

AKDENİZ UNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

+

KUÇUK HAVZALARDAKİ HİDROLOJİK OLAYLARIN
MATEMATİKSEL MODELİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş.Müh.Nurhan KARAKILIÇ

T186/1-1

Anabilim Dalı : İNŞAAT

Programı : HİDROLİK

EYLÜL 1987

AKDENİZ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

KÜÇÜK HAVZALARDAKİ HİDROLOJİK OLAYLARIN
MATEMATİKSEL MODELİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş.Müh.Nurhan KARAKILIÇ

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih :14.9.1987
Tezin Savunulduğu Tarih :22.9.1987
Tez Danışmanı : Doç.Dr.Ali DOĞAN
Diğer Jüri Üyeleri : Doç.Dr.Ferhat TÜRKMAN
: Yrd.Doç.Ömer DEMİR

EYLÜL 1987

Ö N S Ö Z

Bu çalışma, akarsu havza modellemesinde ileri bir araştırmanın temelini oluşturacak şekilde ele alınmıştır. Bu modelleme, hidrolojik çevrimin farklı devrelerindeki fiziksel olayları tanımayı ve dinamik sistemin matematiksel izahına içerir. Akarsu havza modellemesi, çeşitli araştırma çalışmaları için analog veya digital kompüter uygulamalarında ilk adımdır.

Araştırmamda görüş ve deneyimlerini esirgemeyen değerli hocam, Sayın Doç.Dr. Ali DOĞAN'a teşekkürlerimi sunarım. Ayrıca tezin yazımında emeği geçen İnşaat Bölüm Sekreterlerinden Ş.Karabulut ve H.Bülbül'e teşekkür ederim.

ISPARTA
Eylül, 1987

Nurhan KARAKILIÇ

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖNSÖZ	II
İÇİNDEKİLER	III
ŞEKİL DİZİNİ	V
ÖZET	VII
SUMMARY	VIII
1. GİRİŞ	1
2. LİTERATÜRÜN GÖZDEN GEÇİRİLMESİ	5
2.1 Su Kaynakları Planlamasında Optimizasyon Teknikleri	5
2.2 Simulasyon Model Çalışmaları	12
2.2.1 Fiziksel (Analitik) Simulasyon Model Çalışmaları	12
2.2.1.1 Digital Simulasyon Model Çalışmaları	12
2.2.1.2 Analog Simulasyon Model Çalışmaları	15
2.2.1.3 Hibrid-Kompüter Simulasyon Çalışmaları	16
2.2.1.4 Kompüter Simulasyon Model Çalışmaları	17
2.2.2 Parametrik Simulasyon Model Çalışmaları	20
2.2.3 Stokastik Simulasyon Model Çalışmaları	25
3. MATERYAL VE METOD	27
3.1 Materyal	27
3.1.1 YüzeY Akışını Etkileyen Faktörler	27
3.1.2 Taşkınların Hidrolojik Doneleri	28
3.1.2.1 Arazi Doneleri	28
3.1.2.2 Akım Doneleri	30
3.1.2.3 İklim Doneleri	31
3.2 Metod	33
3.2.1 Hesap Yağmuru Modeli	34
3.2.1.1 Zaman İçinde Dağılım	34
3.2.1.2 Alan İçinde Dağılım	39
3.2.1.2.1 İzohiyet Metodu	39
3.2.1.2.2 Thiessen Poligon Metodu	40
3.2.2 Artık Yağış Hidrografı	42
3.2.2.1 Tutma	42
3.2.2.2 Sızma	44
3.2.2.3 Yüzeysel Biriktirme	49
3.2.2.4 Artık Yağış	50
3.2.3 Tabaka Akımının Ötelenmesi	51
3.2.3.1 Tholin ve Keifer Metodu	51
3.2.3.2 Morgali Metodu	54

3.2.3.2.1 Akım Eşitliklerinin Analizi.....	54
3.2.3.2.2 Akım Eşitliklerinin Sayısal Çözümü.....	56
3.2.3.2.3 Menba Sınır Şartları.....	58
3.2.3.2.4 Mansap Sınır Şartları.....	58
3.2.3.2.5 Başlangıç Şartları.....	59
3.2.3.3 İshihara Metodu.....	59
3.2.4 Kanal Akımının Ötelenmesi.....	63
3.2.4.1 Tali Kanallar.....	63
3.2.4.1.1 Tholin ve Keifer Metodu.....	63
3.2.4.1.2 Morgali Metodu.....	66
3.2.4.2 Ana Kanal.....	67
3.2.5 Laurenson'un Bileşik Öteleme Metodu.....	70
3.2.6 Birim Hidrograf ve İstatistiksel Yaklaşımlarla Akış Hidrografı.....	73
3.2.6.1 Artık Yağış Hacmi.....	73
3.2.6.2 Artık Yağış Hacminden Gelen Akış Hidrografı..	75
3.2.6.2.1 Chow'ın Metodu.....	75
3.2.6.2.2 Viessman ve Geyer'in Metodu.....	78
3.2.6.2.3 Gray'ın Metodu.....	82
3.2.6.2.4 Lienhand'ın Metodu.....	85
3.2.6.3 Akarsu Havzası Toplanma Zamanı ve Pik Debi..	87
4. TARTIŞMA.....	90
4.1 Hesap Yağmur Modeli.....	90
4.1.1 Zaman İçinde Dağılım.....	90
4.1.2 Alan İçinde Dağılım.....	91
4.2 Artık Yağış Hidrografı.....	91
4.3 Tabaka Akımının Ötelenmesi.....	91
4.4 Kanal Akımının Ötelenmesi.....	92
4.5 Laurenson'un Bileşik Öteleme Metodu.....	95
4.6 Birim Hidrograf ve İstatistiksel Yaklaşımlar.....	95
5. SONUÇLAR.....	97
6. KAYNAK DİZİNİ.....	98
7. ÖZGEÇMİŞ.....	101

ŞEKİL DİZİNİ

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
1 Yüzey akış hidrografının analizinde küçük akarsu havzasının şematik görünümü.....	33
2 Yağış hidrografının analizi.....	36
3a Yağış şiddeti-süre eğrisi (Hershfield'in katsayıları kullanılarak).....	37
3b Amerika Meteoroloji Bürosunun katsayılarının kullanıldığı yağış şiddeti-süre eğrisi.....	38
4a Yağış hidrografını tayin eden Tholin ve Keifer Meto- dunun şematik modeli	39
4b Yağış hidrografını tayin eden Hershfield yaklaşımının şematik modeli	39
5 Eş yağış çizgileri (izohiyetler)	40
6 Thiessen Poligonu	41
7 Tutma, depolama ve yağış hızı arasındaki bağıntıyı gös- renen şematik diyagram	44
8 Standart sızma eğrisi	46
9 Bir sağanak esnasında tipik sızma hızı eğrisi	48
10 Sızma hızı, toprak nemi deposu ve net yağış arasındaki ara bağıntıları gösteren şematik diyagram	49
11 Yüzeysel biriktirme hızı, yağış ve sızma arasındaki ilişkinin şematik diyagramı	51
12 Tabaka akımının ötelenmesi için taşkın ve depolama fonksiyonu ilişkisi	53
13 Tabaka akımı modeli	54
14 Karakteristik düzlem üzerinde sonlu farklarla nokta ağı ..	56
15 Gerçek havza ve dikdörtgen monoklinal havza uzunlukla- rı arasındaki bağıntı	62
16 Tholin ve Keifer 'in kabul ettiği hendek kesiti	64
17 Taşkın ve depolama fonksiyonu arasındaki bağıntı (kanal ötelemesinde)	66
18 Giren akım hidrograf bileşenlerinin grafik integrasyonla ana kanal boyunca ötelenmesi	68

<u>Şekil</u>		<u>Sayfa</u>
19	Giren akım hidrografının ardışık ordinatlarının integrasyonu ile ana kanal boyunca ötelenmesi	68
20	Bir tali akarsu ve ana kanalın tipik kesişimi	69
21	Boyutsuz akış zamanı ve örtülü havza alanı arasındaki ilişki	72
22	Birim hidrograf tanımında adı geçen büyüklükler	75
23	Kaydırılmış S eğrisi metodu ile tipik hidrografer ..	76
24	Yüzey akışına göre yağışın tipik hidrograferı ...	78
25	Viessman ve Geyer'e göre hidrografın matematiksel gösterimi	81
26	Taşkın hidrograf sentezinde uygulanabilen çeşitli yaklaşımları gösteren şematik model	94

Ö Z E T

Küçük akarsu havzalarıyla ilgili pek çok hidrolojik araştırmada taşkın hidrograflarının temelini oluşturan veri ve tahminler tamamen yetersizdir. Bu nedenle deneysel yaklaşımlar (metodlar)ın geçerliliği sınırlandırılmıştır. Hidrograf sentezi, taşkın hidrograflarını önceden tahmin eden mantıklı bir yaklaşım gösterir. Bir hidrograf sentezi için, hidrolojik olayda mevcut olan dinamik proseslerin fiziksel davranışını matematiksel olarak ifade etmek gerekir. Hidrograf sentezi: (a) yağış hidrografları (gerçek ve tahmini), (b) örneğin, tutma, sızma ve yüzeysel biriktirme gibi kayıpların hidrografları, (c) sonlu zaman aralıklarında ve su alma yapısına kadar olan mesafelerdeki net yağış değeri (artık yağış) ne çevirme ve öteleme, mukayese edilerek tayin edilebilir. Öteleme işlemindeki karmaşıklıklar fazla olup, dikkate alınan çeşitli faktörler örneğin; akarsu havzası şekli ve boyutu, toprak ve bitki karakteristikleri, engebeli yüzey şartları, meyiller ve kanal (akarsu) geometrisidir. Bu tez, hesap yağmuru modelinden kanal ötelemesinin son safhasına kadar olan her hidrolojik olayı tanımlamak için geliştirilen bağıntıların bir incelemesidir. Bütün olayların tanımlarını birleştiren uygun bir simülasyona (benzetmeye) ihtiyaç vardır. Böyle bir durumda dinamik sistemin tümüne uygun ve mantıksal bir kombinasyon oluşturulur. Hidrograf sentezinin farklı safhalarına uygulanabilen çeşitli metodlara ve tartışma kısmında mevcut olan şematik diyagramlara işaret edilmiştir.

S U M M A R Y

In many hydrologic investigations concerning small watersheds, data and observations are totally inadequate to provide a basis for outflow hydrographs. Consequently, a variety of empirical approaches have been developed which have limited rational validity. Hydrograph synthesis offers a reasonable approach to predicting the outflow hydrograph characteristics. In order to synthesize a hydrograph it is necessary to mathematically describe the physical behavior of the dynamic processes involved in the hydrologic phenomena. Hydrograph synthesis may be considered to comprise (a) hydrographs (actual or simulated) of precipitation, (b) hydrographs of abstractions such as interception, infiltration, and depression storage, (c) routing or translating the net rainfall rate (rate of rainfall excess) in finite intervals of time and distances up to the outlet point. The complexities of this routing procedure are many, considering the variable factors such as the shape and size of watershed, soil and vegetative characteristics, nonuniform surface conditions, slopes, and channel geometry. This report is a review of the relationships developed for describing each hydrologic process from the design storm pattern to the final phase of the channel routing. Satisfactory simulation requires connecting all of these process descriptions in such a manner that they combine into a logical and compatible total dynamic system. Schematic diagrams are presented in the discussion and the various methods available for different stages of hydrograph synthesis are indicated.

1. GİRİŞ

İnsanlar tarih boyunca, çeşitli amaçlarla ihtiyaç duydukları suyu sağlamak için hidrolojik çevrimin değişik noktalarından su alma girişiminde bulunmuşlardır. Örneğin, daha eski dönemlerden akarsular saptırılmış, bunlardan sulama, içme ve kullanma suyu sağlama ve ulaşım da faydalanılmıştır. Aynı dönemlerde kuyular açılarak yeraltı suları çıkarılmıştır.

Hidrolojik çevrimin belirli yönlerinden yararlanma tutkusunu, çeşitli düzey ve kapsamda su kaynakları projelerinin gerçekleşmesiyle sonuçlanmıştır. Bunların en basiti içme ve kullanma suyu sağlayan basit sarnıçlardan başlayarak en geliştirilmiş biçimi ile akarsuları düzenleyen, yeraltı suyu akiferlerini besleyen, elektrik üreten, içme, kullanma ve sulama suyu sağlayan, tarım ve yerleşim bölgelerini taşkından koruyan komplike, çok amaçlı projelere kadar uzanmaktadır.

Mevcut kaynaklar ile ihtiyaçlar arasındaki farkın en aza indirilmesi, gerekli sistemin araştırılması için insan doğal hidrolojik olayları anlamaya çalışmış, depolama ve iletim yapıları inşa etme girişiminde bulunmuştur. Bu faaliyetler sonucu hidroloji ve hidrolik alanında gelişmeler sonucunda hidrolojik çevrimi oluşturan doğal olayların daha iyi anlaşılması, su kaynakları mühendisliğinin gelişmesine ortam hazırlamıştır.

Hızlı nüfus artışı ve endüstrileşmeye paralel olarak artan su ihtiyacı, su kaynaklarının geliştirilmesi çalışmalarını daha hızlandırmıştır. Bu çalışmalara suyun kullanımı, su miktarının ve kalitesinin kontrolü esas alınmaktadır. Ülkemizin ekonomik kalkınma çabasında su yapılarının payı büyüktür. Görünüşe göre bu pay daha uzun yıllar değerini koruyacaktır. Su yapılarının emniyetli halde inşa edilebilmeleri başta hidrolojinin eseridir. Ayrıca taşkın hidrolojisinin katkısı gözardı edilemez. Sonuçları önemli olan taşkın konusunun sorumluluğunda şüphesiz büyük olacaktır. Gerek insan hayatı ve gerekse tarım arazilerinde meydana gelecek kayıp, hem maddi hem manevi yönden yaralar açabilir.

Bu nedenle özellikle bu konunun detaylarına inilerek araştırılması kaçınılmazdır. Hatta, hidrolojinin son derece değişik arazi ve iklim özelliklerine uygulanması, istatistiksel donelerin yetersizliği ve çoğu kere bulunamaması hidrolojiyle uğraşanları daha geniş araştırmalara sürüklemektedir.

İnsanoğlunun taşkını kontrol edebilmesi için karakteristiklerini bilmesi gerekir. Taşkın seviyesi, taşkın kanalı boyunca veya taşkın kesitinde yapı yapmayı planlayanların, taşkından zarar gören alanların, herhangi bir insan faaliyeti için gerekli olan taşkın zonlarının, taşkın zarar derecesinin bilinmesini sağlar. Taşkın piki, dolusavakların, köprülerin, menfezlerin ve taşkın kontrol tesislerini projelendirenler için gerekli ölçülebilen taşkın karakteristiğidir. Taşkın hacmi (veya akımı) ise, depolama tesislerinin projelendirilmesi ile ilgilenenler için gerekli ölçülebilen en önemli taşkın karakteristiğidir. Çünkü sulama, su temini ve taşkın kontrol hacimlerinin çok iyi bir şekilde tespit edilerek ekonomik bir rezervuarın yapılmasını sağlar. Ölçülen debi kayıtları, genellikle küçük drenaj havzaları için az veya hiç yoktur. Taşkının hidrolik olarak ölçülebilen karakteristiği elde mevcut değilse, geçmişte meydana gelen olayların karakteristiklerine bağlı olarak gelecekte oluşabilecek taşkının karakteristikleri hidrolojik olarak tahmin edilir.

Taşkın hesaplarında arazi, akım ve yağış olmak üzere başlıca üç grup hidrolojik done kullanılmaktadır. Arazi doneleri içerisinde drenaj alanının büyüklüğü, şekli, eğimi, ana akarsu boyu, bitki ve toprak örtüsü, kullanılışı, rakımı, jeolojisi, hidrojeolojisi ve önceki nem durumu bulunmakta; akım doneleri, ekstrem sarfiyat ve hacimler ile bunların zamanlarını içerir; iklim donelerinde ise, yağışın süresi, miktarı, şiddeti, alan ve zaman içerisindeki dağılımı ile karın etkisi değerlendirilmektedir.

Pekçok hidrolojik projelendirme problemlerinde, akışın tahmini pik değerini hesaplamak ve giriş hidrografını belirlemek gerekir. Akım doneleri sınırlı olan alanlarda, akarsu havzasının fizyografik özelliklerinden ileri gelen hidrograf karakteristiklerini tahmin eden metodlara başvurulur. Belirli bir artık yağıştan oluşan taşkın pikinin tahmini değerini veren pek çok ampirik eşitlik mevcuttur. Küçük akarsu

havzalarının hidrolojik davranışı üzerine küçük bir araştırma yapılmıştır. Amerika Jeofizik Birliği Akış Komitesi (1957, sh.379) ve Raudkivi (1979; s.172,290)'ye göre küçük akarsu havzalarının karakteristikleri aşağıda verilmiştir.

Küçük akarsu havzasının konumundan ileri gelen önemli hidrolojik özelliği yüzeysel akışın etkisidir. Bu etki, depolama, kanal akımı ve tesirli pik debiden daha önemlidir. Bu nedenle küçük bir akarsu havzasından gelen yüzey akışı, arazi kullanımı ve kısa süreli şiddetli yağışa karşı çok hassastır. Daha büyük akarsu havzalarında kanal akımı ve havza depolama tesirleri açıkça görülür. Çünkü böyle hassaslıklar büyük ölçüde azaltılmıştır. Bu yüzden, küçük bir akarsu havzasının yukarıda da ifade edildiği gibi hassaslıkları öyle küçüktür ki kısa süreli şiddetli yağmurlar ve arazi kullanımı, kanal depolama karakteristikleriyle azaltılamaz.

Bu tanımlamalarda küçük akarsu havzasının boyutları birkaç akr'dan 100 akr'a (410 hektar) ve hatta 50 mil²'ye (13.000 ha) kadar çikabilmektedir. Diğer kaynakta ise, bu boyut birkaç hektardan 250 km²'ye (= 25.000 ha) kadardır. Ayrıca küçük akarsu havzasını iki türde incelemek mümkündür; tarımsal ve iskan maksatlı havzalar olarak.

Küçük akarsu havzaları yukarıdakine bağlı olarak fazla çalışmayı gerektiren tek tip problemi içerir. Küçük akarsu havzalarındaki barajlar, menfezler gibi küçük hidrolik yapıların toplam maliyeti, toplu hidrolojik araştırmaları destekleyecek düzeyde değildir. Bununla beraber, böyle yapıların toplam maliyeti, yetersiz veya karışık projelendirilmeden doğan ekonomik kayıp, küçük havzaların hidrolojisi üzerindeki çalışmaların yaygın ve hızlı bir şekilde yapılmasında yatırımların gereğini ortaya çıkarır. Bu tür havzalar için daha fazla güvenli hidrolojik proje kriterine ihtiyaç duyulur. Bu, ancak akarsu havzasının dinamik davranışının, geometrisinin detayları, onunla ilgili doneler, giren ve çıkan karakteristiklerinin dikkatli olarak incelenmesi sonucu mümkün olur. Verilen bir havza için böyle doneler uygunsa, kantitatif modeller geliştirilebilir. Deneme-yanılma ile kontrol parametreleri, dinamik tepki modeli akarsu havzasının tarihsel davranışına benzetilebilir. Bu metod, tipik model çalışmasının ilk aşamasını oluşturur. İkinci safha, belirli muhtemel etkili faktörlerin tesiri altındayken gelecekteki dinamik davranışın tahminine bağlıdır.

Su kaynakları mühendisliğinde olduğu gibi, planlama ve projelendirmede karşılaşılan birçok problemin matematiksel yöntemlerle çözülmesi güçtür. Matematiksel çözümler oluştururken bazan problemin özünü değiştiren basitleştirmeler ya da gerçeği yansıtan ancak hesaplamaları mümkün olmaktan çıkararak durumlarla karşılaşılabilir. Bu gibi hallerde simülasyon tekniklerine başvurulur. Bu teknikte amaç, ele alınan problemin veya projenin tam bir matematik modelinin yapılmasıdır. Bu matematik model, bütün ayrıntıları ihtiva eder, hiçbir kolaylaştırıcı yaklaşım kullanılmaz. Bir başka deyimle, prototip projenin bütün fiziksel koşulları matematik modellerde gözönünde bulundurulur. Bu teknik kompleks sistemlerin çözümünde kullanılabilir elde mevcut en geçerli yöntemdir. Matematik modelin ileri bir safhasında digital ya da analog ya da her ikisinin kombinasyonundan oluşan hibrid bilgisayarlar kullanılır. Ancak simülasyon modelinin kurulması hem bir sanat hem de bir bilimdir (BALABAN, 1986).

Bu çalışma, akarsu havza modellemesi üzerinde ileri bir araştırmanın temelini oluşturacak şekilde ele alınmıştır. Giriş ile birlikte yedi bölümden oluşan tezin ilk bölümünde konu ile ilgili literatür incelenmiştir. Üçüncü bölümde araştırmada kullanılabilir materyal ve izlenen metod açıklanmıştır. Dördüncü bölümde ulaşılan sonuçlar verilmiş ve bunlar beşinci bölümde tartışılmıştır. Daha sonraki bölümlerde kaynaklar ve özgeçmiş verilmiştir.

2. L İ T E R A T Ü R Ü N G Ö Z D E N G E Ç İ R İ L M E S İ

Optimizasyon problemlerinin çözümünde çeşitli optimizasyon teknikleri kullanılmaktadır. Bunlar :

- 1- Hesaplamalar
- 2- Lineer programlama
- 3- Nonlinear programlama: Doğrudan araştırma, Lagrangion çarpanları Gradient metodlar, Geometrik programlama vs.
- 4- Dinamik programlama
- 5- Simulasyon

Su kaynakları planlamasında yukarıda sıralanan yöntemler uygulanmaktadır. Burada önce, su kaynakları planlamasında optimizasyon tekniklerinden; Doğrusal programlama, Dinamik programlama ve simulasyon tekniklerinin kullanıldığı çalışmalara yer verilecek daha sonra, simulasyon model çalışmaları detaylı olarak gözden geçirilecektir.

2.1 S. Su Kaynakları Planlamasında Optimizasyon Teknikleri

Su kaynakları planlamasında sistem yaklaşımı çok sayıda seçeneğin birlikte incelenmesini gerektirdiğinden, optimum planlamanın uygulamada ele alınabilmesi bilgisayarların gelişimine bağımlı olarak gerçekleşmiştir. Bu nedenle 1950 öncesinde bu konularda herhangi bir yayına rastlanmamıştır.

Su kaynakları planlamasına ait "sistem" kavramını ele alan ilk araştırmalar 1950-1960 döneminde başlamış ve gelişimini sürdürmüştür. Bu dönemde literatüre yansımış görülmemiştir. 1960- 1970 dönemi ise araştırmaların sonuçlandığı, optimum planlamanın literatürdeki yerini aldığı ve bazı ülkelerde uygulamaya geçildiği bir dönem olmuştur. 1970'den sonra optimum planlama, gerek araştırma ve gerekse uygulama yönünden hızla önem kazanarak su kaynaklarının tüm alanlarında yerini almış ve " Water Resources Research(Su Kaynakları Araştırması)" periyodik yayınlarında en fazla yeri alan üretken bir teknik dalı olmuştur.

Bu tarihsel gelişimden sonra şimdi, kullanılan ana yöntemlerdeki (simulasyon tekniği, doğrusal programlama, dinamik programlama) inceleme kişilere göre verilmiştir.

Simulasyon tekniğinin kullanıldığı sistem yaklaşımlarında, bilinen ilk çalışma, 1955 yılında Harward Üniversitesinde "Harward Water Program" adı altında başlatılmıştır. Kompleks sistemlerin değerlendirilmesine ilk yaklaşımı getiren bu çalışma literatürdeki en geniş ve tanınan "simulasyon tekniği" uygulamasıdır. 1960 yılında tamamlanan çalışmanın önde gelen isimleri Maass, Hufschmidt, Dorfman, Thomas, Marglin, Fair ve Fiering'dir. Daha sonra simulasyon tekniği uygulamasında temel nitelikteki iki kitap yine Harward Üniversitesince yayınlanmıştır (Maass ve ark., 1962; Hufschmidt ve Fiering, 1966).

Su kaynakları planlamasında dinamik programlamanın kullanımına yönelik ilk ve en tanınmış çalışmalar, 1957 yılında California Üniversitesinde başlamıştır. Çalışmaları gerçekleştiren Hall, Dracup ve Buras sonradan bu alanda temel nitelikte iki kitap yayınlamışlardır (Hall ve Dracup, 1970; Buras, 1972).

Doğrusal programlama; doğrusal amaç fonksiyonu ve doğrusal kısıtlama denklemleri ile sınırlandırıldığından, su kaynakları planlamasında daha az uygulama alanı bulabilmektedir. Depolama birimlerinin optimum planlamasının doğrusal programlama ile gerçekleştirilmesine ait en belirgin örnekleri Revelle, Joeres ve Kirby vermiştir (Joeres, 1969; Revelle, Joeres ve Kirby 1969; Revelle ve Kirby, 1970; Joeres Liebman ve Revelle, 1971; Eastman ve Revelle, 1973; Revelle ve Gundelach, 1975).

Yukarıda belirtilen araştırmacıların çalışmaları tarih sırasına göre şöyledir:

BURAS (KARADENİZ, 1978), depolama birimi, aküfer ve bunlara ait sulama alanlarından oluşan bir sistemin optimizasyonunu incelemiştir. Sistemin ekonomik ömrü boyunca elde edilecek sulama faydasından, maliyet ve işletme-bakım masraflarının çıkarılmasıyla elde edilen net fayda fonksiyonu amaç fonksiyonu olarak alınmıştır. Tasarım parametreleri olarak depolama birimi aktif kapasitesi ve sulama alanları incelenmiştir. Dinamik programlama aracılığıyla sistemin optimum tasarımı ve optimum işletme kuralları belirlenmiştir.

HURFSCHMIDT (KARADENİZ, 1978), su kaynakları planlamasının aşamalarını ve optimizasyon teknikleri özet olarak sunmuştur.

DORFMAN (KARADENİZ, 1978), su kaynakları planlamasında simülasyon tekniği ve analitik modellerin bir karşılaştırmasını yapmıştır. Dorfman, analitik modellerin "İşletme Optimizasyonu" üstünlüğüne karşın, gerçek sistemlerin önemli ölçülerde basitleştirilmeden bu modellere uygulanmasının mümkün olmadığını, buna karşılık simülasyon tekniğinin en karmaşık sistemlere bile uygulanabileceğini belirtmiştir.

YOUNG (KARADENİZ, 1978), stokastik sentez ile eşit uzunlukta akım örnekleri üreterek, herbir örnek için dinamik programlama ile depolama biriminin optimum işletimini saptamıştır. Çalışmada örneklemelere ilişkin işletme politikaları arasında regresyon analizi yapılacak hizmete aktarılacak su, bulunan su miktarının fonksiyonu olarak belirlenmiştir. Bu yöntem hidrolojide "impilist stokastik yaklaşım" olarak adlandırılmıştır.

MEIER ve BEIGHTLER (KARADENİZ, 1978), optimizasyon tekniklerinin bir karşılaştırmasını yaparak, doğrusal programlamanın amaç fonksiyonu ve kısıt denklemleri ile sınırlandığını, buna karşılık dinamik programlama için böyle bir sınırlama olmadığını belirtmişlerdir. Çalışmada ayrıca dinamik programlamanın seri bağlı ve seri bağlı olmayan depolama birimlerinden oluşan sistemlere uygulanmasına ait çalışmalar verilmiştir.

YOUNG (KARADENİZ, 1978), hizmete aktarılacak yıllık suya ilişkin kısıtlamaları minimum kılmayı amaçlayarak, dinamik programlama aracılığıyla depolama biriminin optimum işletme politikasını saptamıştır. Young bu çalışmasında, doğrusal karar kuralının da kuadratik ve kübik hizmet fonksiyonları kadar olumlu olduğu sonucuna varmıştır.

LOUCKS (KARADENİZ, 1978), depolama biriminden hizmete aktarılan yıllık suya ait kısıtlamaları analiz periyodu içinde minimum kılacak bir amaç fonksiyonu seçmiştir. Optimum işletme politikasını saptamak amacıyla doğrusal programlama kullanmıştır.

HALL ve ARK. (KARADENİZ, 1978), tek birimli, çok amaçlı sistemi ele alarak su ve enerji satışından sağlanan brüt faydayı maksimize etmişlerdir. Optimizasyon dinamik programlama aracılığıyla gerçekleştirildiği çalışmada; hizmete aktarılan su, enerji üretimi, maksimum ve minimum depolama, taşkın kontrol hacmi üzerindeki sınırlamalar

ayrıntılı olarak açıklanmış ve bunlara ilişkin geliştirilen formülasyon verilmiştir. Ayrıca hazırlanan bilgisayar programının akış diyagramı da ayrıntılı olarak sunulmuştur.

SCHWEIG ve COLE (KARADENİZ, 1978), depolama birimi ve aküferden oluşan bir sistemi seri bağlı iki depolama birimi olarak düşünerek işletme ve bakım masraflarını minimize etmişlerdir. Dinamik programlamanın kullanıldığı çalışmada, belirli güvenilirlik sınırları taşıyan optimum işletme kuralları belirlenmiştir.

REVELLE ve ARK.(KARADENİZ, 1978), tek birimli, çok amaçlı bir sistemin doğrusal bir programlama ile optimum tasarımını incelemiştir. Amaç olarak sistemin kısıtlamalarını sağlayacak minimum depolama birimi kapasitesinin doğrusal karar kuralı ile belirlenmesi seçilmiştir. Sistemin kısıtlamaları ise hizmete aktarılacak su için aylık minimum sınır, kanal aşınmalarına karşı maksimum sınır, taşkın kontrolü için ayrılacak aylık hacim ve rekreasyon amacıyla depolama biriminde bulundurulması gereken min.su olarak belirlenmiştir.

MOBASHERI ve HARBOE (KARADENİZ, 1978), tek birimli ve çok amaçlı bir sistemin dinamik programlama aracılığıyla optimum tasarımını gerçekleştirmişlerdir. Tasarım parametreleri; sulama alanı, türbin kapasitesi ve depolama birimi kapasitesi olarak seçilmiştir. Amaç fonksiyonu ise sulama faydası, firm (sabit) ve sekonder enerji faydalarından; türbin, depolama birimi ve sulama sistemi maliyetleri ile işletme ve bakım masraflarının çıkarılmasıyla elde edilen bir fonksiyon olarak belirtilmiştir. Çalışmada kısıtlama denklemlerine ve yapılan bilgisayar programına ait akış diyagramı için ayrıntılı bilgiler yer almakta ve sistemin dört boyutlu ekonomik tepki eğrisi verilmektedir.

ROEFS ve LAWRENCE (KARADENİZ, 1978), seri bağlı iki depolama biriminden oluşan bir sistemin optimum işletimini incelemiştir. Hizmette aktarılan su ile fayda arasındaki ilişki doğrusal bir fonksiyon olmamasına karşın, fonksiyon parçasal olarak doğrusallaştırılarak, doğrusal programlamaya uygun bir amaç fonksiyonu elde edilmiştir. Araştırmada enerji üretiminin yer aldığı ve yer olmadığı iki durum incelenmiştir.

CUMMINGS ve WINKELMAN (KARADENİZ, 1978), yüzey depolama birimi ve aküferden oluşan bir sistemin tarımsal net faydasını maksimize

etmişlerdir. Tasarım parametreleri olarak depolama birimi ve sulama sistemine ait maliyetin dikkate alındığı çalışmada, amaç fonksiyonu integre diferansiyel bir denklem biçimine dönüştürülerek çözüm: Lagranj çarpanları ile yapılmıştır.

JOERES ve ARK.(KARADENİZ, 1978), üç depolama birimi, bir pompaj birimi ve iki hizmet alanından oluşan bir sistemi incelemişlerdir. Çalışmada depolamadaki minimum ve maksimum sınırlara ait şans (güvenirlilik) kısıtlamaları süreklilik denklemi ve doğrusal karar kuralı kullanılarak, deterministik-doğrusal kısıtlama denklemlerine dönüştürülmüştür. Çalışmada işletme politikası olarak hizmete aktarılacak suyun imkanları ölçüsünde depolama birimlerinden sağlanması ve depolama birimlerinin yetersiz kaldığı aylarda pompaj biriminin devreye girmesi öngörülmüştür. Bu politikanın sonucu olarak amaç fonksiyonu analiz periyodu süresince toplam pompaj masraflarını minimum kılacak doğrusal bir fonksiyon biçiminde belirlenmiş ve optimizasyon doğrusal programlama ile gerçekleştirilmiştir.

HEİDARİ ve ARK.(KARADENİZ, 1978), çok birimli, çok amaçlı sistemler için dinamik programlamanın bilgisayar belleği ve zaman açısından doğurduğu problemlere değinerek "ayrışık diferensiyel dinamik programlama" yöntemini önermişlerdir. Yöntemde önce belirli bir işletme planı seçilmekte, daha sonra deneme-yanılma ile optimum işletme politikası belirlenmektedir. Çalışmada ayrıca dört birimli ve iki amaçlı bir sistem seçilerek durum çalışması yapılmıştır.

NAYAK ve ARORA (KARADENİZ, 1978), çok birimli bir sistemi maliyet minimizeasyonu açısından incelemişlerdir. Su ihtiyaçlarına ait şans kısıtlamaları doğrusal karar kuralı ile doğrusal bir biçime dönüştürülerek işletme ve tasarım optimizasyonu doğrusal programlama ile gerçekleştirilmiştir.

DUDLEY ve ARK.(KARADENİZ, 1978), Mısır'ın sulama suyu optimal zamansal dağılımını inceleyerek başlayan bir dizi çalışma yapmışlardır. İlk çalışmada verilen bir sulama alanı ve sulama mevsimi başında verilen sulama suyu hacmi, için, sulamanın mevsim içinde optimum dağıtımını incelenmiştir. İkinci çalışmada, sulama mevsimi başında verilen sulama suyu hacmi için, optimum ekim alanının seçimi yer almaktadır. Üçüncü çalışmada simülasyon tekniği aracılığıyla, verilen bir depolama birimi

için optimum sulama alanının belirlenmesi incelenmiştir. Tasarım parametresi olan sulama alanı, "sulama şebekesinin inşa edildiği, ancak depolama birimindeki su potansiyelinin düşük olduğu yıllarda bir kısmının kuru tarıma bırakıldığı alan" olarak tanımlanmaktadır. Amaç analiz periyodu süresince sulama alanından sağlanan net faydanın maksimizasyonu olarak seçilmiştir. Bu çalışmada yılıçi (mevsimlik) depolama gözönüne alınmıştır. Dördüncü çalışmada, yıllar arası depolama yapan bir birim için optimum sulama alanı belirlenmiştir. Son çalışmada ise, tasarım parametresi olarak depolama birimi ve sulama sistemi kapasitesi ile sulama alanı alınarak, dinamik programlama ile optimum planlama gerçekleştirilmiştir. Çalışmada ayrıca, sadece sulama alanının tasarım parametresi olarak alındığı bir durum çalışması yapılmıştır ve sulama alanına karşı sistemin ekonomik tepki fonksiyonu ve yıllık faydanın varyansı elde edilmiştir.

JACOBY ve LUCKS (KARADENİZ, 1978), 35 depolama birimi, 21 enerji üretim birimi ve 4 hizmet alanından oluşan çok amaçlı bir sistemi incelemişlerdir. Delaware nehir havzası üzerindeki sistemin çok sayıda bileşenden oluşması, alternatif tasarımların sayısını üslü bir fonksiyon olarak artırdığından, doğrusal ve dinamik programlamalarla alternatif tasarımların ön elemesi yapıldıktan sonra sisteme simulasyon tekniği uygulanmıştır. Amaç fonksiyonu olarak sistemin net faydası alınmıştır.

CURRY ve ARK.(KARADENİZ, 1978), yaptıkları çalışmada önce tekil bir depolama birimi, daha sonra üç depolama biriminden oluşan bir sistemi incelemişlerdir. Şans kısıtlaması çalışmada: i) Taşkın kontrol hacminin ayrılması için depolamanın belli bir güvenilirlikle belli bir sınır altında tutulması, ii) Depolamanın belli bir güvenilirlikle minimum hacmin üstünde tutulması, biçiminde tanımlanmıştır. Depolama birimindeki su hacmine süreklilik denklemi uygulanarak şans kısıtlaması denklemleri havza akımlarının olasılığına dönüştürülmüş ve doğrusal-deterministik kısıtlama masrafı olarak yine doğrusal biçimde belirlendiğinden, sistemin optimum çözümü doğrusal programlama ile gerçekleştirilmiştir.

BECKER ve YEH (KARADENİZ, 1978), çok amaçlı ve çok birimli bir sistemin optimizasyonunu iki aşamada gerçekleştirmişlerdir. İlk aşamada, hizmete aktarılacak firm (sabit) enerji ve firm su miktarını maksimum kılmayı amaçlayan optimum işletme ve optimum boyutlar

belirlenmiştir. İkinci aşamada ise yatırımların optimim sıralaması ve zamanlandırılması amacıyla dinamik programlama kullanılmıştır.

VEMURI (KARADENİZ, 1978), çok amaçlı sistemlerin optimizasyonları için yeni bir öneri getirmiştir. Öneride, tek amaç fonksiyonlu sistem yaklaşımı yerine, çok amaç fonksiyonlu sistem yaklaşımı savunulmuştur. Bu yaklaşımda her amaç fonksiyonunun oluşturduğu tepki yüzeylerinin ortak bir öklidyen uzayında-eğer varsa-kucaklaştıkları alanda optimum çözümün seçilmesi yer almaktadır.

REVELLE ve GUNDELACH (KARADENİZ, 1978), doğrusal programlama aracılığıyla minimum depolama birimi kapasitesini saptamışlardır. 1969, 1971, yıllarındaki çalışmalardan farklı olarak doğrusal karar kuralı; yalnızca işletme planı yapılan aydaki havza akımı ve dopalamanın değil, o aya kadarki tüm havza akımlarının doğrusal bir fonksiyonu olarak tanımlanmaktadır. Çalışmada bu tanımın, hizmete aktarılan suyun yıllara göre dağılım varyansını da minimum kıldığı belirtilmiştir.

SIGVALDASON (KARADENİZ, 1978), 48 depolama birimli ve çok amaçlı bir sistemin optimum işletim politikasını simülasyon tekniği ile saptamıştır. Boyutları ve hizmet alanları sabit tutulan sistem için, alternatif işletim politikaları uygulanarak sistemin tepkileri incelenmiş ve minimum işletme masrafı gösteren alternatif, optimum çözüm olarak seçilmiştir.

HIRSCH ve ARK. (KARADENİZ, 1978), depolama birimlerinin sistem anlayışı içinde ortaklaşa işletilmesinin, bağımsız işleme kıyasla sağladığı ekonomik kazancı açıklamıştır. Araştırmada paralel bağlı üç depolama biriminden oluşan bir sistem ele alınarak ortaklaşa işletmenin sağladığı ek kazanç rakamsal olarak kanıtlanmıştır.

ROSSMAN (KARADENİZ, 1978), bir depolama birimine ilişkin net fayda ile güvenilirlik arasındaki bağıntıyı incelemiştir. Çalışmada dinamik programlama ile optimum hizmet fonksiyonu saptanmıştır. Sistemin ekonomik tepki eğrisi olan net fayda fonksiyonu ise güvenilirlik derecesinin bir fonksiyonu olarak elde edilmiştir.

KARADENİZ (1978), çok birimli ve sulama amaçlı bir sistemin incelendiği bu çalışma, uygulama düzeyindeki "sistem" kavramı için bir başlangıç olarak düşünülmüştür. Çalışmada bir yandan kısıtlı sulamanın ekonomiye yansıtış biçimi araştırılmış, diğer yandan su kaynakları planlamasında sistem yaklaşımı için simulasyon tekniği kullanılmıştır. Sulama suyu-sulama gelirini saptayan bilgisayar programı ve sistem simulasyonunu gerçekleştiren bilgisayar programı detaylı olarak verilmiştir.

DİNÇ (1979), Aşağı Seyhan Ovasında, taban suyu hareketlerine etkileri önemli olan fiziksel değişkenlerin birbirleri arasında olan ilişkilerin analizini yapan bir simulasyon modeli geliştirilmiştir. Bu model yardımıyla değişik girdiler sonucunda, ovada drenaj sorunu yaratan yüksek taban suyu derinliklerinin dağılımlarının belirli bir doğrulukta sezinlenmesi amaçlanmıştır. Çalışmada çoklu regrasyon ve simulasyon modellerinin bilgisayar programları verilmiştir.

2.2 Simulasyon Model Çalışmaları

DİNÇ (1979), havzanın bütünü temsil etme yeteneğine sahip ve aynı zamanda üzerinde çalışılan fiziksel olayı veya olaylar dizisini belirli derecede detaylı olarak inceleyebilen yöntemler, "Simulasyon Model" çalışmaları olarak tanımlanmaktadır (Fiering, 1964; Amorocho ve Hart, 1964; Dawdy ve O'Donnel, 1965). Simulasyon model çalışmalarında havzanın özellikleri ile fiziksel olay veya olaylar, kurulan bir model içinde bütünleştirilmekte ve geçmişte toplanan verilerden yararlanılarak, amaca bağlı olarak analizler yapılmaktadır.

Simulasyon yöntemlerinin geliştirilmesindeki temel varsayım, hidrolojik sistemin zamana göre değişmediğidir. Ancak doğa olayları ve insanların yapay etkileri simulasyon modellerini zaman zaman geçersiz kılmaktadır (Amorocho ve Hart, 1964).

2.2.1 Fiziksel (Analitik) Simulasyon Model Çalışmaları

2.2.1.1 Digital Simulasyon Model Çalışmaları

Su kaynakları sistemleri ve kompleks şekillerinin uzun vadeli

ekonomik tedbirlerinin önemli bir uygulaması bu tekniğin gelişmesiyle oluşmuştur.

CRAWFORD, LINSLEY (1966), U.S. 'Kolordu Mühendisleri 1953'de Missouri Nehri Üzerinde bir su kaynağı sisteminde simülasyonu kullanmıştır. Bu çalışmada su ulaşımı, taşkın kontrolü ve sulama, sınırlayıcılar kabul edilmiş ve güç jeneratörünü maksimize eden amaç fonksiyonu belirlenerek 6 haznenin simülasyonu yapılmıştır. Analizler Univac I kompütüründe yapılmıştır (Elektronik Kompütür Kullanım Raporu, 1957).

MORRICE ve ALLAN (DİNÇ, 1979), benzer simülasyon çalışmalarını 1958 ve 1959'da Nil Nehri Havzasında yapmışlardır.

LEWIS ve SHOEMAKER (DİNÇ, 1979), Amerika Kolordu Mühendisleri Kolombiya nehir sistemini, 25 baraj gölünü kullanarak ve nehrin imkân verdiği 45 koldan yararlanarak 1962'de simüle etmişlerdir. Alternatif gelişme planları ve işletme programları üzerinde çalışılmıştır. Tarihi kritik-periyod akış serileri kullanılarak hidroelektrik-santralinin faydası, taşkın kontrolü, su temini, su ulaşımı ve benzer ihtiyaçlar sınırlayıcı olarak alınarak maksimizasyonu yapılmıştır.

MAASS ve ARK.(DİNÇ, 1979), çok iyi bilinen Harvard Su Programı, 1962'de su kaynakları sistemleri projelerinin ekonomik analizinde simülasyon tekniği ile uygulanmıştır. Basitleştirilmiş nehir-havza sistemi, mantıksal işlemlerle, aritmetik ve cebrik eşitliklerle tariflenen ana modeli kurulmuştur. Simüle edilen bu model; elektrik sontrali, sulama ve taşkın kontrolü için sistemin davranışını belirler. Sonuçta, alternatif maliyetlerdeki net gelirler hazırlanmıştır. Simülasyon yaklaşımında sunulan sonuçlar, % 12'lik net kazanç gösteren projede karar kılınmasını sağlamıştır.

HUFSCHMIDT ve FIERING (DİNÇ, 1979), Lehigh Nehir sisteminde çok amaçlı çok birimli (hazneli) planlamada simülasyonu 1966'da kullanmıştır. 35 aşamalı çalışma, mevcut sistemden daha fazla fayda sağlayan üç çeşit projede neticelendirilmiş, sentetik nehir akım türetimi sistemin bir girdisi olarak kullanılmıştır.

FIERING (DİNÇ, 1979), 1967'deki Harvard Su Program çalışmasında sentetik akış serilerini sistem girdileri olarak kullanmıştır. Seriler,

ilk önce bir lineer Markov zincir modelinden gelerek tayin edilir. Sentetik akış genel modeli önemli bir kayıt (rasat) üretimini sağlar. Bu kayıtlar orjinal kayıttan ayırđedilen istatistiksel kayıtlardır. Harvard çalışmasında, 510 yıllık aylık akım rasatları, beş haznenin herbiri için girdi olarak kullanılmıştır.

TRETEASE , BITTINGER ve THOMAS (DİNÇ, 1979), 1963 ve 1973 yıllarında yapılan çalışmalarında;analitik simulasyon a) Homojen ve basit geometriyi içeren küçük aküferlerde veya aküferin bir bölümüne ait problemlerin çözümünde kullanılır. b) Yeraltı suyu problemlerinin (1. potansiyel teorem, 2. kısmi diferansiyel denklem) çözümünde, iletkenlik ve depolama katsayılarının belirlenmesinde kullanılır. c) Kum tankı modellerinde aküferler belli bir ölçek oranında küçültölmekte ve aynı temel fiziksel özelliklere sahip ve eşdeğer malzemedен yapılan bir benzeri, laboratuvarında kurulmaktadır. d) Hele-Show modeli. e) Lastik membran. c,d,e modellerinin çalıştırılması güçtür. Ayrıca kurulduğu havza şartları için geçerli olmakta ve başka havzalarda kullanılması durumunda önemli değişiklikler gerektirmekte olduğunu belirlemişlerdir.

BOUWER, VEMURI ve DRACUP, RILEY, RUHSTON ve TOMLISTEN, THOMAS, KARAJAC (DİNÇ, 1979), Düzensiz yeraltı suyunu tanımlayan iki veya üç boyutlu yeraltı suyu diferansiyel denklemlerinin " Sónlu Farklar ", " Sonlu Birey " ve başka bir şekli " Galerkin " yöntemiyle çözümü çok zaman almaktadır. Bu nedenle, analog ve digital bilgisayar modelleri yardımıyla çözüm sağlanabilmektedir.

RAMSON ve ARK., PINDER ve BREDEHOEFT, RILEY (DİNÇ, 1979), Analog ve Melez-analog bilgisayar modellerinin çok karmaşık ve maliyetlerinin yüksek olması, teknik eleman ihtiyacı vs... sakıncalarından ötürü bunların yerini digital modeller almıştır. Bu, kısmi diferansiyel denklemlerinin sayısal çözümlerini, bir mantık fonksiyonları dizisi (algoritma) halinde birbirlerine bağlanması ve bu ilişkilerin bilgisayara programlanması ile kurulmaktadır.

RILEY, THOMAS ve KARAJAC (DİNÇ, 1979), diğer fiziksel simulasyon modellerinde geometrik sınırlar vardır. Fakat digital simulasyon modellerinde geometrik sınırlar yoktur. Bu modeller verilerde ve bazı varsayımlarda yapılan küçük değişikliklerle birden fazla su havzasında kullanılabilmektedir.

VENETIS, MARINO (DİNÇ, 1979), Digital bilgisayar modellerinin değişik akış şartlarında geçerli olması ve aynı zamanda geleneksel sayısal yöntemlerin çözümlerde kullanılabilmesi ile çok farklı hidrojeolojik özellikler taşıyan aküferlerin yeraltı sularının simülasyonlarının yapılması mümkün olmuştur. Bazı özel hidrojeolojik şartlarda Laplace eşitliği bilgisayar yardımı olmadan da doğrudan doğruya matematiksel modeller yardımıyla çözümlenebilmektedir. Homojen ve düz geçirimsiz düzey üzerine oturmuş aküferlerdeki yeraltı suyunun bir boyutlu akışını çözümlen modeller geliştirilmiştir.

LI, EGGERT, SIMON (DİNÇ, 1979), sağanak akışını tayin etmek için birbirini etkileyen digital havza simülasyonu üzerinde 1978 yılında çalıştılar. Basit bir havza modelinin nonlinear olması halinde avantajları toplandı, sağanak yağmurdan sonra akışa geçen suyun tahmininde, fiziksel bir yaklaşımla kompüter formatının faydaları esas alındı. Sızma işlemi, Green-Ampt eşitliğinin kullanımıyla modellendi, unsteady yağış olayı, uniform bir dağılım için artık yağış hiyetografına göre tespit edildi. Bir kanal (akarsu) ve iki düzlem içeren basit geometri bir havza üzerinde, kinematik dalga yaklaşımının analitik çözümüyle artık yağış hiyetografı ötelendi. Bu tahmin, şehir çevresinin geometriyle ilgilenildiğinde genelde uygundur. Bu basit modellenli birim hidrograf yaklaşımı ve havza bosaltma metodu, fiziksel gerçek bir alternatif olarak tasarlanır. Üç küçük akarsu havzasından geldiği ölçülen ve hesaplanan neticeler bu çalışmada karşılaştırılmıştır.

2.2.1.2 Analog Simülasyon Model Çalışmaları

HALL, DRACUP (1979), simülasyon modelinin türü ara bağlantıların cinsine veya fonksiyonel bağıntılara bağlıdır. Eğer bağıntılar fiziksel olarak gösterilirse " fiziksel-simülasyon " olarak tanımlanır. Bağıntılar elektriki veya mekanik analogi formunda gösterilirse, o zaman model " analog-simülasyon " türüne girer. Bağıntılar sayısal olarak tanımlanırsa model, " digital simülasyon " adını alır. Nihayet bunların en az ikisinin kombinasyonu kullanılırsa " hibrid-simülasyon " türüne girer. Simülasyon; analog, digital, hibrid kompüterlerle programlanır.

TYSON ve WEBER (DİNÇ 1979), analog-kompüter simülasyon yeraltı suyu hidrolojisinde tanıma ve muhafaza problemlerinde yaygın bir şekilde kullanılmıştır.

2.2.1.3 Hibrid-Kompüter Simulasyon Çalışmaları

OTOBA, SHIBATANI ve KUWATA (DİNÇ 1979), Japonya'nın kuzey doğusunda Kitakami Nehrindeki taşkınlardan korunma ve analizleri göstermek için 1965 yılında bir hibrid kompüter sistemi kullanılmıştır. Sistem yağış hacminin bir fonksiyonu olarak nehir sisteminde zamana bağlı olan debi ve su seviyesini belirler.

VEMURI ve DRACUP, VEMURI ve KARPLUS (DİNÇ 1979), hibrid-kompüter sistemlerini keza, hidrolojide yeraltı suyunun muhafazası ve bilinmesi çalışmalarında 1967 ve 1969 yıllarında kullanmışlardır.

SHIH ve DRACUP (DİNÇ, 1979), bu yöntemi 1969'da göllerden buharlaşma çalışmalarında kullanmışlardır.

VEMURI ve DRACUP, VEMURI ve KARPLUS (DİNÇ, 1979), düzgün olmayan sınır şartlarında üç boyutlu akışta ve homojen olmayan aküferlerde analog modellerin kurulması çok zordur. Bu şartlarda, bazı özel durumlar için iki boyutlu akış denklemlerinin çözümünü sağlamak amacıyla; digital bilgisayarların doğruluğundan, analog bilgisayarların hızından yararlanan hibrid bilgisayar modelleri geliştirilmiştir. İlk çalışma 1967'de iki boyutlu akış ve düzgün olmayan sınır şartları için, ikinci çalışma aynı şartlarda homojen olmayan aküferler için 1969'da yapılmıştır.

RILEY, EVELYN, NARAYANA (1969), akarsu havzalarından yerleşim bölgelerine gelen akışın simulasyonu adlı çalışmaya yaptılar. Meskun bölgedeki havzadan gelen taşkın hidrografı, akarsu havzasındaki yağıştan ve sonra yüzey ve kanal depolarından gelen yüzeysel biriktirme, sızma ve tutma kayıplarından dolayı sırayla azaltılmasından tayin edilir. Logan'da Utah State Üniversitesindeki Araştırma Laboratuvarında analog kompüter üzerinde bir matematiksel model geliştirilmiş ve programlanmıştır. Austin'de Waller-Creek Havzasındaki gibi iyi ölçülen akış alanlarından elde edilen yağış ve akış verileri ile matematik modelin esasının teşkili ve denenmesi yapılmıştır.

HILL, ATALI (1972), sağnaktan meydana gelen yüzey akışının etkili hibrid kompüter modelini kurdular. Kompüterde hidrolojik sistem modellerinin gelişmesinin bir sonucu, belli fiziksel olayların öğrenilmesi mümkün olmuştur. Bu olaylara göre değiştirilen sistem parametreleri

tespit edilebilir ve tesirleri hızla tayin edilir. Bu çalışmada iki örnek mevcuttur; ilkinde Giriş Toprak Nemi üç farklı değerle başladı (denendi) ve cevabı elde edildi. İkinci örnekte kanal taşkınında taşkın zamanının etkisi tahmin edildi. Kanal taşkını, tahmin edilenden daha büyük bir taşkın zamanı için geciktirildi.

RILEY, JONES, GOLD, FELIX, WANG (1973), Utah Sü Araştırma Laboratuvarındaki çalışmalarını bir raporda sunmuşlardır. Bu raporda uygulanabilir genel bir kompütür simulasyon modeline yer verilmiştir. Çeşitli işletme alternatifleri için bir su kaynağı sisteminin hidrolojik davranışı (tepkisi) simule edilir. Bu çalışmadaki model, üç ayrı bileşenden meydana gelmiş olup herbir bileşen kendi başına bir alt model teşkil eder. Bu üç bileşen: (1) Parametre optimizasyon modeli, (2) Nehir havza modeli, (3) Utah Gölü işletme modeli. İlk iki alt model genel tabiatlı olduğundan herhangi bir nehir havzasına uygulanabilir. Üçüncü alt model, Utah Gölü işletmesini simule etmek için özel olarak geliştirilmiştir, fakat küçük değişikliklerle diğer bölgelere uygulanabilir. Modellerin programlarında EAI590 hibrid kompütür kullanılmıştır.

2.2.1.4 Kompütür Simulasyon Model Çalışmaları

Simulasyon modellerinin genel yararı ve bu yaklaşımın yaygınlaştığını göstermek için, burada kompütür simulasyon çalışmalarına birkaç örnek verilecektir. Bu örneklerin çoğu Utah State Üniversitesinde yaygın modelleme programından alınmıştır.

BAGLEY ve ARK. (RILEY, 1972), hidrolojik simulasyon araştırma programının gelişimi Utah State Üniversitesinde 1963'de başlamış ve gittikçe artan detaylı modeller bu bölümde kendini göstermiştir. Giriş programından çıkarılan en önemli özellik, sistem bütününde halkalarla bağlı olan olay ve işlemlerin ayrı ayrı tanımlanmış olmasıdır. Böylece, herbir model için farklı parametrelerin önemini vurgulamak mümkün olur. Veriler ve ihtimal teorisinin, kritik alanlarda incelenmesi gerekir. Bu program altında uygulanan bazı özel çalışmalar aşağıda belirtilmiştir.

RILEY ve ARK., NARAYANA ve ARK., AMLSIAL ve ARK. (RILEY, 1972), programının üçüncü bölümündeki modeller, kısa bir zaman periyodu ve küçük coğrafik birimler üzerindeki hidrolojik olayların bir benzerini 1967 ve 1968 yıllarında geliştirdiler. Bu kategorideki çalışmalarda

zaman artışları 5 dk.'dan 1 güne kadar bir zamanı içine almıştır. Yer ve zamanın kısa artışlarını dikkate alan bir hidrolojik sistemin genel kavramsal modeli gösterilmiştir. Artık yağış hidrografı, tutma, sızma ve yüzey depolamasından doğan kayıpların sırasıyla çıkarılmasından elde edilir. Artık yağışın ötelenmesi, genel süreklilik denklemi ve alandebi bağıntısı unsteady akım denklemlerinin çözümü ile yapılabilir.

EGGESTON ve ARK. (RILEY, 1972), yer ve zamanın kısa aralıklarla meydana gelen kar yağılması ve erime proseslerine benzeyen bir model 1970'de geliştirilmiştir. Araştırmacıların program çıktıları şekillerle gösterilmiştir. Tüm modeller, şekillerle gösterilen her bir modelin çıktı fonksiyonlarının ölçülmesi veya simule edilmesi arasında bir uygunluk olması bakımından diğer olaylardan elde edilen veriler kalibre edilir veya ispatlanır. Bir modelin hassaslık analizi için simülasyon modelinin yararı izah edilmiştir. Kompüter alanlarını kapsayan Amerika'daki güneybatı havzasının akış karakteristiklerine tesir eden farklı hidrolojik parametreler için modelin hassaslığı örneklerle ispat edilmiştir.

HYATT ve ARK, PARKER ve ARK. (RILEY, 1972), ekonomik modeller ve brüt tuzluluk çalışmalarında bulunan hidrolojik bileşenlere ait örnekler hidrolojik modeller üzerine eklenmiştir. Upper Colorado Nehri drenajındaki iki hidrolojik depolama biriminden gelen tuzlar için aylık ortalama sızma hızı ölçülmüş ve hesaplanmış (1968), bulunan neticeler arasında bir karşılaştırma yapılmıştır.

PACKER ve ARK.(RILEY, 1972), çalışmalarında önemli hidrolojik ve ekonomik olayları tek bir çalışma modelinde birleştirmiştir (1968). Hidrolojik ve ekonomik sistemin tamamı için genel bir akış şeması verilmiş olup bu simülasyon modeliyle, sistemin herhangi bir kısmındaki parametre değişikliklerinin etkisi hemen bulunabilir. Bu modelden faydalanmakla su teminindeki değişmelerin sonucu olarak, birim alana gelen değişmelerdeki net artışın hesabıyla suyun faydalarının bir kısmını tahmin etmek mümkün olur. Ürün örnekleri model içinde değişebilir ve net düşüşlerdeki değişikliklerin sonuçları hesaplanır. Aynı alanda duruma göre suyun ihracat-ithalat alternatifleri için modelde işletme olasılıkları araştırılır.

MORRIS ve RILEY (1970), yüzey suyu- yeraltı suyu sistemini simule etmek için kullanılan bir digital kompütür modeli geliştirilmiştir. Bu model, bir şebekedeki terimlerin yüzeyüstü ve yeraltı hidrolojisindeki detaylı tanımlamalarını yapar. Hidrolojik parametrelerdeki alansal değişiklikler, sınır şartları, bitki dağılımı ve akifer parametreleri düğüm noktalarındaki giriş değişkenleridir. Su tablası seviyesinin zamana göre değişimi her düğümde tayin edilir. Bu tabiatın bir modeli olarak düşünülmüştür. Su kaynakları sistemlerinin işletme ve idaresi için kompütür simulasyon yaklaşımının geçerliliği ve doğruluğunu ispatlayan modeller gün geçtikçe artmaktadır.

SKIPWITH, MOORE (1976), akarsu havzası simulasyonu ile yerleşim bölgesi akışının değerlendirilmesi adlı çalışmayı gerçekleştirdiler. Texas Üniversitesi akarsu havzası simulasyon kompütür modelinin küçük bir akarsu havzasındaki şehirleşme karakteristikleri ve tesirleri esas alınarak incelendi. Araştırmanın başlıca amaçları: yerleşime müsait arazi kullanımının büyük bir çoğunluğunu kapsayan küçük bir akarsu havzasında sulamayla çimlendirmenin akarsu üzerindeki tesirleri ve önemini tayin etmek, havza simulasyon programındaki parametrelerin değiştirilmesi ve havzadan gelen yüzey akışı üzerindeki şehirleşmenin tesirlerini değerlendirmek, bu simulasyon programının doğruluğunun bir göstergesi olarak simule edilen toprak nemi değerleriyle tarlada ölçülen toprak neminin mukayesesinden faydalanmak ve sulama verilerinin çimin miktarı ve dağılımını tayin etmesi için farklı yollar araştırmak idi.

FOROUD ve BROUGHTON (1981), yağıştan akışa geçen miktarın tespiti için sızma eşitlikleri ve katsayılarını geliştirmiştir. Quebec'de Yamaska Nehir havzasında 17'den 342 km²'ye kadar sıralanan dört küçük akarsu havzasının yağış-akış verilerinin 39'unun analizi için taşkın akış sistemlerinin bir kompütür simulasyon modeli kullanıldı. Bu analizlerden bulunan parametreler ve katsayılar sızma eşitliği için tespit edilmiştir. Non-linear en küçük kareler eğrisini tespit eden tekniğin kullanılması, eksik parametreleri tespit eden bir metod geliştirmiştir. Formüller, geçmiş yağışın eksik parametrelerine bağlı olarak yapılmıştır.

STEPHENSON ve FREEZE (1974), Idaho'da Boise yakınında Reynolds Creek deney havzasında küçük bir menba kaynağındaki karerimesi akışının, yüzeyaltı akımın matematik modeli kurulmuştur. Akarsu akımının mekanizması, gözönüne alınan bu akarsu havzası kontrol kesitinden gelen saha ölçümleri, çatlayabilen bazaltın yüksek proziteli şekilde

yüzeysel olan mesafelerde erimiş su yüzeyinin alt kısmını beslemesi ha-
liyle sınırlandırılır. Bu matematiksel model, bu sahadaki yüzeyaltı
akımının doygun halden doymamış hale geçişte iki boyutlu analizini in-
celer. Bu analiz, saha ölçümlerinin tam bir açıklamasını yapmak için
ispatlanmıştır. Sınır şartları ile problemlerin sınır değerini ihtiva
eden matematik modeller yer ve zamana göre değiştiğinde, sınır şartı
hasasiyeti, rasyonel kalibrasyon ve ispatlama işlemine engel olabilir.
Kompüter kapasitesi, veri türetme hacmi ve verilerin uygunluğunun sı-
nırlandırılmasıyla beraber, bölgesel bir ölçekteki deterministik hid-
rolojik tepki modellerinin tamamına yakınının kullanımını engeller.

2.2.2 Parametrik Simulasyon Model Çalışmaları

LINSLEY ve ARK., WILSON, DISKIN, DOUGLAS ve THOMPSON, JEPPSON
(DİNÇ, 1979), hidroloji bilim dalında yapay olarak veri çoğaltma ve ba-
ğımlı değişkenin bir bağımsız değişken ile doğrusal veya loğaritmik
ilişkili olduğu olayları tanımlamakta kullanılan temel parametrik yak-
laşım " doğrusal regrasyon " modelidir.

İlişki doğrusal ise model, $y = AX + B$

İlişki loğaritmik ise model, $y = AX^B$ dir.

Burada; y : bağımlı değişken, X : bağımsız değişken, A, B : regrasyon katsa-
yılarıdır. Doğrusal regrasyon modeli yüzey akış çalışmalarında çok eski-
den beri kullanılmaktadır. Doğrusal regrasyon modeli yardımıyla yüzey
akışlarıyla yıllık ve mevsimlik ortalama yağışlar ve akarsu debileri
arasındaki ilişkiler ortaya çıkarılmaktadır. Eksik verileri tamamlama
çalışmalarında doğrusal regrasyon etişliğindeki bağımlı değişken y , ye-
raltı suyu derinliği; bağımsız değişken x , ise yağış değerlerini tanımla-
maktadır.

SNYDER, WALLIS, SHELTON ve SWELL, JEPPSON, BIDWELL, HAAN ve
ALLEN (DİNÇ, 1979), hidrolojik çalışmalarda bir değişkenin birden fazla
değişken ile olan ilişkisinin tanımlanmasında ve bu nitelikteki fiziksel
olayların sezinlenmesinde bilim adamları genellikle " çoklu regrasyon "
modelleri kullanmaktadır. Matematiksel çoklu regrasyon modeli şöyle
tanımlanmaktadır.

$$Z = y_0 + y_1 X_1 + y_2 X_2 + \dots + y_n X_n$$

Burada; z = Bağımlı değişken

x_1, x_2, \dots, x_n = Bağımsız değişkenler

y_0, y_1, \dots, y_n = Regrasyon katsayıları

Bogardi tarafından geliştirilen çoklu regrasyon modeli, 28 gözlem kuyusunda kış yağışlarından sonra bahar aylarında beklenen en yüksek yeraltı suyu düzeyini sezinlemek amacıyla kurulmuştur.

Hidrolojinin bir diğer dalı olan yüzey akış çalışmalarında araştırmacılar çoklu regrasyon modeli yaklaşımından geniş ölçüde yararlanmışlardır. Bu nitelikteki araştırmalarda, üzerinde çalışılan su havzalarında yüzey akış ile yüzey akışa etkili olan fiziksel ve meteorolojik değişkenler dikkate alınarak, bunlar çoklu regrasyon modeli içinde bütünleştirilmiş ve her havzaya özgü olarak yüzey akış sezinlemelerinde kullanılan modeller geliştirilmiştir.

SHARP ve ARK. (DİNÇ, 1979), yıllık yüzey akışı sezinlemek amacıyla doğal bitki örtüsü yüzdesini, yıllık toplam yağışı, ayda 12.70 cm'den fazla olan yağış toplamını, bir mil²'deki ortalama eğimli arazi uzunluğunu ve yıllık yeraltından akarsuların beslenme miktarlarını bağımsız değişkenler olarak kabul eden bir çoklu regrasyon modeli geliştirmişlerdir (1960).

SNYDER (DİNÇ, 1979), aralık ayı yüzey akışlarını sezinlemek amacıyla geliştirdiği modelde; havzanın fiziksel özelliklerini dikkate almamış, bunun yerine ekim, kasım ve aralık ayındaki toplam yağışları modelin bağımsız değişkenleri olarak varsaymıştır (1962).

SCHREIBER ve KINCAID (DİNÇ, 1979), kısa süreli yaz sağanaklarından sonra oluşan yüzey akışları, yağış miktarı, yağış süresi, yağış şiddeti, alan, bitki örtüsü ve toprak nemi ile ilişkilendiren bir model geliştirilmiştir. Buna benzer bir model Benson ve Matalas (1967) tarafından aylık ve yıllık yüzey akışları sezinlemek amacıyla geliştirilmiştir.

DE COOKE ve MEGERIAN (DİNÇ, 1979), A.B.D. Göller Bölgesinde bulunan göllerin aylık su düzeylerini sezinlemek amacı ile kurduğu model çoklu regrasyon model çalışmasına bir örnektir (1967).

MC CULLACH ve BOTH (DİNÇ, 1979), tarafından aynı yöntem uygulanarak kurulan model, mevcut yağış istasyonlarının verilerinden yararlanılarak aylık ortalama yağışları sezinlemek için geliştirilmiştir.

RANGO (DİNÇ, 1979), yapay yağışlar sonucunda akarsu yataklarında ve sediment birikiminde oluşabilecek değişiklikleri sezinlemek amacıyla (1970) geliştirdiği modelde aynı yöntemi kullanmıştır.

HAAN ve ALLEN (DİNÇ, 1979), 13 küçük tarımsal havzada aylık ve yıllık ortalama yüzey akışları sezinlemek için kurdukları modelde yıllık ortalama yağış, alan, ortalama havza eğimi, uzunluk, çevre, havza yı içine alan dairenin çapı, akarsu frekansı, yüzey engebe oranı ve boyutsuz havza biçimi gibi havza özelliklerini bağımsız değişken olarak ele almıştır.

WALLIS, JAMES ve LUCKEY (DİNÇ, 1979), çoklu regresyon yönteminde iki hata kaynağı vardır: (1) Veriler, (2) Yöntemlerle ilgilidir. Ancak tüm bu hatalar regresyon analizi sonunda Bağımlı Değişkenin üzerine yüklenmektedir. Uygulamada bu çok küçüktür. Bu nedenle veri hataları ihmal edilir.

WALLIS, BIDWEL, HAAN ve ALLEN (DİNÇ, 1979), regresyon analizlerinde en önemli hata kaynağı yöntemle ilgili olanıdır. Çoklu regresyon modelinin kurulması esnasında bağımsız olarak kabul edilen değişkenlerin fiziksel olaya etkisinin önem derecesi önceden bilinmeyebilir. Bağımsız olarak kabul edilen değişkenlerin sayısı arttıkça görünüşte modelin fiziksel olayı daha gerçekçi tanımladığı izlenimi edinilmektedir. Ancak gerçekte farkında olunmadan, fiziksel olayı doğru tanımlayan bir modelin geliştirilmesi olasılığı artırılmış olmaktadır. Aynı zamanda böyle bir modelde, bağımsız değişkenlerin önem derecelerini ve modelin gerçek olayı tanımlama derecelerini belirlemede yararlanılan istatistiksel t ve F testleri gereksiz değişkenlerin diğer değişkenlerle istatistiksel yönden bağımlı olması durumunda geçersiz olmaktadır.

WALLIS, SHELTON, SWELL, HAAN ve ALLEN (DİNÇ, 1979), gerek kurulması düşünülen modelden önemsiz değişkenleri çıkararak yapılacak analizlerin yoğunluğunun azaltılması, gerekse modelin doğru bir şekilde, fiziksel olayı tanımlamasını sağlamak amacı ile model çalışmalarının ilk aşamalarında bağımsız değişkenlerin fiziksel olay ile olan

ilişkilerinin test edilmesi zorunludur.

SNYDER, STALL, SHELTON ve SEWELL (DİNÇ, 1979), bağımsız değişkenlerin analizlerinde t F testleri dışında yaygın olarak üç yöntem uygulanmaktadır. Bunlar; Faktör Analizleri, Temel Parça Analizleri (Principle Component Analysis) ve Basamaklı Regrasyon Analizleridir (Stepwise Regression Analysis).

SHELTON ve SEWELL (DİNÇ, 1979), Faktör analizleri ile bağımsız değişkenlerin hangilerinin en yüksek istatistiksel bağımsızlık gösterdiği ortaya çıkartılarak bağımlı olan değişkenlerin modelden çıkartılması sağlanmaktadır.

WANG, HUBER, SHELTON ve SEWELL (DİNÇ, 1979), temel parça analizlerinde modeldeki bağımsız değişkenlere fiziki olaya etkinlik derecelerine göre ağırlık verilmekte, etkinlik dereceleri düşük olanlar modelden çıkarılmakta, geri kalanlar ise ağırlıklı olarak çoklu regrasyon modeli içerisinde alınmaktadır.

FRITTS, WALLIS, BIDWELL (DİNÇ, 1979), basamaklı regrasyon analizlerinde ise modele her aşamada bir değişken ilave edilerek t ve F testlerinin yanında korelasyon katsayısının gösterdiği artış dikkate alınarak önemsiz ve istatistiksel bağımlı değişkenler modelden çıkarılmaktadır.

DAWDY ve O'DONNELL (BAYAZIT, 1982), tarafından ileriye sürülen parametrik model, 4 biriktirme elemanından kurulmuştur. Bunlar; yüzeysel biriktirme (R), akarsuda biriktirme (S), zemin nemi (M) ve yeraltı suyu (G). Bu modelin 9 parametresi vardır. R^* , f_o , f_c , k (Horton denklemindeki parametreler), K_s , M^* , C_{max} , K_G , G^* . Belli bir havzada bu parametrelerin alacağı değerler tatonmanla bulunabilir. Bunun için parametrelere belli değerler verilerek o havzada gözlenmiş yağışlar için modelin vereceği yüzeysel akış hidrografı hesaplanır. Bu hidrograf gözlenmiş hidrografa yeterince yaklaşıncaya kadar parametrelerin değerleri değiştirilir.

CRAWFORD ve LINSLEY (1966); LINSLEY ve ARK. (1975), tarafından geliştirilen SWM (Stanford Watershed Modeli) genel, sürekli, kümelenmiş ve kavramsal bir modeldir. Bu havza simülasyon modeli, çok yaygın

olarak kullanılan bir modeldir. Akış şemaları mevcuttur. Gerekli girdiler, saatlik yağış ve günlük potansiyel evapotranspirasyondur, bunun yanında havzanın fiziksel tanımı ve hidrolik özellikleri de yer alır.

SIITNER ve ARK. (RAUDKIVI, 1979), hidrolojik modelleme, elektronik bilgisayarların gelişimiyle büyük bir kontrol imkanı bulmuştur. Çevre şartlarına uyan ortak eksenli korelasyon metodunun birleşmiş fikirlerinin kompütür modeli, devamlı sentetik hidrograf için API (Geçmiş Yağış İndisi) modelidir. Bu model, akım, yeraltı suyu debisi periyodlarını tahmin eder. Dolaysız akış, kanal yağışı, yüzey akışı, yüzealtı akışı içine alır. Birim hidrograf ve yağış-akış bağıntısının tipini, API kullanarak yağış verilerinden hesaplamak mümkündür. Yeraltı suyu debisinin hidrografı dolaysız akış hidrografına bağlanmıştır. Model dört bölümden oluşur: (1) Yağış-akış bağıntıları, (2) Birim hidrograf, (3) Yeraltı suyu ve dolaysız akış hidrografı arasındaki bağıntı, (4) Yeraltı suyu geri çekilme katsayısını değerlendiren bağıntı. API modeli 175-2115 km² lik havzalar üzerinde denenmiştir. Kasat verilerini belli hassasiyette alarak model her havzaya uygulanabilir.

U.S.DEPT.OF AGRICULTURE HYDROGRAPH LABORATORY (RAUDKIVI,1979), tarafından geliştirilen USDAHL-70 hidrolojik havza modeli tarım arazilerine uygulanır. Model ana program ve 14 alt programdan oluşur. Alt programlar; modelin buharlaşma, sızma gibi bir kısım olaylarını içerir. Modelde, akış esnasında meydana gelen olaylar projelendirilmiştir. Model girdileri; sürekli yağış rasadı, hidrolojik toprak sınıfları, ekili arazi, evapotranspirasyon parametreleri, sızma parametreleri, sıralama bağıntılarını ve jeolojik parametreleri içerir.

PORTER, PORTER ve MC MOHEN (RAUDKIVI, 1979), bu model yağış-akış olayının fiziksel davranışını simüle eder. Numaralı alt havzaların her biri drenaj ağının komple bir ünitesi olarak, seriler ve paraleller halinde dört veya beş seriden oluşabilir. Modelde; sızma fonksiyonu, yüzeysel biriktirme, zemin nemi, yeraltısu debisi ve öteleme fonksiyonları mevcuttur.

DICKEY, MITCHELL, SCARBOROUGH (1979), hidrolojik modellerin küçük akarsu havzalarına uygulanabilirliğinin, ölçülen, ölçülemeyen haller için gerçek ve simüle edilmiş hidrograf mukayesesiyle Toprak Muhafaza Servisi ve L.F. Huggins tarafından mümkün olduğu savunulmuştur.

Geliştirilen modelde, iki küçük akarsu havzasında, yıllık maksimum yağış ayrıca sağnaklar, 25 yıllık yağış-akış verilerinden 5-13 cm'i aşamayacağı hali dikkate alınmıştır. Çeşitli tiplere sahip olan bu sağnaklar, şekil faktörü, pik ve hacim ihtiva eden parametrelerin kullanılması ile mukayese edilir. Toprak Muhafaza Servisi ve L.F. Huggins tarafından tariflenen hidrolojik modellerin uygulanabilirliğini denemek, optimize etmek ve kalibre etmek için akarsu havzası şartları ve 40 fırtına (sağnak) örneği kullanılmıştır. 15 olayın kalibrasyonu esnasında geliştirilen geçmiş nem bağıntıları ve parametreler, sağnaklardan arta kalan akışın hidrografını simüle etmede kullanıldı. Pik akış (debisi), gerçek ve simüle edilen akışlar arasında % 5 seviyesinde önemsiz farklılıklar sezildi. Simüle edilen hidrograf hacmi, pik debi meyil ve sağnakların kalibrasyonunda elde edilen 25,4 değerinin 30,0 olması halinde simulasyonun kesin başarıya ulaştığı söylenir. Bu faktörleri içine alan toplam parametre değeri, modeller arasındaki önemli farklılıkları ölçer.

PARK ve MITCHELL (1982), yarı-linear analizler yağış-akış sistemleri için uygulanmıştır. Hafif engebeli küçük akarsu havzalarından yarı-linear tesirleri ölçmek için, birim hidrograf metodu ve farklı depolama sistemlerinin bağıntıları kullanılmıştır. Sağnak karakteristikleri ile 40 sağnak denenerek farklı birim hidrograflar elde edilmiştir.

2.2.3 Stokastik Simulasyon Model Çalışmaları

Çoklu regresyon analizlerinde, regresyon modeli geçmişe ait verilerin kullanılması ile elde edilmekte ve modelde kullanılan tüm bağımsız değişkenlerin yeni verileri kullanılarak, bağımlı değişkenin sezinlemeleri yapılmaktadır. Modeldeki bağımsız değişkenlerin zaman içerisinde değişiklik göstermesi veya birbirleri arasında bağımlı duruma gelmesi modeli geçersiz kılmaktadır BEARD (DİNÇ, 1979).

DİNÇ (1979), bu nitelikteki ve zaman süreci içerisinde arka arka ya meydana gelen ve birbirleri ile bağımlılık gösteren olaylar, zaman serileri biçiminde tanımlanabilmesi şartında stokastik yöntemler ile analiz edilebilmektedir (Beard, 1969; Scheldegger, 1970; Ledolter, 1978).

DİNÇ (1979), stokastik yöntemlerin hidrolojik olayların model çalışmalarında kullanımını oldukça yenidir. Hidrolojide kullanılan dört geleneksel stokastik modelleme tekniği: 1- Correlogram, 2- Power Spectrum, 3- Range, 4- Runs analizleridir (Yevjevich, 1972).

Correlogram analizleri; akarsu debileri, yağış ve yüzey akışlarının yıllık zaman serileri olarak modellenmesinde kullanılmaktadır. (Wallis ve Matalas, 1971; Yevjevich, 1972; Kottegoda ve Yevjevich, 1977). Yağış, yüzey akışı, buharlaşma, sediment taşınımı, yeraltı suyu depolaması gibi hidrolojik olayların günlük ve aylık zaman serileri yıllık periyodik özellikler göstermektedir. Periyodik özellik gösteren bu nitelikteki olaylar Power Şpectrum modelleri ile incelenebilmektedir (Chow ve Kareliotis, 1970; Yevjevich, 1972; Gelhar, 1974) DİNÇ (1979).

DİNÇ (1979), range analizleri, barajların su depolama ve dağıtım işlemlerini modellemede, Runs analizleri ise, kuraklığın yörelere göre dağılımının, yağış kuraklık arasındaki ilişkilerin modellenmesinde kullanılmaktadır (Yevjevich, 1972).

DİNÇ (1979), stokastik model çalışmalarında bireysel olarak stokastik modellerin yeraltı suları problemlerinde uygulanması heniz yaygınlık kazanmamıştır. Yeraltı suları dalında literatürde bulunan ancak Correlogram ve Power Spectrum yöntemleri kullanılarak yeraltı suyu tablasının zaman serileri olarak tanımlanması (Çow, Kareliotis, 1970) ve Power Şpectrum modeli yardımıyla aküferin T (iletim) ve S (depolama) katsayılarının çıkarılması (Gelhar, 1974) konularındaki çalışmalara rastlanmıştır.

IGNATEVA (1985), küçük akarsu havzasındaki yağış-akış ilişkisinin dinamik-stokastik modelini geliştirmiştir. Bu modelde bir akarsu havzasındaki meteorolojik tesirler olayların akış türüne ve dinamiğine bağlı olarak ele alınır. Kinematik dalga eşitlikleri akış meylinin hesaplanması ve nem transfer eşitliği, toprak neminin dinamiklerinin modellenmesi için kullanılır. Yağış-akış formasyonu için meteorolojik şartlar dört parametre ile tayin edilir; yağış tabakası, yağmur süresi, yağmur tahliye periyodunun süresi ve hava neminin ortalama zararı. Bu akış karakteristikleri için meteorolojik elemanların dağılım olasılıklarıyla kurulan ilişki Monte Carlo metodu esas alınarak yapılır.

3. MATERYAL VE METOD

3.1 Materyal

Bir sonraki bölümde ele alınan metodlarda adı geçen parametreler gerekli donelere karşı geldiğinden, burada genel olarak yüzey akışının dolayısıyla taşkınların hidrolojik doneleri işlenmiştir. Aynı zamanda genelde küçük bir akarsu havzası düşünülmüştür.

3.1.1 Yüzey Akışını Etkileyen Faktörler

Hidrolojik çevrimin bir ürünü olarak akarsu havzasından gelen yüzey akışını etkileyen faktörleri iki ana grupta toplamak mümkündür (Chow, 1962).

I. İklim faktörleri

A. Yağmur

1. Şiddet
2. Süre
3. Zaman içinde dağılım
4. Alan içinde dağılım
5. Frekans (Dönegelm= Tekerrür)
6. Coğrafi bölgeler

B. Kar

C. Evapotranspirasyon (Buharlaşma-Terleme)

II. Fizyografik faktörler

A. Havza özellikleri

1. Geometrik faktörler

- a) Drenaj alanı
- b) Şekil
- c) Meyil
- d) Akarsu (kanal) yoğunluğu

2. Fiziksel faktörler

- a) Arazi kullanımı veya örtüsü
- b) Yüzey sızma şartı
- c) Zemin cinsi
- d) Jeolojik durum, yeraltı suyu dep. kap.ve geçir.

e) Topoğrafik durum, göller ve bataklıkların görünüşü gibi.

B. Kanal özellikleri

1. Taşıma kapasitesini belirleyen boyut ve kesitin şekli, meyil ve pürüzlülük.
2. Depolama kapasitesi.

3.1.2 Taşkınların Hidrolojik Doneleri

Taşkınların hidrolojik doneleri üç ana başlık altında toplanabilir. I. Arazi, II Akım, III İklim Doneleri

3.1.2.1 Arazi Doneleri

1- Havza büyüklüğü: Bir havzanın getireceği taşkınının büyüklüğü pike ulaşma zamanı ve taşkınının devam süresi ve hacmi havzanın alanı ile orantılıdır. Taşkın hacmi, drenaj alanının büyümesi oranında artar. Havzada akışa katılmayan bölgeler varsa bu alanın hesabında bunlar hariç tutulmalıdır. Küçük havzalarda birim alandan gelen maksimum debi daha büyük olur, akışın yıl içinde dağılışı daha düzensizdir. Havza büyüdükçe ileride tanımlanacak olan geçiş süresi de büyür.

2- Havzanın şekli: Büyüklükleri ve diğer özellikleri aynı, fakat şekilleri farklı havzalardan gelecek taşkın hacimleri eşit olduğu halde havzanın şekline göre sarfiyat miktarları, pike ulaşma ve taşkın devam süreleri değişiktir. Havzanın biçimini belirlemek için çeşitli büyüklükler kullanılabilir: (a) Biçim katsayısı, (b) Gravelius katsayısı, (c) Schumm katsayısı, (d) Eşdeğer dikdörtgenin boyutları

3- Havza eğimi: Drenaj alanı diğer özellikleri aynı olan iki havzanın, taşkın hacimlerinin, eşit olmasına rağmen eğimi daha fazla olanın taşkın sarfiyatı daha büyük, pike ulaşma ve taşkın süresi daha kısadır. Genellikle doğada bu eğim ana akarsu boyunun harmonik meyili (S) olarak kabul edilir. Havzanın eğimi arttıkça akışın yıl içinde dağılımının düzensizleştiği görülür.

4- Havza yatak boyu, yoğunluğu, taşıma ve depolama kapasitesi, enkesiti, şekli ve pürüzlülüğü: Bir havzadaki taşkın boylarının morfolojik yapıyla ilgisi açıktır. Bir havzadaki nehit veya yan dere

yatak boylarının kısa ve sıklıklarının fazla olması, konsantrasyon zamanını azaltacağından taşkınları büyütücü, pike ulaşma ve taşkın süresini azaltıcı tesir gösterir.

5- Bitki örtüsü: Bitki örtüsü yağışın akışa geçinceye kadarki, zaman içinde etkenidir (Tutma = interception). Bu etki; bitki örtüsü çeşidine, sıklığına büyüklüğüne ve yapraklarının çeşidine bağlı olarak değişmektedir.

6- Havzadaki hidrolojik toprak grupları: Havza Uzerini örten toprak cinsi ve kalınlıklarının başlangıç kayıplarına tesiri bitki örtüsünden de fazladır. Hatta toprak cinsi sızmanın baş etkeni olduğundan taşkın Uzerine etkisini, taşkının devamı boyunca sürdürür.

7- Arazi kullanışı: Havza arazi kullanış şekli, yani tesfiye eğrilerine paralel sürülmesi, teraslanması, bitkilerin ekilişinde muntazam sıralama yapılması, taşkınları azaltıcı tesir gösterirken, nada sa bırakılması taşkını artırıcı rol oynamaktadır.

8- Havza hidro-jeolojisi: Burada en önemli etki yeraltı suyu oluşturmaktadır. Bunun yanında havzada yeraltı sularının bataklıkların göllerin varlığı sayılabilir.

9- Havza rakımı : Yüksek rakımlarda çığ noktası düşüktür. Bu çığ noktasında havanın su içeriği az olduğundan bu gibi yerler şiddetleri az, fakat daha uzun süreli yağışlara maruzdur. Ancak, yağış yönüne maruz, bilhassa sahile bakan yamaçlarda rakım, yağışın devamlı beslenmesi sebebiyle belli bir sınıra kadar yağışın şiddetini artırıcı tesir gösterir.

10- Havza mazuriyeti: Yağış yönüne maruz olan havzalar, yağış yönüne arkası dönük havzalardan daha çok yağış alacağından daha büyük taşkın getirirler.

11- Havzadaki önceki nem durumu: Havzanın taşkından önceki nem durumu, yağışın havzada meydana getireceği akışa büyük tesir edeceğinden taşkın hesaplarında önemle gözönünde bulundurulmalıdır. Belirli bir sağnağın taşkını hesaplanırken yağış öncesi nem durumu mutlaka gözönüne alınmalıdır.

3.1.2.2 Akım Doneleri

1. Periyodik ölçüm doneleri: Bunlar ilgili rasat yıllıklarında verilir. Ancak bu yıllıklardan yararlanırken;

a) Yıllıkla beraber verilen düzeltmeler önceden yıllığa işlenmiş olmalı,

b) Yıllıklarda zaman zaman değişiklikler nedeniyle değerlerin alınmasına son rasat yılından başlanmalı,

c) Yıllıklardaki drenaj alanı düzeltmelerinin baskı veya ölçüm hatasından mı, yokta istasyon yerinin değiştirilmesinden mi olduğu öğrenilmelidir,

d) Faydalanılacak olan istasyondaki akımların drenaj alanı yağışı ile ilgisi araştırılmalıdır. Özellikle karstik havzalarda akarsu, yeraltı irtibatı ile gölden veya başka havzadan beslenebilir. Yağılma, kullanma, kapalı havza veya düdenler nedeniyle istatistiki akımlar, drenaj yağışının oluşturduğu akımdan çok düşük olabilir. Bu durum menba tarafındaki baraj vb. tesislerin bulunması sebebiyle meydana gelebilir.

e) Bunların dışında, zamanla hidrometri istasyonunun kesitinde değişiklik meydana gelmesi, kabarmaya maruz kalması, yeterli ölçü ve değerlendirilmeden mahrum bulunması nedeniyle rasat yıllıklarındaki değerlerin hatalı olabileceği düşünülerek gerekli düzeltmelerin yapılması gereklidir.

2. Tarihi doneler: Bunların değerlendirilmesi gerek periyodik ölçüm doneleri ve gerekse sentetik yolla hesaplanacak değerlerin tahkiki bakımından önemlidir. Bunun için civardaki yaşlı halkın gözlemlerinden, akarsu yatağı cidarlarının durumundan ve bu cidardaki taşkın izlerinden, yataktaki rusubat cinsinden ve eğriliğinden çıkarılacak sonuçlarla taşkın karakteristikleri hakkında bir kanaate sahip olunmalı, temin edilecek donelerle tarihi taşkınların hesabına çalışılmalıdır.

3. Taşkın zamanları: Taşkın hangi yıllarda, mevsimlerde geldiğinin bilinmesi ve taşkın muhtemel zararlarının tahmini ve korunması

bakımından önemlidir. Bölgedeki taşkın zamanları hakkında rasat yıllıkları incelenerek mahalli halktan soruşturularak varılan kanaate göre hesaplanan taşkın sonuçlarının bir değerlendirilmesi yapılmalıdır.

3.1.2.3 İklim Doneleri

1. Yağışın taşkınlara tesiri: Havzadaki akarsu üzerine düşen yağışın akışa geçmesiyle başlar. Ancak yağışın bu etkisi, bu esnada havzanın diğer kısımlarına düşen yağış, bitki ve toprak örtüsü tarafından tutulmakta olduğundan fazla değildir. Havzadaki esas akış, sızmanın en az olması dolayısıyla başlangıç kayıplarının ilk önce sona erdiği sert ve geçirimsiz kısımlarda görülür. Daha sonra yağışın şiddetine ve süresine göre havzaya yayılır, havzanın konsantrasyon zamanına ve diğer karakteristiklerine bağlı olarak max akış değerine ulaşır.

a) Yağış şiddeti: Taşkınlar bilhassa şiddetli yağışlar sonunda meydana gelmekte, başlangıç kayıplarından sonra yağış şiddeti ile taşkın arasındaki bağıntı taşkının büyüklüğünün yağış şiddetine bağlı olarak değiştiğini göstermiştir. Genellikle, konvektif yağışlarda şiddet, cephesel ve orografik yağışlardan fazla olduğundan bu yağışların meydana getirdiği taşkınlarda daha büyük olmaktadır. Örneğin, Ankara'da hasarlı taşkınlar hep bu tip yağışların eseri olmuştur. Şiddetli yağışlarda sızma için yeterli zamanda kalmadığından, daha çok akış ve büyük taşkın meydana gelmektedir.

b) Süre (Efektif yağış) : Bu süreden kasıt, başlangıç kayıplarının sona ermesinden, yağışın bitimine kadar geçen süredir. Bu sürede iklim ve arazi şartlarında bağlı olarak değişir. Örneğin, konvektif yağışlarda, cephesel ve orografik yağışlardan daha kısa, yağışları aynı olan iki havzadan başlangıç kayıpları az olanda daha uzundur. Yağış süresinin taşkına tesiri, havzanın büyüklüğünde bağlıdır. Büyük bir havzada, kısa süreli, şiddetli bir yağış önemli taşkın meydana getirmeyenken, küçük bir havzada çok zararlı bir taşkına sebep olur.

c) Yağışın zaman içindeki dağılımı: Yağışın süresi boyunca şiddetinin ne şekilde değiştiğinin ifadesidir. Şiddetli yağış süresi yağışın başlangıçta fazla, sonraları az olduğunda pik büyük, pike ulaşma zamanı daha kısa, tersi ise pik daha küçük, pike ulaşma zamanı daha uzundur. Türkiye'de yağışın zaman içindeki dağılımının bölgeselleştirilmesi

sonuçları araştırma aşamasında bulunmaktadır.

2. Karların taşkınlara tesiri: Karın taşkınlara tesiri, erimeye başlamasıyla görülür. Bu esnada gerek yüzeyaltı ve gerekse yüzeysel su akışı artar. Karın taşkına tesiri hacim yönünden olur. Sarfiyata tesiri az, pike ulaşma ve taşkın süresi uzundur. Kar, doygun hale gelinceye kadar yağmuru bünyesinde tuttuğundan, kar üzerine düşen yağmurun akışa geçmesi başlangıçta çok azdır. Karın normal olarak yağması sırasında akış meydana gelmez. Karın ancak sulu olarak yağması yüzey akışını artırır. Karın havzadan gelecek taşkına tesir derecesi; havzada kapladığı sahaya, kalınlığına, yoğunluğuna, erime derecesine bağlıdır. Karın erime miktarı ise; sıcaklık, rüzgar, kar üzerine yağmurun yağışı gibi meteorojolik faktörler ve drenaj alanı rakımı, bitki örtüsü, gibi fizyografik faktörlerin tesiriyle değişir.

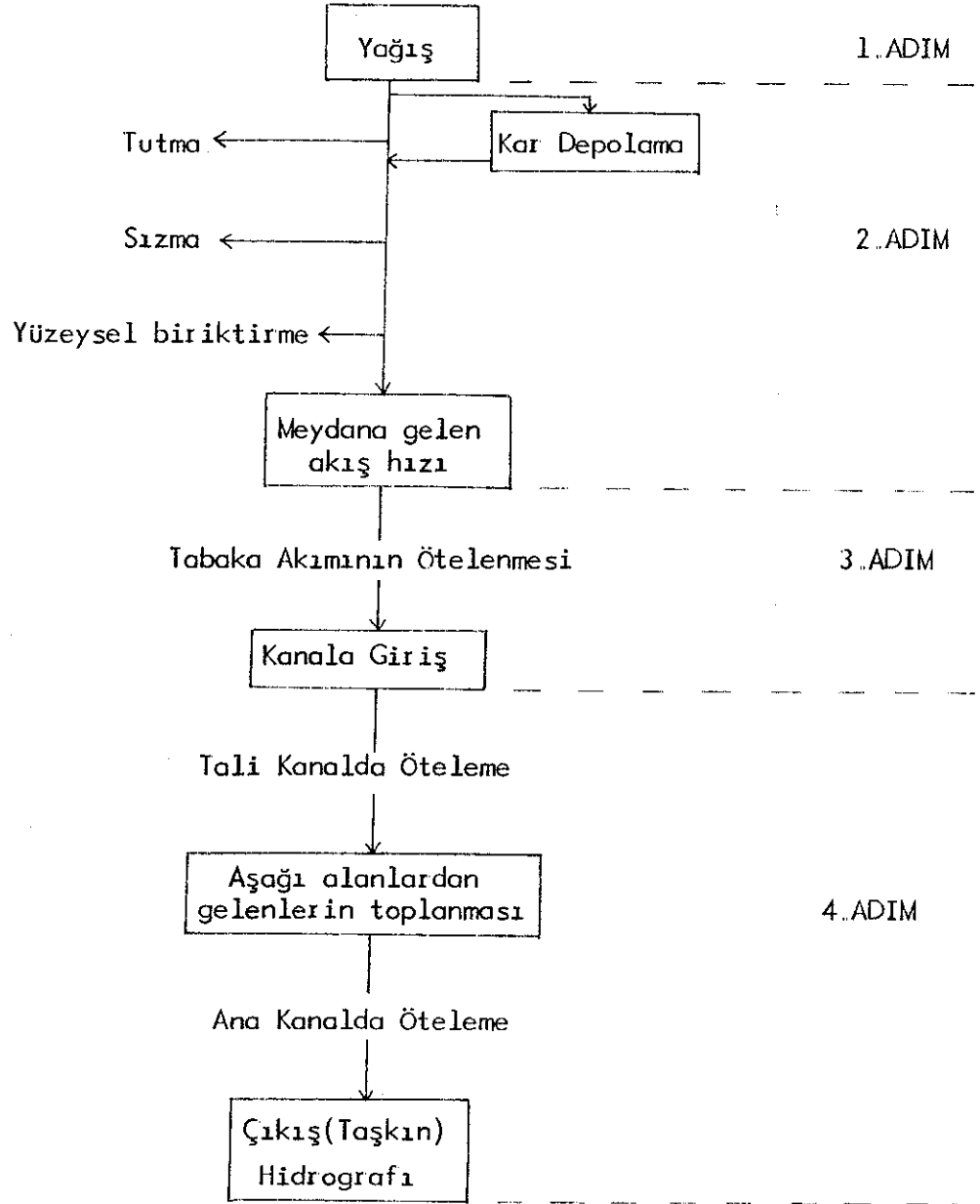
3. Hazırlanmış doneler : 1966 yılı yayın süresinden, 1965 yılı dahil rasat süresi 10 yıl ve daha fazla rasat süresi olan 500'e yakın yağış istasyonu için hazırlanmış ve şu doneleri içermektedir; çeşitli tekerürlü max yağış, kadostrofal yağış, yıllık ortalama yağış, yağışın zaman içindeki dağılımı, istasyon rakımı, kaydedilen en yüksek değerli günlük max yağışlar.

4. Ham doneler: Taşkınların sentetik yolla hesabı için, bütün yağış istasyonlarında rasat edilen gerekli değerler kastedilmektedir. Yağışın analizi yapılırken, drenaj alanına etkisi olan istasyonların gerekli bütün rasat değerleri mutlaka bilinmeli, değerlendirilmeleri yönünde gerekli hassasiyet gösterilmelidir.

3.2 METOD

Yüzeysel akışı, yağıştan tutma, yüzeysel biriktirme, toprak nemi ve buharlaşma gibi kayıpların çıkarılmasıyla elde edilen miktardır. Akarsu havzasının dinamik hidrolajik sistemi ve cereyan eden fiziksel olayları Şekil 1.'de şematik olarak gösterilmiştir. Burada, çıkış (taşkın) hidrografının analizinde iki yaklaşım mevcuttur. İlk modelde bu aşğıdaki dört adımda gerçekleşmiştir.

1. ADIM : Akarsu havzası girişi için sembolik yağış hidrografının analizi.



Şekil 1. Yüzeysel akış hidrografının analizinde küçük akarsu havzasının şematik görünümü

2. ADIM : Yüzeysel biriktirme, sızma, tutmadan dolayı meydana gelen kayıpların zamana göre çıkarılmasıyla yağış hidrografından, artık yağış hidrografının hesabı.
3. ADIM: Artık yağış hidrografı, yüzeysel depolamanın geçiş hidrolik etkilerine maruz kaldığı arazi (toprak) üzerinde ötelenir.
4. ADIM: Üçüncü fazdan gelen taşkın, tali kanallardan ve daha sonra ana akarsu yatağından geçerek akarsu havzasının su alma ağzına (çıkış noktasına) gönderilir.

İkinci yaklaşım, havza karakteristiklerini parametre olarak kabul eden kümelenmiş parametre modelidir. Taşkın hidrografının özellikleri birim hidrografın istatistiksel analizi ile bu parametrelere bağlıdır. Modelde, artık yağış hacmi, muayyen iklimli muayyen alanlar ve fiziksel faktörler için geliştirilmiş akış katsayılarının kullanılmasıyla yağış verilerinden tahmin edilir. Artık yağış hacmi, birim hidrograf ifadesiyle akış hidrografına dönüştürülür. Bu yaklaşım, havzanın toplanma zamanını ve artık yağışın pik değeri (debinin) nin tayin edilmesi ve pik debinin, toplanmazamanı ve artık yağış hacminin bir fonksiyonu olarak anlık (ens-tantane) değer (hızın) formülasyonunu ihtiva eder.

Bu analizin her bir safhasında, pekçok metod kullanılmıştır. Bu modellerin mantığını görüş birliği ve tartışma düzenler

3.2.1 Hesap Yağmuru Modeli

Bir akarsu havzasındaki yağışın, zamana ve yere göre dağılımının yüzey akışı karakteristiklerine etkisi büyüktür. Bu yüzden, gelen yağıştan nehir akımı (akarsu) nı sentezlemek için ilk önce gereken şey hacim (yer) ve zaman terimlerinde yağışın dağılımını formüle etmektir. Çeşitli kısaltmalardan doğan kayıplar sonra uygun zaman serilerinde çıkarılabilir. Ve böylece bir akış hidrografı gelişir. Zaman ve hacim (veya alan) terimlerinde yağışın integre edilmesi için çeşitli teknikler hazırlanmıştır ve bunlardan birkaçı aşağıdaki iki bölümde görülecektir.

3.2.1.1 Zaman İçinde Dağılım

Keifer ve Chu (1957) aşağıdaki eşitliklerle ifade edilen hesap yağmurunun zamansal dağılımını formüle etmişlerdir.

Pikten önce

$$i = \frac{\left[a (1-b) \left(\frac{t_a}{r} \right)^{b+c} \right]}{\left[\left(\frac{t_a}{r} \right)^b + c \right]^2} \dots \dots \dots (1)$$

Pikten sonra

$$i = \frac{a \left[(1-b) \left(\frac{t_b}{1-r} \right)^{b+c} \right]}{\left[\left(\frac{t_b}{1-r} \right)^b + c \right]^2} \dots \dots \dots (2)$$

Burada;

- i = 1 ve 2 eşitliklerinde geçen t_a ve t_b gibi herhangi bir zamandaki yağış şiddeti
- t_a = Pikin sol tarafında ölçülen zaman
- t_b = Pikin sağ tarafında ölçülen zaman
- a,b,c = Birkaç sağanak için 3 eşitliğin çözümünden elde edilen sabitler.
- r = Sağanağın toplam süresinin pike kadar olan süreye oranı

r'nin ortalama değeri fırtına yağmuru (=sağanak)nun devam etmesinin bir ölçüsüdür. Belli bir yerleşim yerinde herhangi bir hesap yağmuruna ait a,b,c değerleri muhtelif yağmurlar için aşağıdaki eşitlik yardımıyla tayin edilebilir.

$$i_m = \frac{a}{bt_d + c} \dots \dots \dots (3)$$

Burada;

- i_m = fırtına yağışı (sağanak)süresince yağışın ortalama şiddeti.
- t_d = toplam yağmur süresi

Hesap (proje) yağmuru hidrografını (= debi gidiş çizgisi) tayin eden gerçek metod, muhtelif yağmur verilerinin analizini içerir.

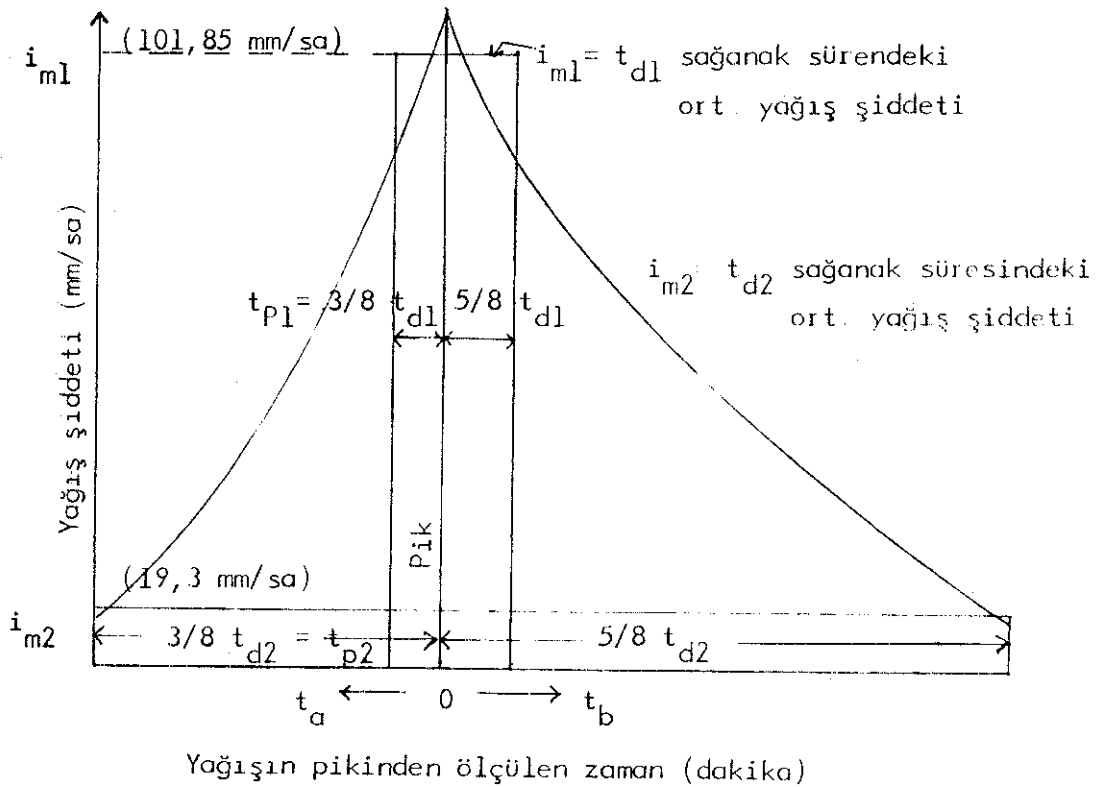
1. Toplam yağış süresi t_d 'nin tayini
2. Pikin meydana geldiği t_p anının ve $r = \frac{t_p}{t_d}$ değerinin tayini
3. Ortalama yağış şiddeti i_m 'nin tayini
4. Muhtelif yağmurlar için i_m 'nin bilinmesi, 3 eşitlikten a,b,c sabitlerinin tayini.

1 ve 2 eşitliklerindeki r , a , b ve c değerlerinin bilinmesiyle, herhangi bir andaki yağış şiddeti, pikten önce t_a , pikten sonra t_b hesaplanabilir. Böylece, hesap yağmuru için yağışın zaman içindeki dağılım planı elde edilir.

Şekil 2, Tholin ve Keifer tarafından Chicago'da kanalizasyon projesinde kullanılan 5 yıl dönegelmeli hesap yağmuru hidrografının sentezidir. Bu durumda $a=90$, $b=0.9$, $c=11$ ve $R=3/8$. Analizlerde kullanılan t_{d1} ve t_{d2} yağış süreleri şekilde belirtilmiştir.

Reich ve Heimstra (1965), karakteristik yağış serisi olarak max 30 dakikalık yağışı (P_m) seçmişlerdir. Hesap yağmuru, yağışın extrem değerleri 5, 10, 15, 45 ve 60 dakikalık aralar için P_{30} 'nin oranlarından yararlanılmıştır. (Hershfield, 1961). Bulunan bu oranlar aşağıda gösterilmiştir.

Zaman (dakika)	5	10	15	30	45	60
yağışın extrem oranları (P_{30m} periyodunda)	0.37	0.57	0.72	1.00	1.15	1.26
(in.)						
(mm)	9.40	14.48	18.29	25.4	29.21	32.0



Şekil 2. Yağış hidrografının analizi

Bir saatten daha uzun süreler için yağışın extremleri, 1 saatlik yağış ve 24 saatlik yağışın fonksiyonları olarak bulunur. Amerika Meteoroloji Bürosu (1958) bir saatten daha uzun sürelere ait çeşitli sağanaklar için aşağıdaki oranları vermiştir.

Zaman (saat)	1.33	1.67	2.00	2.50	3.00	4.00	6.00	9.00	12.00
--------------	------	------	------	------	------	------	------	------	-------

$P_{1sa} - P_{24sa}$ 'lik periyodun

yağış extrem oranları (in.)	0.68	0.123	0.171	0.232	0.279
	0.364	0.500	0.642	0.747	

(mm)	17.27	3.12	4.34	5.89	7.09	9.24
	12.70	16.31	18.97			

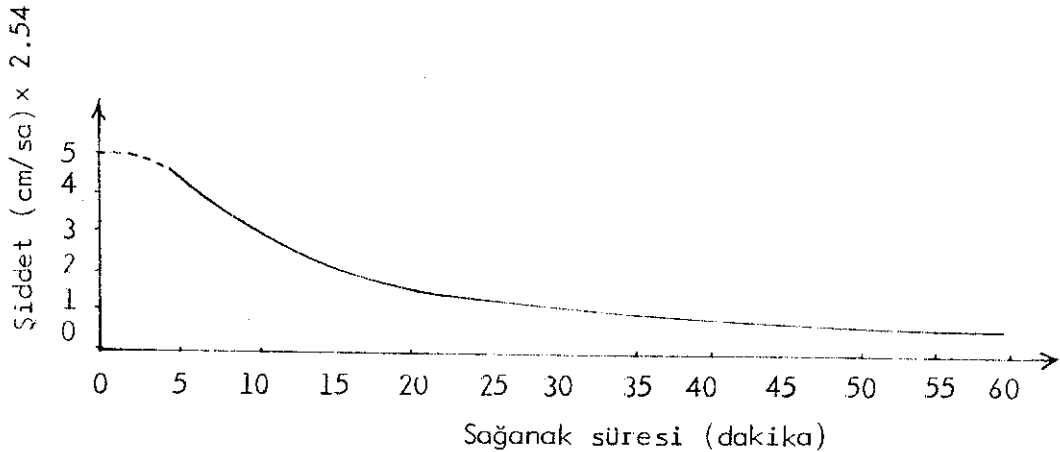
Burada

P_{24sa} = 24 saatlik herhangi bir periyod için max. toplam yağış

P_{1sa} = 1 saatlik herhangi bir periyod için max. toplam yağış

P_{30m} = 1 in. kabullü Hershfield oranları benimsenmiş ve şiddet-süre eğrisi çizilmişse aşağıdakiler elde edilir.

Zaman (dakika)	5	5-10	10-15	15-30	30-45	45-60
Şiddet(in/hr)	4.44	2.40	1.80	1.12	0.60	0.44
(mm/sa)	112.78	60.96	45.72	28.45	15.24	11.18



Şekil 3a. Yağış şiddeti-süre eğrisi (Hershfield'in katsayıları kullanılmıştır)

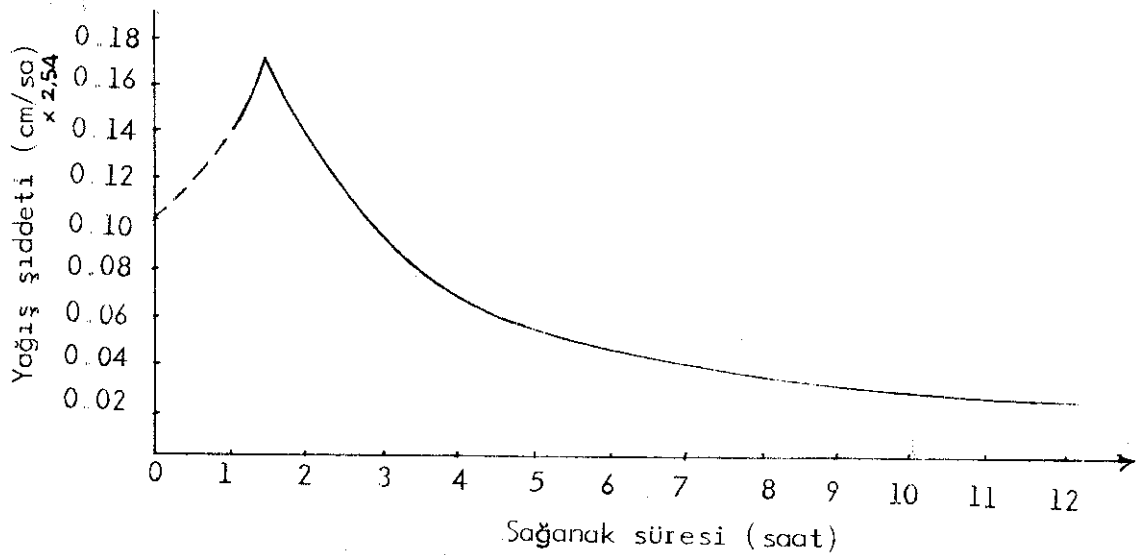
Bir saatten daha uzun süreler için Amerika Meteoroloji Bürosunun oranlarının kabulü, aşağıdaki yağış şiddetleri $P_{24} = 3 \text{ in} = 76,2 \text{ mm}$ ve $P_{1\text{sa}} = 1 \text{ in} = 25,3 \text{ mm}$ kabulü ile elde edilir.

Zaman (saat) (1.33) (1.33-1.67) (1.67-2) (2-2.5) (2.5-3) (3-4) (4-6)
(6-9) (9-12)

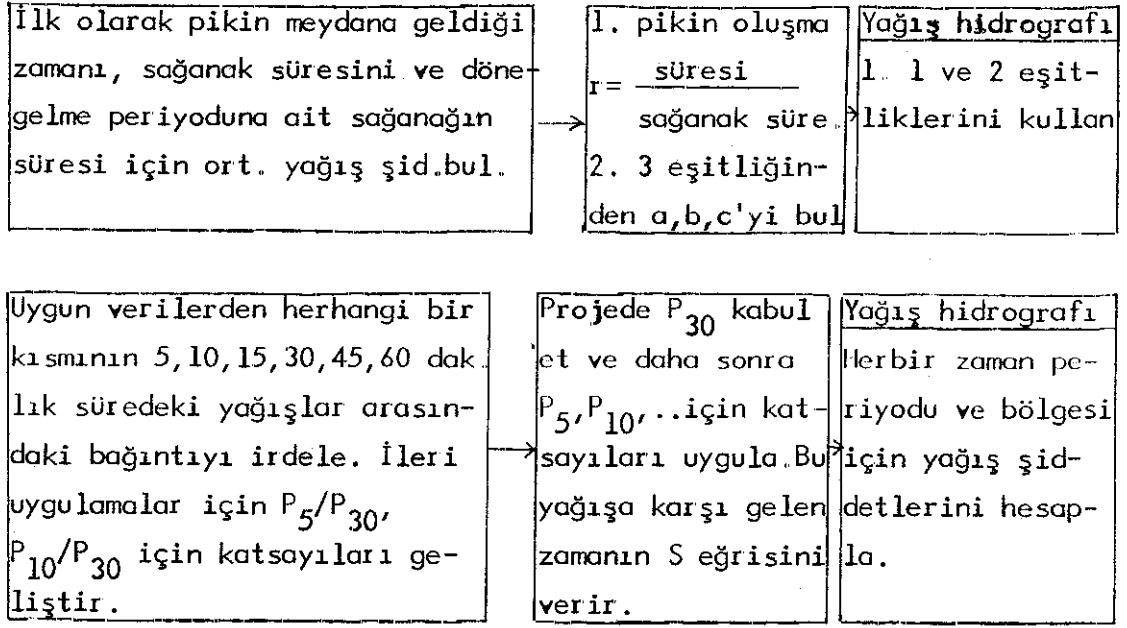
Şiddet (in/hr) 0.102 0.165 0.14 0.122 0.094 0.085 0.068 0.047
0.035
(mm/sa) 2.59 4.191 3.657 3.098 2.387 2.159 1.727 1.193
0.889

Bu durumdaki yağış-şiddet süre eğrisi Şekil 3b.de gösterilmiştir.

Bu eğriler, yağış şiddetinin başlangıçta yüksek olduğu izlenimini verir. Bununla beraber, buna benzer bir seri çalışma sonucunda pikin karakteristik bir alanda meydana geldiği gözlenmiştir. Chow ve Ramaseshan, (1965) sağanak yağış hidrografını elde etmek için İllinoiste Fransa Broad Nehir havzasında saatlik yağışın stokastik bir modeli üzerinde meydana gelen benzer bir seriyi esas aldı. Yağış hidrografını elde etmek için Tholin, Keifer ve Hershfield'in metodları Şekil 4a ve 4b'de şematik olarak özetlenmiştir.



Şekil 3b. Amerika Meteorolojisi Bürosunun katsayılarının kullanıldığı yağış şiddeti-süre eğrisi



Şekil 4. Yağış hidrografını tayin eden: a) Tholin ve Keifer b) Hershfield metodunun şematik modeli

3.2.1.2 Alan İçinde Dağılım

Yağış kayıtlarının analizinde her bir yağış ölçüğünün çevresinde en iyi şekilde o ölçekteki okumayla temsil edilebilecek alanı belirlemek için çeşitli metotlar kullanılır. Genel olarak ölçekler ne kadar sık olursa elde edilen sonucun doğruluğu o kadar artar, çünkü topoğrafya bitki örtüsü, göller ve yapımlar gibi etkenler yağışın uniform dağılımını önler. Çeşitli ölçeklerde kaydedilen verilerle, alan üzerindeki dağılım eş yağış çizgileri veya Thiessen poligon metodlarının birisiyle elde edilebilir.

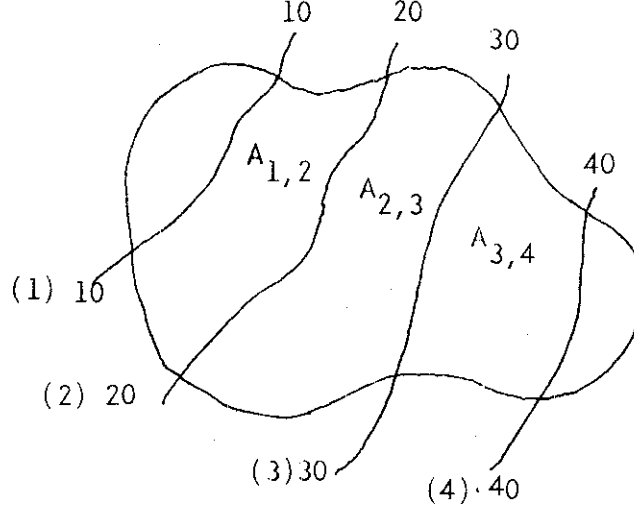
3.2.1.2.1 İzohiyet Metodu

Yağış yüksekliği aynı olan noktaları birleştiren eğriler olan izohiyetler (eş yağış çizgileri) çizilir. İki ardışık izohiyet arasındaki alanda yağış yüksekliğinin izohiyetlerin değerlerinin ortalamasına eşit olduğu kabul edilerek ağırlıklı bir ortalama ile ortalama yağış yüksekliği bulunur. Eşyağış çizgilerini çizerken bölgenin topoğrafyasına ve yağışın dağılımına ait bilgileri de kullanmak imkânı olduğu için bu metod özellikle dağlık bölgelerde daha iyi sonuç verir. Örneğin $A_{1,2}$ alanı 10 mm ve 20 mm eşyağış çizgisi arasında kalan alan, $A_{2,3}$

20-30mm, $A_{3,4}$ 30 ile 40 mm eşyağış çizgisi arasında kalan alanı verir.

Δt_i zamanında akarsu havzasındaki ortalama yağış, P şöyle bulunur.

$$P = \frac{A_{1,2} \times 15 + A_{2,3} \times 25 + A_{3,4} \times 35}{A_{1,2} + A_{2,3} + A_{3,4}} \dots \dots \dots (4)$$



Şekil 5. Eşyağış çizgileri (izohiyetler)

(4) eşitliğindeki $A_{1,2}$, $A_{2,3}$ ve $A_{3,4}$ alanları Δt_i 'nin her artışında değişir. Bu yüzden seçilen her Δt_i değeri için alanları belirlemek ve işaretlemek gerekir.

3.2.1.2.2 Thiessen Poligon Metodu

Bu metotta, bölge her bir ölçüğün çevresinde o şekilde parçalara bölünür ki her nokta en yakın olduğu ölçüğe ait parça içinde kalsın. Bunu yapmak için birbirine yakın ölçükler doğru parçalarıyla birleştirilip orta dikmeler çizilir ve her bir ölçüğün çevresinde bu dikmelerin meydana getirdiği çokgen (Thiessen çokgeni) o ölçekteki yağışla temsil edildiği kabul edilir. Thiessen çokgeni çizilirken bölgenin dışında kalan, fakat meteorolojik bakımdan bölge ile homojen karakterde olduğu kabul edilebilen ölçükler de gözönüne alınır. Böylece ağırlıklı bir ortalama yağış hesaplanır, her bir ölçüğün çevresinde kalan alanın yüzdesi o ölçekteki yağışa ağırlık olarak verilir. Örneğin, herhangi bir Δt_i zamanında sırasıyla P_1 , P_2 , P_3 yağışlarının düştüğü alanlar A_1 , A_2 , A_3 olsun. Ortalama yağış P şöyle hesaplanır:

$$P = \frac{A_1 P_1 + A_2 P_2 + A_3 P_3}{A_1 + A_2 + A_3} \dots \dots \dots (5)$$

Bu eşitlikteki A_1, A_2, A_3 yağışla değişmez ve bu metot bu yüzden çok kullanışlıdır. Bununla beraber topoğrafik engeller yağışın dağılımına tesir ettiğinden bu teknikteki hassaslık da sınırlanmıştır.

Pertlik (1963), i_i yağış şiddetinin alan üzerindeki dağılımı için aşağıdaki ampirik bağıntıları geliştirmiştir.

$$i_i = i_{\max} + R_i \log (d_i + 1)^2 \dots \dots \dots (6)$$

Burada

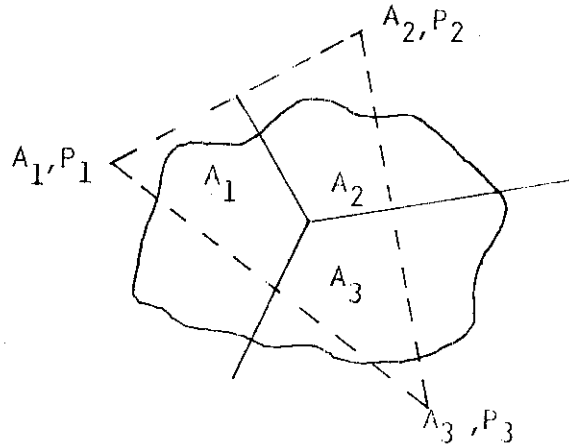
$$R_i = \text{sabit}$$

$$d_i = i_{\max} - i_i, \text{ max yağış şiddetinin } i_i \text{ yağış şiddetinin bulunduğu yere mesafesi}$$

Bu metotta, (i_{\max}) max-yağış yüksekliğini kaydeden ölçek merkezde olacak şekilde seçilir. R_i ' nin değeri 6 eşitliğinden çözülür. Yağış ölçekleriyle kaplı olan akarsu havzasının bir kısmında eşyağış çizgilerinin işaretlenmesinde kullanılan R 'nin ortalama değeri şu eşitlikle bulunur.

$$R_{\text{ort.}} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} R_i}{n-1} \dots \dots \dots (7)$$

burada n = orijindeki ölçek dahil olmak üzere kullanılan toplam ölçek sayısı. Bu metot tamamen deneysel bir temel üzerinde Macaristan'da denenmiştir ve diğer metotlarla mukayeseden sonra başka bir yere uygulanabilir.



Şekil 6. Thiessen poligonu

3.2.2 Artık Yağış Hidrografı

Artık yağış, yüzey birikintileri, sızma, tutma için gerekli kısım ayrıldıktan sonra geriye kalan yağış fazlası olarak tariflenir. Artık yağış hidrografı aşağıda tariflenen çeşitli kıstaslarla tayin edilir.

3.2.2.1 Tutma

Bitkiler tarafından alıkonan ve yer yüzeyine hiç ulaşamayan yağışa tutma denmektedir. Horton (1919), buharlaşma kayıpları ve tutma miktarını bitkilerin tutma kapasitesine bağlı olarak kısa bir süre için gözlemiştir. Böylece herhangi bir sağanak için, toplam tutma kapasitesi aşağıdaki eşitlikle formüle edilebilmiştir.

$$I_c = S_c + kEt \dots\dots\dots (8)$$

Burada

I_c = herhangi bir t anındaki toplam tutma hacmi

S_c = tutma kapasitesi -0.01 - 0.05 in. (0,254-1,27 mm) arasında değişen bir değerdir.

k = yaprak yüzeyinden buharlaşmanın izdüşüm alanına oranı

E = Standart buharlaşma tavaası ile ölçülen su yüzeylerinden buharlaşma hızı

t = sağanak süresi.

S_c ve k ile ilgili verilerin azlığı gözönüne alındığından, Horton belli-başlı sağanak yağmurları için toplam yağışın bir fonksiyonu olan tutmayı formüle etmiştir.

$$I_c = a_1 + b_1 P^{n_1} \dots\dots\dots (9)$$

Burada

a_1, b_1, n_1 = çeşitli bitki örtüsü ve onların büyüme karakteristiklerine bağlı olan katsayılar

P = herhangi bir t anındaki toplam yağış. a_1, b_1, n değerleri farklı bitki örtüsü tipleri için Linsley ve ark. (1949) tarafından tablolandırılmıştır.

Uygun bir tutma eşitliği t sağanak süresi ve P yağışın bir fonksiyonu olarak formüle edilmelidir. Max. tutmaya izin veren daima yeterli bir yağışın olduğu varsayımıyla 7 eşitliği uygulanır. Bununla beraber, gerçekte, yağış hızı tutmanınkini daima geçer. Böylece, toplam tutma, sıfırdan itibaren artan yağış gibi üstel olarak değişir. Bu aşığıdaki eşitlikle formüle edilebilir.

$$I_c = (S_c + kEt) (1 - e^{-c_1 P}) \dots \dots \dots (10)$$

Burada c_1 pozitif bir sabittir. Toplam yağışın çok küçük olması halinde, aktüel tutma hızı, i_{ca} veya $(\frac{dI_c}{dt})$, hemen hemen i veya $\frac{dP}{dt}$ 'ye eşit olur.

$$\frac{\partial I_c}{\partial P} = (S_c + kEt) \cdot C_1 e^{-c_1 P}$$

$$P \rightarrow 0 \quad \frac{\partial I_c}{\partial P} = 1 \text{ olur. veya}$$

$$C_1 = \frac{1}{S_c + kEt}$$

Bu yüzden,

$$I_c = (S_c + kEt) \left(1 - e^{-\frac{P}{S_c + kEt}} \right) \dots \dots \dots (11)$$

Kısa süreli sağanaklar için, $kEt = 0$ kabul edilebilir.

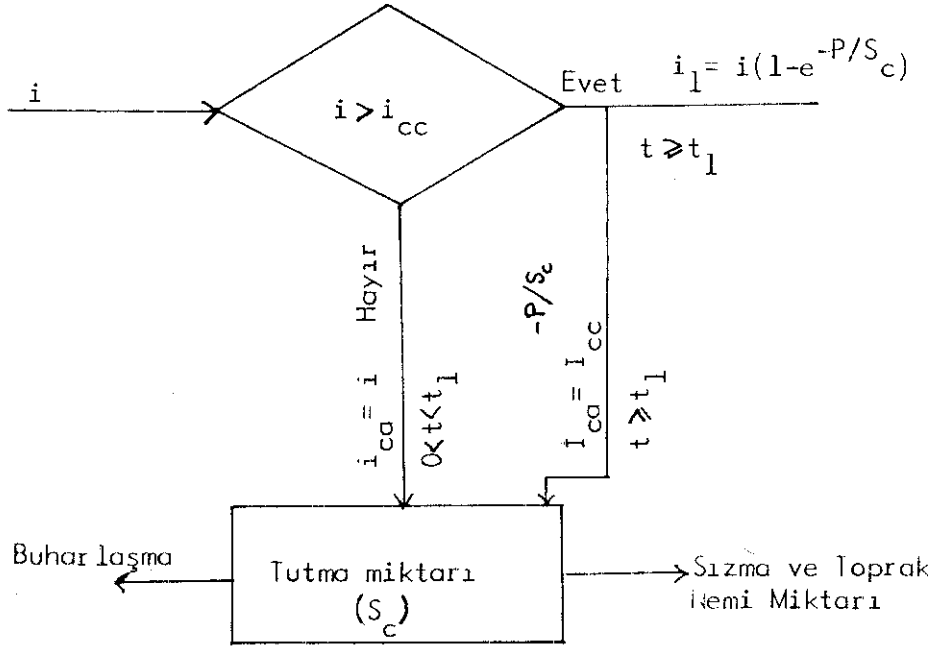
$$I_c = S_c (1 - e^{-P/S_c}) \dots \dots \dots (12)$$

yağış hızı (i), tutma kapasitesi hızını (i_{cc}) aşarsa t_1 anında o zaman $0 < t < t_1$; ($i < i_{cc}$) gerçek tutma hızı:

$$i_{ca} = \frac{dI_c}{dt} = i \dots \dots \dots (13)$$

$$t \geq t_1 \text{ (} i > i_{cc} \text{) için } i_{ca} = \frac{dI_c}{dt} = i_{cc} = i e^{-P/S_c} \dots \dots \dots (14)$$

12 ve 13 eşitlikleri aşığıdaki akış diyagramıyla gösterilebilir. Burada $i_1 = \text{net yağış hızıdır.}$



Şekil 7. Tutma, depolama ve yağış hızı arasındaki bağıntıyı gösteren şematik diyagram

Tutma deposu, akarsu vasıtasıyla toprak nemine karışabilir, fakat muhafaza edilen yağışın büyük bir kısmı buharlaşma yoluyla kaybolur. Bu tartışma öncelikle yüzey akışı olayıyla sınırlandırıldığından tutma deposundaki kayıpların bilinmesi mümkün olmaz.

3.2.2.2 Sızma

Sızma ifadesi, toprak yüzeyinden daha derinlere doğru suyun hareketini tanımlar. Sızma kapasitesi hızı, belli bir toprak neminin belli bir toprakta düşen yağmurlarla absorbe edilebilme durumuna göre yani maksimum hızla sınırlandırılabilir. Sızma hızı net yağış hızına eşit olduğu müddetçe toprağın sızma kapasitesi aşılamaz (yağış hızı-tutma hızı). Bu kapasite aşıldığında, artık yağış yüzeysel depolamayı besler veya yüzey akışına geçer. Çünkü yüzey akışı, sızma kapasitesinin bir fonksiyonudur, bilim adamları sızma kapasitesi için uygun matematiksel eşitlikler geliştirmek için büyük çaba sarfetmişlerdir.

Sızma kapasitesi ölçümleri genellikle aşağıda belirtildiği gibi iki doğrultudadır. İlki, küçük yüzey akış parselleri veya tek tük bulunan suni aletler kullanılarak yerinde ölçülen sızma kapasitesinin tayini dolaylı olarak yapılır. Dolaylı ölçümler, sızma kapasitesi indisinden

daha fazla sıklıkta meydana gelir, çünkü sonuçlar sağanaktan sağanağa sık sık değişir ve nadiren yerinde yapılan ölçümlerle uyuşur. Bu önemli bir işarettir, bununla birlikte, bu dolaylı tayinlerle elde edilen sızma kapasitesi akarsu havzası için ortalama bir değeri gösterir, halbuki sızma kapasitesinin yerel ölçümü veya yerindeyada parselindeki ölçümlerle bir noktaya yaklaşımı ortalamadan oldukça sapabilir.

Sızma kapasitesinin dolaylı ölçümleri genellikle bu kapasitesinin sabit bir değer olmasını önlemiştir. Bu genellikle toprak nemine bağlı kompleks bir fonksiyondur, çünkü buna diğer faktörlerde dahildir. Toprak nemi statik bir halde değildir, aksine hareket halindedir. Yağış veya yoğunlaştırma ile toprağa nem kazandırıldığı zaman fazla nem oluşur. Evapotranspirasyonla yetiştirme mevsimi sırasında su ihtiyacı normalde meydana gelir. Dinlenme mevsimi esnasında, zemin nemi fazla ise (seviye yüksek ise) toprak nemi daha aşağıya sızar (perkolasyon= derine sızma) ve azalma sıkça görülür. Hidrolojik aktivitedeki büyük gelişme alanı normal şartlar altında 12 in (=30,48cm)'lik toprak tabakası ile genelde sınırlanır. Bu zonda muazzam bir depolama imkânı vardır. Fakat bu hidrolojik aktivite toprak tipine ve arazi kullanımına bağlıdır. Sızma kapasitesi için kabul edilen gelişmiş bir formül ilk kez(1940) Horton tarafından ileri sürülmüştür. Şekil 8'de tanımlama taslağında, sızma kapasitesi hızı şöyle formüle edilebilir.

$$f = f_c + (f_o - f_c) e^{-k_1 t} \dots\dots\dots (15)$$

Burada

f = yağışın başlamasından sonra t anında sızma kapasitesi
(in /hour), (cm/so)

t = sızma eğrisinin başlangıcından itibaren ölçülen zaman

f_o = yağışın başlangıcındaki sızma kapasitesi

f_c = yağış ilerledikçe (1-3 saat içinde) sızma kapasitesinin erişeceği limit değer

k₁ = toprak karakteristiğine bağlı pozitif bir sabit

f_o, k₁, f_c değerleri zemin cinsine ve bitki örtüsüne bağlıdır. Mesela, (1948) Jens'in çim arazide geçmişte normal şartlar altındaki sızma kapasite eğrisi şöyledir.

$$f = 0.53 + 2.47 e^{-0.07t} \dots\dots\dots (16)$$

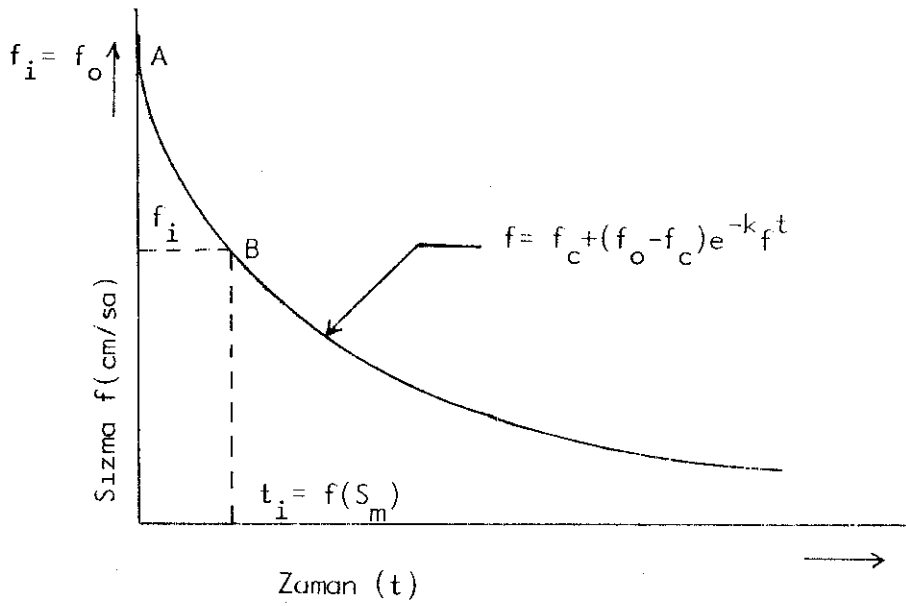
Bu eğri altındaki alan sızan hacmi kümülatif olarak gösterir. Bu şöyle formüle edilebilir:

$$F = \int_0^t f dt = 0.00883 t + 0.59 (1 - e^{-0.07t}) \dots \dots \dots (17)$$

burada F sızma hacmidir. (t zamanına kadar olan yükseklik)

Başlangıç sızma kapasitesi f_i (f_o), bununla birlikte, yaygın toprak nemi durumu (S_m)'nin ters fonksiyonudur. Böylece, başlangıç toprak nemi yüksek olursa, sızma kapasitesi derine sızmaya (perkolasyon) veya min. sızma kapasitesine (f_c) yaklaşır. Singh (1964), aşağıdaki değişkenlerin bir fonksiyonu olarak sızma hızı için bir eşitlik geliştirdi.

1. Toprağın bozulmayan (permanant) özellikleri
2. Toprağın zamanla değişen özellikleri
3. Akışkan miktarı ve özellikleri
4. Ölçüm yapılan zamanda mevcut olan hidrolik şartlar



Şekil 8. Standart sızma kapasitesi hızı eğrisi

Singh şu tip eşitlikler buldu:

$$F = A_t^B \dots \dots \dots (\text{Kostiakov, 1932}) \dots \dots \dots (18)$$

$$F = A \sqrt{t} + B_t \dots \dots \dots (\text{Philip, 1957}) \dots \dots \dots (19)$$

Bunlar, kısa ve uzun süreli sızma olayını yeterince tarif edemez ve bu yüzden aşağıdaki eşitlikleri ileri sürdü,

$$t = \left(\frac{N^1}{2k_2 h_t} - \frac{N^1}{3k_2 h_t^2 y} \right) d^2 \dots \dots (20)$$

$$t = \frac{N^1}{k_2} y - \frac{8 N^1 h_t}{3k_2} + \frac{8 N^1}{k_2} \frac{h_t^2}{y} \dots (21)$$

burada

$$N^1 = c (n - A_s P_w) \dots (22)$$

bu eşitliklerde:

c = Doygunluğun yüzdesi olarak ifade edilen toprak nemi

n = Porozite

A_s = Net özgül ağırlık

P_w = Kuru birim ağırlıktaki su muhtevası

k₂ = Hidrolik geçirgenlik

h_t = t anındaki net yük

h_o + h_c - h_w (yüzey yükü + kapiler yük - ıslak taraftaki yük kaybı)

t = Sızmanın başlamasından itibaren geçen zaman

d = t anındaki tesirli su yüksekliği

Bir diğer çalışmada Betson (1964), kapasite eğrisi üzerindeki maksimum değer altında bir yerde mevcut sızma hızı, havza bölgelerinin yaygın toprak nemi (S_m) durumunu yansıtır (Şekil 8'de işaretlenen B noktası). Başka bir ifadeyle, kümülatif sızma miktarı (F)'nıntayini için eşitliklerdeki integrasyonun alt limiti t_c olacaktır. Bu toprak neminin bir fonksiyonu olup aşağıdaki gibi formüle edilebilir.

$$F = \int_{t_i = f(S_m)}^{t + f(S_m)} f d_t \dots (23)$$

Zaman- toprak nemi fonksiyonel bağıntısı, hesaplanan toprak nemi indisinin eşdeğer zamanını tayin etmek için kabul edilebilir. Daha sonra 23 eşitliği herhangi bir tipteki sağanak için sızma olayını yeterli bir şekilde gösterir. S_m = 0 olduğunda t_i = 0 olduğu dikkate alınmalıdır.

Fonksiyonel bağıntı eşdeğer zaman için toprak nemi (f_{sm}) ni açıklayabilmeli, f_{sm} = 0 (kuru şartlarda), f_{sm} = 1 (ıslak şartlarda) muhtemel olarak lineer olmayan (non-lineer) bir bağıntıya izin vermelidir. Betson (1964), sızma hızını tayin etmek için aşağıdaki eşitliği kabul etmiştir.

$$f_{sm} = m S_m + g_1 S_m^2 \dots (24)$$

Burada;

S_m = toprak nemi durumu, tarla kapasitesinde toprak suyu (nemi) muhtevasına oranı olarak formüle edilmiştir.

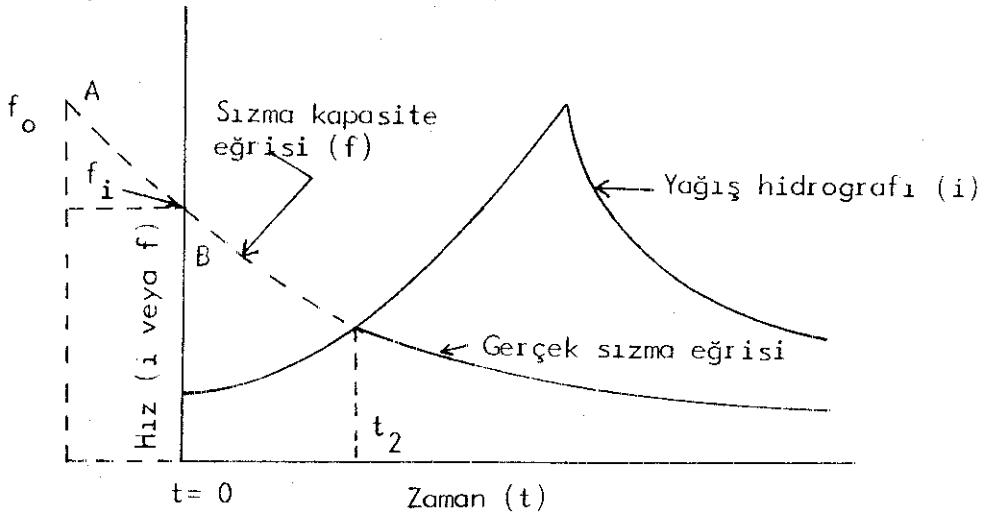
g_1, m = sabitler

Bu 23 eşitliğinde yerine konur ve integre edilirse

$$F = \left[f_c t_1 + \frac{f_o - f_c}{k_1} \left\{ \exp(-k_1(m S_m + g_1 S_m^2)) - \exp(-k_1(t + m S_m + g_1 S_m^2)) \right\} \right] \dots (25)$$

Bu şekilde eşitlikteki g_1 ve m sabitlerinin tayin edilen değerleri, akarsu havzasındaki muayyen sağanakların hidrolojik verileriyle uygun olabilir.

Toplam yağış hacmi (veya yağış şiddeti), toplam sızma hacmini (veya sızma hızını) aştığında artık yağış ve yüzeysel biriktirme başlar. Şekil 9'da gerçek sızma hızı eğrisi, yağış şiddeti eğrisi kapasite sızma hızı eğrisini geçtiğinde t_2 zamanından sonra yağış hidrografının altına düşer. Sızma, daha sonra yağış hızından daha az oluncaya kadar kapasite hızında devam eder. Şekil 9'un $t=0$ ve $t=t_i$ arasındaki kapasite sızma hızı eğrisinin bir kısmı tepesi kesilmiş gibi yassılaştırmıştır. Ve $t=0$ daki yağış, kapasite sızma hızı f_i 'ye eşittir (Şekil 9).



Şekil 9. Bir sağanak esnasında tipik gerçek sızma hızı eğrisi

Sızma hızı, net yağış hızı (yağış hızı-tutma hızı) ve toprak nemi miktarı arasındaki ilişkiler Şekil 10'da gösterilmiştir.

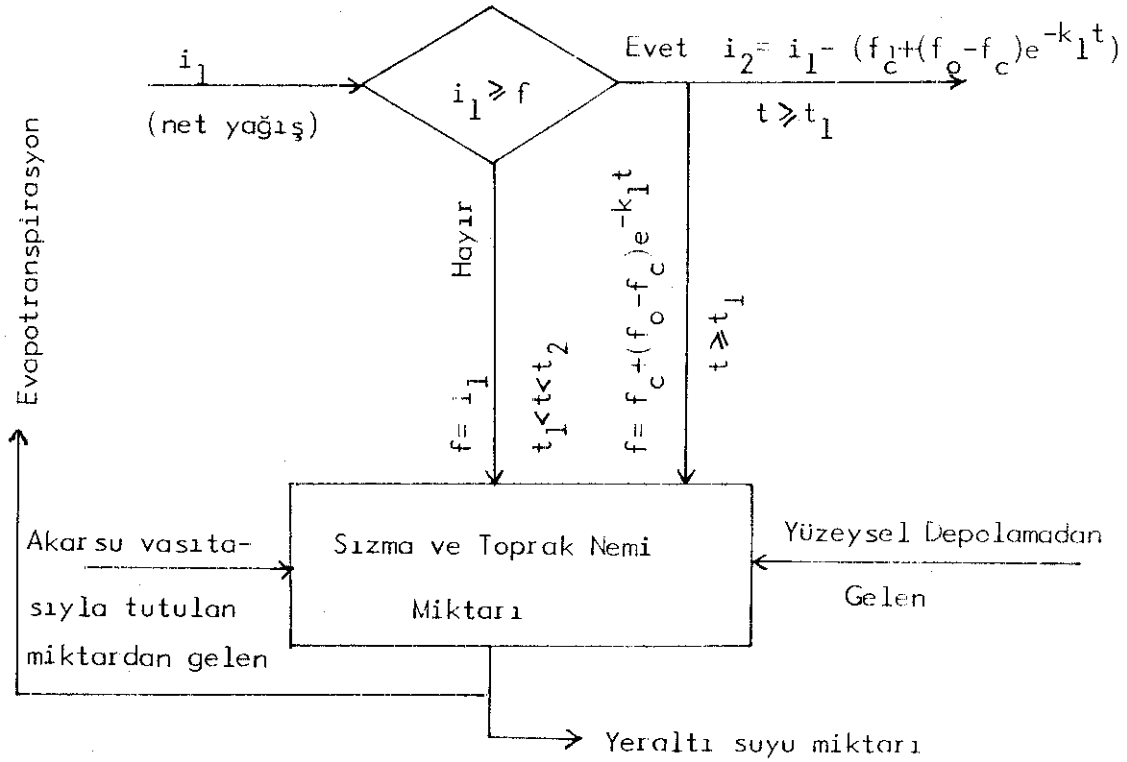
Böylece $t_1 < t < t_2$ için,

$$f_a = i_1 \left[f > i_1 \right] \dots\dots\dots (26)$$

$t \geq t_2$,

$$f_a = f = f_c + (f_o - f_c) e^{-k_1 t} \left[f \geq i_1 \right] \dots\dots\dots (27)$$

ve $F = \int_{f_{t_2}}^{t + f_{t_2}} \left[f_c + (f_o - f_c) e^{-k_1 t} \right] dt \dots\dots\dots (28)$



Şekil 10. Sızma hızı, toprak nemi deposu ve net yağış arasındaki ara bağıntıları gösteren şematik diyagram

3.2.2.3 Yüzeysel Biriktirme

Yüzeysel depolamanın artık yağış üzerindeki tesirini değerlendirmek için, sağandıktan sonra sızma veya buharlaşma ile tamamlanmış olabilen dağıtma yerinin yüzey birikintilerindeki yağışın ortalama derinliği veya hacmi hesaplanmalıdır. Böyle birikintilerle kaplanan alanların yüzdeleri ve birikintilerin ortalama derinlikleri arasındaki ilişkinin hesabı yapılmalıdır.

Çünkü drenaj alanındaki her birikintinin ortalama derinliği diğer bütün birikintilerin derinliklerinin çeşitliliği harekete (akışa) tesir eder. En sığ birikintiler ilk önce yukarıdan akar, daha derin olanlar derinlikleri paralelinde aşağıya akacaktır.

Linsley, Kohler ve Paulhus (1949) yüzey birikinti deposunun hacmi aşağıdaki eşitliği ileri sürdüler.

$$V_d = S_d (1 - e^{-k_d (P_1 - F)}) , P_1 \geq F \text{ olması halinde} \dots\dots (29)$$

Burada

V_d = herhangi bir zaman parçacığındaki yüzey birikintilerinde depolanmış su hacmi.

S_d = ideal biriktirme deposunun toplam hacmi

$P_1 = P - I_c$ = Net yağışın toplam hacmi

k_d = pozitif bir katsayı, $1/S_d$

Tutma hızındaki gibi aynı metodu kabul etmekle $i_2 < \zeta_c$ için şöyle gösterilebilir. (yüzeysel depolama içindeki sızma kapasite hızı)

$$\zeta_a = \frac{dV_d}{dt} = i_1 - f = i_2 , t_2 < t < t_3 \dots\dots\dots (30)$$

Burada

ζ_a = yüzeysel biriktirmedeki gerçek sızma hızı ve

$t_3 = (\zeta_e = i_2)$ anındaki zaman

$i_2 > \zeta_c$ için

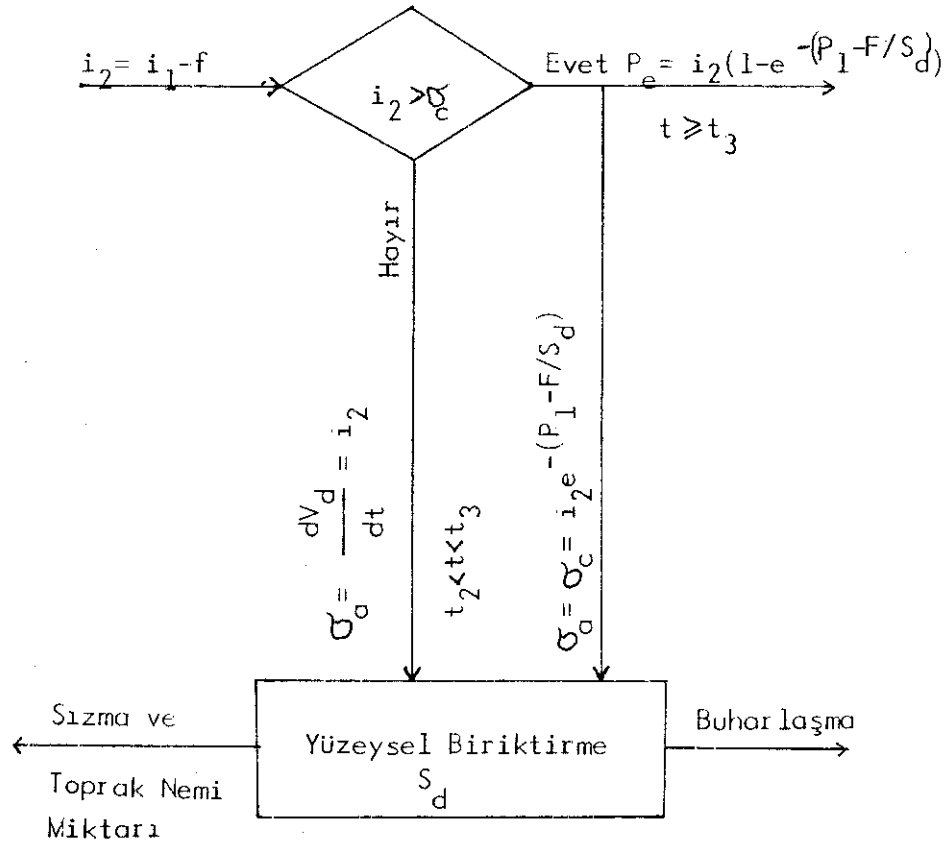
$$\zeta_a = \zeta_c = \frac{dV_d}{dt} = e^{-\left(\frac{P_1 - F}{S_d}\right)} \frac{d(P_1 - F)}{dt} = i_2 \cdot e^{-\left(\frac{P_1 - F}{S_d}\right)} \dots\dots(31)$$

ve $t > t_3$

Bu olaylar Şekil 11.'de şematik olarak gösterilmiştir.

3.2.2.4 Artık Yağış

Artık yağış hızı P_e , Şekil 7, 10, 11'de belirtildiği gibi yüzeysel depolama, tutma, sızma gibi çeşitli kayıpların çıkarılmasıyla düzenli olarak elde edilir.



Şekil 11. Yüzeysel biriktirme hızı, yağış ve sızma arasındaki ilişkinin şematik diyagramı

3.2.3 Tabaka Akımının Ötelenmesi

Artık yağış hızı arttığında, arazi yüzeyi üzerindeki su tabakasını besler ve su yüzey kanallarına doğru akmaya başlar. Suyun bu hareketine tabaka akımı denir. Yüzeydeki suyun geçiş hacmi, yüzey tutulması olarak dikkate alınır. Su tabakasının böyle beslenmesi artık yağış hidrografında bir gecikme tesiri meydana getirir ve bu geçiş akımının sonunda taşkın hidrografı, aşağıda tanımlanan çeşitli metodlar tarafından bir girdi gibi dikkate alınan artık yağış hidrografının ötelenmesiyle elde edilir.

3.2.3.1 Tholin ve Keifer Metodu

Bu safhada geçiş (transient) ve kararsız (unsteady) akımın hakim oluşu nedeniyle Tholin ve Keifer, Chicago'daki yerleşim bölgelerinin hidrolojik çalışmalarına ışık tutacak Izzard (1946) tarafından ileri

sürülen depodaki gecikme yüksekliği eşitliğini kabul ettiler.

$$D = 0,342 \left(\frac{0,007 i + C}{S^{1/3}} \right) l^{1/3} q^{1/3} \dots \dots \dots (32)$$

Burada

D = gecikme yüzeyinin yüksekliği (cm)

q = birim genişlik debisi (cm/sa)

S = yer yüzeyinin meyli

l = şerit uzunluğu

Farklı yüzeylerin pürüzlülük değerleri (C) aşağıda sıralanmıştır.

Çok düzgün asfalt kaplama	0,0070
Katran ve kumla kaplı kağıt	0,0075
Beton kaplama	0,0120
Katran ve agregata kaplama	0,0170
Çimle örtülü alan	0,0460
Sık çayır otlu çimen	0,0600

Tabaka akımından ileri gelen tabaka akımı akış hidrografını tayin eden eğri aşağıda kabul edilen bağıntı ile oluşturulur.

$$P_e - q = \frac{dD}{dt} \dots \dots \dots (33)$$

burada;

P_e = giren akım

q = çıkan akım

D = gecikme yüzeyi (Depoda kalan miktar)

t = yağışın başlangıcından itibaren ölçülen zaman (dakika) (33)

Eşitliği daha açık bir ifade ile şöyle formüle edilebilir:

$$\frac{1}{2} (P_{e_1} + P_{e_2}) - \frac{1}{2} (q_1 + q_2) = \frac{D_2 - D_1}{\Delta t} \dots \dots \dots (34)$$

burada 1 ve 2 indisleri Δt öteleme periyodunun başlangıç ve bitimindeki değerleri gösterir. Bilinen bütün değerler eşitliğin sol tarafına geçilir - se :

$$\frac{1}{2} (P_{e_1} + P_{e_2}) - \frac{q_1}{2} + \frac{D_1}{\Delta t} = \frac{q_2}{2} + \frac{D_2}{\Delta t} \dots \dots \dots (35)$$

Böylece;

$$P_{e \text{ ort.}} - q_1 + \frac{q_1}{2} + \frac{D_1}{\Delta t} = \frac{q_2}{2} + \frac{D_2}{\Delta t} \dots \dots \dots (36)$$

$$\text{veya } F(q, P_e, \Delta t) = \frac{q_2}{2} + \frac{D_2}{\Delta t} \dots \dots \dots (37)$$

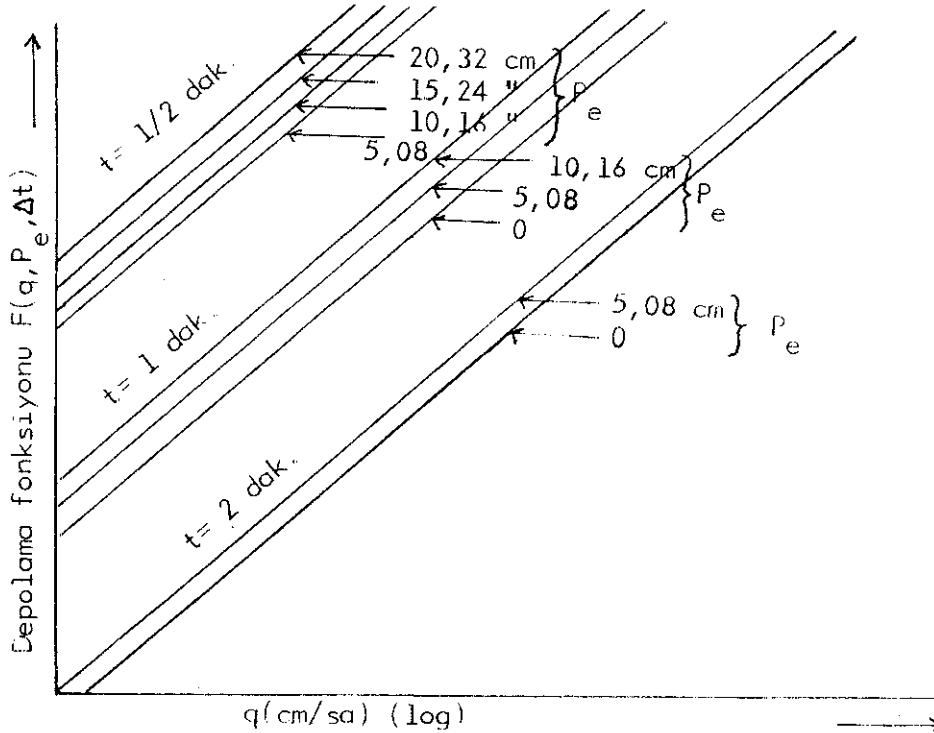
32 eşitliği başka bir ifade ile;

$$F(q, P_e, \Delta t) = \frac{q}{2} + 20,5 \left(\frac{0,007i + C}{S^{1/3} \Delta t} \right) l^{1/3} q^{1/3} \dots (38)$$

$F(q, P_e, \Delta t)$ değeri, q 'nun kabul edilen bir değeri ($q = 0$ veya taban akımının başlangıç değeri) ve l, S nin bilinen değerleri ile farklı artık yağış şiddetleri (mesela; 20,32 cm/sa, 15,24 cm/sa 10,16 cm/sa, 5,08 cm/sa, ve 0 cm/sa) ve Δt sonlu zaman dilimleri farkı ile (meselâ; $\frac{1}{2}$ dak, 1 dak., 2 dak., ...) elde edilebilir. Şayet q (cm/sa)'nun karşısında F 'nin (q, P_e, t) değerleri yarı logaritmik kâğıda işlenmişse (q 'ya karşı gelen \log ölçekte), Şekil 12'de görüldüğü gibi bir doğru ailesi meydana gelir. Öteleme eşitliği (36) şu hale gelir

$$P_{e \text{ ort.}} - q + F_1 = F_2 \dots \dots \dots (39)$$

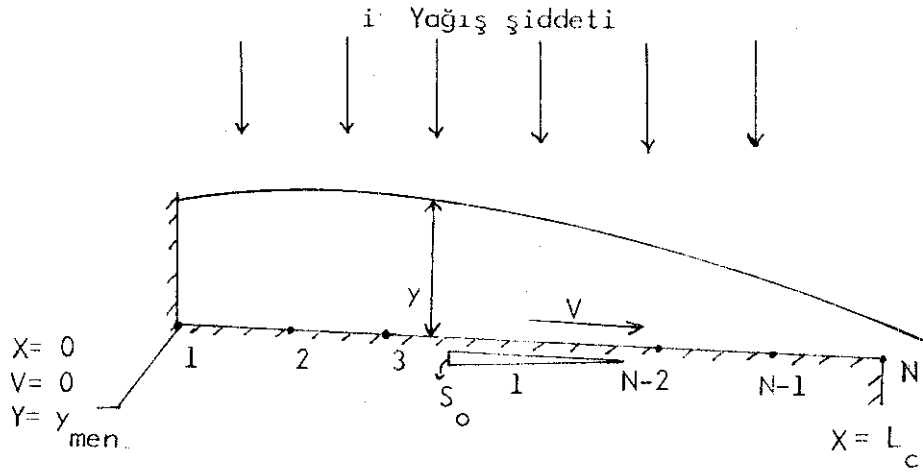
Bu eşitliğin sol tarafındaki bütün terimler bilindiğinden F_2 değeri bulunabilir. Uygun P_e ve Δt parametreleri ve F_2 nin bir kısmı için q_2 nin değeri Şekil 12'den tayin edilebilir. q_2 ve F_2 değerleri bir sonraki periyotta q_1 ve F_1 gibi kullanılacak ve işlemler böylece devam edecektir. Tabaka fazından gelen çıkış akımının hızları, hızlı değişme pikini hassas olarak tarif etmek için seçilen uygun zaman aralıklarında hesaplanabilir ve aynı zamanda hesaplama sayıları en aza indirilir.



Şekil 12. Tabaka akımının ötelenmesi için taşkın ve depolama fonksiyonu ilişkisi

3.2.3.2 Morgali Metodu

Genel tabaka akımı 1965'te Morgali tarafından tasvir edilmiş olup Şekil 13.'te gösterilmiştir. Yağışın S_o üniform bir meyil ve bir kanalın birim genişliğinde i şiddeti ile meydana geldiği kabul edilir. Tam memba sınırında ($x = 0$), akım hızı $V = 0$ ve $y = y_{mem.}$ dir. Akımın tedricen değiştiği (Chow, 1959) ve mansabın sonunda ($x = L_c$) serbest akış (taşkın) şartlarının mevcut olduğu kabul edilir.



Şekil 13. Tabaka akımı modeli

Bu şartlar altında giren artık yağışın momentumu dolaysız akımda ihmal edilir.

3.2.3.2.1 Akım Eşitliklerinin Analizi

İlk önce eş zamanlı iki momentum ve süreklilik eşitliklerinin kısmi diferansiyel eşitlikleri düzenlenir. Bunlar bağı kuralı ile verilen dv ve dy için geliştirilen formüllerle birlikte aşağıdadır.

$$y \frac{\partial v}{\partial x} + 0 \frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = q$$

(Süreklilik Eşitliği) (40)

$$v \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial t} + g \frac{\partial y}{\partial x} + 0 \frac{\partial y}{\partial t} = g (S_o - S_f)$$

(Momentum Eşitliği) (41)

$$dx \frac{\partial v}{\partial x} + dt \frac{\partial v}{\partial t} + 0 \frac{\partial y}{\partial x} + 0 \frac{\partial y}{\partial t} = dv$$

$$0 \frac{\partial V}{\partial x} + 0 \frac{\partial V}{\partial t} + dx \frac{\partial y}{\partial x} + dt \frac{\partial y}{\partial t} = dy$$

Burada

V = Ortalama hız

y = Akım derinliği

g = Yerçekimi ivmesi (m/sn)

q = Yanal giren akım ($\frac{m^3}{sn} / m^2$)

S_o = Kanal taban meyli

S_f = Enerji hattı meyli

Dört eşitlik matris formundan gösterilirse ;

$$\begin{bmatrix} y & 0 & V & 1 \\ V & 1 & g & 0 \\ dx & dt & 0 & 0 \\ 0 & 0 & dx & dt \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial V}{\partial x} \\ \frac{\partial y}{\partial t} \\ \frac{\partial y}{\partial x} \\ \frac{\partial V}{\partial t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} q \\ g(S_o - S_f) \\ dV \\ dy \end{bmatrix} \dots (42)$$

Bu denklem sistemi, katsayılar matrisini sıfıra eşitleyecek şekilde hiperbolik olarak gösterilebilir. Sonuçlar aşağıda ikinci dereceden verilmiştir.

$$\left(\frac{dx}{dt}\right)^2 - 2V \left(\frac{dx}{dt}\right) + (V^2 - gy) = 0 \dots \dots \dots (43)$$

İkinci derece denklemin diskriminantı: $4V^2 - 4(V^2 - gy) = 4gy$ daima pozitiftir.

İkinci derece denklemden

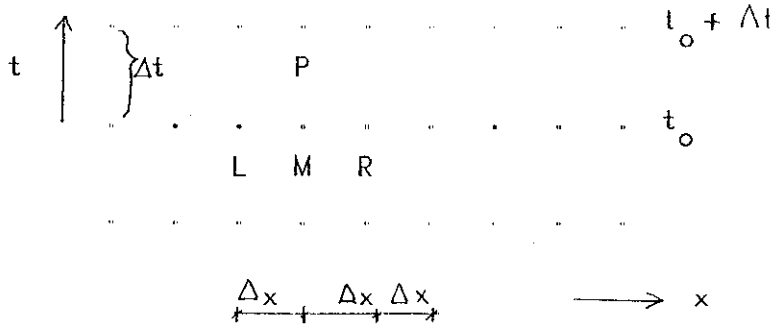
$$\left(\frac{dx}{dt}\right)_{\alpha} = V + \sqrt{gy} \quad (\alpha \text{ karakteristik})$$

$$\left(\frac{dx}{dt}\right)_{\beta} = V - \sqrt{gy} \quad (\beta \text{ karakteristik})$$

Bu iki karakteristik doğru ailesinin ara bölümünde, süreklilik ve momentum eşitlikleri sayısal olarak çözülebilir. Bununla beraber sonlu farklar metodu daha uygundur.

3.2.3.2.2 Akım Eşitliğinin Sayısal Çözümü

x - t düzleminin bir bölümü Şekil 14'de gösterilmiştir.



Şekil 14. Karakteristik düzlem üzerinde sonlu farklarla nokta ağı

Sonlu Farklarla

$$\left. \frac{\partial v}{\partial x} \right|_M = \frac{v_R - v_L}{2 \Delta x}$$

$$\left. \frac{\partial y}{\partial x} \right|_M = \frac{y_R - y_L}{2 \Delta x}$$

$$\left. \frac{\partial v}{\partial t} \right|_P = \frac{v_P - v_M}{\Delta t}$$

$$\left. \frac{\partial y}{\partial t} \right|_P = \frac{y_P - y_M}{\Delta t}$$

Bu değerler 40 eşitliğinde yerine konursa ve y_P için çözüm yapılırsa şu formüle dönüşür:

$$y_P = y_M + \Delta t \frac{y_L v_L - y_R v_R}{2 \Delta x} + q_{LR} \dots (44)$$

44 eşitliğinde, LR boyunca hız ve derinlik değerleri, $t = t_0$ olduğunda biliniyorsa, y_P değeri bulunabilir ve bu Δt sürelik bir ilerleme sağlar. Çeşitli dönüşüm değerleri sonlu farklar (41) eşitliğinde yerine konursa;

$$\frac{v_P - v_M}{\Delta t} + \frac{v_M (v_R - v_L)}{2 \Delta x} + g \frac{y_R - y_L}{2 \Delta x} = g (S_0 - S_f) \dots (45)$$

S_f değeri, türbülanslı akım şartları altında Manning formülüyle hesaplanabilir.

$$S_f = \frac{V^2 n^2}{2,2082 R^{4/3}} \dots\dots\dots (46)$$

Burada

R = hidrolik yarıçap, birim genişlikli bir kanalda y dir.

S_f = enerji hattı meyli

n = Manning püzürlülük katsayısı

Laminer akım için, ν kinematik viskozite ise ;

$$S_f = \frac{3 \nu V}{g y^2} \dots\dots\dots (47)$$

x - t düzleminde P noktasında ve türbülanslı akım şartları altında ;

$$S_f = \frac{V_p^2 n^2}{2,2082 y_p^{4/3}} \dots\dots\dots (48)$$

45 eşitliğinde 48 eşitliğini yerine koyarsak ;

$$\frac{V_P - V_M}{\Delta t} + \frac{V_M (V_R - V_L)}{2 \Delta x} + \frac{g(y_R - y_L)}{2 \Delta x} = g \left(S_o - \frac{V_P^2 n^2}{2,2082 y_p^{4/3}} \right)$$

yukarıdaki eşitlik sadeleştirilip yeniden düzenlenirse, V_p'ye bağlı 2^o bir denklem elde edilir.

$$V_P^2 + \frac{2,2082 y_p^{4/3}}{g \Delta t (n)^2} V_P - \frac{2,2082 y_p^{4/3}}{\Delta t (n)^2 g} k = 0 \dots\dots\dots (49)$$

Burada

$$k = \left\{ V_M + \left[\Delta t \cdot V_M \left(\frac{V_L - V_M}{2 \Delta x} \right) + \frac{g (y_L - y_R)}{2 \Delta x} + g S_o \right] \right\}$$

V_p' ye göre çözüm yapılırsa ve negatif değerler ihmal edilirse,

$$V_P = \frac{- 2,2082}{2 \Delta t (n)^2 g} y_p^{4/3} + \left\{ \frac{2,2082}{\Delta t (n)^2 g} y_p^{4/3} \left\{ \frac{2,2082}{4 \Delta t (n)^2 g} y_p^{4/3} \right. \right. \\ \left. \left. + V_M \left(1 + \frac{\Delta t}{2 \Delta x} (V_L - V_R) + g \cdot \Delta t \cdot S_o + \frac{g \Delta t}{2 \Delta x} (y_L - y_R) \right) \right\} \right\} \dots\dots (49a)$$

t = t_o anında (LR boyunca) derinlikler ve hızlar bilinirse y_p 44 eşitliği ile hesaplanabilir. V_p daha sonra 49a eşitliğinden hesaplanabilir. y_p ve V_p değerleri y_M ve V_M (gelecek artışların başı için) haline gelir. Bununla beraber, bu değerler, önce sıralanan sınırlayıcılara ma-

benzer bir işlemle elde edilebilir.

$$y_P = y_M + \Delta t \left[\frac{y_L V_L - y_M V_M}{\Delta x} + q_{LM} \right] \dots \dots \dots (54)$$

ve

$$V_P = \frac{-2,2082}{2g \Delta t n^2} y_P^{4/3} + \left[\frac{2,2082}{g \Delta t n^2} y_P^{4/3} \left[\frac{2,2082}{4 g \Delta t n^2} y_P^{4/3} + V_M \left[1,0 + \frac{\Delta t}{\Delta x} (V_L - V_M) \right] + g \Delta t S_o + \frac{g \Delta t}{\Delta x} (y_L - y_M) \right] \right]^{1/2} \dots (55)$$

3.2.3.2.5 Başlangıç Şartları

t = 0 anında V = 0, y = 0 ve Q = 0 olduğu kabul edilir.

3.2.3.3 İshihara Metodu

Akarsu havzasındaki nehir yataklarında , dağların veya meyilli arazilerin üzerinde oluşan akım havza akışı olarak adlandırılır. Genellikle, bir nehir yatağından geçen akımın hızı gerçekte, bir meyilli arazide meydana gelenden daha hızlıdır. Bu yüzden, küçük akarsu havzaları için, yüzey kanal yataklarındaki akış süresinin gerçekte, bir taşkın esnasındaki akış olayına tesiri azdır. İshihara (1964), eşdeğer monoklinal dikdörtgen bir havza ile küçük akarsu havzasını yerdeğiştirmek mümkün olmuş gibi hareketin tek boyutlu alanların tamamının bir dağ meyliinden ibaret olduğunu ileri sürdü.

Akımın süreklilik ve momentum eşitlikleri esas alınarak metod karakteristikleri önceden tartışılmış ve İshihara x - t düzleminde tabaka akımının meydana geldiği alanı grafiksel olarak bulmuştur. Tabaka akımı başladığında, mansap ucundaki debi değeri sabit kalır ve aşağıda verildiği gibi mak. olur.

$$q_{max.} = \frac{Dk \sin \theta}{\gamma} \dots \dots \dots (56)$$

Burada

k = permeabilite(geçirgerlik) katsayısı

θ = meyil açısı

D = gözenekli tabaka kalınlığı

γ = yüzey tabakasının tesirli boşluk oranı

Δt sonlu zaman aralığında, sızma kapasitesi ve yağış şiddeti sabit bir değer olarak kabul edilirse, yüzey tabaka akımı şöyle ifade edilir:

$$q_{02}^P = \frac{(r - f)_{1,2} \Delta t}{K_o} + q_{01}^P \dots \dots \dots (57)$$

$$\Delta x = \frac{q_{02} - q_{01}}{(r - f)_{1,2}} \dots \dots \dots (58)$$

burada

- q_{01} ve q_{02} = aynı zaman aralığındaki karakteristik eğrinin Δx akış mesafesi
- r = yağış şiddetinin ortalama değeri
- f = alt tabakanın sızma kapasitesi
- $(r - f)_{1,2}$ = karakteristik eğri boyunca Δt zaman aralığının başında ve sonundaki debi oranlarıdır.
- K_o = bir meylin hidrolik katsayısı
- meyil = $\frac{N_o^P}{\sin \theta}$; N_o = eşdeğer pürüzlülük katsayısı
- θ = iki eğrinin kesişme meyil
- P = sayısal sabit = 0,6

Monoklinal havzanın bütün meyli üzerinde görüldüğü kabul edilen, tabaka akımı, pikdebi oranı arasındaki bağıntı Q_{em} , ortalama yağış şiddeti r_{mP} ve karakteristik eğrinin ulaşma zamanı t_{PC} şöyle bulunur.

$$t_{PC} r_{mP}^{1-P} = K_o L_o^P \dots \dots \dots (59)$$

ve

$$Q_{em} = A r_{mP} \dots \dots \dots (60)$$

Burada

- L_o = meyil uzunluğu
- A = havza alanı

Gerçek bir akarsu havzasında, bu kanal akımının bir elemanı olan büyük nehirler ve tabaka akımının elemanı olan küçük nehirler mevcut alt birimleri belirlemek için elverişlidir. Örneğin, İshihara (1964) kanal akımı safhasının elemanlarını tayin etmeyi planladı. Daha çok ölçme noktasından, hidrolik olarak durumu birinci sınıf bir nehir kabul edilen

alt havzanın herbirini monoklinal küçük bir dikdörtgen elemanla yerde-
ğiştirdiğinde genişlik B, alt havzadaki ikinci kanal uzunluğuna eşit
uzunluk $L = \frac{A}{B}$, burada A = alt havza alanı

Max. debi değeri Q_e' , değiştirilen bu alt havzadan gelen akışın
karakteristik eğriden görüldüğü kabul edilir, $f(y_o)$ uzunluğu belirti-
len küçük bir eğimle menba ucundan başlar ve mansap ucuna kadar gider.

$$Q_e' = r_{mp} (y_1 - y_o) - f(y_o) + \int_{y_s}^{y_o} f(y) d_y \dots \dots \dots (61)$$

y_1 = havzada alt havzaya dönüşen en büyük uzunluk

y_s = " " " " " en küçük " "

$f(y)$ = dönüşen havza veya dikdörtgenin y uzunluğuna göre gerçek
havza uzunluğu

y ve $f(y)$ arasındaki tipik ilişki Şekil 15'te gösterilmiştir. Olası-
lık teorisi ile, bir T periyodu esnasında toplam yağış miktarı R_T ve
birkaç t periyodu esnasında yağışın max miktarı R_t (ki bu T'yi kapsar)
şöyle verilir.

$$\left(1 - \frac{R_t}{R_T} \right)^{n-1} = \frac{1}{2n} \dots \dots \dots (62)$$

Burada $n = \frac{T}{t}$

Bu nedenle t_{p_c} periyodu esnasında, yağışın ortalama şiddetinin
max değeri r_{mp} $2 < n < 20$ için yaklaşık olarak şu hale gelir.

$$\alpha \left(\frac{T}{t_{p_c}} \right)^{\beta} = r_{mp} \left(\frac{T}{R_T} \right) \dots \dots \dots (63)$$

Ishihara, Japonya'daki Yura Nehrinin analizinden şu sonuçları elde etti.

$$\alpha = 3,463 \text{ ve } \beta = 0,395$$

T, t_{p_c} (saat) , R_T (mm) ve r_{mp} (mm/saat)

59,60 eşitlikleri 63 eşitliğinde yerine konduktan sonra t_{p_c} yok edilirse:

$$Q_e = C_o \left[f(y_o) \right] \left[\frac{-P}{1 + (P - 1)} \right] \left[(y_1 - y_o) \cdot f(y_o) + \int_{y_s}^{y_o} f(y) d_y \right] \dots (64)$$

Burada $C_o = \text{sabit}$

Q_e' nin max olması için şöyle gösterilir,

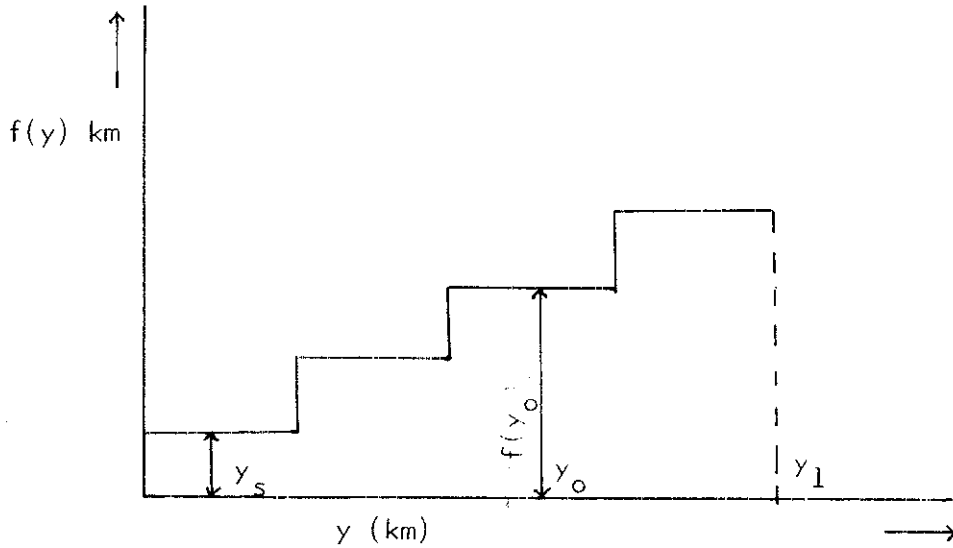
$$\frac{\int_{y_s}^{y_o} f(y) dy}{(y_1 - y_o) f(y_o)} = \frac{1 - \beta}{\beta \cdot P} \quad (65)$$

ve $\beta = 0,395$, $P = 0,6$ (Yura havzası için)

$$\frac{\int_{y_s}^{y_o} f(y) dy}{(y_1 - y_o) f(y_o)} = 2,55$$

Böylece 64 eşitliğinde $\int_{y_s}^{y_o} f(y) dy$ değeri $y_1, y_o, f(y_o), P, \beta$

ve C_o terimlerinden elde edilir. y ve $f(y)$ değerleri Şekil 15'den tayin edilebilir ve P, β ve C_o yeterli verilerin analizinden elde edilebilir. Bütün bu değerler bilinirse, Q_e' değeri tayin edilebilir.



Şekil 15. Gerçek havza ve dikdörtgen monoklinal havza uzunlukları arasındaki bağıntı

3.2.4 Kanal Akımının Ötelenmesi

Tabaka akımı fazından gelen akım, ölçme noktasından ayrılan hidrografını (debi gidiş çizgisini) tayin etmek için kanal gecikmesini takip eden bölüme girer. Kanala giren akım hidrografının tamamı, akarsu havzasının alt birimlerinden veya her koldan gelen akış değerlerinin toplanmasıyla bulunur. Kanalın beslenmesi, kanalın menba ucunda sıfırdan başlar ve kenarlardan kanala giren tabaka akımının (yüzey akımı) hızına bağlı olarak mesafe ile artar. Öteleme olayı için, verilen giriş ve çıkış hızı kanalda anlık depolama hacminin tayininde gereklidir.

3.2.4.1 Tali Kanallar

3.2.4.1.1 Tholin ve Keifer Metodu

Tholin ve Keifer (1960), kanalın herhangi bir kesitinden kanal depolamasını tayin etti ve kendi içinde düşey elamanter parçalara ayırdı (Şekil 16). Her bir parçadan (dilimden) geçen akım şöyle formüle edilebilir:

$$dQ = V \cdot h \cdot dW \dots\dots\dots (66)$$

Burada

dQ = elamanter alandan geçen debi

V = akım hızı

h = su derinliği

dW = elamanter dilimin genişliği

Hız için Manning formülü kullanılırsa ve hidrolik yarıçap derinliğe eşit olarak kabul edilirse,

$$dQ = \frac{1}{n} h^{2/3} S_o^{1/2} h \cdot dW \dots\dots\dots (67)$$

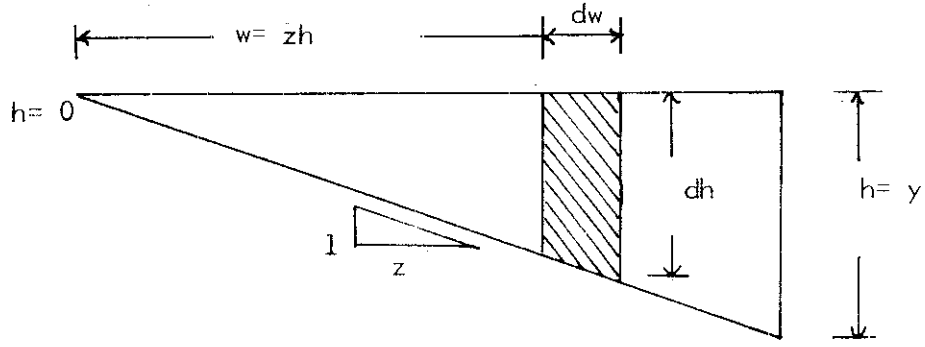
Burada ;

S_o = kanalın uzunluğu boyunca taban meyli

n = Manning pürüzlülük katsayısı

Şayet $z = w/h$ ise, $dW = z \cdot dh$ ve

$$dQ = \frac{1}{n} S_o^{1/2} z \cdot h^{5/3} dh \dots\dots\dots (68)$$



Şekil 16. Tholin ve Keiferin kabul ettiği hendek kesiti

Bu formül 0 ve y (kanaldaki max-akım derinliği) arasında integre edilirse;

$$0 = \int_0^y \frac{1}{n} S_o^{1/2} Z h^{5/3} dh \dots \dots \dots (69)$$
$$= \frac{3}{8n} S_o^{1/2} Z y^{8/3}$$

ve

$$y = \left(\frac{8n}{3 S_o^{1/2} Z} \right)^{3/8} Q^{3/8} \dots \dots \dots (70)$$

Üçgen bir kanalda;

$$A = Z y^2 \dots \dots \dots (71)$$

Kanaldaki hacmi tayin amacıyla, herhangi bir kesitten geçen akım kanalın menba ucundan kesite kadar olan mesafenin bir fonksiyonu olarak tanımlanmalıdır. İlk önce steady akım şartı kabul edilirse, herhangi bir kesitteki Q, menba ucundan kesite kadar giren akım toplamına eşit olduğunda,

$$Q = Q_o \frac{X}{L} = I_o \frac{X}{L} \dots \dots \dots (72)$$

Burada

L = gözönüne alınan kanal kesitinin toplam uzunluğu

X = kanal kesitinin menba ucundan olan mesafesi (m)

I_o = kesitin menba ucundaki giriş debisi

Q_o = kesitin mansap ucundaki çıkış debisi

Kararlı-hal (steady-state) şartı için (giriş ve çıkış debisi yatay değil)

Q_o, I_o 'a eşit olmalıdır. Kararlı-hal depolama hacmi şöyle ifade edilir;

$$S_e = \int_0^L A dx \dots\dots\dots (73)$$

70 ve 71 eşitlikleri yukarıdaki formülde yerine konup integrali alınır-sa, sonuçlar:

$$S_e = \frac{n^{3/4} z^{1/4} L}{S_o^{3/8}} Q_o^{3/4} \left(\frac{8}{3}\right)^{3/4} \dots\dots\dots (74)$$

Tholin ve Keifer değişken akım için aşağıdaki formülü geliştirdi. Şekil 16 daki üçgen kesitte S_1 kanal depolamasıdır.

$$S = S_e \frac{4 \left(\frac{I_o}{Q_o}\right)^{3/4} + 7}{11} \dots\dots\dots (75)$$

Kanaldaki öteleme, tabaka akımı ötelemesindeki gibi aynı yolla gösterilir. Süreklilik eşitliği şöyle verilir;

$$I_o - Q_o = \frac{dS}{dt}$$

Bunun genişletilmiş şekli ise;

$$\frac{1}{2} (I_1 + I_2) - \frac{1}{2} Q_1 + \frac{S_1}{\Delta t} = \frac{1}{2} Q_2 + \frac{S_2}{\Delta t} \dots\dots\dots (77)$$

Buradaki 1 ve 2 indisleri, t zaman aralığının başlangıç ve biritimi gösterir. Veya

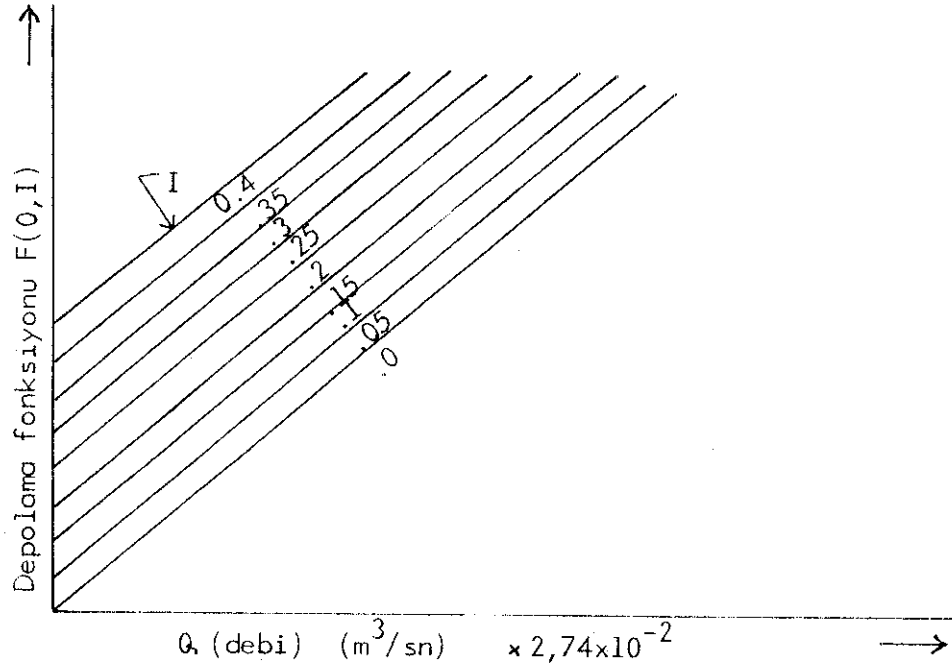
$$F(Q, I) = \frac{1}{2} Q + \frac{S}{\Delta t} \dots\dots\dots (78)$$

Burada S (75) eşitliğiyle tanımlanmıştır. $F(Q, I)$, ötelemede kullanılan zaman dilimi ve kanalın pürüzlülüğü, şekli gibi fiziksel parametrelere sahip çıkış (taşkın) ve giriş debilerinin bir fonksiyonudur. Q 'nun kabul edilen bir değeri için, $S, F(I, Q)$ bilinen değerlerle I 'nin farklı değerleri için (örneğin; $2,74 \times 10^{-2} \times (0,40, 0.35, 0.30, 0.25, 0.20, 0.15, 0.10, 0.05, 00)$) hesaplanabilir ve Şekil 17'deki gibi işaretlenir.

Böylece öteleme formülü :

$$I_{ort.} - Q_1 + F_1 = F_2 \dots\dots\dots (79)$$

Bu formül F_2 'yi bulmak için kullanılır ve Şekil 17'den Q_2 'nin bilinmesi gerekir.



Şekil 17. Taşkın ve depolama fonksiyonu arasındaki bağıntı (kanal ötelemesinde)

3.2.4.1.2 Morgali Metodu

Morgali (1965), probleme dahil edilen bir sınır değeri gibi, kanallardaki akımda şu çözümü gözönüne alır:

- (1) Kanal kesitleri boyunca 40 ve 41 akım eşitliklerinin çözümü,
- (2) Sınır şartları,
- (3) Ara şartlar,
- (4) Akım parametreleri.

Tabii kanal akımına ait eşitlikler, kesitler geçen akıma göre birim genişlikteki akım veya tabaka akımından farklıdır. y_p için çözülen süreklilik eşitliği, yandan giren akım q ve $2 \sin \theta$ faktörü ile (iki tabaka akımıyla sınırlandırılmış olduğundan kanal buna izin verecektir) sonlu farklar formunda yazılır.

$$y_p = y_m + \frac{\Delta t}{B} \left[\frac{A_L V_L - A_R V_R}{2 \Delta x} \right] + 2 \sin \theta q_{LR} \dots \dots \dots (80)$$

Momentum eşitliği, V_p için sonlu farklar metodu ile çözülür.

$$V_P = \frac{2,2082}{2 \Delta t n^2 g} R_P^{4/3} + \left[\frac{2,2082}{\Delta t n^2 g} R_P^{4/3} \left(\frac{2,2082}{4 \Delta t n^2 g} R_P^{4/3} \right. \right. \\ \left. \left. + V_M \left\{ 1,0 + \frac{\Delta t}{2 \Delta x} (V_L - V_R) + g \Delta t S_0 \right. \right. \right. \\ \left. \left. \left. + \frac{g \Delta t}{2 \Delta x} \left[(Y_L - Y_R) + \frac{Y_M^2}{2 A_M} (b_L - b_R) \right] \right\} \right) \right]^{1/2} \dots \dots \dots (81)$$

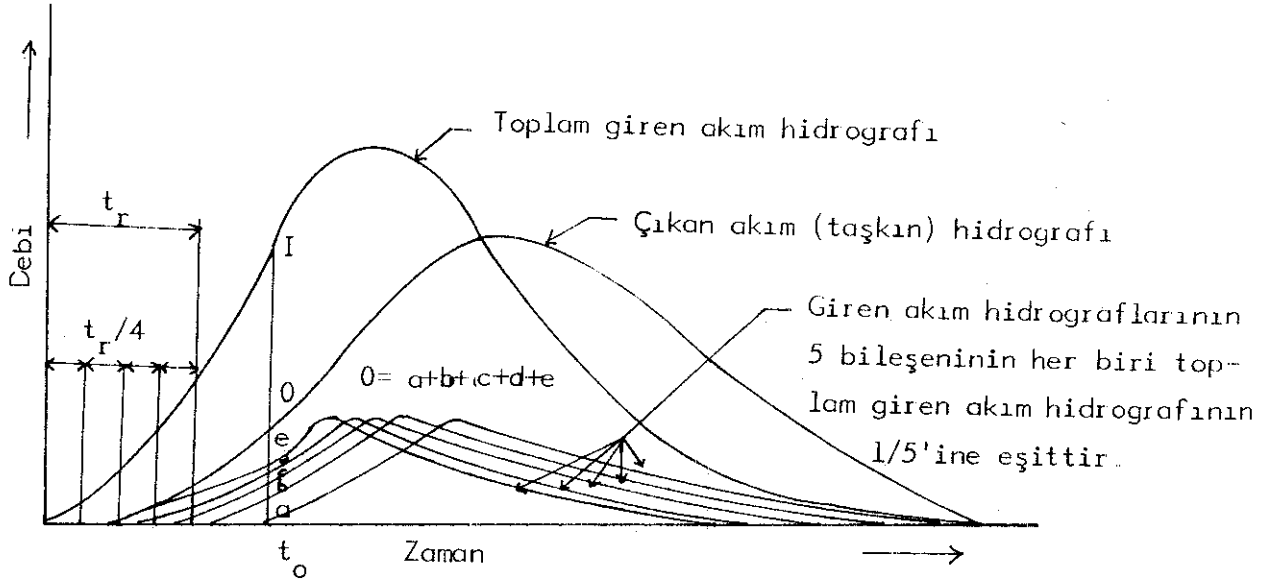
Menba ve mansap sınır şartları, tabaka akımında olduğu gibi aynı metodla belirlenir.

3.2.4.2 Ana Kanal

Daha önceki safhada tartışılan (tali kanallar) tabaka akımı ötelemesinden gelen akımın tali kanal boyunca yatay olarak girdiği kabul edilir. Ana kanala, yatay giren akıma ilaveten, çeşitli tali kanallardan gelen akım toplamında katılır. Daha alçaktaki bir koldan kavşakla ana kanala katılan akımın, tali kanaldaki öteleme problemi aşağıdaki paragraflarda açıklanmıştır.

Tholin ve Keifer (1960), ana kanallardan geçen akımın ötelenmesi için zaman-dengeleme metodunu dikkate alır. Bu metotta, suyun her parçasının (molekülü) giriş noktası ile kanal su alma ağızı (çıkış nok.) arasındaki mesafede sabit hızla hareket ettiği kabul edilir. Bu yüzden herhangi bir hidrograf (debi gidiş çizgisi) bu mesafeye karşı gelecek şekilde zaman ile dengelenir veya yer değiştirilir. Bu kanala pek çok giriş noktası mevcut olabilir ve giren akım hidrografo ları tüm bu hallerde toplam giriş akım hidrografına eklenir. Birçok küçük hidrografa eşit bir şekilde bölünebilen bu hidrografın uzunluğu boyunca belirli aralıklardaki noktalardan üniform bir şekilde bu kanala girdiği kabul edilir. Bu yerel giren akım hidrografo larının herbiri, su alma yapısına giriş ağızından gelen akımın zamanı ile dengelenir. Bu esas şekil 18'de izah edilmiştir. (ki burada, herhangi bir t_0 anında giriş hidrografının tüm bileşenlerinin düşey ordinatları toplamı, t_0 'daki çıkış akım hidrografının düşey ordinatına eşittir). Toplam akış süresi, kanalın menba ucundan su alma ağızına kadar geçen süredir (t_r).

Yerel hidrografo ları çizmeden, aynı sonucu elde etmenin diğer bir yolu şekil 19'da gösterilmiştir.

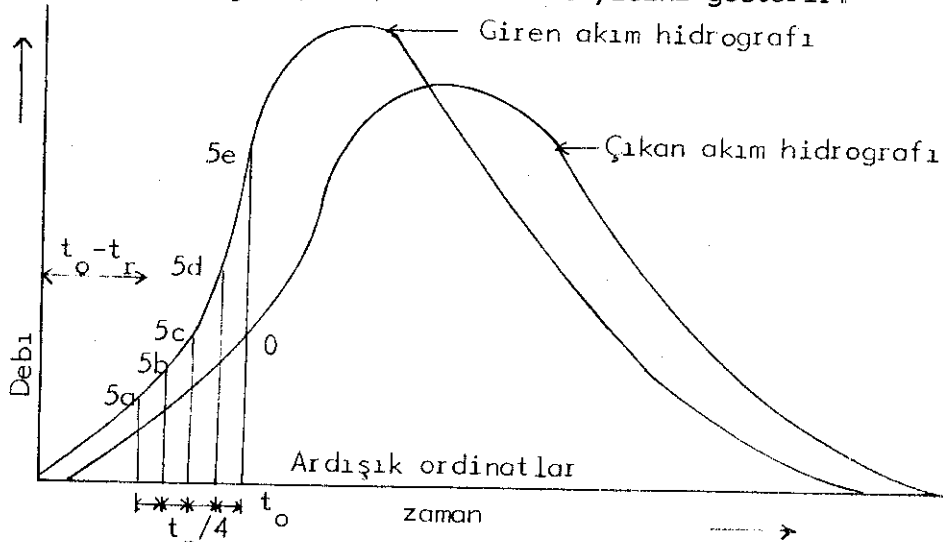


Şekil 18. Giren akım hidrograf bileşenlerinin grafik integrasyonu ana kanal boyunca ötelenmesi

Çıkış akımı $Q(t_0)$, t_0 anındaki anlık giren akım toplamı I ile hesaplanır, aynı zamanda t_0 , $(t_0 - \frac{1}{4} t_r)$, $(t_0 - \frac{1}{2} t_r)$, $(t_0 - \frac{3}{4} t_r)$, $(t_0 - t_r)$ ve bunun gibi pek çok giriş hidrograf bileşenleriyle bölünür. Buradaki durumda beş hal mevcuttur. Matematiksel olarak

$$Q(t_0) = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^{i=(n-1)} \left(I(t_0 - \frac{i}{(n-1)} t_r) \right) \dots (82)$$

Burada n karışan (tali) akımların sayısını gösterir.



Şekil 19. Giren akım hidrografının ardışık ordinatlarının integrasyonu ile ana kanal ötelenmesi

Bir önceki eşitlik $\Delta t_r = \frac{t_r}{n}$ ile çarpılıp bölünürse ;

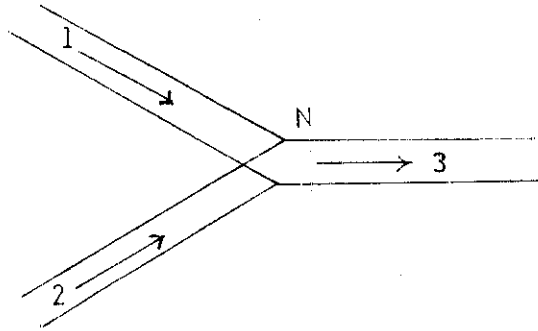
$$Q(t_o) = \frac{\sum_{i=0}^{n-1} I(t_o - \frac{i}{n-1} t_r) \Delta t_r}{n \Delta t_r} \dots\dots\dots (83)$$

Kanala çok sayıda giriş ağızındaki kabarma (artışlar) nedeniyle ortalama akış süresi ile Δt_r arasında kollarda (tali kanallar) çekilme meydana gelir ve $Q(t_o)$ şöyle verilir.

$$Q(t_o) = \frac{(t_o - t_r) \int_{t_r}^{t_o} I(t_o) dt_r}{t_r} \dots\dots\dots (84)$$

Bu eşitlik $(t_o - t_r)$ ile t_o , periyodundaki ortalama giren akım debisini formüle eder. Böylece ; ana kanal boyunca pekçok sayıdaki giriş ağızından giren akım değeri büyüktür, $Q(t_o)$ t_o zamanı ile bir sonraki t_r zamanı arasındaki periyot esnasında ortalama akım değerini gösterir.

Morgali (1965), ana kanal ile bir tali kanal veya iki tali kanaldan meydana gelen kavşaktaki su akımının, en basit kanal kesitlerinde bile çok karmaşık olduğunu ileri sürdü. Şekil 20'de gösterildiği gibi N noktasındaki tipik bir kavşakta, (1) ve (2) tali kollardan geçen akım, N kavşak noktasında önceden tanımlandığı gibi hesaplanır.



Şekil 20. Bir tali akarsu ve ana kanalın tipik kesişimi

Bu kolların herbirinin su alma istasyonunda derinlik ve hız normal bir mansap sınır şartı gibi tayin edilir. Bu işlemde, küçük meyilli kanallara nispetle küçük drenaj havzaları için menba kontrolüne sahip olduğu kabul edilir. Bu analizle, herbir tali kanal için $t + \Delta t$ anındaki akım hızı, alan, derinlik belirlenir. (3) nolu kol için menba sınır şartı,

kavşağı besleyen heriki kolun toplam akım alanı olarak kabul edilmesiyle bulunur. Diğer bir deyişle, N noktasında

$$A_1 + A_2 = A_3 \dots\dots\dots (85)$$

Burada A_I , $I = 1,2,3$ kanalındaki akım alanını gösterir.

(3) nolu kanaldaki toplam debi değeri aşağıda gösterildiği gibi süreklilik eşitliğinden bulunur.

$$Q_1 + Q_2 = Q_3 \dots\dots\dots (86)$$

Depolamadaki küçük değişimin N noktasında meydana geldiği kabul edilir. Böylece, N noktasında, (3) nolu kanaldaki ortalama hız şöyle bulunur:

$$V_3 = \frac{Q_3}{A_3} \dots\dots\dots (87)$$

Bu bağıntılar, (3) nolu kanal için geçerli olan menba sınır şartlarından dolayı y derinliği ve V hız değerlerini verir.

3.2.5 Laurenson'un Bileşik Öteleme Metodu

Laurenson (1964) akış hidrografının analizini, girdi olarak artık yağış, çıktı olarak yüzey akış hidrografı ve gecikmeli, kanal depolama hacmini bir depolama problemi gibi düşünmüştür. Bu işlem, daha önce bahsedilen üç safhanın tümünü tek aşamada (öteleme) ele alarak yağış hidrografından taşkın hidrografına geçmesi nedeniyle karmaşık olarak adlandırılır. Bu, mevcut girdi ve kısmi depolama sistemine ait bir kavramdır. Burada giriş ve çıkışın kütle merkezi arasında belirli bir zaman periyodu vardır. Bu prensip akarsu havzasının herhangi bir çıkış noktası için doğrudur, çünkü bu nokta, kısmi akış yoluyla ve tam depolama sistemiyle su alma ağzından ayrılır. Bu yüzden farklı noktalarla su alma yapısı (çıkış noktası) arasındaki akış süresi veya gecikmeli depolama süresinin bilinmesi ötelemenin yapılması için gereklidir. Önceki çalışmalarda, $\sum \left(\frac{L}{S_c} \right)^{1/2}$ ile (T) depolama zamanının orantılı olduğu kabul edilmişti. L ve S_c akım yolunun erişebildiği uzaklık ve meyildir. Herhangi bir akarsu havzası için gerçek depolama zamanının eş yağış eğrili haritası aşağıdaki gibi hazırlanır :

1. Topoğrafik tesfiye çizgisi üzerindeki noktaları ile havza üze-

rine üniform bir şekilde dağılmış birçok nokta belirlenir.

2. Herbir noktanın akım boyunca bitişik tesfiye eğrileri arasındaki mesafe (L_i) su alma ağzına kadar tablo halinde düzenlenir.

$$3. \frac{L}{S_c^{1/2}} = \frac{L^{3/2}}{H} \quad H: \text{tesfiye eğrileri arasındaki kot}$$

4. Elde edilen değerler noktaların gecikme zamanları ile orantılıdır. Kanalin menba ucuna varabilmek için gecikme zamanı orantılı olarak azaltılabilir.

5. Gerçek gecikme zamanını belirlemek için harita üzerinde karşılıklı noktalar işaretlenir. Gecikme zamanının eş yükselti eğrileri bu noktalar esas alınarak çizilir.

Depolama zamanı, akarsu havzası girişine uygulandığında toplam artık yağış girdi, toplam yüzey akışı çıktı olacaktır. Kütle merkezleri arasındaki zaman farkları, ortalama bir akış zamanı (t_m) veya havzanın depolama zamanı (lag)dır. Sağanak yağış süresince ve havzanın giriş kısmındaki artık yağışın tüm elemanları için ortalama işlemi yapılır. Aritmetik ortalama matematiksel olarak ;

$$t_m = \frac{\int_0^T \int_A R_e \tau dA \cdot dT}{\int_0^T \int_A R_e dA \cdot dT} \dots\dots\dots (88)$$

t_m = lag (havzanın depolama zamanı)

T = sağanak süresi

R_e = artık yağış miktarı

τ = akış süresi

A = havza alanı

Herhangi bir Δt sonlu zaman aralığında, geciktirme zamanı (t_{mt}) :

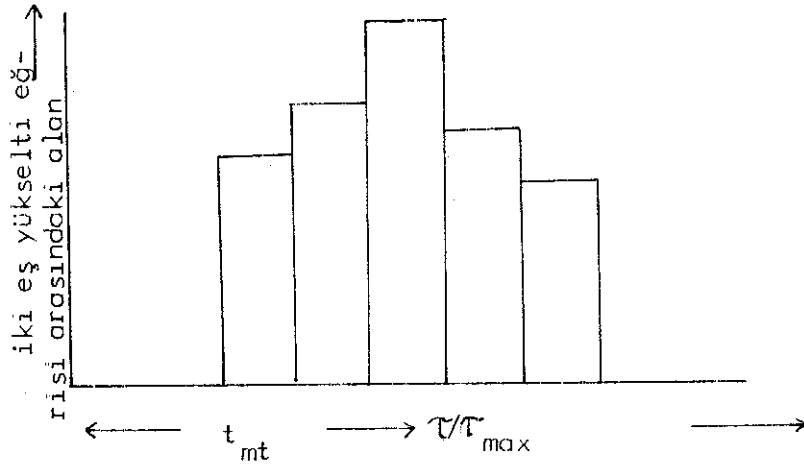
$$t_{mt} = \frac{A \int R_e \tau dA}{\int_A R_e dA} \dots\dots\dots (89)$$

Şayet zaman artışının R_e esnasında giriş alanı üzerinde üniform olduğu kabul edilirse,

$$t_{mt} = \frac{A \int \tau dA}{\int_A dA} \dots\dots\dots (90)$$

Aşağıda gösterildiği gibi, eşitliğin sağ tarafı zaman-alan diyagramının ağırlık merkezinin apsisisidir.

Depolama zamanı (gecikmeli) yağış rasatlarından ve nehir akımından tayin edilebildiğinden, boyutsuz zaman-alan diyagramının apsisi boyut analizine imkân verir.



Şekil 21. Boyutsuz akış zamanı ve örtülü havza alanı arasındaki ilişki

Şayet akış zamanı taşkın büyüklüğünden bağımsız ise, verilen bir akarsu havzası için t_m ve t_{mt} bölgesel üniform sağanaklarda sabit olacaktır. Gerçek geciktirme veya ortalama geciktirme zamanı, verilen herhangi bir taşkın için aşağıda belirtildiği gibi periyodik ortalama debinin bir fonksiyonu olarak tayin edilir.

$$t_m = A \cdot q_m^B \dots \dots \dots (91)$$

Burada

q_m = ortalama debi (m^3/sn)

A = bir sabit

B = q arttığında t_m kadar azalan eksi işaretli bir sabittir.

A ve B sabitleri, t_m geciktirme değeri, q'nun geçmiş rasatlarından ve hesaplanant_m'nin mukayesesi ile tayin edilir.

Depolama fonksiyonu debinin bir fonksiyonu olarak şöyle ifade edilebilir:

$$S = K(q) \cdot q \dots \dots \dots (92)$$

Burada $K(q) = A q_m^B$ (91) eşitliğindeki gibi Δt zamanı için ortalama debi ile aynı bağıntıya sahip olduğu kabul edilirse, Δt sonlu zaman

periyodunda depolama zamanı anlıktır. Süreklilik eşitliği:

$$(i_1 + i_2) \frac{\Delta t}{2} - (q_1 + q_2) \frac{\Delta t}{2} = S_2 - S_1 \dots\dots\dots (93)$$

S_2 , S_1 değerleri yerine konur ve (93) eşitliği tekrar düzenlenirse,

$$q_2 = C_o i_2 + C_1 i_1 + C_2 q_1 \dots\dots\dots (94)$$

Burada

$$C_o = C_1 = \frac{\Delta t}{2 K_2 + \Delta t}$$

$$C_2 = \frac{2 K_1 - \Delta t}{2 K_2 + \Delta t}$$

3.2.6 Birim hidrograf, Akış Hidrografı ve İstatistiksel Yaklaşımlar

Bu bölümde, hidrolojik çevrimde meydana gelen değişimleri ve bir girdi olan yağış ile akış hidrografını inceleyen çeşitli metodlar izah edilmiştir. Bu değişiklikler, çevrimin çeşitli safhalarını tanımlayan matematiksel eşitliklerle ifade edilir. Başka bir yaklaşım deneysel katsayılarla yağıştan artı yağış hacmini elde ederek hidrograf sentezini gerçekleştirir ve birim hidrograf metodlarıyla akış değerleri elde edilir. Bu yaklaşımda dikkate alınan birkaç metod bu bölümde incelenecektir.

3.2.6.1 Artık Yağış Hacmi

Artık yağış hacminin kantitatif bir değerlendirmesi için Chow (1962), Toprak Muhafaza Servisi (USDA) tarafından geliştirilen eşitliği kullandı,

$$R_e = \frac{(R - \frac{200}{N} + 2)^2}{(R + \frac{800}{N} - 8)} \dots\dots\dots (95)$$

R_e = artık yağış (cm)

R = yağış (cm)

N = akış şartlarını gösteren akış numarası.

Bu eşitlik sadece $R > \frac{200}{N}$ olduğunda kullanılabilir. Akış numarası N , toprak Muhafaza Servisi tarafından kullanılan karmaşık hidrolojik toprak örtüsüne göre belirlenir. Bu sayı hidrolojik durumu sınırlar ve

arazi kullanımı veya örtüsü, yüzey durumu, toprağın cinsi, üreticilere veya kendine bağlı, değeri dolaysız akış gibi hidrolojik güçlüklerin gerçek değerini gösterir. Illinois'te yaptığı çalışmada Chow, normal olarak meydana gelen yüzey şartları, bitki örtüsü, çeşitli toprak cinsleri için akış numaralarına veya değerlerini sıralamıştır. Akarsu havzasının bir bölümü için yağış ve akış katsayısının bilinmesi halinde artık yağış hacmi (95) eşitliğinden bulunabilir.

Minshall (1962), geçmiş yağış indisi, akarsu havzasında tutma veya sızma hızı arasında tesbit edilen bağıntılardan artık yağış hacmini hesaplamıştır. Korelasyon analizleri yaptırılan belirli mevsimler alanlar veya periyodlar için korelasyonlar uygulanabilir. Toprak Muhafaza Servisinin akış numarasına (katsayısına) benzeyen geçmiş yağış indisi, akarsu havzasındaki akış şartlarını gösteren bir indistir.

Herhangi bir geçmiş yağış indisi hesaplamasında gözönünde tutulması zorunlu olan zamanın uzunluğu, toprakların ve alt tabakaların geçirgenliği, sıcaklık, buharlaşma, terleme ve bitkilerle değişir. Çok geçirgen topraklar için, (örneğin, kumlu veya daha siltli lemlili) beş günlük geçmiş yağış indisi yeterli olurken daha az geçirgen (yavaş geçirgen) topraklar için API 30 günlük veya daha uzun bir periyodu aşağıdaki eşitlikte kullanmak gerekli olabilir.

$$API = P_0 + P_1 k + P_2 k^2 + \dots + P_n k^n \dots\dots\dots (96)$$

Burada

- API = geçmiş yağış indisi
- P_0 = meydana gelen akış periyodundan önceki 24 saatlik yağış
- $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$ = sağanaktan önce 1,2,3, ..., n günlerindeki yağış (killi topraklar için n= 30 gün)
- k = öncelik toprağa bağlı bir sabit (killi topraklar için 0,95)

Geçmiş yağış indisinin tespitinden sonra, akarsu havzası birim kaybı ve API arasındaki bağıntıyı gösteren grafiklere başvurulabilir. Akarsu havzası birim kaybının bir kısmı API'nın hesaplanan değeri için elde edilebilir. Bu kayıp toplam yağış R'den çıkarılırsa artık yağış hacmi bulunmuş olur.

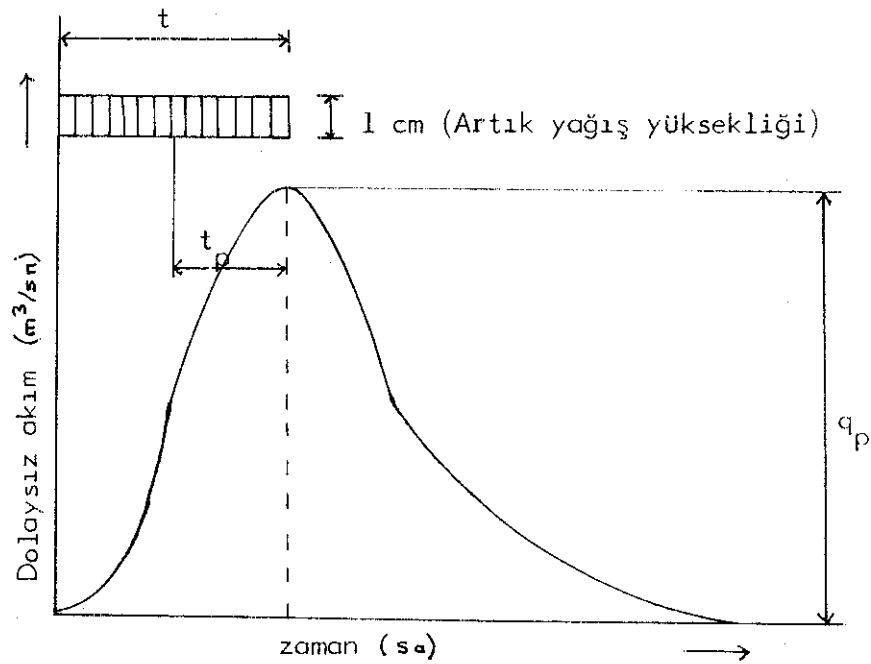
3.2.6.2 Artık Yağış Hacminden Gelen Akış

Bu yaklaşımda artık yağış hacmi, akarsu havzasının toplanma (konsantrasyon) zamanı ve debinin değerinin tayini, toplanma zamanı ve pik debi artık yağış hacminin bir fonksiyonu olarak anlık hız formülüyle akış hidrografına dönüştürülür. Bu metodlar ve kabul edilen işlemler aşağıda tartışılmıştır.

3.2.6.2.1 Chow'ın Metodu

Chow hidrograf sentezinde birim hidrograf metodunu kullanmıştır. Artık yağış süresi t için tabaka akımının birim hidrografında mevcut elemanlar Şekil 22'de gösterilmiştir ve süperpozisyon esasına göre türetilir (Şekil 23). Artık yağış hacmi 95 eşitliğinden bulunur.

Tanım ve süperpozisyon prensibiyle birim hidrograf, başlangıç ve kaydırılmış hidrografların ordinatları arasındaki farklarla gösterilir.



Şekil 22. Birim hidrograf tanımında adı geçen büyüklükler

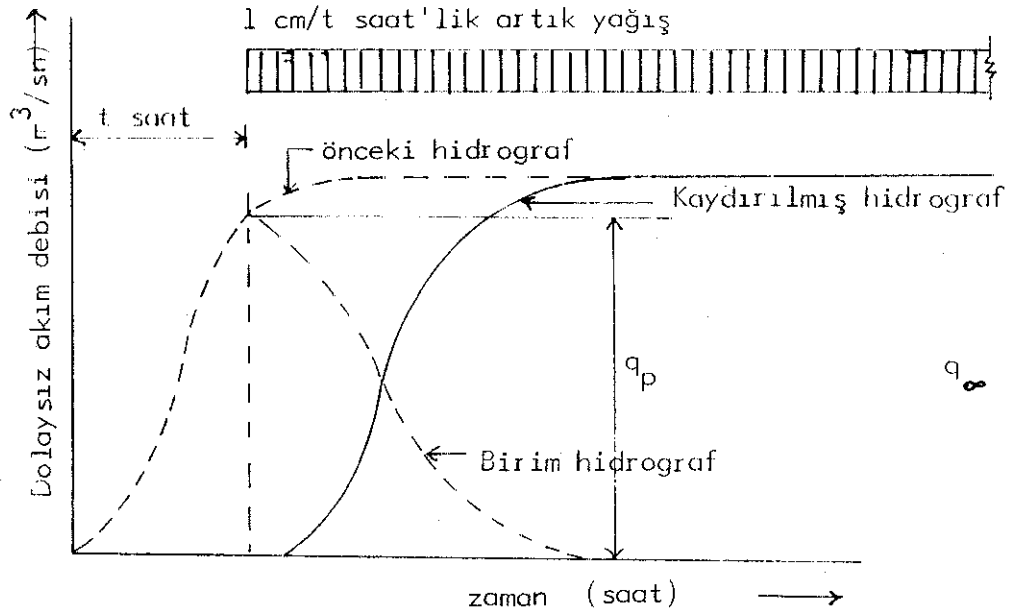
Birim hidrograftaki pik debi (m^2/sn) q_p ile gösterilir. Böylece geliştirilen birim hidrograftan pik azaltma faktörü Z , pik debinin dolaysız akım debisi q_{∞} eşitliğine oranıyla tanımlanır.

Böylece;

$$Z = \frac{q_p \cdot t}{1.008 A} \dots \dots \dots (97)$$

Burada

A = havza alanı (km²)



Şeki 23. Kaydırılmış S eğrisi metodu ile tipik hidrograf

Şekil 22'de gecikme zamanı t_p , nihai pik akış ile artık yağış kütle merkezi arasındaki zaman dilimidir (saat olarak). Dolaysız akış pik debisi Q_p , birim hidrografın nihai pik debisi ve artık yağışın bir ürünü olarak aşağıdaki eşitlikle hesaplanır.

$$Q_p = R_e \cdot q_p \dots \dots \dots (98)$$

Burada

R_e = verilen bir t (saat) zamanındaki artık yağış (cm)tır.

q_p = t süresindeki artık yağışın dolaysız akışırar(m³/sn)birim hidrograf pikidir. 97 eşitliğinden,

$$q_p = \frac{1,008 A \cdot Z}{t} \dots \dots \dots (99)$$

98 eşitliğinde değerler yerine konursa;

$$Q_p = \frac{1,008 R_e \cdot A \cdot Z}{t} \dots \dots \dots (100)$$

O halde,

$$X = \frac{R_{eo}}{t} \dots\dots\dots (101)$$

Verilen bir yerleşim bölgesinde artık yağış için R_{eo} ile akış faktörü olarak tanımlanır.

ve

$$Y = \frac{1.008 R}{R_o} \dots\dots\dots (102)$$

İklim faktörü olarak tanımlandığı kabulüyle,

$$\frac{R}{R_o} = \frac{R_e}{R_{eo}} \dots\dots\dots (103)$$

R= inceleme bölgesinde t süresindeki toplam yağış 97, 100, 101 ve 102 eşitliklerinden sonra,

$$Q_p = AXYZ \dots\dots\dots (104)$$

Akış ve iklim faktörleri 101 ve 102 eşitlikleri kullanılarak hesaplanır. Pik azaltma faktörü Z, belli bir süredeki yağışın neden olduğu birim hidrograf pik debisinin, süresi belli olmayan aynı şiddetteki bir yağıştan meydana gelen akış debisine oranıdır. Q_p , t yağış süresi ve A drenaj alanı değerlerinin bilinmesiyle pik azaltma faktörü, 97 eşitliğinden hesaplanabilir. Chow (1962) ABD' nin orta kesiminde 20 küçük akarsu havzasında oluşan 53 sağanak ve 60 pike ait hidrolojik verilerin analizini yapmıştır. Bu verilerden pik azaltma faktörünün t/t_p oranına karşılık geleni işaretlenmiştir. Gecikme zamanını kanalın (akarsuyun) uzunluğu ve meyiline bağlı olarak geliştirdiği eşitlikle bulmuştur.

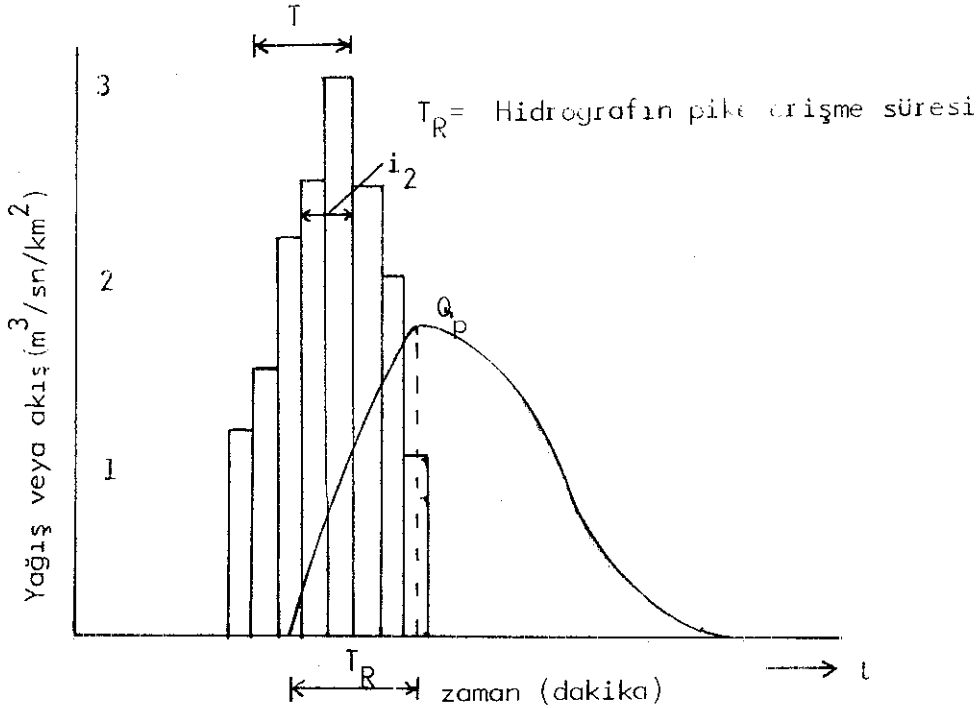
$$t_p = 0,00236 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} \dots\dots\dots (105)$$

Burada L ve S kanalın görülen uzunluğu ve meylidir. Herhangi bir akarsu havzası için belli bir sağanak süresi (t) ve 105 eşitliğinden hesaplanan t_p değeri, pik azaltma faktörü Z, Chow (1962) tarafından geliştirilmiş olan t/t_p ile Z eğrisinden tayin edilebilir. 100 eşitliğinden A, R_e , Z' in bilinmesiyle t ve Q_p tayin edilir. Sağanak esnasında artık yağışın üniform olarak dağıldığı kabul edilirse Q_p ve t değerlerinin yerleşiminden sonra, artık yağış hidrografı S eğrisinin kaydırılmasıyla bulunur (Şekil 23). S eğrisi efektif (tesirli) yağış süresine eşit aralıklarda kalan aynı birim hidrograf serisinin toplama ile grafiksel olarak

yapılır. Daha sonra bu hidrograf ilerler veya birim hidrografın istenilen süresine eşit bir periyotta kaydırılır. Pik azaltma faktörü Z ile bölünen orijinal hidrografın ordinatları arasındaki fark, istenilen birim hidrografı verir. Çeşitli sürelerle ait pekçok birim hidrograf S eğrisi metoduyla elde edildiğinde, çeşitli birim hidrografların hesaplanan pik debileri, istenilen ara değerler için karşı gelen sürelerde işaretlenebilir.

3.2.6.2.2 Viessman ve Geyer Metodu

Viessman ve Geyer (1962) çeşitli akarsu havzaları için akış ve yağışın gerçek ölçümlerini esas alan verilerin kullanılmasında mikrohidrolojik bir yaklaşımı kabul etmiştir. Mikrohidrolojik yaklaşım, akarsu havzasının bir kısmında iklim ve fiziksel tüm önemli karakteristiklerin analizlerini ihtiva eder. Çünkü sızma dikkate alınmaz, onların çalışması nisbeten geçirimsiz alanlarla sınırlıdır. Viessman ve Geyer tarafından hazırlanan yüzey akışına göre ve tipik yağış hidrografları Şekil 24'te izah edilmiştir.



Şekil 24. Yüzey akışına göre yağışın tipik hidrografları

Şekil 24 ile gösterilen aşağıdaki değişkenlerden bazıları analizlerde gözönüne alınır.

A = drenaj alanı (km²)

S = ana kanalın meyli (%)

n = Manning pürüzlülük katsayısı

g = yer çekimi ivmesi

T = sağanağın şiddetli bir kısmının süresi (dakika)

yağış 1 cm/sa'yi aştığında başlangıçtaki ilk dakikasındaki maksimum yağış şiddetinin en son dakikasından geriye ilk dakikasına doğru giden zaman olarak tanımlanır.

D = T esnasında yağışın toplam yüksekliği (cm)

i_p = bir önceki dakikada t pik dakikası için ortalama yağış şiddeti

Bu değişkenlerin seçimi için işaret edilen nedenler aşağıda ana hatlarıyla verilmiştir.

1. Şiddetli bir sağanak parçası esnasında meydana gelen yağış hacmi ile hidrografın yükselme eğrisiyle hemen hemen aynı gösterilen hidrograf parçasında meydana gelen yağış hacmi D'yi gösterir.

2. Yağışın dağılım karakteristikleri T, D ve i_p ile gösterilir. i_p'nin seçimi; sağanak, yağışın pik değerinden hemen önce bölgesel olarak şiddetli oluyorsa, D dağılım hacmini ayarlayan nedenler i_p gibi (sağanak süresinin tamamı için ortalama yağış şiddeti) i_m'den daha uygun olanı deneme yoluyla bulunur.

3. Giriş alanlarının ortalama meyli, geçirimsiz alanlardan gelen pik debinin nispi büyüklüğü ve geliş zamanını belirler.

4. Akım türbülans için g ile belirlenmektedir. Buna rağmen; viskozite tesirleri yüzeysel akımda görülür. Viskozitelerin katılmasının düşünülmesi imkânsızdır, çünkü kendi tesirlerini değerlendirme yolu yoktur.

5. Tutma, sızma, yüzeysel depolama ve yüzeysel geciktirme de çalışmada gözönüne alınmamıştır.

Değişkenler arasındaki fonksiyonel bağıntı şu eşitlikle gösterilmiştir.

$$Q_p = f(A, S, n, g, T, D, i_p) \dots \dots \dots (106)$$

Burada Q_p = Dolaysız akım debisinin pik değeri (artık yağış), diğer değişkenlerse tanımlandıkları gibidir. Boyutsuz halde bu, şöyle formüle edilebilir.

$$\frac{Q_p^T}{D^3} = k_m \left(\frac{n_b}{n_s}\right)^l \left(\frac{T^2 g}{D}\right)^a \left(\frac{i_p}{i_m}\right)^b \left(\frac{A}{D^2}\right)^c (S)^d \dots (107)$$

Bu eşitlikte

k_m = orantılık sabiti

$$\frac{n_b}{n_s} = \frac{n\text{'nin esas değeri}}{\text{seçilen } n \text{ değeri}} = \frac{0.013}{0.013} \text{ Newark alanları için}$$

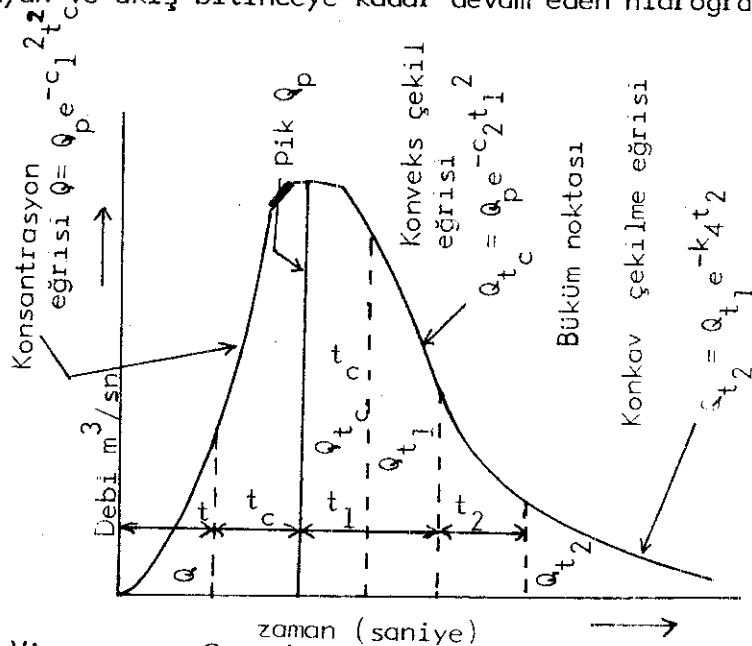
Bu, doğrusallaştırılırsa aşağıdaki eşitlik elde edilir.

$$\log \frac{Q_p^T}{D^3} = \log k_m + \log \frac{n_b}{n_s} + a \log \frac{T^2 g}{D} + b \log \frac{i_p}{i_m} + c \cdot \log \frac{A}{D^2} + d \cdot \log(S) \dots (108)$$

En küçük kareler ile hesaplanan katsayıların Newark verileri için aşağıdaki eşitlikte sonuçları verilmiştir.

$$\frac{Q_p^T}{D^3} = 36.14 \left(\frac{n_b}{n_s}\right) \left(\frac{T^2 g}{D}\right)^{0.142} \left(\frac{i_p}{i_m}\right)^{0.876} \left(\frac{A}{D^2}\right)^{0.945} S^{0.165} \dots (109)$$

Hidrograf şeklinin tayininde Viessman ve Geyerin amacı, hidrografın yükselme ve çekilme parçalarını dikkate almaktır (Şekil 25). Yükselme (konsantrasyon) eğrisi hidrografın kabarma dilimi olup akış başlangıcında başlar ve pikte biter. Çekilme eğrisi akışın pik değerinden başlayan ve akış bitinceye kadar devam eden hidrografın alçalma dilimidir.



Şekil 25. Viessman ve Geyer'e göre hidrografın matematiksel gösterimi

Hidrografın kabarma dilimi normal frekans ile veya verilen hata eğrisiyle tanımlanır.

$$Q = Q_p e^{-C_1^2 t_c^2} \dots \dots \dots (110)$$

Burada

$Q = t$ zamanındaki debi (m^3/sn)

$Q_p =$ pik debi (m^3/sn)

$$C_1 = \frac{1}{\sqrt{2\sigma_R^2}}$$

$\sigma_R =$ hidrografın konsantrasyon eğrisine eşit olan bir kabarma eğrisi meydana getiren normal dağılım standart sapması ve

$t_c = Q_p$ nin meydana geldiği andan Q nun meydana geldiği zamanın sapması olarak ölçülen süre (saniye)

Bir tek sağanak hidrografı için(basit hidrograf)

$$\sigma_R = 0.40 T_R$$

Burada T_R hidrografın kabarma zamanını ifade eder.

Basit hidrografın çekilme eğrisi çarpıtılır (eğriltilir) ve bu yüzden normal bir eğrininkine benzer bir eşitlikle ifade edilemez. Çekilme eğrisini farkedenden Viessman ve Geyer, konveks ve konkav bölümlerini göstermek için herbirini iki eşitlikle göstermiştir. Konveks kısım normal bir eğri ile gösterilir.

$$Q_{t_c} = Q_p e^{-c_2^2 t_c^2} \dots \dots \dots (111)$$

Burada $C_2 = \frac{1}{\sqrt{2\sigma_F^2}}$

ve σ_F (gecikme çekilmesi için teorik değer) Q_p ve T_R bilinenlerinden tayin edilir. Çekilme eğrisinin konkav kısmı eksi üslü eşitlik olarak gösterilir.

$$Q_{t_2} = Q_{t_1} e^{-k_{t_2}} \dots \dots \dots (112)$$

Burada Q_{t_2} , birinci t_1 den sonra t_2 anında gözönüne alınan akışın pik değeri ve k pozitif bir sabittir.

Q_{t_1} , akımın pik değerinden t_1 (sn) sonraki Q' nun hesaplanan değeridir¹ (Şekil 25). Viessman ve Geyer t_1 'i 200 sn tahmin etmiştir. (t_1 = alçalma eğrisi üzerindeki büküm (=dönüm) noktası ve Q_p arasındaki zamandır).

Bu metotta, 110, 111 ve 112 eşitlikleri hidrografın konsantrasyon zamanı, konveks ve konkav çekilme parçalarını gösterir. Viessman ve Geyer, (109 eşitliği) en küçük kareler metodu ile Q_p 'yi ve konkav çekilme eğrileri için üstel eğriler, konveks çekilme ve kabarma eğrileri için normal eğrileri belirleyerek yeterli sağanak akış verilerinin istatistiksel analizi ile C_1 , C_2 , k , Q_{t_1} değerlerini elde etmiştir. Şayet hesaplanan hidrograf altındaki alan¹ artık yağış hacmine eşitse metodun doğruluğu ispatlanmış olur.

3.2.6.2.3 Gray'in Metodu

Gray (1961), akarsu havzası karakteristikleri topoğrafik olarak ölçülebilmesiyle küçük akarsu havzaları için birim hidrographları birleştiren bir metod ileri sürdü.

Anlık birim hidrografın geometrisini tarif eden teorik eşitlikler Edson ve Nash tarafından aşağıda verildiği gibi ileri sürülmüştür.

$$\text{Edson (1951)} \quad Q = \frac{R_e y_k}{\Gamma(Z+1)} (y_k t)^Z e^{-y_k t} \quad (113)$$

$$\text{Nash (1957)} \quad Q = \frac{R_e K^{-n_S}}{\Gamma(n_S)} e^{-t/K_t} t^{-(n_S-1)} \quad (114)$$

Q = t anındaki anlık debi değeri

R_e = Artık yağış hacmi

y_k = Yarı logaritmik kağıda çizilen alçalma eğrisinin meylinde tayin edilen alçalma pozitif sabiti

Z = Akarsu havzasının kabarma eğrisinin alanına tekabül eden zamanın şekil parametresi

K = $1/y_k$ 'ya eşit depolama sabiti

n_S = Akarsu havzasının depolama özelliklerinin bir fonksiyonu olan şekil parametresi

Şimdi şayet $Z = (n_S - 1)$ 113 eşitliğinde, 114 eşitliğinde yerine konursa $1/K$ ile y 'yi tekrar yerine koyarsak 113 eşitliğindeki gibi aynı olur.

Parametrelerin hesaba tesiri, gamma dağılımındaki noksan iki parametre ve birim hidrograf arasında benzerliği kapalı olarak ileri sürmekle mümkün olur.

Çarpık istatistikle frekans eğrisi eşitliği şöyle verilir:

$$f(x) = \frac{N\gamma^{q_1}}{\Gamma(q_1)} e^{-\gamma x} x^{(q_1-1)} \dots\dots\dots (115)$$

Burada f(x) herhangi bir ordinat değeridir.

X= Herhangi bir apsis değeri

N= Toplam frekans veya X'in gözlenen değeri q₁ ve γ şekil ve ölçek parametreleri

Γ = gamma fonksiyonu

e = tabii logaritma tabanı.

113,114,115 eşitlikleri karıştırılırsa, şu şekilde dikkate alınır.

$$N = R_e, X = t, q_1 = m \text{ ve } \gamma_k = \frac{1}{K} = \gamma$$

Bu yüzden, ileri sürülen q₁ ve γ sabitleri eksik gamma dağılım metodu ile elde edilebilir.

q₁ ve γ'nın tayiniyle boyutsuz birim hidrograf belirlenir Ordinat değerleri Q_p pik akımının taşkın periyodunun dörtte birine eşit zaman aralıklarındaki akımın yüzde oranlarıdır. Apsisler, hidrograf başlangıcından t_R taşkın periyoduna kadar olan zaman dilimleridir. Uygun katsayılarla, 115 eşitliği ile boyutsuz birim hidrografın geometrisi tanımlanır. Boyutsuz birim hidrograf için N'nin değeri, akarsu havzası ölçülerinden bağımsız olarak sabit kalır. Böylece, 115 eşitliği şu hale gelir.

$$\frac{Q}{Q_p} = \frac{25 (\gamma')^{q_1}}{q_1} \left(e^{-\frac{\gamma' t}{t_R}} \right) \left(\frac{t}{t_R} \right)^{q_1 - 1} \dots\dots (116)$$

Burada

$$\frac{Q}{Q_p} = \text{boyutsuz birim hidrograf ordinatı}$$

γ' = γ t_R nin sorucuna eşit boyutsuz bir parametre (t_R/γ' = γ = 1/K) bilindiği gibi depolama faktörü,

q, Γ ve e önceden tanımlanmıştı.

Pik anında $\frac{d(Q/Q_p)}{d(t/t_R)} = 0, t/t_R = 1 \text{ ve } Q/Q_p = \text{max.}$

Bu yüzden, 116 eşitliğinin diferansiyeli alınır ve $t/t_R = 1$ ilave edilirse, eşitlik şu hale gelir.

$$q_1 = 1 + \gamma' \dots\dots\dots (117)$$

Gray kendi analizinden şunu elde etmiştir.

$$q_1 = 1,445 + 0,873 \gamma' \dots\dots\dots (118)$$

Depolama faktörü, (t_R/γ') akarsu havzasının depolama özelliklerini ölçer ve yağış süresinin tesirinde kalmaz. Farklı akarsu havzaları arasındaki depolama farkı havzaların fiziksel özellikleri farklılıklara bağlanabilir. Hidrolik gözlemlerden, depolama faktörü t_R/γ' büyüklüğü nehrin uzunluğu ile doğru orantılıdır, kanal meylinin tesiriyle ters orantılıdır.

Gray aşağıdaki şekilde bağıntıları kabul etti,

$$\frac{q_1}{\gamma'} = \frac{\bar{t}}{t_R} \dots\dots\dots (119)$$

Burada $\frac{\bar{t}}{t_R}$ boyutsuz grafiklerin ortalama değerini gösterir.

$$\frac{t_R}{\gamma'} = a \left(\frac{L}{\sqrt{S_c}} \right)^b \dots\dots\dots (120)$$

Burada L ve S_c akarsu havzası içindeki ana kanalın uzunluk ve meylini açıkça gösterir. USA'da farklı yerleşim bölgeleri için Gray tarafından elde edilen değerler aşağıdakiler gibidir.

Nebraska, Western Iowa : $\frac{t_R}{\gamma'} = 7,40 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,498} \dots\dots (121)$

Central Iowa, Missouri : $\frac{t_R}{\gamma'} = 9,27 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,562} \dots\dots (122)$

Illinois, Wisconsin :

Ohio : $\frac{t_R}{\gamma'} = 11,40 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,531} \dots\dots (123)$

Herhangi bir andaki Q'yu bulmak için 116 eşitliğinde q_1 , γ'/t_R ve Q_p 'yi tayin eden metod bir sonraki bölümdedir.

γ'/t_R değerleri akarsu havzasının geometrik parametrelerinin analizinden istatistik olarak elde edilir. (Örneğin L ve S 121, 122, 123 tip eşitlikleriyle onların oranları), q_1 değeri 117 eşitliğinden elde edilebilir.

3.2.6.2.4 Lienhard'ın metodu

Bilinen artık yağış hacimlerinden akış hidrograflarının birleştirilmesi (sentezi) için diğer bir yaklaşım (1964) Lienhard tarafından hazırlanmıştır. Onun yaklaşımı kısa süren sağanaklar için faydalı hidrograf kavramını esas alır, burada anlık akış değeri zamanın, sağanak şiddetinin ve akarsu havzası özelliklerinin bir fonksiyonu olan Q , boyutsuz bir şekilde yazılabilir.

$$\frac{Q}{R_e} = f \left(\frac{t}{t_c} \right) \dots\dots\dots (124)$$

t = akışın başlangıç zamanı

t_c = akarsu havzası karakteristik (toplanma) zamanı

Akarsu havzası karakteristik (toplanma) zamanı, akarsu havzasının herhangi bir noktasında düşen herbir yağmur damlası için (t_{rms}) nin ortalama kareköküdür. Gecikme zamanı t_p karakteristik zamanını göstermek için gözönüne alınabilir. Bu herhangi bir havzaya uygulanabilir. (Bender ve Roberson, 1961; Bender, 1963).

Lienhard'ın farkettiği $f(t/t_c)$, Maxwell-Boltzman moleküler hız dağılımının aşağı yukarı benzeridir.

$$\left[\frac{Q}{R_e} \right]_{\text{tahmini}} \approx A_1 \left(\frac{t}{t_c} \right)^2 \cdot \exp \left[-A_2 \left(\frac{t}{t_c} \right) \right] \dots\dots\dots (125)$$

Bu formülün anlamı, A_1 ve A_2 sabitlerinin tayini ve R_e 'nin bilinmesiyle, Q hesaplanabilir.

A_1 ve A_2 sabitleri aşağıdaki analizle çözülür. Bir akarsu havzası üzerindeki ani bir sağanağı oluşturan yağmur damlaları ($N + M$) olarak kabul edilir.

Şayet M damlaları yeraltına sızar veya havada buharlaşırsa ve N damlaları ölçüm istasyonlarına giden yolu bulur, ölçüm istasyonlarına gelen sağanak akış t_i ile t_{i-1} arasında t süresinin zaman artımları serisinin her birinde N_i yağmur damlalarındaki terimler izah edilebilir. Bu damlalar kendi yollarını (ölçüm istasyonlarına giden yolu) g_i yollarından (bu yollar sabit kabul edilir) bulur.

l_i mesafesindeki bir akış için yağmur damlasına gerekli zaman t_i ile orantılıdır. g_i bu yüzden l_i ile baştan aşağı gözden geçirilen alanın

tayin edilmesiyle t_i terimlerinde tayin edilebilir. Normal olarak bu alan l_i^2 gibi yaklaşık olarak artacaktır, fakat ince ve uzun akarsu havzaları için bağıntı lineer olabilir.

$$g_i \approx l_i^2 \dots\dots\dots (126)$$

$$g_i = A t_i^2 \dots\dots\dots (127)$$

Burada A bir sabittir.

Şayet i. kutu içinde N_i nesnelere yerleştirme yolu g_i ise, seçilebilir nesnelere grubundan $(N_1, N_2, N_3, \dots, N_i, \dots)$ N'nin kaç yolu seçilebilir sorusu gelebilir. Boltzman istatistikleri (Davidson, 1962)

$$W = N! \prod_{i=1}^{\infty} \frac{g_i^{N_i}}{N_i!} \dots\dots\dots (128)$$

127 ve 128 eşitliklerinin birleştirilmesiyle:

$$W = N! \prod_{i=1}^{\infty} \frac{(A t_i^2)^{N_i}}{N_i!} \dots\dots\dots (129)$$

Grup sayılarının bir kısmı $(N_1, N_2, \dots, N_i, \dots)$, W maksimum olduğunda en çok olasılıklı değer olacaktır. Maksimize edilmeden önce sıfır kabul edilir.

$$(i) \sum_{i=1}^{\infty} N_i = N \dots\dots\dots (130)$$

$$(ii) \sum_{i=1}^{\infty} t_i^2 N_i = t_{yak}^2 N \dots\dots\dots (131)$$

(iii) Büyük sayıların faktöryelleri için tahmin yapılır.

Böylece;

$$\ln W = N \ln N - N + \sum_{i=1}^{\infty} \left[N_i \ln(A t_i^2) - N_i \ln N_i + N_i \right] \dots (132)$$

A $d(\ln W) = \sum_{i=1}^{\infty} \left[\ln(A t_i^2) - \ln N_i \right] dN_i = 0$ W için max olur. aşağıdaki sınırlayıcılardan,

$$\sum_{i=1}^{\infty} \alpha dN_i = 0$$

$$\sum_{i=1}^{\infty} \beta t_i^2 dN_i = 0 \quad (\alpha \text{ ve } \beta \text{ tahmin edilmeyen katsayılar})$$

0 halde,

$$\frac{N_i}{N} = \sqrt{\frac{54}{\pi}} \left(\frac{\Delta t}{t_c} \right) \left(\frac{t}{t_c} \right)^2 \exp \left[-\frac{3}{2} \left(\frac{t}{t_c} \right)^2 \right] \dots\dots (133)$$

133 eşitliğinden;

$$N_i = \frac{d N (t)}{dt} = Q \dots\dots\dots (134)$$

$$\frac{Q}{R_e} = \sqrt{\frac{54}{\pi}} \left(\frac{\Delta t}{t_c} \right) \left(\frac{t}{t_c} \right)^2 \exp \left[-\frac{3}{2} \left(\frac{t}{t_c} \right)^2 \right] \dots\dots (135)$$

Bu eşitlik ile 125 eşitliği karşılaştırılırsa aşağıdaki sonuçlar elde edilir.

$$A_1 = \sqrt{\frac{54}{\pi}} \left(\frac{\Delta t}{t_c} \right)$$

$$A_2 = \frac{3}{2}$$

Şayet R_e ve t_c biliniyorsa, herhangi bir t anındaki Q 135 eşitliğinden bulunabilir. R_e , Chow veya Minshall'ın metodlarından biriyle hesaplanabilir. t_c , Gray'in 121, 122, 123 eşitlikleri ile veya Laurenson'un metoduyla tayin edilebilir.

3.2.6.3 Akarsu havzası toplanma zamanı ve pik debi

Akış hidrografını artık yağış hacmine dönüştüren farklı metodlarla pik debi Q ve toplanma zamanı t_c değerlerinin uygunluğu kabul edilmiştir. Chow (1962) , Viessman ve Geyer (1962) ve Gray (1961) belirli akarsu havzalarından gelen uygun yağış-akış verileri ve önemli ölçülebilir parametrelerin istatistiksel işlemleriyle veya boyut analiziyle Q ve t_c 'yi tayin etmişlerdir. Buna ilave olarak aşağıda benzer metodlar izah edilmiştir.

Getty ve Mc Hughs (1962) Arkansas ve Missouri tepeliklerinde 42 gözlem istasyonu kurarak, havza karakteristiklerinin bir fonksiyonu olarak pik değerini formüle etmişlerdir.

$$q_p = \sqrt{\frac{51,120}{A^{0.45} \left(\frac{LL_{ca}}{\sqrt{S}} \right)^{0.32}} \dots\dots\dots (136)}$$

Burada

q_p = birim alan pik debisi ($m^3/sn/km^2$)

L = ana akarsu boyu (km)

A = havza alanı (km^2)

L_{ca} = gözlem noktasının akarsu havzası ağırlık merkezine olan mesafesi (km)

S = akarsu meyli

S akarsu meyli (Taylor ve Schwartz, 1952) şu formül le tanımlanır.

$$S = \left(\frac{n}{\sum \frac{1}{\sqrt{S_i}}} \right)^2 \dots \dots \dots (137)$$

n = su toplama hattının eşit aralıklarda dilim sayısı

S_i = kanalın her bir eşit dilimdeki meyli

Bu bağıntı ($0,62 - 2,038 \text{ mil}^2$) $1,61-5,30 \text{ km}^2$ civarındaki otlaklardaki havzalar için elde edilmiştir.

Morgan ve Johnson (1962) Apalachian dağlık bölgesindeki akarsu havzalarına uygulanabilir birim hidrografın çeşitli elemanları için aşağıdaki eşitlikleri geliştirmiştir. Gecikme zamanı, pik debi ve birim hidrografın esas zamanı elemanlar olarak nitelenir.

$t_c / 5,5'$ a eşit artık yağış süresi için

$$t_c = C_t (LL_{ca})^{0,3} \dots \dots \dots (138)$$

$$q_p = 640 C_p \frac{A}{t_c} \dots \dots \dots (139)$$

$$B = 3 + 3 \frac{t_c}{24} \dots \dots \dots (140)$$

Burada

t_c = drenaj alanı gecikmesi (saat)

L = ölçüm istasyonundan memba noktası arasındaki ana akarsu boyu (km)

L_{ca} = ölçüm istasyonundan drenaj alanı ağırlık merkezinin zıt bir noktasına olan mesafe (km)

C_t = bu çalışmada 2,0 olan katsayı

q_p = birim hidrograf pik debi değeri (m^3/sn)

A = akarsu havzası alanı (km²)

C_p = bu çalışmada 0,625 olan katsayı

B = birim hidrografın esas zamanı

t_c/5,5' dan daha büyük herhangi bir yağış süresi için ayarlanan gecikme t_L, 76 eşitliğinde t_c için yerine konursa şu hali alır:

$$t_L = 0,25 D - \frac{t_c}{5,5} \dots\dots\dots (141)$$

burada;

D = artık yağış süresi

Fletcher ve Davis (1966), q_p için aşağıdaki eşitliği geliştirmiştir.

$$q_p = \frac{R_e}{1.5 t_L} \dots\dots\dots (142)$$

Gecikme zamanının havza karakteristiklerinden kolaylıklar tayin edebileceği belirtilmiştir. Yapılan analizlerdeki korelasyon katsayısı, q_p'nin hesaplanan ve tahmin edilen değeri arasında 0,9241 olarak bulunmuştur.

4. TARTIŞMA

Hidrograf sentezi, dört ana başlık altında düşünülebilir. (Şekil 1): (1) yağış (yağmur, kar vs...) hidrografı, (2) kayıplar'ı ihmal eden metodlarla artık yağış hidrografı (tutma, sızma ve yüzeysel depolama kayıplarından arta kalan kısım), (3) arazi üzerindeki artık yağışın hareketi, (4) su alma ağızı (çıkış noktası) na kadar akarsu akımı. Akış hidrografı; yağıştan, elde edilen katsayılarla artık yağış hacminin tayinini ve sonra birim hidrograf işlemleriyle aşağıda gösterilen şekli içerir. Bu sentezde her safhanın detaylı metodları mevcuttur. Ancak burada, bu metodların dikkate alınan önemli noktaları özetlenecektir.

3.2.7.1 Hesap yağmuru (sağanak) modeli

3.2.7.1.1 Zaman içinde dağılım

Hassas bir yağış hidrografı için yeterince uzun bir periyodun gerçek verilerine ihtiyac vardır. Böyle verilerin olmadığı hallerde sentetik yaklaşımla veri türetilir. Keifer ve Chu (1957) , a, b, c sabitlerini ve pikten önce veya sonra herhangi bir andaki (pikin meydana gelme süresinin toplam sağanak süresine oranı) yağışın şiddetini formüle eden 1 ve 2 eşitliklerini geliştirmiştir. Belli dönegelmeli bir alan için uygun sağanak verilerinden r, a, b ve c değerleri hesaplanabilir. Tholin ve Keifer (1960) Chicago'daki yerleşim havzalarında yaptıkları çalışmalar sonunda; aynı dönegelmeli sağanakların sağanak süresini, sağanak periyodundaki ortalama yağış şiddetini ve 3 eşitliğinin çözümünden $a=90$, $b=0,9$, $c=11$ ve $r=3/8$ değerlerini bulmuştur. İstenen dönegelme periyotlu sağanaklar için toplam yağış, toplam sağanak süresi, sağanığın başlangıcından pikin oluşumuna kadar geçen süre gibi uygun veriler varsa, bu yağış hidrograf analizinin uygulanabilir bir metod olduğunu gösterir.

Hershfield (1961), 30 dakikalık ekstrem yağış değerinin bilinmesiyle 5, 10, 15, 30, 45 ve 60 dakikalık periyotlardaki yağış ekstremelerini çarpım sabitlerinden elde etmiştir. U.S. Meteoroloji Servisi 1 saat ile 24 saat arasındaki yağış ekstremelerinin farklarından hareket ederek 1 saatten daha uzun süreler için benzer çarpım sabitlerini geliştirmiştir. Bu metodların her ikisinde, sağanaktan önceki aşamada piklerin ulaşacağı yağış şiddetleri tahmin edilir. Herhangi bir alan için uygun olan yeterli verilerin sağlanması benzer sabitlerin geliştirilmesiyle mümkün olacaktır. Söz konusu metodlar Şekil 4a ve 4b'de gösterilmiştir.

3.2.7.1.2 Alan içinde dağılım

Yağışın alan içindeki dağılımını belirleyen Thiessen poligon metodu, topoğrafik değişkenleri dikkate alan yeterli bir yağmur ölçüm ağı ile istenen amaçların modellemesine yardım eder. Herhangi bir ölçekteki yağışın, ölçeklerle sarılmış Thiessen poligonu üzerinde üniform olarak dağıldığı kabul edilir. İstasyon (ölçek) daki yağışın zaman değişkenlerinin, poligonun şekli veya büyüklüğü üzerinde tesirinin olmadığı kabul edilir. Böylece, şayet herhangi bir zaman artışıdaki yağış değerleri mevcut ise, o periyottaki efektif yağış 5 eşitliği ile elde edilebilir.

1963'te Pertlik tarafından geliştirilen 6 eşitliği simulasyonda kullanılır, fakat akarsu havzasının güvenilir eşyükselti haritaları ile bu bölgede (U.S.A) hassas bir tahkike ihtiyaç vardır, çünkü sözkonusu metod sadece Macaristan'da doğrulanmıştır.

3.2.7.2 Artık yağış hidrografı

Artık yağış hidrografı, sonlu zaman aralıkları süresindeki fırtına yağışı (sağanak) hidrografından itibaren farklı kayıplar vererek zamanla yağış hidrografından dolaysız olarak elde edilir. Bu işlem Şekil 26'da şematik olarak gösterilmiştir. Yağış değeri (hızı) ile fonksiyonların değeri aşamadığı zaman, yalnız sızma veya tutma meydana geldiğinde şekilde belirtilir.

Akarsu havzası kuru olduğunda normal olarak sızma hızı kapasitesi f_0 , $t = 0$ anında maksimum olacaktır. Akarsu havzası tamamen kuru değilse, Betson (1964) f_0 ışığı altında (Şekil 8) B noktasında oluşabilecek başlangıç sağanakını $t = 0$ anında, ilk sızma değeri olarak tahmin etti. B noktası x ekseninde zamanın boyutlarına sahiptir ve toprak nemi muhtevasının bir fonksiyonudur. Bu tahmin, akarsu havzası kuru olduğunda daha önceki (Şekil 9) sızma hızı kapasite eğrisi yağış değerini keserse önemlidir. Bu şartlar altında yağış daha önceden yüzeysel çukurları doldurmaya başlayacaktır.

3.2.7.3 Tabaka akımının ötelenmesi

Artık yağış hidrografından sonra elde edilen istasyon noktası çıkış hidrografı, kanal depolamaları ve yüzey hidrolik tesirlerine maruz

kalır yüzeydeki geçiş suyunun hacmi kolaylıkla yüzeyin gecikmesi olarak bilinir. Izzard'ın (1946) parsellenmiş alanlar üzerindeki çalışması bu konudaki ilk ve önemli bir örneği oluşturur. Bununla beraber, bu çalışmadaki alan, meyil, akım vs... etkenleri uniform şartlarla yerine getirilmiş olmalıdır, bu yüzden bu konu dikkate alınmalıdır. En son çalışmaların bir kısmı (Ishihare, Morgali, Chen) tedrici değişken akımı alarak, başlangıç ve sınır şartları ile karakteristik metodu kullanarak akım eşitliklerini çözmüştür. Şekil 26. Bu olayın akışını şematik olarak göstermektedir.

3.2.7.4 Kanal akımının ötelenmesi

Akım, arazi üzerinde bir gidiş yolu takip ederek, giriş noktasından mansap (çıkış) noktasına kadar kanal yatağındaki depolamayı gerçekleştirip öteleme safhasına girer. Yine bu safhada, gerçek kanal kesiti yerine mevcut akımın geçişi sırasında kabul edilen yüzeysel akım kabullerinden birim genişlikten daha fazlası gözönüne alınmalıdır. Kanal depolama ve akım eşitliklerinin çözümü için Tholin ve Keifer kesit alanlarını uniform kabul etmiş ve bundan dolayı fazlasıyla uniform kesitlere ulaşıldığı için bunları da kendi arasında bölmüştür. Morgali, Tholin ve Keifer'inkine benzer şekilde kanal depolama ve akış eşitliklerini sonlu farklar metodu ile çözmüş ve ilerleyen türbülanslı akım için Manning ve Chezy eşitliklerini uygulamıştır. Chen, (1965) menba akım derinliği ile ıslak yüzeyin kabarma değeri arasındaki ilişkiyi veren bir eşitlik geliştirmiştir. Bu çalışma taban akımının mevcut olmadığı yerlerdeki geçici bir kanal içinde ötelemenin yapılması halinde önem taşır. Chen'in metoduyla mansap giriş ağzındaki ıslak yüzeye ulaşınca kadar her bir zaman aralığı için başlangıç ve sınır şartlarını ve daha sonra Morgali metodu ile debiyi tayin etmek mümkündür.

Chen (1965), su yüzeyindeki kabarma değeri ve çekilme değerini, Kostiakov (1932)'un sızma fonksiyonunu ve süreklilik eşitliğini kullanarak hesaplamıştır. Bu eşitlik, t diferansiyel zaman aralığında, t_j anından t_{j+1} anına gelinceye kadar katedilen Δx_{j+1} kabarma uzunluğunun sonsuz küçük artışı için aşağıdaki gibidir.

$$\Delta x_{j+1} = \frac{q_0 - \sum_{k=1}^j a [(j+2)-k]^b \Delta t^b \Delta x_k}{\frac{Z_a y_{no}}{\Delta t} + a \Delta t^b} \quad (143)$$

Burada:

$$q_o = \text{şekil faktörü olup şöyle gösterilir: } 1 - \left[1 - \left(\frac{C^2 S_o}{g} \right)^{1/3} \right] e^{-C_j t_j}$$

C = Chezy pürüzlülük katsayısı

C_j = sabit

t_j = x_j mesafesindeki su yüzeyine ulaşılma süresi

a, b = sızma sabitleri

y_{no} = memba ucundaki normal derinlik

S_o = kanal yatağının taban meyli

Bu eşitliğin elde edilmesinde yapılan kabuller şunlardır:

1. Herhangi bir t_j anında memba ucundaki y_j derinliğinin akım profili boyunca sabit kaldığı varsayılmıştır.

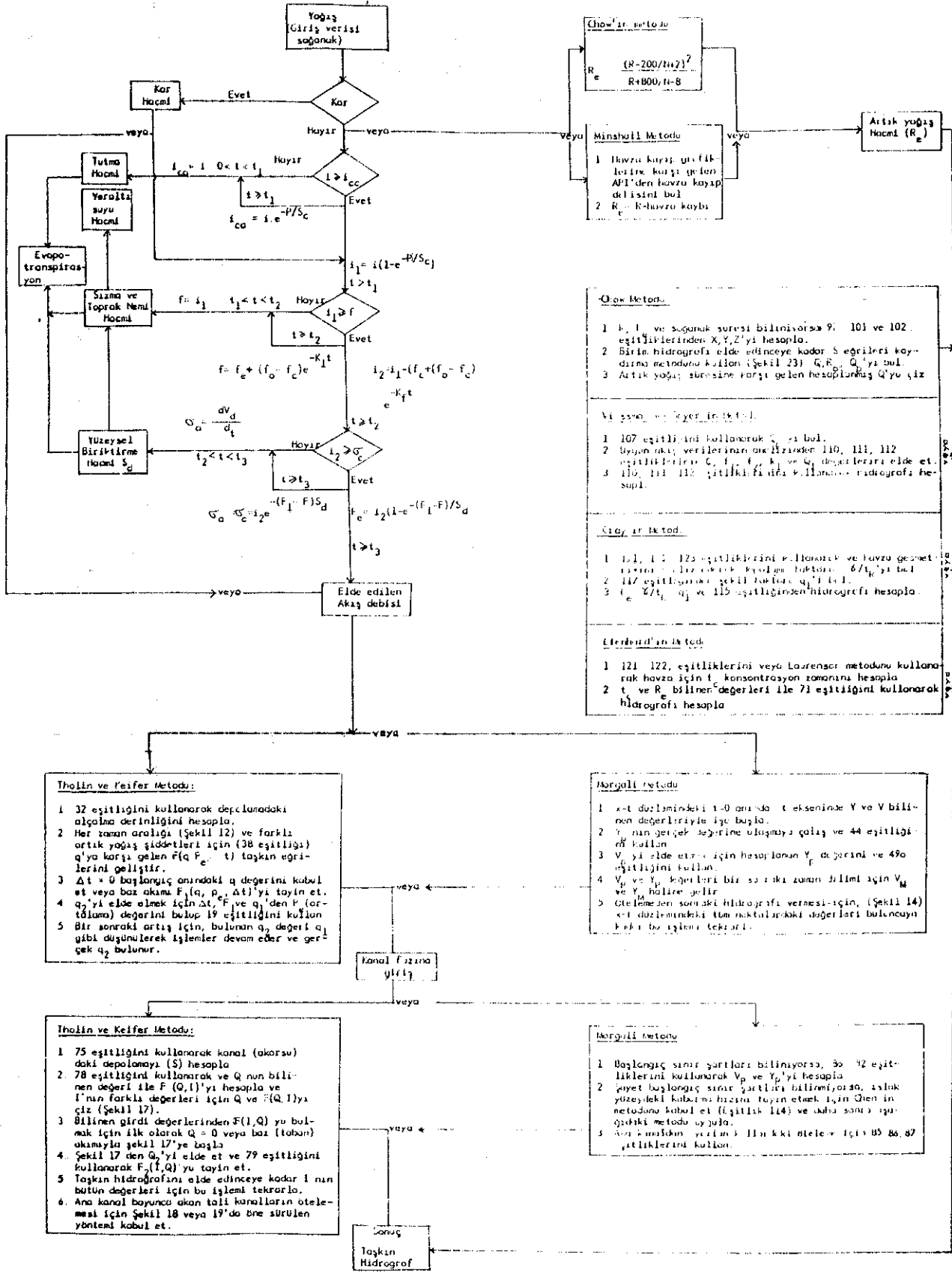
2. Akım derinliği y_j aşağıdaki formülle ifade edilmiştir.

Burada $y_{no} = \text{memba sonundaki normal derinlik} = \frac{q_o^{2/3}}{C^{2/3} S_o^{1/2}}$

$$y_{co} = \text{memba sonundaki kritik derinlik} = \frac{q_o^{2/3}}{g^{1/3}}$$

Bu sonlu farklar metodunda mevcuttur. Buna rağmen, çözümlerin birbirine yakınsamasını sağlayan Δt ile Δx 'in ilişkisi yeteri kadar küçüktür.

143 eşitliği Morgali ve Ishihara'nın hemen hemen aynı kabullerinden yararlanarak süreklilik eşitliğiyle elde edilir. Chen, sulama suyunda ıslak kesitin kabarma ve çekilme değerini önceden tahmin etmiştir. Akış değerinin bir fonksiyonu olan herhangi bir andaki memba derinliği, ıslak kesitteki kabarma değeri ve 143 eşitliğindeki değişkenler kabul edilmiştir. Morgali, memba sınırındaki tabaka akım derinliğini, akarsu havzasındaki su ayırım hattında sıfır kabul etmiştir. Chen'in çalışması, belli bir sürede memba sonundaki toplam giren akım mansap su alma ağzına ulaşmak için yeterince büyük değilse bu durumda kanal ötelemesi önem kazanır. Bu, geçici (kısa ömürlü) akarsu yatağı için normaldir. Böyle hallerde ara ve sınır şartları mansap giriş noktasındaki ıslatma cephesine ulaşınca kadar her zaman dilimi için öncelikle Chen'in metoduyla tayin edilmeli, daha sonra debi Morgali veya Chen'in metoduyla tayin edilebilir. Tholin, Keifer ve Morgali'nin öteleme işlemi şematik olarak Şekil 26'da gösterilmiştir.



Şekil 26. Taşkın hidrograf sentezi için elverişli çeşitli yaklaşımları gösteren şematik model

3.2.7.5 Laurenson'un bileşik (karmaşık) öteleme işlemi

Laurenson (1964)'un yaklaşımı her noktanın kavranmasını esas alır veya akarsu havzası üzerine düşen yağmur damlası su alma ağzına tek bir yolla ulaşır ve böylece tek bir akış zamanı veya depolama zamanı olacaktır. Havzanın eş yükselti eğrileri çizilir ve boyutsuz zaman-alan diyagramında işaretlenirse, diyagramın ağırlık merkezinin absisi havzanın boyutsuz ortalama depolama zamanını (gecikme zamanını) gösterecektir. Havza için tek olan konsantrasyon zamanının ortalaması alınacağı zaman, geçmiş rasatlardan elde edilen depolama (gecikme) süreleri havzanın her noktasında boyut analizine tabi tutulur. Bu gecikmeli depolama süresini, havzanın her bölümündeki (tutma) gecikme karakteristikleri etkiler. Bu metotta, artık yağışın zamansal ve alansal dağılımının uniform olduğu kabul edilir. Eğer 88 denklemi denenirse, bu kabullere gerçekte ihtiyaç duyulmadığı görülür. Artık yağışın değişken değeri, ile, akarsu havzasının depolama zamanını boyutsuz olarak elde etmek için alan ve zaman içinde, çift integralli 88 denklemindeki akarsu havzası alt birimlerinin sayısal toplamı sonucu, Δt zaman aralığında başlangıçtaki gibi artık yağış değeri bulunmalıdır.

3.2.7.6 Birim hidrograf ve istatistik yöntemler

Yağış verilerinden bulunan R_e artık yağış hacmi iki farklı yolla elde edilmiştir. Chow (1962) artık yağışı bulan 95 eşitliğini, Toprak Muhafaza Servisi (USDA) ile geliştirmiştir. Bu eşitlikte kullanılan akış numarası N 'in akarsu havzası hidrolojik kompleksinin gerçek değerini gösterdiği kabul edilir. Akış katsayısı, yağış akış verilerinin istatistiki analizi ile yüzey şartları, bitki örtüsü ve farklı toprak sınıfları için türetilir.

Minshall tarafından (1962) benimsenen metottaki akış katsayısı, Chow'ın metodundaki geçmiş yağış indisine benzer. Geçmiş yağış indisi (API), geçmiş yağış şartları ve toprak faktörlerinin (96 eşitliği) polinomial fonksiyonu ile formüle edilmiştir. Hesaplanan API değeri ile havzadaki birim hız (yük) kaybı ve API arasındaki bağıntılar vasıtasıyla herhangi bir alan için artık yağış hacmi elde edilir.

Akış hidrografı, artık yağış hacmi ve yağıştan pek çok yolla türetilir. Chow, farklı süreli sağanaklar için birim hidrograf türeterek (Şekil 23) S hidrografoyları kaydırma metodunu kullanmıştır.

Böylece bu metotda verilen bir süre için artık yağış dağılımı uniform kabul edilir. Akış faktörü x , iklim faktörü y , pik azaltma faktörü Z 'nin değerleri, 107, 136, 139 ve 142 eşitliklerinden herhangi biri ile tayin edildikten sonra q_p 'nin değeri 97, 101, 102 eşitliklerinden hesaplanır. Hesaplanan birim hidrograf pik değerine karşılık gelen zaman işaretlenir. Böylece pik ve hidrograf süresinin bilinmesiyle istenilen birim hidrograf hesaplanır.

Viessman ve Geyer (1962), dolaysız pik debi (Eşitlik 107) tayininde mikrohidrolojik yaklaşımı benimsedi. Akış hidrografı konsatrasyon zamanı, konveks ve konkav çekilme parçalarından oluşur (Şekil 25) ve 110, 111, 112 eşitlikleriyle tanımlanır. Q_p değeri, 107 eşitliğindeki p_i teriminin en küçük karelerle analizinden elde edilir. 110, 111, 112 eşitliğindeki C_1 , C_2 , k , O_{t1} değerleri, hidrografın tam bir çözümü için uygun yağış-akış verilerinin istatistiksel analizi ile hesaplanır. Gray (1961) in analizleri, Nash (1957) ve Edson (1951)' un birlikte hazırladıkları (113 ve 114) eşitliklerin mukayesesine ve diğerleri üzerinde (115) eksik gamma dağılımı formülüne dayanır. Herhangi bir andaki Q için 115 eşitliğinin çözümü amacıyla, depolama faktörü γ'/t_R , şekil faktörü q_1 ve Q_p değerinin bulunması gerekir. γ'/t_R değerinin 121, 122, 123 tip eşitlikleri ile ilgisi; örneğin L, S gibi havza geometrisi parametrelerinin istatistiksel analizi ile elde edilir, q_1 117 eşitliğinden bulunur.

Lienhard (1964), $f(t/t_c)$ ve Maxwell-Boltzman moleküller hız dağılımı (125 eşitliği) eşitlikleri arasındaki benzerliği fark ederek, Q/R_e , t/t_c ' nin bir fonksiyonu olarak formüle edilmiş ve 135 eşitliği geliştirilmiştir. Q 'nun çözümü için, Laurensen metodunun 88. eşitliği ile (t_c) havza konsantrasyon zaman fonksiyonunu tayin etmek gerekir.

Bahsedilen metotların her biri Şekil 26'da şematik olarak gösterilmiştir.

5. SONUÇLAR

Matematiksel modelin en büyük faydası, uygun veriler ve bilgisayarlarla normal olarak çözülebilen eşitliklerden ibaret olup kolaylıkla uygulanabilmeleridir. Hidrograf sentezini ele alan matematiksel bir modelde iki ana faz vardır: (1) artık yağış hidrografı, (2) akarsu havzasındaki ana ve tali kanallardan tabaka akımına doğru ilerleyip su alma ağzına kadar hidrografın nakli.

Gözönüne alınan farklı metotların yaklaşımları, akış hidrograf sentezinin yapılabilirliğini gösterir. İlk yaklaşım, artık yağış hidrografını geliştirmek için yağış hidrografından itibaren, meydana gelen çeşitli kayıpların hidrograflarını azaltır.

Yüzey depolaması, sızma ve tutmayı gösteren tüm katsayılar yeterli ise, pratik metotlarla hidrograf sentezi mümkündür.

Düzenli bir şekilde elde edilen yağış hidrografı, arazi üzerinden ve çeşitli yüzey kanallarından bir yol izleyecektir (ötelenecektir). Tholin ve Keifer'in öteleme yöntemiyle, modern hesaplama araçlarına ihtiyaç duymadan karakteristikler kolayca hesaplanır. Morgali metodu hassas bir teorik esasa dayanır ve kompüter çözümüne temel hazırlar.

İkinci yaklaşım, belirli hız kaybı indislerinden örneğin, akış katsayısı veya geçmiş yağış indisi ve bilinen yağış verilerinden artık yağış hacmini elde eder. Daha sonra akış hidrografı, birim hidrograf veya istatistiki yöntemlerle artık yağış hacminden belirlenir. Bu sıralamadaki farklı metotlardan Lienhard'ın metodu, normalde kullanılan verilerle en kolay uygulanan metottur. Burada artık yağış hacminden sonra dikkate alınması gereken faktör havza karakteristik (konsantrasyon) zamanıdır. Bu parametre, Laurensen tarafından öne sürülen eşyükselti metodu ile tayin edilir.

Bununla birlikte, hidrograf sentezi için elverişli pek çok metottan tümüyle uygulanabilir metotların, gerçek ölçümlerle yapılan kontrol sonucu en idealini seçmek gerekir.

KAYNAK DİZİNİ

- BALABAN, A., 1986, Su Kaynakları Planlaması, Ankara Üniversitesi Yayın No: 972, Ankara.
- BAYAZIT, M., 1981, Hidrolojide İstatistik Yöntemler, İstanbul.
- BAYAZIT, M., 1982, Hidroloji, İstanbul.
- BENDER, D.L., ROBERSON, J.A., 1961, Use of a Dimensionless Unit Hydrograph to Derive Unit Hydrographs for some Pacific Northwest Basins, Journal of Geophysical Research, cilt 66, s.521-527.
- BETSON, R.P., 1964, What is Watershed Runoff?, Journal of Geophysical Research, cilt 69, s.1541-1552.
- CHEN, C. L., 1965, Techniques of Border Irrigation by a Hydrologic Method of Flood Routing, Utah State University, Logan, Utah, s.12-19.
- CHOW, V.T., 1959, Open Channel Hydraulics, New York: Mc Graw Hill Book Company, s.217-218.
- CHOW, V.T., 1962, Hydrologic Design of Culverts, Proc.ASCE, Journal of Hydraulics Division, cilt 88, No: HY2, s.39-56.
- CHOW, V.T., RAMASESHAN, S., 1965, Sequential Generation of Rainfall and Runoff Data, Proc. ASCE, Journal of Hydraulics Division, cilt 91, No: HY4, s.205-224.
- CRAWFORD, N.H., LINSLEY, R.K., 1966, Digital Simulation in Hydrology, Tech. Rp.No:39, Stanford University.
- DAVIDSON, N.R., 1962, Statistical Mechanics, New York: Mc Graw Hill Book Company.
- DICKEY, E.C., MITCHELL, J.K., SCARBOROUGH, J.N., 1970, Water Resources Bulletin, cilt 15, No: 6, s. 1753-1769.
- DİNÇ, G., 1979, A.S.O. Sağ Şahil Sulama İşletme Alanında Drenaj Sorunu Yaratan Yüksek Yeraltı Suyu Düzeyi Hareketlerine Etkili Olan Etmenlerin Saptanması Üzerine Bir Araştırma, Adana.
- FLETCHER, J.E., DAVIS, J.J., 1966, A Rapid Approximate Method for Estimating Flood Peaks, ASAE, Eort Collins, Colorado, 7 s.
- FOROUD, N., BROUGHTON, R.S., 1981, Water Resources Bulletin, cilt 17, No: 3, s.387-393.
- GETY, H.C., HUGS, J.H., 1962, Synthetic Peak Discharge for Design Criteria, Proc. ASCE, cilt 88, No: HY5, s.1-12.
- GRAY, D.M., 1961, Synthetic Unit Hydrographs for Small Watersheds, Proc. AŞCE, cilt 87, No: HY4, s. 33-55.
- HALL, W.A., DRACUP, J.A., 1979, Water Resources Systems Engineering, Mc Graw-Hill Company, New Delhi, s.84-87.
- HERSHFIELD, D.M., 1961, Technical Paper No. 40, U.S. Weather Bureau, Washington, 115 s.
- HILL, R.W., ATALI, A.H., 1972, Interactive Hybrid Computer Model of Storm Runoff, Utah State University.

- HORTON, R.E., 1940, An Approach Toward a Physical Interpretation of Infiltration Capacity, Proc. Soil Science Society of America, cilt 5, s.399-417.
- ISHIHARA, Y., 1964, Hydraulic Mechanism of Runoff, Hydraulics and Fluid Mechanics, Mc Millian Company, New York, s.173-191.
- IZZARD, C.F., 1946, Hydraulics of Runoff from Developed Surfaces, Highway Research Board, Washington, Proc. cilt 26, s.129-150.
- JONES, J.W., COLWICK, R.F. ve THREADGILL, E.D., 1972, A Simulated Environmental Model of Temperature, Evaporation, Rainfall and Soil Moisture. Trans. of the American Soc. of Agricultural Engineers, cilt 15, s.366-372.
- KARADENİZ, M., 1978, Sulama Amaçlı Su Depolama Sistemlerinde Optimum İşletme Planının Saptanması Üzerine Bir Araştırma, Ankara.
- KEIFER, C.J., CHU, H.H., 1957, Synthetic Storm Pattern for Drainage Design. Proc. Paper 1332, ASCE, cilt 83, 25 s.
- LAURENSEN, E.M., 1964, A Catchment Storage Model for Runoff Routing, Journal of Hydrology, cilt 2, s. 141-163.
- LEONARD, R.E., 1961, Net Precipitation in a Northern Hardwood Forest. Jour. of Geop. Res., cilt 60, No: 8, s. 2417-2421.
- LIENHARD, J.H., 1964, A Statistical Mechanical Prediction of the Dimensionless Unit Hydrograph, Journal of Geophysical Research, cilt 69, No: 24, s.5231-5238.
- LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A., PAULHUS, J.L., 1958, Hydrology for Engineers, Mc Graw-Hill, New York, s.260-283.
- MINSHALL, N.E., 1962, Predicting Storm Runoff on Small Experimental Watersheds, Trans. ASCE, Paper 3333, cilt 127, s.625-659.
- MORGALI, J.R., 1965, Hydraulic Behavior of Small Drainage Basins, Tec. Rep. No: 30, University of Stanford, 115 s.
- MORGAN, P.E., JOHNSON, S.M., 1962, Analysis of Synthetic Unit -Graph Methods. Proc. ASCE, Journal of Hydraulics Division 8, No: HY5, s.199-220.
- NARAYANA, D.V.V., RILEY, J.P., ISRAELSEN, E.K., 1969, Analog Computer Simulation of the Runoff Characteristics of an Urban Watershed, Utah State University, PRWG 56-1.
- NASH, J.E., 1957, The Form of the Instantaneous Unit Hydrograph, General Assembly of Toronto, International Association of Scientific Hydrology, cilt 3, s.114-121.
- PARK, S.W., MITCHELL, J.K., 1982, Transactions of American Society of Agricultural Engineers, Univ. of Ill., Cilt 25, No:2 s.362-366.
- PERTLIK, J., 1963, Methods of Determining the Surface Distribution of Excessive Rainfalls, Publication of the International Association of Scientific Hydrology No: 65, s.303-310.
- PHILIP, J.R., 1957, The Theory of Infiltration, Soil Science 83, s. 345-357.
- RAUDKIVI, A.J., 1979, Hydrology, Pergamon.
- REICH, B.M., HIEMSTRA, L.A.Y., 1965, Tacitly Maximized Small Watershed Flood Estimates, Proc. ASCE, Journal of Hydraulics Division 91, No: HY3, s. 217-246.

- RILEY, J.P., 1972, Computer Simulation of Water Resource Systems, Utah State University, s. 249-274.
- RILEY, J.P., EVELYN, J.B., NARAYANA, V.V.D., 1969, Simulation of Runoff from Urban Watersheds, Utah State Univ.
- RILEY, J.P., JONES, T.J., GOLD, R.L., FELIX, J.I., WANG, B.H., 1973, A Water Resource Management Model, Upper Jordan River Drainage, Utah.
- SINGH, J., 1964, A New Theoretical and Practical Approach to Infiltration, Unpublished Master's Thesis, Utah State University, Logan, Utah.
- SKIPWITH, W.E., MOORE, W.L., 1976, Tex. Univ. Cent. Res. Water Resour. Tech. Rep., CRWR-127, s. 121.
- STEPHESSON, G.R., FREEZE, R.A., 1974, Water Resources Research, cilt 10, No: 2, s. 284-294.
- TAYLOR, A.B., SCHWARTZ, H.E., 1952, Unit Hydrograph Log and Peak Flow Related to Basin Characteristics, Transactions of the American Geophysical Union, cilt 33, No: 2, s. 235-246.
- THOLIN, A.L., KEIFER, C.L., 1960, Hydrology of Urban Runoff, Transactions ASCE, cilt 125, s. 1308-1379.
- VISSMAN, W., GEYER, J.C., 1962, Characteristics of the Inlet Hydrograph, Proc. ASCE, Journal of Hydraulics Division, cilt 88, No: HY5, s. 245-268.

Ö Z G E Ç M İ Ş

1963 yılında Ankara'da doğan Nurhan (Şahin) KARAKILIÇ ilk öğrenimini Erzincan ve Elâzığ'da, orta öğrenimini Kırklareli ve Nazilli'de tamamlamıştır. 1980 yılında Isparta D.M.M.A'ya girmiş, 1984 yılında İnşaat Mühendisi olarak mezun olmuştur. Kısa bir süre Isparta Belediyesinde çalışmıştır. 1985'te A.Ü.Fen Bilimleri Enstitüsünde Yüksek Lisans eğitimi ve Araştırma Görevliliğine başlamıştır. Şu anda İller Bankası 9.Bölge Müdürlüğünde görev yapmakta olup evlidir.