 322-333, 1996.
- 21- Quindry, G. E., Brill, E. D. and Liebman, J. C., Optimization of Looped Water Distribution Systems, J. of the Environmental Engineering Division, ASCE, 107, 665-679, August, 1981.
- 22- Robinson, M. P., Network Analysis Manual 2.0 Model Preparation, Proceedings AWWA Seminar on Computer Applications in Water Industry Operation and Desing, Annual Conferance, Washington D. C., 7-22, June 23, 1985.
- 23- Sevük, S. ve Altınbilek, D., Su Dağıtım Şebekeleri Projelendirme ve Bilgisayarla Çözüm Esasları, ODTÜ, 1977.
- 24- Shamir, U., Optimization of the Desin and Operation of Water Distribution System, Proceedings AWWA Seminar on Computer Applications in Water Industry Operation and Desin, Annual Conferance, Washington D. C., 23-35, June 23, 1985.

- 25- Simpson, A. R., Dandy, G. C. and Murphy, L. J., Genetic Algorithms Compared to Other Techniques for Pipe Optimization, , J. of Water Resour. Plng. and Mgmt., 120 (4), 423-443, 1994.
- 26- Taher, S. A. and Labadie, J. W., Optimal Desin of Water-Distribution Networks with GIS, J. Water Resour. Plng. and Mgmt., ASCE, 122 (4), 301-311, 1996.
- 27-Walski, T. M. et. al., Battle of the Network Models: Epilogue, J. Water Resour. Plng. and Mgmt., ASCE, 113 (2), 191-203, 1987.



ÖZGEÇMİŞ

1971 Yılında Trabzon’ da doğdu. İlköğrenimini 27 Mayıs İlkokulunda, orta ve lise öğrenimini Trabzon Anadolu Lisesinde tamamladı. 1989-1990 öğretim yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümünde okumaya hak kazandı. Temmuz 1993’ de IAESTE kanalıyla Almanya, Hannover Üniversitesi, Su Enstitüsünde 2.5 ay süreyle staj yaptı. Şubat 1994’ de lisans eğitimini tamamladı. 1995 yılında Kocaeli Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde Araştırma Görevlisi olarak göreve başladı. Halen bu görevini sürdürmektedir.

