
GAZİ ÜNİVERSİTESİ
Gazi
1926

BARAJ YIKILMASI SONUCU TAŞKIN YAYILIM ALANIN İKİ FARKLI HİDRODİNAMİK MODELLE BELİRLENMESİ KIYASLANMASI VE YÜZEY PÜRÜZLÜLÜĞÜNÜN TAŞKIN ÜZERİNDEKİ HASSASİYETİNİN İNCELENMESİ

Bülent KOCAMAN

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANA BİLİM DALI

GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

HAZİRAN 2019

BARAJ YIKILMASI SONUCU TAŞKIN YAYILIM ALANIN İKİ FARKLI HİDRODİNAMİK MODELLE BELİRLENMESİ KIYASLANMASI VE YÜZEY PÜRÜZLÜLÜĞÜNÜN TAŞKIN ÜZERİNDEKİ HASSASİYETİNİN İNCELENMESİ

(Yüksek Lisans Tezi)

Bülent KOCAMAN

GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Haziran 2019

ÖZET

Bu tez, Kartalkaya Baraj gövdesinin çökmesi durumunda ortaya çıkabilecek bir sel dalgasının tehlikeli sonuçlarının belirlenmesini kapsamaktadır.Barajın yıkılması durumda oluşacak taşkın hidrografının büyüklüğü ve şekli HEC-RAS paket programı ile belirlenmiştir. Elde edilen bu hidrograf HEC-RAS 5.0.5 ve FLO-2D olmak üzere iki ayrı program için girdi olarak kullanılmıştır. Her iki programda da yüzey pürüzlülüğünü belirlemek için Avrupa Çevre Ajansı tarafından hazırlanan CORINE haritaları kullanılmıştır.Kartalkaya Barajı'nın mansabında her iki program için akım derinliği ve akım hızı sonuçları elde edilmiştir.Her iki programın genel özelliklerinin yanı sıra pürüzlülükteki değişikliklere karşı duyarlılıkları da incelenmiştir.

Bilim Kodu : 91122
Anahtar Kelimeler : 2B Modelleme, Baraj Yıkılması, FLO-2D, HEC-RAS, Manning
Sayfa Adedi : 95
Danışman : Prof. Dr. Osman Nuri ÖZDEMİR

COMPARISON OF FLOOD PROPAGATION AREA WITH TWO DIFFERENT HYDRODYNAMIC MODELS AS A RESULT OF DAM COLLAPSE AND INVESTIGATION OF SENSITIVITY OF SURFACE ROUGHNESS ON FLOOD

(M. Sc. Thesis)

Bülent KOCAMAN

GAZİ UNIVERSITY

GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES

June 2019

ABSTRACT

This thesis includes a study for the determination of dangerous consequences of a flood wave that may be caused in case if Kartalkaya dam body collapses. The magnitude and shape of the flood hydrograph caused by the dam collapse was determined by the use of HEC-RAS program package. Then, this hydrograph was used as input for two distinct programs namely HEC-RAS 5.0.5 and FLO-2D. As for the roughness to be used in both programs CORINE maps prepared by European Environment Agency were utilized. Successful simulation of both programs gave result for flow depth and velocity at the downstream of Kartalkaya dam. A general comparison of both program as well as their sensitivity against changes in roughness were investigated.

Science Code	:	91122
Key Words	:	2D Modelling, Dam Break, FLO-2D, HEC-RAS, Manning
Page Number	:	95
Supervisor	:	Prof. Dr. Osman Nuri ÖZDEMİR

TEŞEKKÜR

Tez çalışmam boyunca sürekli desteğini, bilgi ve tecrübelerini benden esirgemeyen Danışman Hocam Prof. Dr. Osman Nuri ÖZDEMİR'e, lisans ve yüksek lisans eğitimimde daima bana bilgi ve tecrübeleri ile destek olan Hocam Doç. Dr. İsmail HALTAŞ'a ve hayatım boyunca maddi ve manevi desteklerini her daim yanımda hissettiğim aileme sonsuz teşekkürlerimi bir borç bilirim.

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET iv

ABSTRACT v

TEŞEKKÜR vi

İÇİNDEKİLER vii

ÇİZELGELERİN LİSTESİ ix

ŞEKİLLERİN LİSTESİ xi

SİMGELER VE KISALTMALAR xiv

1. GİRİŞ 1

2. ÇALIŞMA ALANI VE VERİLER 7

2.1. Çalışma Alanının Genel Özellikleri 7

2.2. Verilerin Kaynağı ve Hazırlanması 9

3. YÖNTEM 11

3.1. Baraj Yıkılmasının Modellenmesi 11

3.1.1. Singh ve Snorrason 15

3.1.2. MacDonald ve Langridge-Monopolis 15

3.1.3. Bureau of Reclamation 16

3.1.4. Von Thun ve Gillette 16

3.1.5. Froehlich 17

3.2. HEC-RAS 5.0.5 ile İki Boyutlu Taşkın Modelleme 22

3.3. FLO-2D ile İki Boyutlu Taşkın Modelleme 34

4. FARKLI YÜZEY PÜRÜZLÜLÜĞÜNDE TAŞKIN MODELLEME 41

4.1. FLO-2D ile Farklı Yüzey Pürüzlülüğünde Taşkın Modelleme 42

Sayfa

4.2. HECRAS 5.0.5 ile Farklı Yüzey Pürüzlülüğünde Taşkın Modelleme 47

5. FLO-2D VE HEC-RAS 5.0.5 KARŞILAŞTIRILMASI 51

5.1. Akım Derinlikleri 52

5.2. Akım Hızı 53

5.3. Hesaplama Süresi 55

5.4. Çıkış Hidrografları 55

5.5. Pürüzlülük Duyarlıları 55

6. IZGARA BOYUTUNUN TAŞKIN MODELLEME SONUÇLARINA ETKİSİ 59

6.1. Izgara Boyutunun Tüm Çalışma Alanındaki Taşkın Sonuçlarına Etkisi 59

6.1.1. Mansap noktası akım çıkış hidrografları 59

6.1.2. Akım derinlikleri 60

6.1.3. Akım hızları 63

6.2. Izgara Boyutunun Pilot Çalışma Alanındaki Taşkın Sonuçlarına Etkisi 66

6.2.1. Mansap noktası akım çıkış hidrografları 67

6.2.2. Akım derinliği 68

6.2.3. Akım hızı 70

7. SONUÇ VE ÖNERİLER 73

KAYNAKLAR 75

EKLER 81

EK-1.. Manning n Derinlik Fark Haritaları (FLO-2D) 82

EK-2. Manning n Hız Fark Haritaları (FLO-2D) 85

EK-3. Manning n Derinlik Fark Haritaları (HECRAS) 88

EK-4. Manning n Hız Fark Haritaları (HECRAS) 91

ÖZGEÇMİŞ 94

ÇİZELGELERİN LİSTESİ

Çizelge **Sayfa**

Çizelge 1.1. Baraj yıkılma sebepleri ve yüzdeleri 1

Çizelge 1.2. Başlıca baraj yıkılmalarından 50'yi aşkın ölüm ile sonuçlananlar 2

Çizelge 2.1. Çalışma alanı arazi kullanımı dağılımı 8

Çizelge 2.2. Verilerin temin edildiği kurumlar 10

Çizelge 3.1. Baraj yıkılması modeli Manning n değerleri 13

Çizelge 3.2. Rezervuar büyüklüğüne bağlı C_b katsayısı 17

Çizelge 3.3. Baraj yıkılma parametreleri hesabı 17

Çizelge 3.4. Baraj yıkılma model çalışmaları 20

Çizelge 3.5. Kartalkaya Barajı yıkılma parametreleri 22

Çizelge 3.6. HEC-RAS iki boyutlu alan özellikleri 25

Çizelge 3.7. Çalışma alanı Manning n değerleri 29

Çizelge 3.8. FLO-2D ızgara element sayısına bağlı model simülasyon hızı 35

Çizelge 4.1. Simülasyon numaraları ve manning n değeri yüzde (%) değişimi 42

Çizelge 4.2. Akım derinliklerinin S1 senaryosuna göre RMSE analiz sonuçları 45

Çizelge 4.3. Akım hızlarının S1 senaryosuna göre RMSE analiz sonuçları 46

Çizelge 4.4. Akım derinliklerinin S1 senaryosuna göre RMSE analiz sonuçları 48

Çizelge 4.5. Akım hızlarının S1 senaryosuna göre RMSE analiz sonuçları 50

Çizelge 5.1. Akım derinlik fark tablosu istatistiği (FLO-2D - HECRAS 5.0.5) 52

Çizelge 5.2. Hız fark tablosu istatistiği (FLO-2D - HECRAS 5.0.5) 53

Çizelge 5.3. Akım derinliği ve hızlar için FLO-2D ve HEC-RAS 5.0.5 RMSE analiz sonuçları 57

Çizelge 6.1. Izgara boyutu senaryo adları ve özellikleri 59

Çizelge 6.2. Pilot alan için senaryo isimleri 67

Çizelge 6.3. Farklı ızgara boyutları için RMSE analiz sonuçları 68

Çizelge **Sayfa**

Çizelge 6.4. Farklı ızgara boyutları için RMSE analiz sonuçları 70

ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil **Sayfa**

Şekil 2.1. İki boyutlu çalışma alanı 7

Şekil 2.2. Kahramanmaraş deprem haritası 9

Şekil 3.1. Baraj yıkılma modelleme süreci 11

Şekil 3.2. HEC-GeoRAS modeli 12

Şekil 3.3. HEC-RAS 4.1.0 baraj gövde yapısı tanımlama ekranı 14

Şekil 3.4. Kartalkaya Barajı hacim – satıh eğrisi 14

Şekil 3.5. Üsten yıkılma modunda baraj yıkılma sürecinin şematik gösterimi 18

Şekil 3.6. HEC-RAS baraj gövdesi yıkılma geometrisi girdi ekranı 19

Şekil 3.7. Kartalkaya Barajı yıkılma sonucunda en kesit 2600 m oluşan taşkın hidrografı 22

Şekil 3.8. HEC-RAS 5.0.5 ile iki boyutlu taşkın modelleme süreci 24

Şekil 3.9. 2B çalışma alanı yükseklik haritası 25

Şekil 3.10. HEC-RAS iki boyutlu modeli hücre hesaplama terminolojisi 26

Şekil 3.11. HEC-RAS iki boyutlu ızgara elemanı özelliğini içeren grafikler 27

Şekil 3.12. Çalışma sahasına ilişkin arazi kullanımı ve bunlara karşılık gelen pürüzlülük değerleri 30

Şekil 3.13. Maksimum akım derinliği ve arazi kullanımı (HEC-RAS 5.0.5) 32

Şekil 3.14. Maksimum akım hızı ve arazi kullanımı (HEC-RAS 5.0.5) 32

Şekil 3.15. HEC-RAS 5.0.5 su derinliği haritası 33

Şekil 3.16. HEC-RAS 5.0.5 akım hızı haritası 33

Şekil 3.17. Maksimum akım derinliği ve arazi kullanımı (FLO-2D) 38

Şekil 3.18. Maksimum akım hızı ve arazi kullanımı (FLO-2D) 39

Şekil 3.19. Maksimum akım derinliği 39

Şekil 3.20. Maksimum akım hızı 40

Şekil3.21. Maksimum akım derinliğine ulaşma zamanı 40

Şekil **Sayfa**

Şekil 4.1. Manning n değerine bağlı çalışma alanından çıkış hidrografları (FLO-2D) . 43

Şekil 4.2. % Manning n değişimine bağlı akım çıkış noktasındaki pik debinin oluşma zamanının % değişimi..... 43

Şekil 4.3. Manning n senaryoları derinlik fark değerleri 46

Şekil 4.4. Manning n senaryoları hız fark değerleri..... 46

Şekil 4.5. Manning n değerine bağlı çalışma alanından çıkış hidrografları (HECRAS) 47

Şekil 4.6. % Manning n değişimine bağlı akım çıkış noktasındaki pik debinin oluşma zamanının % değişimi..... 48

Şekil 4.7. Manning n senaryoları derinlik fark değerleri (HECRAS)..... 50

Şekil 4.8. Manning n senaryoları hız fark değerleri (HECRAS) 50

Şekil 5.1. FLO-2D ve HEC-RAS 5.0.5 akım derinlik değerlerinin farkının sıralanmış hali..... 52

Şekil 5.2. FLO-2D ve HEC-RAS 5.0.5 akım derinlik değerlerinin fark haritası..... 53

Şekil 5.3. FLO-2D ve HEC-RAS 5.0.5 akım hız değerlerinin farkının sıralanmış hali 54

Şekil 5.4. FLO-2D ve HEC-RAS 5.0.5 akım hız değerlerinin fark haritası 54

Şekil 5.5. HECRAS ve FLO-2D akım çıkış hidrografları 55

Şekil 5.6. Pik debinin mansap noktasına ulaşma zamanının FLO-2D ve HEC-RAS programlarında Manning n değerleri ile değişimi..... 56

Şekil 5.7. Maksimum, minimum ve ortalama akım derinliklerinin FLO-2D ve HEC-RAS 5.0.5 programlarında Manning n değerleri ile değişimi..... 57

Şekil 5.8. Maksimum, minimum ve ortalama akım hızlarının FLO-2D ve HEC-RAS 5.0.5 programlarında Manning n değerleri ile değişimi..... 58

Şekil 6.1. Farklı ızgara boyutlarına bağlı mansap noktasında akım çıkış hidrografları 60

Şekil 6.2. H100 – H50 akım derinliği fark haritası..... 61

Şekil 6.3. H100 analizlerinde derinliği 0.5 m ve daha düşük derinliklerdeki H100-H50 derinlik farkları..... 62

Şekil 6.4. F100 – F50 akım derinliği fark haritası 62

Şekil **Sayfa**

Şekil 6.5. F100 analizlerinde derinliği 0.5 m ve daha düşük derinliklerdeki F100-F50 derinlik farkları 63

Şekil 6.6. H100 – H50 akım hızı fark haritası 64

Şekil 6.7. H100 analizlerinde hızı 0.25 m/s ve daha düşük hızlardaki H100-H50 hız farkları 65

Şekil 6.8. F100 – F50 akım hızı fark haritası..... 65

Şekil 6.9. F100 analizlerinde hızı 0.5 m/s ve daha düşük hızlardaki F100-F50 hız farkları 66

Şekil 6.10. Pilot alan için HECRAS 5.0.5 simülasyon modellerindeki akım çıkış hidrografları 67

Şekil 6.11. Pilot alan için FLO-2D simülasyon modellerindeki akım çıkış hidrografları 68

Şekil 6.12. FP2-HP2 derinlik fark haritası..... 69

Şekil 6.13. FP5-HP5 derinlik fark haritası..... 70

Şekil 6.14. FP2-HP2 hız fark haritası 71

Şekil 6.15. FP5-HP5 hız fark haritası 72

SİMGELER VE KISALTMALAR

Bu çalışmada kullanılmış simgeler ve kısaltmalar, açıklamaları ile birlikte aşağıda sunulmuştur.

Simgeler	Açıklamalar
$\bar{B}$	Nihai ortalama baraj gedik genişliği (m)
b_4	Yıkılma moduna bağlı değişken katsayısı
b_5	Aşınabilirliğe bağlı değişken katsayısı
C_b	Ofset katsayısı, rezervuar hacminin bir fonksiyonu (m)
g	Yerçekimi ivmesi (m/s^2)
h_b	Nihai baraj yıkılma yüksekliği (m)
h_d	Baraj yüksekliği (m)
h_w	Nihai yıkılma tabanın üzerindeki su yüksekliği (m)
k_0	Yıkılma türüne bağlı değişken katsayısı
k_H	Dolgu yüksekliği faktörü
Q_p	Baraj yıkılması sonucu açığa çıkan pik debi (m^3/s)
t_f	Tamamen yıkılma süresi (saat)
V_{er}	Aşınmış dolgu malzemesi hacmi (m^3)
V_r	Baraj rezervuarındaki toplam su hacmi (m^3)
V_w	Baraj yıkılma tabanı üstünde bulunan su hacmi (m^3)
$\bar{W}$	Ortalama dolgu genişliği (m)
z	Yıkılma şev eğimleri (y:d)
HE	Yüksek oranda aşınabilir malzeme
ME	Orta oranda aşınabilir malzeme
LE	Düşük oranda aşınabilir malzeme
RMSE	Kuadratik ortalama hataları

Kısaltmalar	Açıklamalar
CBS	Coğrafi Bilgi Sistemi
SYM	Sayısal Yükseklik Modeli

ETİK BEYAN

Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Tez Yazım Kurallarına uygun olarak hazırladığım bu tez çalışmasında;

- Tez içinde sunduğum verileri, bilgileri ve dokümanları akademik ve etik kurallar çerçevesinde elde ettiğimi,
- Tüm bilgi, belge, değerlendirme ve sonuçları bilimsel etik ve ahlak kurallarına uygun olarak sunduğumu,
- Tez çalışmasında yararlandığım eserlerin tümüne uygun atıfta bulunarak kaynak gösterdiğimi,
- Kullanılan verilerde herhangi bir değişiklik yapmadığımı,
- Bu tezde sunduğum çalışmanın özgün olduğunu,

bildirir, aksi bir durumda aleyhime doğabilecek tüm hak kayıplarını kabullendiğimi beyan ederim.

……..

Bülent KOCAMAN

24/06/2019

1. GİRİŞ

Barajlar temel olarak içme suyu, endüstriyel kullanım, enerji üretimi ve sulama amaçlı akarsular üzerine inşa edilen önemli hidrolik yapılardır. Aynı zamanda ani gelişen sel dalgasını rezervuarda tutarak mansapta olası bir taşkını önlemeye yönelikte de işlev görür. Barajlar her ne kadar sel dalgasını önlemeye yönelik tasarlanmış da olsa, bazen beklenmedik taşkın dalgası baraj rezervuarında su seviyesinin baraj güvenliğini tehdit edecek sınıra ulaşmasına sebep verebilmektedir. Ayrıca baraj gövdesinde borulanma ve sızma gibi yapısal sorunlar da baraj güvenliğini tehdit edebilmektedir. Baraj yıkılmasının başlıca sebepleri ve yüzdeleri Abay ve Baykan tarafından yayınlanan bildirilerinde belirtmiş olup Çizelge 1.1'de verilmiştir [1].

Çizelge 1.1. Baraj yıkılma sebepleri ve yüzdeleri

Yıkılma Biçimi	%	Yıkılma Sebebi
Üstten su aşması	34	Uygun olmayan dolusavak tasarımı Dolusavakta sürüntü maddesi birikmesi Baraj tepesinin oyulması
Temel sorunları	30	Farklı oturmalar Kayma ve şev duyarsızlığı Yüksek taban suyu basıncı Denetimsiz sızma
Borulanma ve sızma	20	Borulanma nedeniyle içten çöküntü Dipsavak çıkışı gibi hidrolik yapılar boyunca sızma ve göçme Baraj gövdesinde çatlak
Boru ve vanalar	10	Bağlantı noktaları veya çatlaklardan dolgu malzemesinin girmesi
Diğer	6	Otlanma, hayvan etkileri v.b.

Yine dünya çapında yaşanmış ölümlü baraj yıkılmaları sebepleri ve gerçekleşen ölüm sayıları Abay ve Baykan tarafından toplanmış olup Çizelge 1.2' de verilmiştir [1].

Bu çalışmada Kartalkaya Barajı'nın gövdesinin yıkılması sonucu oluşacak taşkın dalgasının hidrodinamik yöntemlerle modellemesi ve taşkın tehlike haritalarının oluşturulması amaçlanmıştır. Taşkın yayılımının hesabında iki farklı hidrodinamik program çalıştırılmış ve taşkın yayılım alanı içerisinde hesaplanan su derinlikleri ve akım hızları kıyaslanmıştır. Bu çalışmanın bir diğer amacı ise yüzey pürüzlülüğünün taşkın üzerindeki etkisinin araştırılmasıdır.

Çizelge 1.2. Başlıca baraj yıkılmalarından 50'yi aşkın ölüm ile sonuçlananlar [1]

Sıra No	Baraj	Yıl	Ülke	Ölü Sayısı	Yıkılma sebebi
1	Banqiao/Shimantan	1975	ÇHC	171000	Katastrofik yağış
2	Machchu 2	1979	Hindistan	5000	Üstten su aşması
3	Sempor	1967	Endonezya	>2000	Üstten su aşması
4	South Fork	1889	ABD	2209	Aşırı yağış
5	Vaiont	1963	İtalya	2000	Üstten su aşması
6	Tigra	1917	Hindistan	1000	Temele su sızması
7	Panshet	1961	Hindistan	1000	Gövde yıkılması
8	Puentes	1802	İspanya	608	Yumuşak zemin
9	St. Francis	1928	ABD	600	Jeolojik duyarsızlık
10	Malpesset	1959	Fransa	423	İnşaat aşamasında
11	Gleno	1923	İtalya	356	Hatalı tasarım ve inşaat
12	Val di Stava	1985	İtalya	268	Hatalı tasarım ve inşaat
13	Koshi	2008	Nepal	250	Aşırı yağış
14	Dale Dike	1864	İngiltere	244	Hatalı İnşaat
15	Canyon Lake	1972	ABD	238	Taşkın
16	Kantale	1986	Siri Lanka	180	Hatalı İşletme
17	Tangiwa	1953	Yeni Zelanda	151	Krater gölü taşması
18	Bouzey	1884	Cezayir	150	Kayma
19	Vega de Tera	1959	İspanya	144	Gövde yıkılması
20	Mill Nehri	1874	ABD	139	Hatalı tasarım
21	Buffalo Creek	1972	ABD	125	Aşırı yağış
22	Sella Zerbino	1935	İtalya	111	Jeo.duyarsızlık/Taşkın
23	Vratsa Vratsa	1966	Bulgaristan	107	Çamur ve su taşkını
24	Situ Gintung	2009	Endonezya	98	Aşırı yağ./Hatalı işlet.
25	Certej	1971	Romanya	89	Gövde yıkılması
26	Bilberry	1852	İngiltere	81	Aşırı yağış
27	Austin	1911	ABD	78	Hatalı tasarım
28	Sayano/Shushenskaya	2009	Rusya	75	Türbin kopması
29	Eder ve Möhne	1943	Almanya	70	Kasıtlı yıkım
30	Shakidor	2005	Pakistan	70	Aşırı yağış
31	Desna	1916	Av.Mac. imp	62	Yapım hatası
32	El-Zeyzun	2000	Suriye	50	Filtre tabakası sıkıntısı

Problem durumu / Konunun tanımı

Taşkınlar yeraltı suyu dahil nehir veya diğer su kütlelerinin doğal veya yapay sınırlarından taşması sonucu normalde kuru toprak alanlarının geçici olarak su altında kalması olarak tanımlanmaktadır [2,3]. Sedde, bent, baraj gibi büyük hidrolik yapıların yıkılması neticesinde de taşkınlar oluşmaktadır. Bu gibi taşkınlar saatler veya haftalarca sürebilmektedir. Dünya çapında taşkının tehlike seviyesini belirlemek için birçok çalışma yapılmıştır. Pelling vd. her yıl 90 aşkın ülkede 196 milyon insanın taşkınlara maruz kaldığını

belirtmişlerdir [4]. Taşkınların toplum üzerinde birçok olumsuz etkileri olduğu bilinmektedir. Taşkınların belli başlı olumsuz etkileri aşağıda verilmiştir [3,5]:

- Yaralanma ve ölüm
- Sağlık problemleri (Salgın hastalıkların yayılması sıtma vb.)
- Yol, köprü ve iletişim hatları gibi altyapıların zarar ve kayıpları
- Kalıcı veya geçici işletmelerin ve sanayilerin kapanması
- Yerleşim yerlerine zararları ve kayıplar
- Su temini hizmetinin aksaması
- Tarımsal alanların sular altında kalması

DSİ verilerine göre 1975-2011 yılları arasında ülkemizde 820 adet taşkın felaketi yaşanmış olup bu sellerde 660 kişi hayatını kaybetmiş ve 799 758 hektar tarım arazisi taşkınlardan etkilenerek büyük maddi kayıplar yaşanmasına sebebiyet vermiştir [6]. Afet İşleri Genel Müdürlüğünün verilerine göre 2008 yılına kadar Kırklareli ili hariç tüm Türkiye'de yaşanan su baskını olay sayısı 4067 olup, bu taşkın olaylarından 187 olay ile Kahramanmaraş 3. sırada, 1523 afetzede ile 2. sırada yer almaktadır [7]. İstatistiklerden de anlaşılacağı üzere Kahramanmaraş ili için taşkın çalışmalarının yapılması büyük önem arz etmektedir.

Bu çalışma kapsamında dünyada nadir yaşanan bir olay olan (Machhu II Barajı, Malpasset Barajı, Vaiont Barajı, Gouhou Barajı, Dale Dyke) baraj yıkılmasının, mansabında oluşturacağı felaket etkisini araştırmak için Kartalkaya Barajı örneği kullanılmıştır. Baraj yıkılma taşkın hidrografının hesaplanması için DAMBRK, BREACH, SOBEK, MIKE11 ve HEC-RAS gibi birçok yazılım geliştirilmiş ve bu yazılımlar birçok çalışmada aktif olarak da kullanılmıştır [8-11]. Bu çalışmada taşkın hidrografının hesaplanması bir boyutlu kararlı ve kararsız akımların ötelenmesini yapabilen HEC-RAS programı ile gerçekleştirilmiştir [12].

Taşkın yayılım hesaplamalarında kullanılan sayısal modeller 1, 2 ve 3 boyutludur. Neary ve Weber çalışmalarında su akışını engelleyen olguları 3 boyutta modellemişlerdir [13,14]. Shettar ve Murthy ise 2 boyutlu bir model ile akışın yeterli bir şekilde modellenebileceğini bildirmiştir [15]. Baraj yıkılması sonucunda taşkın yıkılmasının mansap etkisini incelenmek için iki boyutlu yazılımlar mevcuttur. Günümüzde var olan iki boyutlu taşkın simülasyon paket programları çeşitli özelliklere sahiptir. Paket programlar genel olarak Saint-Venant, difüzyon dalga denklemlerini, hacim korunum denklemlerini kullanarak çözüm

yapmaktadırlar. Bu denklemleri kullanarak çözüm yapan programlar genelde iki boyutlu hidrodinamik model olarak adlandırılmaktadır. CCHE2D, TUFLOW, Infoworks-2D, MIKE21, FLO-2D, TELEMAC-2D, SOBEK, ISIS-2D, HEC-RAS 5 gibi paket programlar iki boyutlu hidrodinamik modellere örnek olarak gösterilebilir. Bu çalışmada baraj yıkılması sonrası taşkın modellemesi için iki boyutlu model olarak HEC-RAS 5.0.5 ve FLO-2D yazılımları kullanılmıştır. Néelz ve Purwandari vd., O'Brien vd., Elçi vd. ve Haltaş vd. iki boyutlu hidrodinamik model olan FLO-2D yazılımını kullanarak da taşkın simülasyonu yapmışlardır [16-20]. Quiroga vd., HEC-RAS 5 ile yapmış oldukları çalışmalarında iki boyutlu taşkın model sonuçlarının yaşanmış taşkın olayı ile karşılaştıklarında iyi performans sergilediğini belirtmişlerdir [21]. Yine Papaioannou vd. taşkın hidrograflarının şehir içi alanda yayılımını ve haritalandırılmasını, esnek mesh boyutuna sahip olan HEC-RAS 5.0.5 programı ile gerçekleştirmişlerdir [22]. Yapmış oldukları bu çalışmada şehir içi bölgelerde binaların temsilini ise yerel yükseltme ile sağlamışlardır.

Bu çalışmanın amaçlarından bir tanesi de iki farklı hidrodinamik sayısal taşkın modelini kıyaslamaktır. Günümüzde sığ su denklemlerini temel alarak sonlu farklar, sonlu elemanlar ve sonlu hacimler yöntemleri kullanılarak taşkın analiz çözümü yapan birçok program bulunmaktadır. Bu modellerin birbirleri ile objektif olarak karşılaştırıldığı çalışmalar mühendisler için önemli referans kaynaklarıdır [23]. Bu kapsamda Lavoie ve Mahdi, Gezahegn, ve Tolossa vd. Hydro_AS-2D ve SRH-W iki boyutlu hidrodinamik modellerini su yüzeyi yüksekliği, akım derinliği, akım hızı gibi çıktılarının yanı sıra, model hesaplama süresi ve mesh hassasiyeti gibi modelleme parametrelerini de karşılaştırmışlardır [23-25]. Karşılaştırma sonucun da SRH-W hidrodinamik modelin mesh çözünürlüğüne daha hassas olduğu belirtmişlerdir ve Hydro_AS-2D ile aynı sonuçların elde edilmesi için SRH-W modelinde daha yüksek çözünürlüklü meshler seçilmesi gerektiğini vurgulamışlardır. Ayrıca SRH-W programının Hydro_AS-2D ye göre daha hızlı sonuç verdiğini ortaya koymuşlardır. Jones [26] dört farklı (ADH, FESWMS, RMA2 ve Hydro_AS- 2D) iki boyutlu hidrodinamik modeli karşılaştırmıştır. Hydro_AS-2D hidrodinamik modelin diğerlerine göre daha stabil, kullanışlı ve hızlı olduğunu ortaya koymuştur. Lavoie ve Mahdi SRH-2D ve Hydro_AS-2D hidrodinamik modellerini karşılaştırmışlardır [23]. Hidrodinamik modeller Soares- Frazão tarafından sağlanan deneysel bir baraj yıkılma model sonuçlarıyla kıyaslanmıştır [27].

Taşkın tehlike haritalarının oluşturulmasında genellikle sayısal modeller kullanılmaktadır. Sayısal modellerin tercih edilmesinde en önemli sebeplerden bir tanesi ekonomik olmaları

ve birçok senaryonun bazı kabuller yapılarak test edilmesine olanak vermeleridir. Yine bu modeller CBS ortamına entegre oldukları için modelleme sonuçlarının arazi üzerinde haritalanabilmesi büyük avantaj sağlamaktadır. Bu çalışmada da ArcGIS 10.1 CBS yazılımı kullanılarak hidrodinamik modelden elde edilen veriler haritalandırılmıştır.

Bu çalışmanın diğer amacı ise yüzey pürüzlülüğü katsayısının hesaplanan taşkın tehlike değerlerine etkisinin belirlenmesidir. Hızlı şehirleşme ile birlikte arazi kullanımı plansız bir şekilde değişmekte ve geçirimsiz yüzey alanlarının oranı her geçen gün artmaktadır.

Dolayısıyla yüzey akışı hızlı toplanıp daha büyük bir taşkın dalgasının oluşumuna sebebiyet vermektedir. Öte yandan yapılaşmanın hızlı geliştiği bölgelerde yüzey pürüzlülüğünün azalması ile birlikte akışa geçen akım daha hızlı hareket ederek taşkın dalgasının daha hızlı toplanmasını ve yayılmasına sebep olmaktadır.

Xing vd. yapmış oldukları deneysel çalışma sonucunda, pürüzlülüğün taşkın yatağında aynı su derinliğinde ortalama hızın artmasıyla azaldığını, bunun aksine pürüzlülüğün ana kanalda aynı derinlikte ortalama hızın düşürülmesiyle azalacağını gözlemlemişlerdir [28]. Maske ve Manoj yüzey pürüzlülük dağılımının, yüzey akış hidrografındaki pik akım seviyesine ulaşmasında önemli bir etkiye sahip olduğunu ortaya koymuşlardır [29].

Araştırmanın amacı

Bu çalışmanın amacı ekstrem yağış, deprem veya yapısal problemler gibi sebeplerden olası bir baraj yıkılması sonucu mansapta meydana gelecek taşkın dalgasının iki farklı hidrodinamik modelle modellenmesi; su derinlikleri ve akım hızlarının hesaplanması; ve taşkın tehlike haritalarının oluşturulmasıdır. Ayrıca kullanılan bu iki farklı modelin kıyaslanması ve yüzey pürüzlülük katsayısının hesaplanan taşkın değerleri üzerindeki etkisinin ortaya konulması amaçlanmaktadır. Bu çalışma ile amaçlanan hedefler özetle aşağıda verilmiştir.

- Baraj yıkılması ile meydana gelecek taşkın debisi hesaplanacaktır.
- Baraj yılması sonucu oluşacak taşkın dalgasının yayılım alanı, su derinlikleri ve hızları gibi taşkın tehlike haritalarının çıkarılacaktır.
- Oluşacak taşkının tehlike boyutu belirlenecektir.

- İki farklı, iki boyutlu hidrodinamik modelin taşkın üzerindeki hassasiyetleri karşılaştırılacaktır.
- Yüzey pürüzlülüğünün taşkın üzerindeki etkisi ortaya koyulacaktır.

Araştırmanın önemi

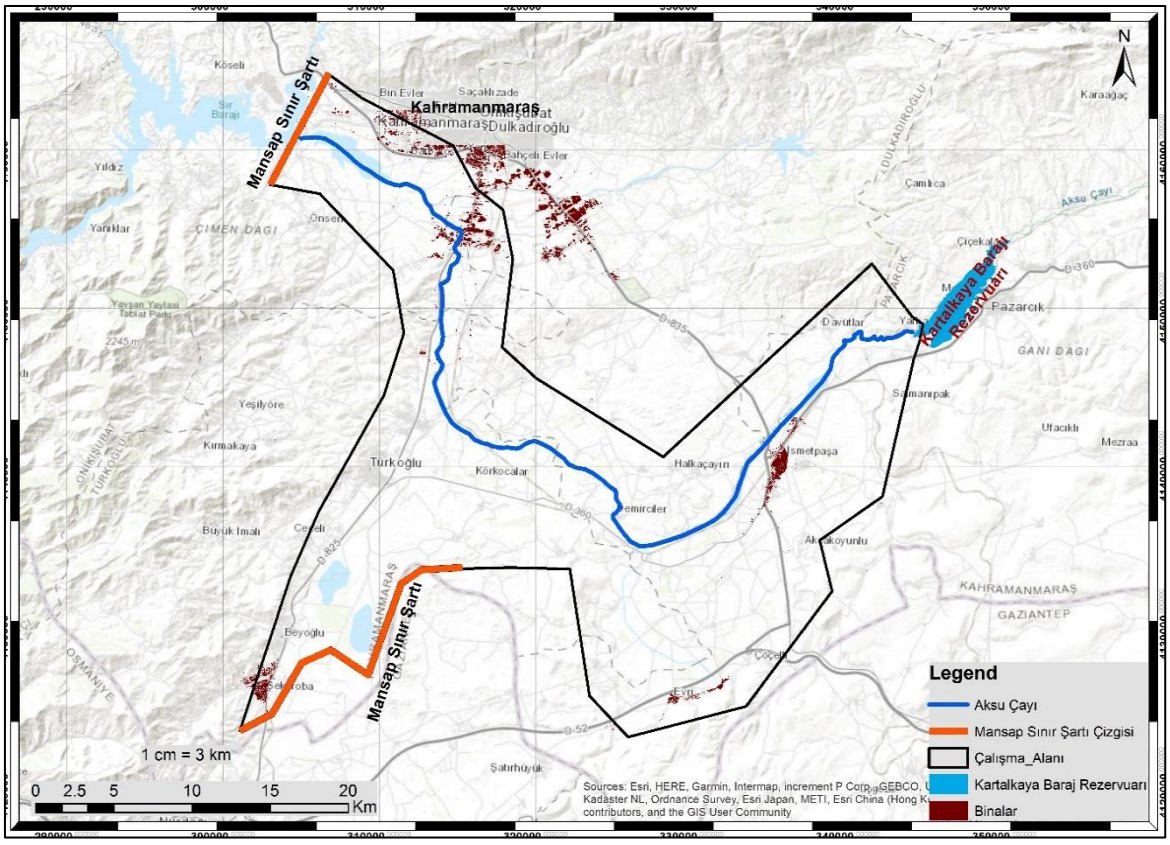
Baraj yıkılmaları sonucu çok büyük taşkın hasarlarının meydana geldiği bilinmektedir. Örneğin 1982 yılında İspanya'da bulunan Tous Barajı'nın yıkılması ile büyük maddi kayıplar meydana gelmiştir. Yine İtalya'da aralıksız yağan yağışların suyun barajın üstünden aşmasına ve 267 m yüksekliğe sahip olan Vajont Barajı'nın yıkılmasına neden olmuş ve oluşan taşkın neticesinde 2000'nin üzerinde insanın yaşamını yitirmesine sebebiyet vermiştir. Yine 2018 yılı içerisinde Kenya'da bulunan Patel Barajı'nın yıkılmasıyla 70 000 m^3 su serbest kalmış ve oluşan afet sonucunda 48 kişi hayatını kaybetmiştir. Yaşanmış örnek olaylar barajın aşırı yağış veya deprem gibi sebeplerden dolayı yıkılabileceğini göstermektedir. Can ve mal kaybının en aza indirilmesi için baraj yıkılma simülasyonlarının yapılarak taşkının etkileyeceği bölgeler belirlenerek olası bir baraj yıkılmasında kayıpların en aza indirilmesi sağlanabilir. Bu çalışmada Kartalkaya Barajı örneği üzerinde bir baraj yıkılma modeli ve oluşan taşkın dalgasının iki farklı hidrodinamik modelle yayılımı incelenmiştir. İlgili merciler bu yöntemleri kullanarak yıkılma riski taşıyan barajlar için model oluşturarak taşkın tehlikesinin seviyesini tespit edebilir ve taşkın tehlike haritaları oluşturarak olası bir baraj yıkılması durumunda tehlikeye maruz kalabilecek bölgelerde önlem alabilirler. Böylece olası bir afet en az zararla ve can kaybı ile atlatılabilir.

Ayrıca taşkın modelleme çalışmalarında önemli bir belirsizlik faktörü olan pürüzlülük katsayısının taşkına olan etkisi ortaya konulacak olup, bulgular ileride yapılacak çalışmalar için referans olabilecektir. İki farklı iki boyutlu hidrodinamik modelin kıyaslamalı sonuçları bu modelleri kullanabilecek başka araştırmacı ve mühendisler için de referans kaynağı olacaktır.

2. ÇALIŞMA ALANI VE VERİLER

2.1. Çalışma Alanının Genel Özellikleri

Çalışma alanı Kartalkaya Barajı ve mansabını kapsamaktadır. Kartalkaya Barajı Ceyhan havzasında Kahramanmaraş şehrinin Pazarcık ilçesinin yaklaşık 5 km kuzeybatısından geçen Aksu Çayı üzerine 1965 – 1972 yılları arasında inşa edilmiş olup 1972 yılında işletmeye açılmıştır. Kartalkaya Barajı taşkın kontrolü, içme suyu temini ve sulama amaçlı olarak yapılmış olup kil çekirdekli toprak dolgu olarak gövdesi inşa edilmiştir. Barajın gövde hacmi 1 452 000 m^3, temelden yüksekliği 57 m, normal su kotunda göl hacmi 195 hm^3'tür [30]. Kartalkaya ile mansabında bulunan Narlı ve Kahramanmaraş Ovalarında toplamda 22 810 ha tarım arazisi sulanmaktadır. Baraj Gaziantep ilinin içme, kullanma ve endüstrisi için 47 hm^3 su sağlamaktadır [31].



Şekil 2.1. İki boyutlu çalışma alanı

Çalışma alanı belirlenirken, var olan sayısal yükseklik verisi mevcudiyeti ile oluşan taşkın dalgası yayılımının engellenmemesi göz önüne alınarak belirlenmiştir. Çalışma alanının

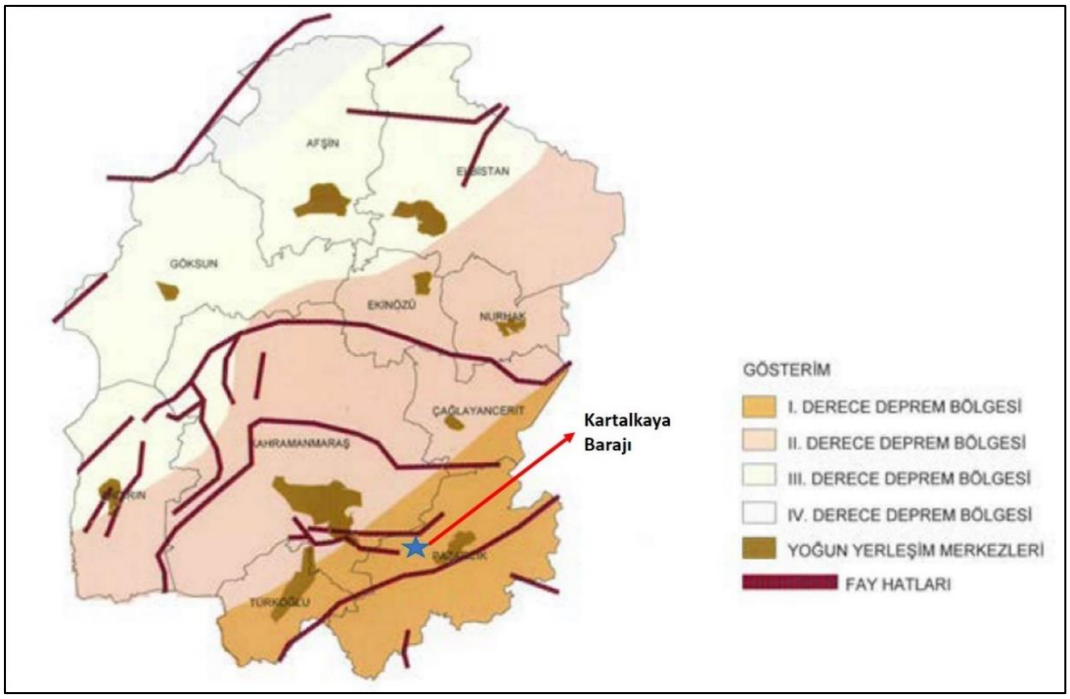
kuzey batısında Sır barajı rezervuarı bulunduğundan taşkın modeli sır barajı rezervuarının başladığı yere kadar yapılmıştır. Ayrıca mevcut sayısal yükseklik modeli çalışma alanının güneybatısını kapsamadığından dolayı buraya mansap sınır şartı tanımlanmıştır. Nihai çalışma alanı sınırları Şekil 2.1'de gösterilmiştir.

Avrupa Çevre Ajansı tarafından hazırlanan CORINE (Coordination of Information on the Environment) Arazi Örtüsü Sınıflandırma Sisteminden alınan veriler doğrultusunda çalışma alanına ait birinci seviyede arazi örtüsü sınıflandırma alanlarına ilişkin dağılım Çizelge 2.1'de belirtilmiştir [32].

Çizelge 2.1. Çalışma alanı arazi kullanımı dağılımı

Arazi Örtüsü Tipi	Alan (km^2)	Alan (%)
Yapay Alanlar	39.39	5.23
Tarımsal Alanlar	568.61	75.52
Orman ve Yarı Doğal Alanlar	130.52	17.34
Islak Alanlar	7.11	0.94
Su Yüzeyleri	7.29	0.97
Toplam	752.91	100.00

Kahramanmaraş ili Doğu Anadolu Fayı İle Ölü deniz Fayı kesişimde yer almaktadır. Kahramanmaraş şehir merkezi ile Pazarcık, Türkoğlu Çağlayancerit ilçeleri I. Derece deprem bölgesinde bulunmaktadır. Geçmişte bu bölgeyi etkileyen birçok deprem meydan gelmiş olup bunlardan en önemlileri 1513 ve 1872 yıllarında gelen deprem bölgeye ağır hasar vermiştir. Yakın dönemde ise 1986 yılında Doğanşehir – Gölbaşı arasında, 1998 ise Adana ilinin Ceyhan ilçesinde gelen deprem bölgeyi olumsuz şekilde etkileyen depremlerdendir. Doğu Akdeniz Kalkınma Ajansı (DOĞAKA) tarafından hazırlanan Kahramanmaraş iline ait deprem haritası Şekil 2.2'de verilmiştir [33].



Şekil 2.2. Kahramanmaraş deprem haritası [33]

Türkiye genelinde en sık sel tehlikesine maruz kalan ilk on il sıralamasında Kahramanmaraş ili yer almaktadır, özellikle Elbistan ilçesinde sıklıkla taşkın tehlikesi meydana gelmektedir [34].

2.2. Verilerin Kaynağı ve Hazırlanması

Bu çalışmada kullanılacak en temel verilerden bir tanesi çalışılan alana ait Sayısal Yükseklik Modelidir (SYM). Bunun yanı sıra baraj yıkılma modellemesi için baraj rezervuarına ait hacim – satıh değerleri, yine taşkın yayılım alanında pürüzlülük katsayısını belirlemek için arazi örtüsü ve arazi kullanım verisi (CORINE) ve taşkın yayılımı etkileyecek olan yapıları (binalar, yollar vb.) içeren veri katmanları gereklidir. Bu çalışmada modelleme için kullanılan datalar AFAD tarafından temin edilmiş olup, AFAD'ın verileri temin ettiği kurumlar ve veri formatları Çizelge 2.2'de verilmiştir.

Çizelge 2.2. Verilerin temin edildiği kurumlar

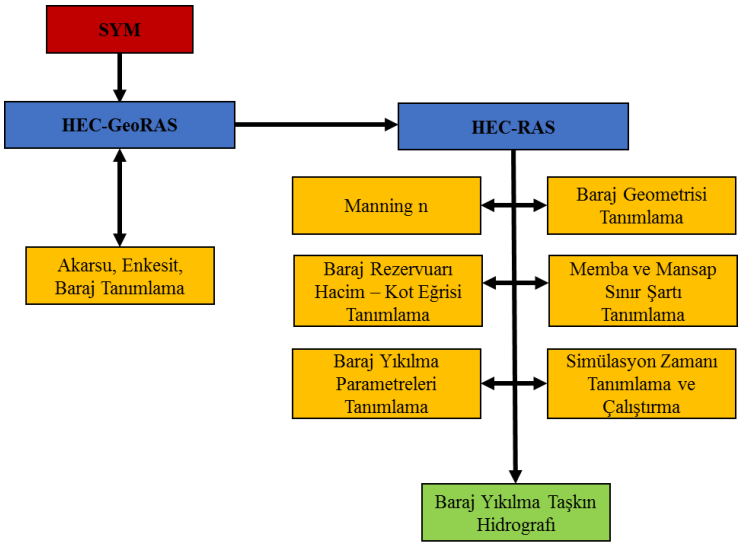
Veri Kategorisi	Veri Adı	Temin Edilen Kurum	Dosya Türü
Topografya (Dem)	Dem (10 Metre)	HGK	DEM
Arazi Örtüsü	Arazi Örtüsü (CORINE)	Avrupa Çevre Ajansı	DEM
Yapı Yerleşim Haritaları	Binalar	AFAD	Shapefile
	Donatı Alan	AFAD	Shapefile
Ulaştırma / Altyapı Haritaları	Karayolu	AFAD	Shapefile
	Karayolu Yol Orta	AFAD	Shapefile
	Demiryolu	AFAD	Shapefile
	Karayolu	Karayolları Genel Müdürlüğü	Shapefile
	Havaalanı	AFAD	Shapefile
Nüfus Verileri Haritaları	Yerleşim Merkezleri	TÜİK	Shapefile
Baraj Ait Veriler	Baraj Geometrisi	DSİ	PDF
	Baraja Ait Hacim – Satıh Grafiği	DSİ	PDF
İdari Sınırlar	İl Sınırı	AFAD	Shapefile
	İlçe Sınırı	AFAD	Shapefile
	Köy Sınırı	AFAD	Shapefile
	Mahalle Sınırı	AFAD	Shapefile

Çizelge 2.2’ de listelenen CBS verileri “European Datum 1950 UTM Zone 37N” koordinat sistemine projeksiyonu gerçekleştirilerek kullanılmıştır.

3. YÖNTEM

3.1. Baraj Yıkılmasının Modellenmesi

Baraj yıkılma hidrodinamik modeli bir boyutlu HEC-RAS 4.1.0 yazılımını kullanarak oluşturulmuştur. Coğrafi verilerin hazırlanması için ARCGIS, HEC-GeoRAS ara yazılımları kullanılmıştır. Baraj yıkılmasının modellenmesinde SYM dere yatağının kesitlerinin belirlenmesi için gereklidir. Baraj mansabında akarsu kanalı, sağ ve sol sahilde Manning n pürüzlülük katsayısının belirlenmesi için arazi örtüsü ve arazi kullanımının bilinmesi gereklidir. Yine baraj gövdesinin ve nehir üzerinde bulunan sanat yapılarının detayı ve boyutları da hidrolik model için gerekli verilerdir. Baraj yıkılma modeli oluşturmak için ayrıca yıkılma tipi, yıkılma boyutları ve yıkılma süresinin tamamlanma süresi bilgisi de gereklidir. Baraj yıkılma modelleme süreci Şekil 3.1'de verilmiştir.

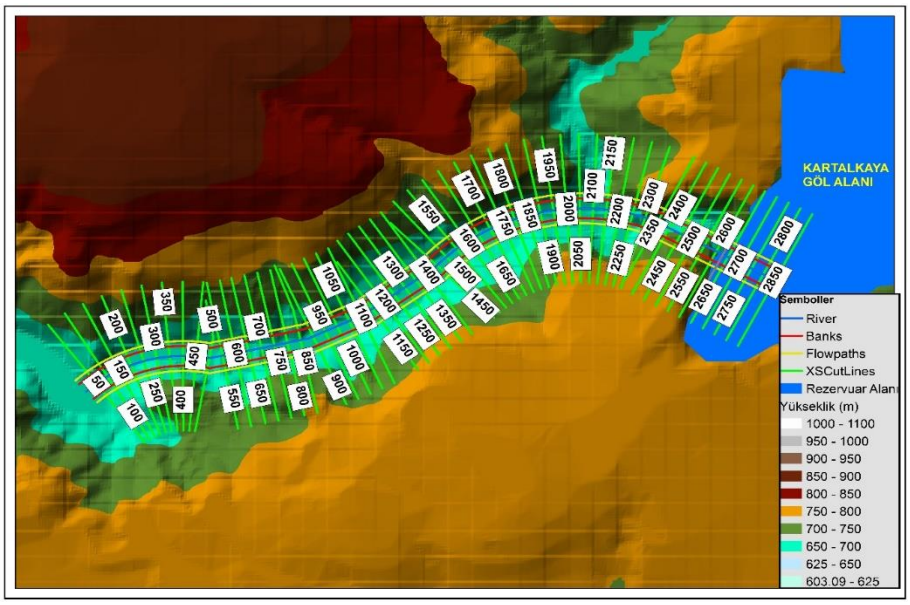


Şekil 3.1. Baraj yıkılma modelleme süreci

HEC-GeoRAS hidrodinamik modeli oluşturmak için gerekli CBS verilerinin ArcGIS platformunda hazırlanmasını ve model sonuçlarının tekrar CBS ortamına aktarımı için çift yönlü kullanılan bir ara yüz programdır [35]. Baraj yıkılma hidrodinamik modelini oluşturmak için öncelikle Raster formatında olan SYM, ArcGIS yardımıyla TIN formatına dönüştürülmüştür. HEC-GeoRAS bu formatı analiz katmanlarını oluştururken temel olarak kullanır. Bu çalışma için oluşturulması gereken analiz katmanları aşağıdaki belirtilmiştir.

- Akım Merkez Çizgisi Katmanı (Stream Centerline Layer)
- Yamaç Çizgi Katmanı (Bank Lines Layer)
- Akım Yolu Çizgisi Katmanı (Flowpath Layer)
- Kesit Çizgileri Katmanı (X-Section Cut Lines Layer)
- Bent Yapı Katmanı (Inline Structure Layer)

Nehir ve nehir bağlantılarını akım merkez çizgisi katmanı temsil eder. Bu katman modellenecek nehrin memba başlangıcından kanal tabanı takip edilerek mansap sonuna kadar oluşturulur. Bu çalışmada Kartalkaya baraj mansabında bulunan nehir yatağı boyunca 2850 m devam eden kısım nehir akım merkez çizgisi olarak tanımlanmıştır. Akım merkez çizgisi katmanı kesitlerin, nehir üzerinde bulunan köprü ve diğer yapıların nehir üzerindeki konumlarının belirlenmesi için gerekli bir katmandır. En kesit katman çizgileri HEC-GeoRAS kullanılarak oluşturulan temel katmanlardan biridir. Arazi yüzey profilini belirlemek için taşkın yatağı boyunca en kesit çizgileri sayısallaştırılmalıdır. En kesit oluşturulurken sol sahilden sağ sahil yönünde akım merkez çizgisini dik kesecek şekilde oluşturulması gereklidir. Bu çalışma da akarsu yüzeyinden her 50 metrede bir kesit alınmıştır. Akarsu üstünde yer alan, köprü vb. katmanlar oluşturulduktan sonra öznitelik verilerin atanması için HEC-GeoRAS menüsünde bulunan menüler kullanılmıştır. Öznitelik tabloları oluşturulduktan sonra geometrik verilerin HEC-RAS programına aktarılması için oluşturulan katmanlar dışa aktarılmıştır.



Şekil 3.2. HEC-GeoRAS modeli

U.S Army Corps Engineers tarafından geliştirilen HEC-RAS 4.1.0 programı doğal ve yapay açık kanal ağı boyunca kararlı ve kararlı olmayan akımların su yüzü profili ve sediment taşınımı hesaplarını gerçekleştiren tek boyutlu bir nehir hidroliği programıdır. [12]. Başka bir deyişle HEC-RAS aşağıda dört madde de belirtilen hesaplamaları tek boyutlu olarak gerçekleştirebilmektedir.

- Kararlı akım su yüzü profili
- Kararsız akım simülasyonu
- Sediment taşınımı
- Su kalite analizi

HEC-RAS bir boyutlu kararsız nehir akımlarını maddenin ve momentumun korunumu ilkeleri kullanılarak elde edilen Saint-Venant denklemlerinin tümünü çözebildiği için baraj yıkılmasından kaynaklanan taşkın yayılım dalgasının hesaplanması için ideal bir programdır. Kartalkaya baraj yıkılma senaryosunda oluşturulacak model için ilk önce HEC-GeoRAS'dan dışa aktarılan geometrik veriler HEC-RAS programına eklenir. Bu çalışmada oluşturulan bir boyutlu baraj yıkılma modelinde kullanılacak olan Manning n değeri literatürde var olan çalışmalar ile saha gözlemleri neticesinde belirlenmiş Çizelge 3.1'de verilmiştir [36,37].

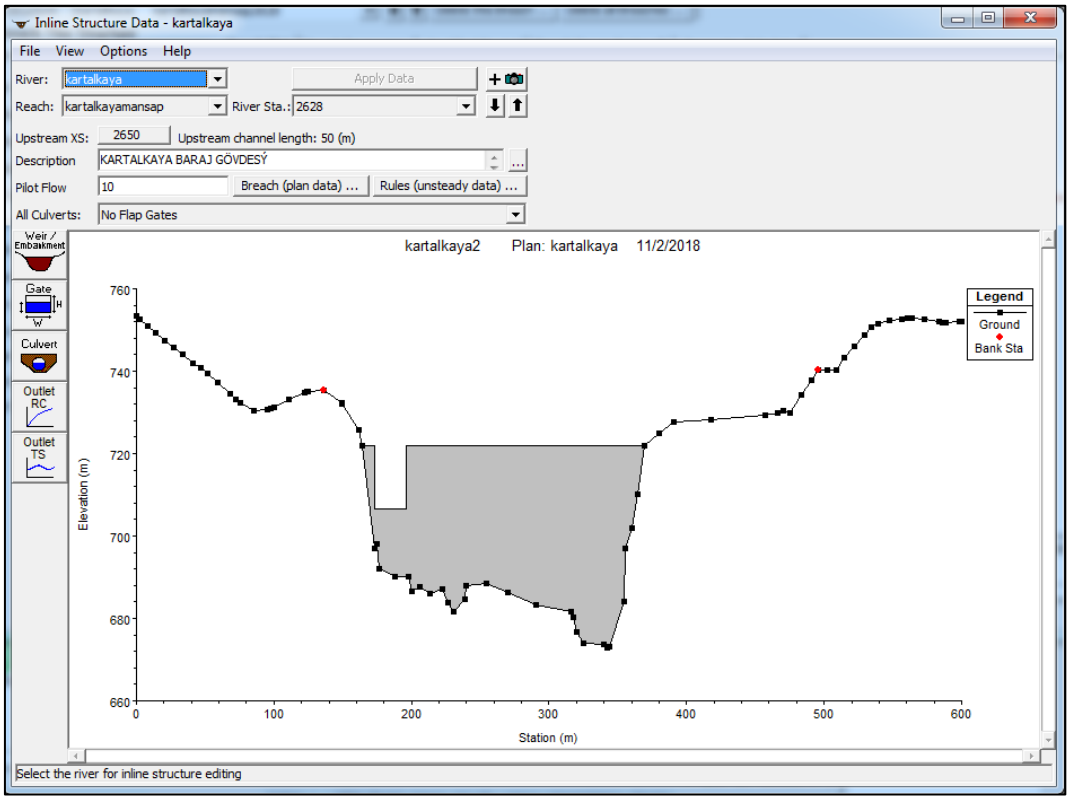
Çizelge 3.1. Baraj yıkılması modeli Manning n değerleri

Sağ Sahil	Kanal	Sol Sahil
0.043	0.033	0.043

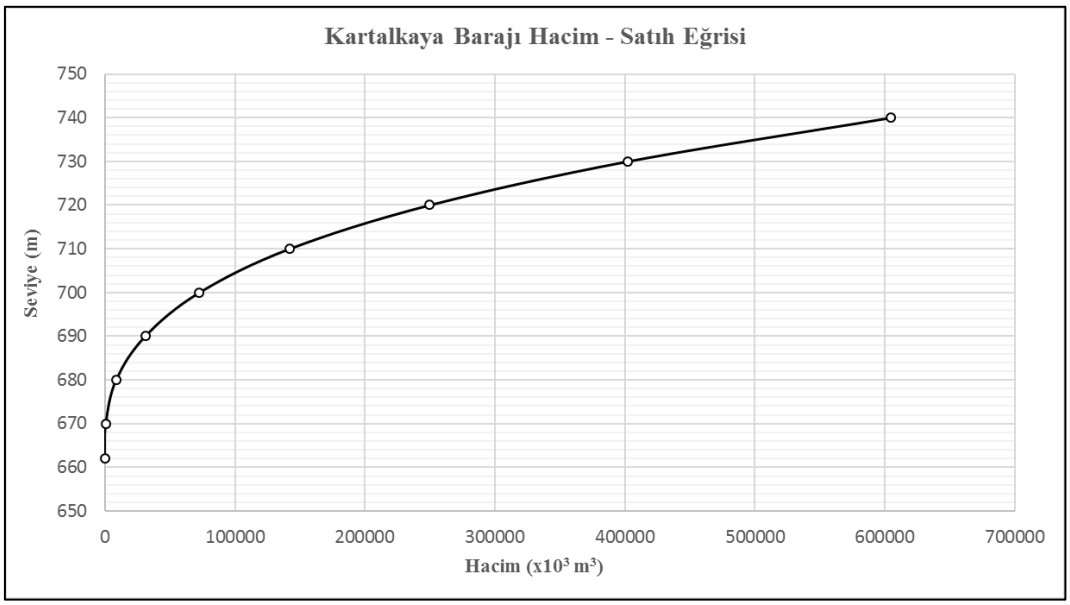
Model kararlılığının sağlanması için mevcut kesitler arasında yeni kesitler enterpolasyon yöntemi ile eklenmiştir. Böylelikle en kesitler arasındaki mesafe 25 m olacak şekilde model kurgulanmıştır. Kartalkaya baraj gövdesi HEC-RAS 4.1.0 içinde bent yapısı (inline structure) olarak modellenmiştir. Gövde üzerinde bulunan dolusavak ve kret açıklığı da modelde tanımlanmıştır (Şekil 3.3).

Baraj rezervuarı, alan – derinlik ve hacim- satıh eğrisi olmak üzere iki farklı şekilde tanımlanabilmektedir. Kartalkaya Baraj yıkılma modelinde rezervuar tanımlanırken Şekil 3.4.'de verilen hacim-satıh eğrisi kullanılmıştır [30]. Rezervuarın hacim-satıh eğrisi

başlangıç su seviyesi ile birlikte aynı zamanda modelin memba sınır şartını oluşturmaktadır. Mansap sınır şartı (son kesit, 50 m. kesit) olarak ise sürtünme eğimi ($S = 0.000523$) tanımlanmıştır.



Şekil 3.3. HEC-RAS 4.1.0 baraj gövde yapısı tanımlama ekranı



Şekil 3.4. Kartalkaya Barajı hacim – satıh eğrisi

Baraj yıkılma esnasında, barajın kret kotu olan 722 m seviyesine kadar dolu olduğu kabul edilmiştir. Baraj yıkılma parametreleri olan baraj yıkılma geometrisi ve baraj yıkılma sürecinin tamamlanma zamanı belirlenirken literatürde yapılan çalışmalar incelenmiş olup genel anlamda verilen parametreler göl su yüzeyi seviyesi, baraj tipi, baraj gediklenme şev eğimi gibi parametrelere bağlı olduğu anlaşılmıştır [38-45]. Belirtilen referanslarda bu parametreler çoğunlukla ampirik yaklaşımlar kullanılarak elde edilmektedir. Baraj yıkılması için bulunan ampirik denklemler geçmişte yaşanan baraj yıkılma olaylarından elde edilen verilerin istatistiksel analizine dayanmaktadır. Yapılan çalışmaların bir kısmı aşağıda anlatılmış olup özet olarak Çizelge 3.4'te sunulmuştur.

3.1.1. Singh ve Snorrason

Singh and Snorrason 1984 yılında yayınlamış oldukları çalışmalarında 20 tane yaşanmış ve 8 tane simüle edilmiş baraj yıkılma olayından elde ettikleri istatistiklere dayanarak baraj yüksekliğine $(h_d, metre)$ bağlı olarak taban yıkılma genişliğini $(B_b, metre)$ tanımlamışlardır [46]. Ayrıca barajın tamamen yıkılma süresi $(t_f, saat)$ içinde bir tahminde bulunmuşlardır.

$$2h_d(m) \leq B_b(m) \leq 5h_d(m) \tag{3.1}$$

$$0.25 \leq t_f(saat) \leq 1.0 \tag{3.2}$$

3.1.2. MacDonald ve Langridge-Monopolis

MacDonald and Langridge-Monopolis baraj yıkılma parametreleri arasındaki ilişkiyi bulmak için 42 baraj yıkılma durumu üzerinde çalışmışlardır [43]. Yıkılma süresince ($t_{f,}$ saat) baraj membaından boşalacak hacim ($V_{w,}$ metreküp), baraj yıkılması sonrasında gövdesinden çıkan malzeme hacmi ($V_{m,}$ metreküp) ve baraj yıkılmadan önceki su seviyesi ile baraj yıkılması taban yüksekliği arasında kalan su yüksekliği ($h_{w,}$ metre) gibi parametreleri birbirleriyle ilişkilendirmişlerdir. Baraj yıkılma eğimlerinin 1 yatay 2 düşey oranında alınabileceğini belirtmişlerdir. MacDonald and Langridge-Monopolis toprak dolgu barajlar için çıkan malzemeyi hesaplamak için Eş. 3.3 ve toprak dolgunun dışında olan kil çekirdekli toprak dolgu veya kaya dolgu barajlar için ise çıkan malzemeyi hesaplamak için Eş.3.4'de yer alan formülleri önermişlerdir. Baraj yıkılma süresinin bulunması içinde Eş.3.5'in

kullanılmasını önermişlerdir. Oluşabilecek maksimum debi Q_{pik}(metreküp) ise Eş.3.6 ile bulunabilir.

$$V_m = 0.0261 * (V_w * h_w)^{0.769} \quad (3.3)$$

$$V_m = 0.00348 * (V_w * h_w)^{0.852} \quad (3.4)$$

$$t_f = 0.0179 * (V_m)^{0.364} \quad (3.5)$$

$$Q_{pik} = 1.154 * (V_w * h_w)^{0.412} \quad (3.6)$$

3.1.3. Bureau of Reclamation

Bureau of Reclamation tarafından yapılan 21 tane baraj yıkılma çalışması sonucunda, baraj yıkılma ortalama genişliğini ($\bar{B}, metre$) baraj gölü içerisindeki su derinliğine (h_w,metre) bağlı olarak bulmuşlardır [47,48]. Ayrıca baraj yıkılmasının tamamlanma süresinin (t_f, saat) baraj ortalama yıkılma süresinin 0.011 katsayısı ile çarpılarak bulunabileceğini önermişlerdir.

$$\bar{B} = 3 * h_W \quad (3.7)$$

$$t_f = 0.011 * \bar{B} \quad (3.8)$$

3.1.4. Von Thun ve Gillette

Von Thun ve Gillette 57 tane geçmiş baraj yıkılma kayıtlarını incelemişler ve ortalama baraj yıkılma genişliğini ($\bar{B}$, $metre$), baraj yıkılma tabanı üzerinde bulunan rezervuardaki su yüksekliğinin (h_w, metre) ve rezervuar hacmine bağlı bir katsayının (C_b, metre) toplamı şeklinde bulunabileceğini önermişlerdir [49]. Baraj yıkılma yan eğimleri genel olarak 1 yatay ve 1 düşey alınabileceğini ancak kohezyon örtülü barajlar veya geniş kohezyon çekirdekli barajlar için 1 yatay ve 2 düşey ile 1 yatay ve 3 düşey alınabileceğinin daha uygun olduğunu belirtmişlerdir. Araştırmacılar bu çalışmalarında barajın tamamen yıkılma süresinin bulunması için malzeme cinsine bağlı olarak iki farklı denklem önermişlerdir.

$$\bar{B} = 2.5 * h_W + C_b \quad (3.9)$$

$$\text{Yüksek aşınmaya sahip malzeme} \begin{cases} t_f = 0.015 * h_W \\ \mathrm{t_f} = \overline{\mathrm{B}}/(4 * h_W + 61) \end{cases} \quad (3.10)$$

$$\text{Aşınmaya dirençli malzeme} \begin{cases} t_f = 0.015 * h_W + 0.25 \\ \mathrm{t_f} = \overline{\mathrm{B}}/(4 * h_W) \end{cases} \quad (3.11)$$

Çizelge 3.2. Rezervuar büyüklüğüne bağlı C_b katsayısı

Rezervuar Büyüklüğü (m^3)	C_b *(m)*
$< 1.23*10^6$	6.1
$1.23*10^6 \sim 6.17*10^6$	18.3
$6.17*10^6 \sim 1.23*10^7$	42.7
$> 1.23*10^7$	54.9

3.1.5. Froehlich

Baraj yıkılma parametrelerini tahmin etme yönünde çalışma yapan diğer bir araştırmacı ise Froehlich olup 1995 yılında 63 adet baraj 2008 yılında ise 74 adet baraj yıkılma olayları üzerinde yapmış olduğu çalışmasında geliştirdiği eşitlikler Çizelge 3.3'te verilmiştir [39-41].

Çizelge 3.3. Baraj yıkılma parametreleri hesabı [39-41]

[40]	[41]	[39]
$\overline{\mathrm{B}} = 15 \times \mathrm{k_0} \times \mathrm{V_w^{0.32}} \times h_b^{0.19}$	$\mathrm{Q_P} = 0.607 \mathrm{V_w}^{0.295} \mathrm{h_w}^{1.24}$	$\overline{\mathrm{B}} = 0.27 \times \mathrm{k_0} \times \mathrm{V_w^{1/3}}$
$\mathrm{t_f} = 3.84 \text{ x } \mathrm{V_W^{0.53}} {h_b}^{-0.90}$		$\mathrm{t_f} = 63.2 \text{ x } \sqrt{\frac{\mathrm{V_w}}{\mathrm{gh_b^2}}}$
$\mathrm{k_0} = \begin{cases} 1.4 \text{ üsten yıkılma için} \\ 1.0 \text{ diğer yıkılmalar} \end{cases}$		$\mathrm{k_0} \begin{cases} 1.3 \text{ üsten yıkılma için} \\ 1.0 \text{ diğer yıkılmalar} \end{cases}$
$\mathrm{z} = \frac{\mathrm{V}}{\mathrm{H}} = \begin{cases} 1.4 \text{ üsten yıkılma için} \\ 0.9 \text{ diğer yıkılmalar} \end{cases}$		$\mathrm{z} = \frac{\mathrm{V}}{\mathrm{H}} = \begin{cases} 1.0 \text{ üsten yıkılma için} \\ 0.7 \text{ diğer yıkılmalar} \end{cases}$
$\mathrm{B_t} = \overline{\mathrm{B}} - \frac{\mathrm{V}}{h_d} \times \mathrm{h_b}$		$\mathrm{B_t} = \overline{\mathrm{B}} - \frac{\mathrm{V}}{h_d} \times \mathrm{h_b}$

Burada,

$\overline{B}$: Baraj ortalama gedikleme genişliği (m)

t_f : Baraj yıkılmasının tamamlanma süresi (saat)

V_w: Baraj yıkılma tabanı üzerinde bulunan su hacmi (m^3)

V: Dikey uzunluk (m)

H: Yatay uzunluk (m)

h_b: Nihai trapezoidal yıkılmasının maksimum yüksekliği (m)

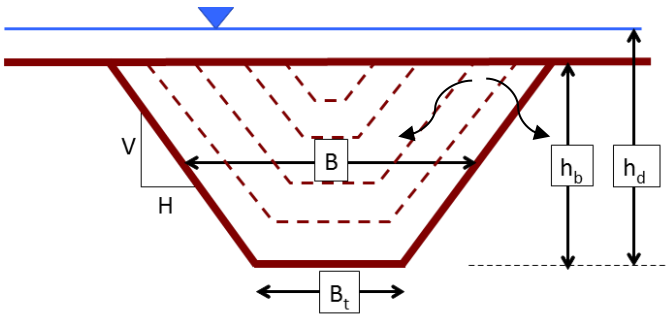
h_d: Baraj yüksekliği (m)

z: Şev eğimi

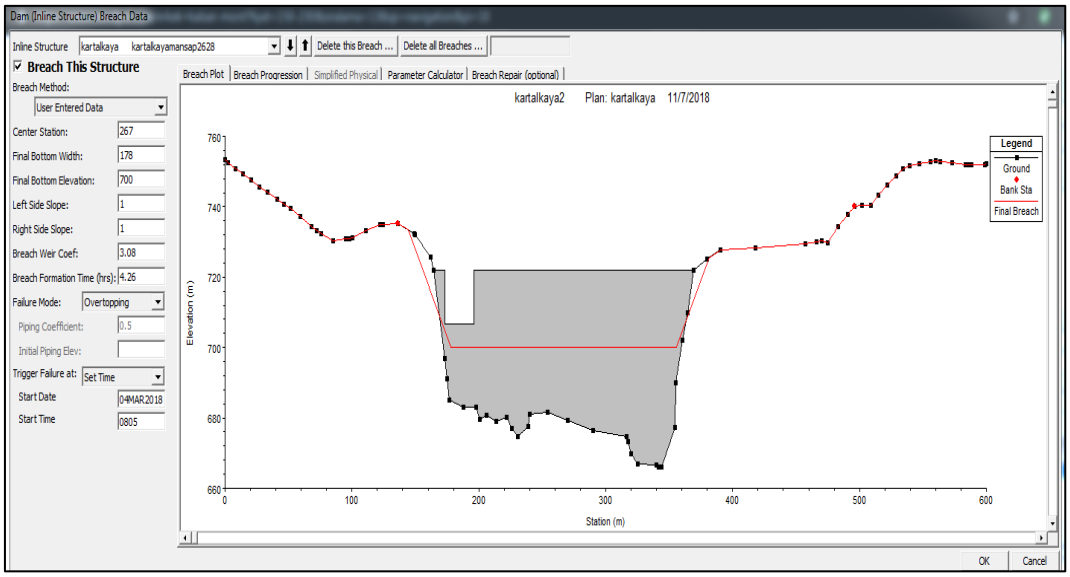
B_t: Nihai yıkılma taban genişliği(m)

Çizelge 3.4.'te verilen denklemler kullanılarak baraj yıkılması sonucunda ortalama baraj yıkılma genişliği, barajın tamamen yıkılma süresi bulunabilmektedir. Ancak Froehlich'in denklemlerinin daha doğru ve hassas sonuç verdiği iddia edilmiştir [38]. Ayrıca Froehlich çalışmasında 74 adet toprak dolgu barajını incelenmiş olması ve Kartalkaya barajının kil çekirdekli dolgu baraj olmasından dolayı çalışmada bu denklemlerin kullanılması uygun görülmüştür [39].

Bu çalışmada baraj yıkılma tipi olarak üsten yıkılma (overtopping) modu seçilmiş ve baraj yıkılmadan önce baraj rezervuarındaki su seviyesi Kartalkaya Baraj kret kotu olan 722 m seviyesinde olduğu kabul edilmiştir. Baraj yıkılma parametreleri hesaplanırken Froehlich [39]'da önerilen eşitlikler kullanılmıştır. Bu eşitlikler kullanılarak hesaplanan Kartalkaya Baraj yıkılma parametreleri Çizelge 3.4'te verilmiştir. Üstten yıkılma modun da baraj yıkılmasının muhtemel yıkılmasının nasıl gerçekleşeceği Şekil 3.5'te verilmiştir. HEC-RAS 4.1.0 programında baraj yıkılma parametrelerinin girdi penceresi Şekil 3.6 'te gösterilmiştir.



Şekil 3.5. Üsten yıkılma modunda baraj yıkılma sürecinin şematik gösterimi



Şekil 3.6. HEC-RAS baraj gövdesi yıkılma geometrisi girdi ekranı

Çizelge 3.4. Baraj yıkılma model çalışmaları

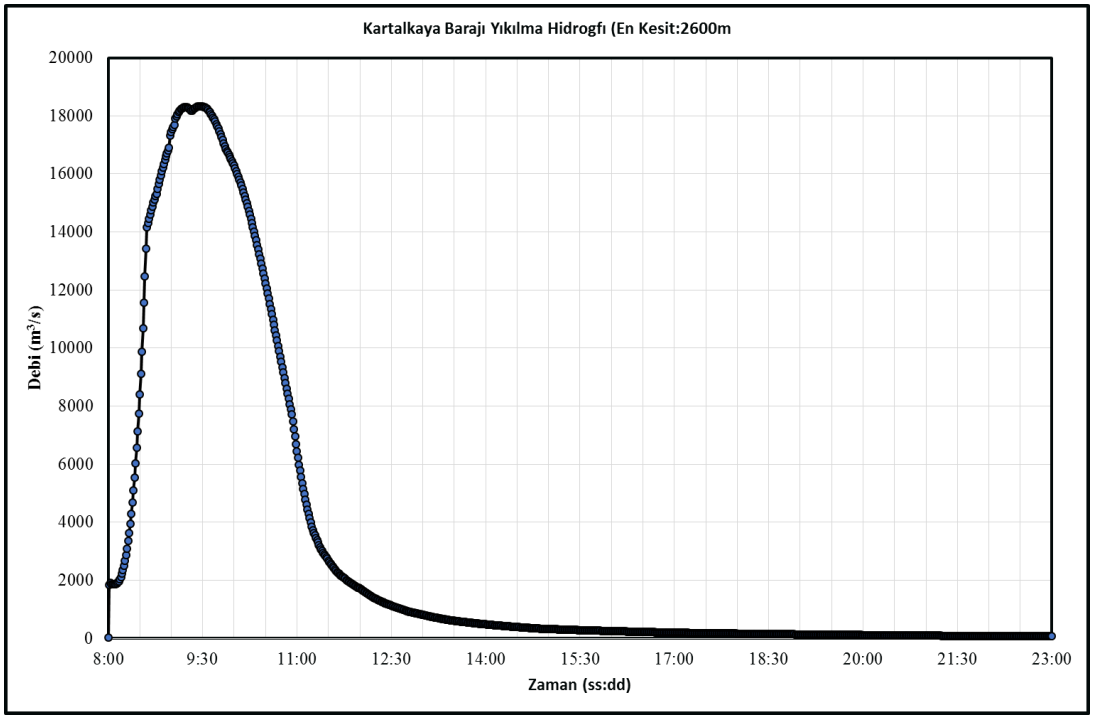
Model	Tamamen Yıkılma Süresi t_f (saat)	Ortalama Baraj Yıkılma Genişliği $\overline{B}$ (m)	Kenar Eğimleri z (düşey:yatay)	Pik Debi (m^3/s)	Durum Çalışması Sayısı
Kirkpatrick [50]				$Q_p=1.268(h_w+0.3)^{2.5}$	16
Soil Conservation Service [51]				$Q_p=16.6(h_w)^{1.85}$	13
U.S. Bureau of Reclamation [47,48]	$t_f = 0.011\overline{B}$	$\overline{B} = 3h_w$		$Q_p = 19.1 * h_w^{1.85}$	21
Singh ve Snorrason [46]				$Q_p = 13.4 * h_d^{1.89}$ $Q_p = 1.776 * V_r^{0.47}$	28
MacDonald ve Langridge-Monopolis [43]	$t_f = 0.0179V_{er}^{0.364}$	Toprak dolgu barajlar için; $V_{er} = 0.0261(h_W V_W)^{0.769}$ Kaya dolgu barajlar için $V_{er} = 0.0261(h_W V_W)^{0.769}$		$Q_p = 1.154(h_W V_W)^{0.412}$	42
Costa [52]				$Q_p = 0.981(h_d V_r)^{0.42}$	31
Evans [53]				$Q_p = 0.72(V_W)^{0.53}$	
Von Thun & Gillette [49]	Yüksek aşınabilir malzeme $t_f = 0.015 * h_W$ $t_f = \overline{B}/(4 * h_W + 61)$ Aşınmaya dirençli malzeme $t_f = 0.015 * h_W + 0.25$ $t_f = \overline{B}/(4 * h_W)$	$\overline{B} = 2.5 * h_W + C_b$ Rezervuar Büyüklüğü, V_r (m^3) — C_b (m) $< 1.23*10^6$ — 6.1 $1.23*10^6$~$6.17*10^6$ — 18.3 $6.17*10^6$ ~$1.23*10^7$ — 42.7 $> 1.23*10^7$ — 54.9			57
Froehlich [40,41]	$t_f = 3.84V_W^{0.53}h_b^{-0.90}$	$\overline{B} = 0.1803k_0V_w^{0.32}h_b^{0.19}$ $k_0 = \begin{cases} 1.4 \text{ Üstten Yıkılma} \\ 1.0 \text{ Diğer Yıkılmalar} \end{cases}$	$z\begin{cases} 1.4 \text{ Üstten Yıkılma} \\ 0.9 \text{ Diğer Yıkılmalar} \end{cases}$	$Q_P = 0.607V_w^{0.295}h_w^{1.24}$	[40]:22, [41]:63
Walder & O'Connor [54]				$Q_P = a(h_w V_w)^b$ a, b $= \begin{cases} 0.99,0.40 \text{ Landslide} \\ 0.61,0.43 \text{ Constructed} \\ 0.19,0.47 \text{ Moraine} \end{cases}$	

Froehlich [39]	$t_f = 63.2\sqrt{\frac{V_w}{gh_b^2}}$	$\overline{B} = 0.27k_0V_w^{1/3}$ $k_0 = \begin{cases} 1.3 \text{ Üstten Yıkılma.} \\ 1.0 \text{ Diğer Yıkılmalar} \end{cases}$	$z\begin{cases} 1 \text{ Üstten Yıkılma.} \\ 0.7 \text{ Diğer Yıkılmalar} \end{cases}$		74
Xu & Zhang [44]	$\frac{t_f}{t_r} = b_5\left(\frac{h_d}{h_r}\right)^{0.654}(\frac{V_w^{\frac{1}{3}}}{h_w})^{1.246}$ $b_5 = \begin{cases} 0.038 \text{ HE} \\ 0.066 \text{ ME} \\ 0.205 \text{ LE} \end{cases}$	$\frac{\overline{B}}{h_b} = 5.543(\frac{V_w^{\frac{1}{3}}}{H_w})^{0.739}e^{C_3}$ $C_3 = b_4 + b_5$ $b_4 = \begin{cases} -1.207 \text{ Üstten Yıkılma.} \\ -1.747 \text{ Borulanma} \end{cases}$ $b_5 = \begin{cases} -0.613 \text{ HE} \\ -1.073 \text{ ME} \\ -1.268 \text{ LE} \end{cases}$		$\frac{Q_P}{\sqrt{gV_W^{5/3}}} = 0.133(\frac{V_w^{\frac{1}{3}}}{h_w})^{-1.276}e^{C_4}$ $C_4 = b_4 + b_5$ $b_4 = \begin{cases} -0.788 \text{ Üstten Yıkılma} \\ -1.232 \text{ Borulanma} \end{cases}$ $b_5 = \begin{cases} -0.089 \text{ HE} \\ -0.498 \text{ ME} \\ -1.433 \text{ LE} \end{cases}$	75
Pierce vd. [55]				$Q_P = 0.0176(V_wh_w)^{0.606}$ $Q_P = 0.038V_w^{0.475}h_w^{1.09}$	87
Froehlich [42],[56]	$t_f = 60\sqrt{\frac{V_w}{gh_b^2}}$	$\overline{B} = 0.23k_0V_w^{1/3}$ $k_0 = \begin{cases} 1.5 \text{ üsten yıkılma} \\ 1.0 \text{ diğer yıkılmalar} \end{cases}$	$z\begin{cases} 1 \text{ üsten yıkılma} \\ 0.6 \text{ diğer yıkılmalar} \end{cases}$	$Q_P = 0.0175k_0k_H\sqrt{\frac{gV_wh_wh_b^2}{\overline{W}}}$ $k_0 = \begin{cases} 1.85 \text{ üsten yıkılma} \\ 1.0 \text{ borulanma} \end{cases}$ $k_H = \begin{cases} 1.0 & h_b < 1.6 \\ (\frac{h_b}{1.6})^{1/8} & h_b > 1.6 \end{cases}$	[42]:111, [56]: 41

Çizelge 3.4. Kartalkaya Barajı yıkılma parametreleri [39]

Parametre Adı	Değeri
Çökme zamanı (saat)	4.26
Yıkılma anındaki baraj gölü su hacmi (x1000 m^3)	279,649
Gediklenme yüksekliği (m)	22
Baraj yıkılma katsayısı (K_0)	1.3
Gedik Taban genişliği (B_t) m	178.4
Yıkılma Yan Yüzey Eğimi (Y:D)	1

Baraj yıkılma simülasyonu hidrodinamik model başlatıldıktan 5 dakika sonra (08:05 pm) saat başlatılmıştır. Baraj yıkılması sonucunda Kartalkaya baraj gövdesinin hemen mansabındaki en kesitte (En kesit 2600 m) pik debi saat 09:28 pm de 18 334 m^3/s olarak hesaplanmıştır. Şekil 3.7 'da En kesit 2600 m'de hesaplanan hidrograf sunulmuştur. Sunulan hidrograf bir sonraki bölüm analizlerinde girdi olarak kullanılmıştır.



Şekil 3.7. Kartalkaya Barajı yıkılma sonucunda en kesit 2600 m oluşan taşkın hidrografı

3.2. HEC-RAS 5.0.5 ile İki Boyutlu Taşkın Modelleme

HEC-RAS 5.0.5 iki boyutlu hidrodinamik modellemeyi kararsız akım analizi ile gerçekleştirebilmektedir. Yine bu yazılım bir ve iki boyutlu kararsız akımları ayrı ayrı

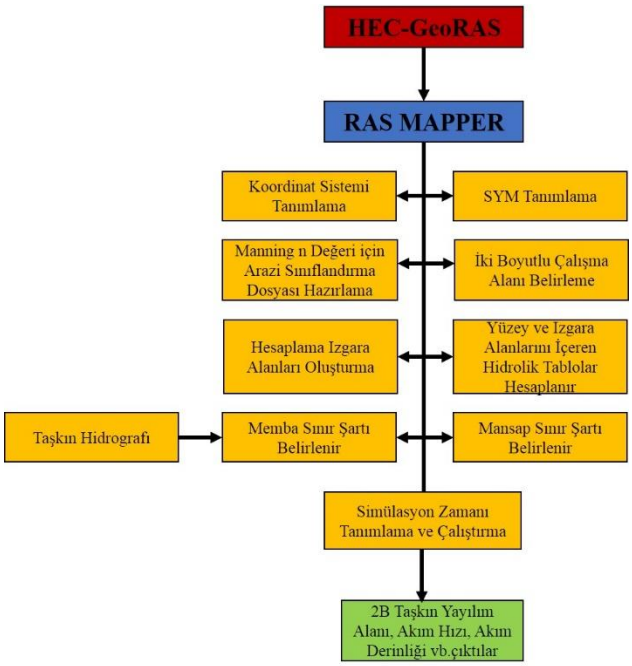
çözümleyebildiği gibi, bir ve iki boyutlu modellemeyi aynı sistem içerisinde Saint-Venant ve Difüzyon Dalga denklemlerini kullanarak çözümleyebilmektedir.

HEC-RAS 5.0.5 iki boyutlu modeli oluşturmak için aşağıdaki genel adımlar izlenmelidir.

- Model için kullanılacak koordinat projeksiyonu HEC-RAS'ın ön işlemcisi olan RAS-Mapper ile sisteme tanıtılmalıdır.
- SYM verisi RAS-Mapper kullanılarak tanımlanmalıdır. SYM verisi iki boyutlu ızgara elementleri ve yüzeylerinde geometri ve hidrolik özellikleri hesaplamak için kullanılan ana verilerden bir tanesidir. Yine SYM çözümleme sonucunda haritalandırma için kullanılmaktadır.
- İki boyutlu çalışma alanı içerisinde Manning n değerinin belirlenmesi için arazi kullanımı verisinin RAS-Mapper içerisine eklenmesi gereklidir.
- Arazi yüzeyi hava fotoğrafı, baraj gövdesi yeri, su yapılarının yerini gösteren veriler de model içerisine eklenebilmektedir.
- Geometri düzenleme penceresinden iki boyutlu çalışma alanının sınırlarını belirlemek için poligon ile sınır çizgileri çizilir. Veya poligon yerine X, Y sınır koordinatları tanımlanarak da oluşturulabilmektedir.
- Eğer çalışma alanı içerisinde suyun akışını etkileyebilecek su seti, su yapıları veya yapay set vb. gibi önemli yapılar bulunuyorsa bunlarda kırılma çizgileri ile düzenlenmelidir.
- İki boyutlu akım alanı düzenleme aracı ile iki boyutlu hesaplama ızgara elemanları çalışma alanı için oluşturulmalıdır.
- Izgara elemanları oluşturulduktan sonra ızgara elemanlarının yoğunluğu var olan yapılara göre artırılmalı veya azaltılmalıdır.
- RAS-Mapper içerisinde yer alan iki boyutlu ön işlemci çalıştırılarak, ızgara ve yüzey hidrolik özelliklerini içeren tablo oluşturulmalıdır.
- Eğer çalışma alanında bir boyutlu hidrolik bileşenler (dere, kanal yapıları, göl vb.) var ise bunlar iki boyutlu çalışma alanıyla birleştirilmelidir.
- Eğer iki boyutlu alan içerisinde hidrolik yapı bulunuyorsa bunlar da sisteme dahil edilmelidir.
- İki boyutlu alan çevresi boyunca mansap sınır şartları geometrik veri düzenleme aracı kullanarak modele işlenmelidir.
- Memba sınır şartı çizgisi de modele tanımlanarak kararsız akım hidrografi bu çizgi üzerine girilmelidir.

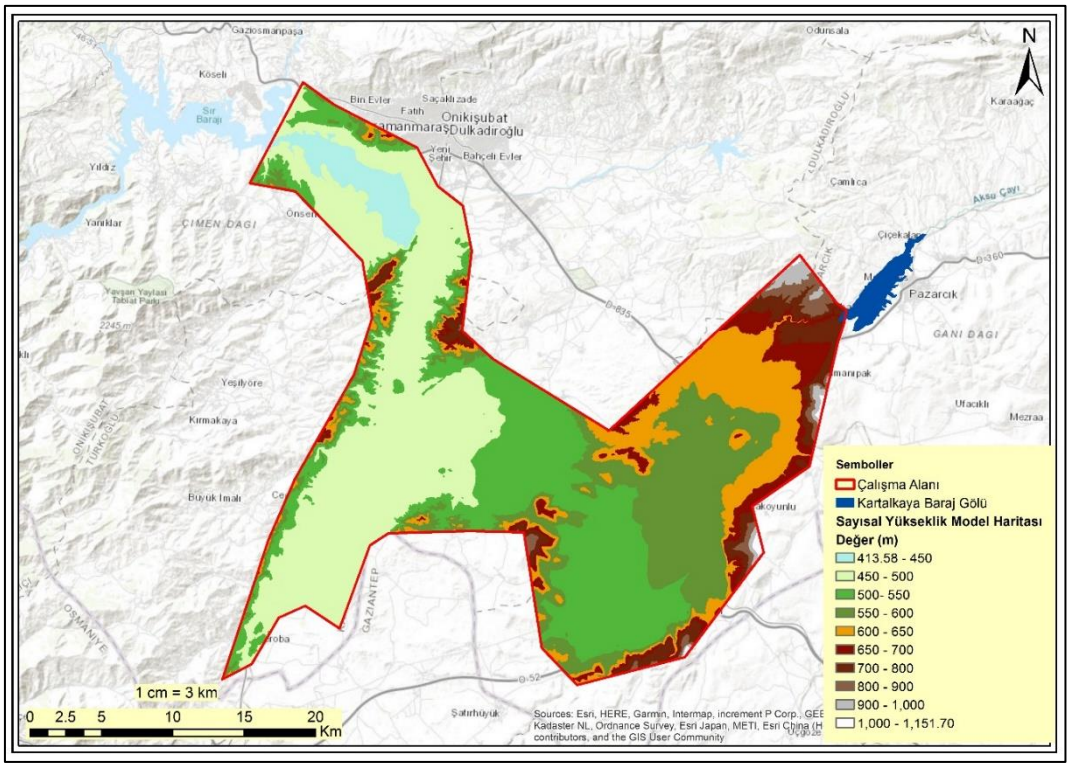
- Gerekli hesap adımları (simülasyon başlangıç ve bitiş zamanı ve süresi, hesaplama aralığı vb.) oluşturularak model çalıştırılır.
- Model hesaplama çıktıları RAS-Mapper aracılığıyla görüntülenebilmektedir.

Şekil 3.8'de modellenen iki boyutlu taşkın dalgasının oluşturulma aşamaları özetlenmiştir.



Şekil 3.8. HEC-RAS 5.0.5 ile iki boyutlu taşkın modelleme süreci

HEC-RAS iki boyutlu model oluştururken yukarıda da bahsedildiği üzere RAS Mapper ara yüzü kullanılmaktadır. RAS Mapper bazı coğrafik verilerin işlenmesini ve görüntülemesi sağlamaktadır. Bu ara yüz ile bu çalışmaya "European Datum 1950 UTM Zone 37N" projeksiyonu tanımlanarak başlanmıştır. RAS Mapper SYM verisini değişik formatlarda modelleme olanağı sağlamaktadır. Bu modelde harita genel komutanlığından temin edilen 10-m çözünürlüklü SYM verisi (Şekil 3.9) Raster formatında eklenmiştir.



Şekil 3.9. 2B çalışma alanı yükseklik haritası

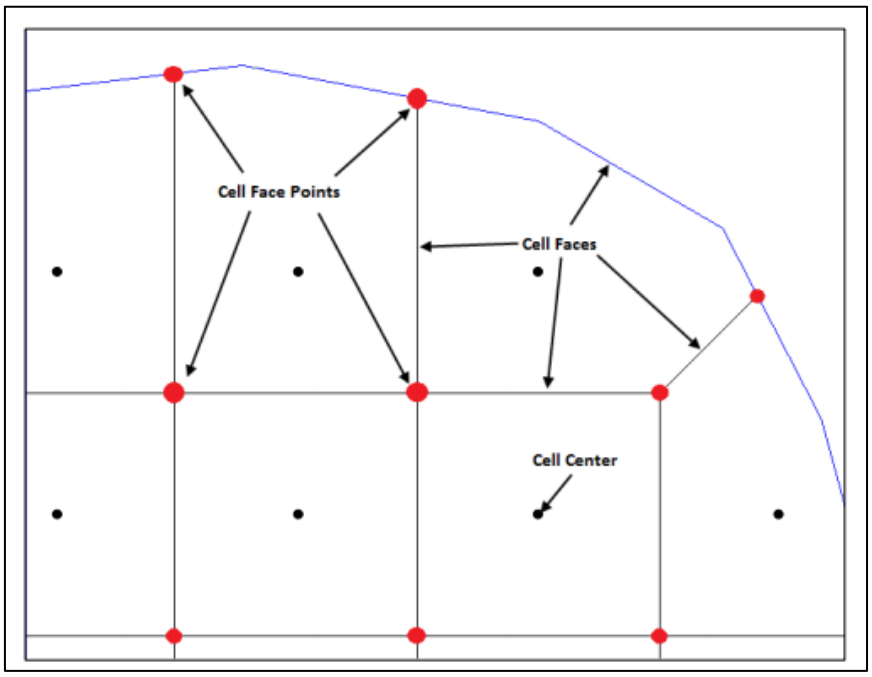
Sonraki adımda çalışma alanın hangi boyutta hücrelere bölüneceğine karar verilmelidir. Hem kanal hem de taşkın yatağı şeklindeki modellerde çok küçük boyutta hücre modeli oluşturularak detaylı sonuçlar alınabileceği gibi daha büyük boyutlu hücreler kullanılarak daha kaba sonuçlar da elde edilebilir. Bu çalışmada belirtilen SYM verisi içerisinde kalacak şekilde iki boyutlu çalışma alanı oluşturulmuş olup bu alan 100 x 100 m boyutunda ızgara elemanlarına bölünmüştür. Toplam alan içerisindeki eleman sayısı ve maksimum, minimum ve ortalama eleman alanları Çizelge 3.5'te verilmiştir.

Çizelge 3.5. HEC-RAS iki boyutlu alan özellikleri

Özellikler	Parametreler
Izgara eleman sayısı	74 455
Maksimum eleman alanı (m^2)	24 302
Minimum eleman alanı (m^2)	4 901
Ortalama eleman alanı (m^2)	10 013

HEC-RAS iki boyutlu modelin genel eleman hesaplama yapısı Şekil 3.10'da gösterilmiştir. HEC-RAS taşkın dalgası yayılımını iki boyutlu ızgara elemanları ile gerçekleştirir. Bu yazılımda iki boyutlu hesaplama alanı, boyut ve şekil olarak değişebilen ve birbiriyle bağlantılı elemanlar tarafından oluşmaktadır. Her bir eleman en fazla sekiz ızgara yüzüne

sahiptir. Hücre yüzeyleri hücreler arasındaki akışı hesaplar. Bu yüzeyler hücre sınır yüzeylerini ifade etmekle beraber, genellikle doğrusal çizgilerdir ancak 2B alanın dış (mansap vb.) yüzeyi sınırlarındaki gibi alanlarda bu yüzeyler çoklu noktalardan da oluşabilmektedir. Hücre yüzey noktaları (kırmızı) hücre yüzeylerinin birleşiminde yer alır ve bu noktalar bir boyutlu yapılar ile iki boyutlu sınır şartlarını birleştirmek için kullanılırlar. Hücre içerisinde bulunan noktalar (siyah) ise her bir ızgara elementi için su yüzeyi seviyesinin hesaplandığı noktayı göstermektedir. Bu nokta ızgara elemanının ağırlık noktasında bulunmayabilir.



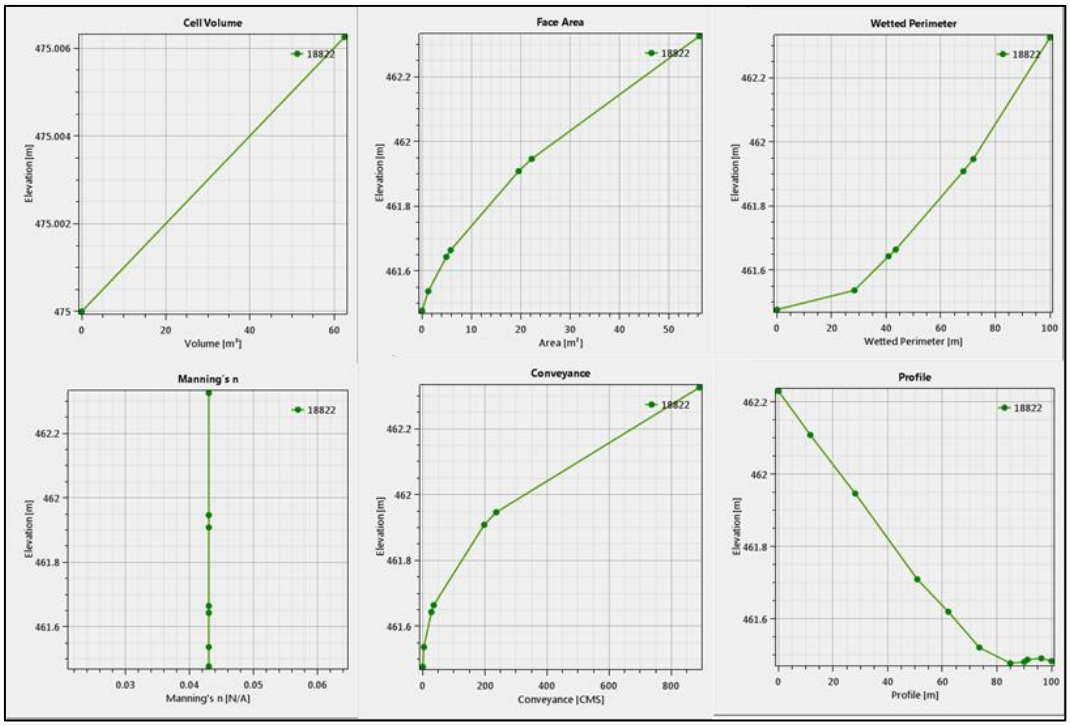
Şekil 3.10. HEC-RAS iki boyutlu modeli hücre hesaplama terminolojisi [57]

HEC-RAS'ta modelleme işleminde kullanılan arazi yüzeyine bağlı ayrıntılı hidrolik özellik tabloları belirlenmesi için hesaplanan her bir hücre ve hücre yüzü önceden işlenir [58]. Her bir hücre elemanı için yükseklik ile değişik parametreler arasındaki ilişki HEC-RAS'ın 2B hücre ön işlemcisi olan RAS-Mapper tarafından hesaplanır. Her bir hücre yüzü ve hücre için;

- Yükseklik ve Hacim
- Yükseklik- Alan
- Yükseklik- Islak Çevre
- Yükseklik- Profil

- Yükseklik- Manning n pürüzlülükleri arasındaki ilişki hesaplanır.

Aşağıda çalışma alanından alınan bir hücrenin (18822 no'lu hücre) içerdiği özellikleri gösteren grafikler Şekil 3.11'da verilmiştir.



Şekil 3.11. HEC-RAS iki boyutlu ızgara elemanı özelliğini içeren grafikler

HEC-RAS iki boyutlu modelde hidrolik hesaplamaların gerçekleşmesi için gerekli verilerden bir tanesi de memba ve mansap sınır şartlarıdır. Bu çalışmada olduğu gibi kararsız akım ile modelleme yapıldığında memba sınır şartı olarak ya akım hidrografı ya da seviye hidrografı kullanılabilmektedir. Mansap sınır şartı olarak ise akım veya seviye hidrografı, anahtar eğrisi veya normal derinlik varsayımları kullanılarak tanımlanabilmektedir. Eğer mansap sınır şartı olarak normal derinlik tanımlanırsa HEC-RAS tek düze akım denklemini kullanarak akım derinliğini hesaplar. Bu çalışmada memba sınır şartı olarak baraj yıkılmasından elde edilen akım hidrografı kullanılmış olup Şekil 3.7'te verilmiştir. Mansap sınır şartı olarak iki farklı yerde olmak üzere normal derinlik sürtünme eğimleri 0,009 ve 0,0008 olarak tanımlanmıştır.

HEC-RAS 5.0.5 yazılımında Manning n değerinin çalışma alanına atanmasının birkaç yolu vardır. Konuma bağlı olarak değişkenlik gösteren pürüzlülük katsayısını belirlemek için

arazi sınıflandırılması HEC-RAS'ın ön işlemcisi olan RAS Mapper ile geometrik veri dosyası oluşturularak gerçekleştirilebilir. Oluşturulan bu dosya içinde her bir arazi sınıflandırılmasına uygun bir Manning n katsayısı verilerek modele tanımlanmış olunur. Pürüzlülük değerini atamanın bir başka yolu ise arazi kullanım bilgisini içeren poligon şekil dosyası (shapefile) veya grid formatlı dosyaya sahip olunarak gerçekleştirilebilir. Poligon şekil dosyası (shapefile) HEC-RAS haricinde CBS platformlarında (ArcGIS vb.) oluşturulup RAS Mapper içerisine aktarılarak Manning n katsayısı bu şekilde de modele atanabilmektedir.

Bu çalışmada arazi kullanımı ve arazi örtüsü dosyası Avrupa Çevre Ajansından Raster formatında temin edilen CORINE verisi kullanılmıştır [32]. CORINE Arazi Örtüsü Sınıflandırma Sistemi Avrupa Çevre Ajansı tarafından belirlenen üç seviyeden oluşmaktadır. İlk seviye yapay bölgeler, tarım alanları, orman ve yarı doğal alanlar, sulak alanlar ve su kütleleri sınıflarından oluşmaktadır. İkinci aşama 15 ve üçüncü aşama ise 44 alt sınıftan meydana gelmektedir. CORINE 2012 verisi ArcGIS yazılımı kullanarak Raster formatından poligon şekil dosyası formatına çevrilmiştir. Bu dosya içerisine Manning n pürüzlülük katsayısını belirlemek için literatürde var olan çalışmalar incelenmiştir [59-61]. Pestana vd. çalışmalarında CORINE verisinde var olan her bir sınıflandırmaya uygun bir Manning n değeri belirlemişlerdir [61]. Bu çalışmada Pestana vd. [61]'nin CORINE haritası üzerinde belirlemiş oldukları Manning n değeri çalışma alanına uygulanmış olup bu değerler Çizelge 3.6 'de verilmiştir. Yine çalışma sahasına ilişkin arazi kullanımı ve bunlara karşılık gelen Manning n değerleri görsel olarak Şekil 3.12'de verilmiştir.

HEC-RAS iki boyutlu modelinde model kararlılığı ve sonuçların doğruluğu için hesaplama zaman adımının uygun seçilmesi büyük bir önem arz etmektedir. HEC-RAS kullanıcı kılavuzunda Courant koşuluna bağlı olarak değişken zaman adımı kullanmanın iyi sayısal sonuçlar vereceği belirtilmektedir [57]. Değişken zaman adımı seçeneği, model kararlılığını geliştirmek ve hesaplama süresini azaltmak için kullanılabilir [59]. HEC-RAS iki boyutlu hesaplanan ızgaralar üzerindeki akış hareketini hesaplamak için difüzyon dalga denklemleri ve Saint-Venant denklemlerini kullanabilmektedir. Genellikle difüzyon dalga denklemleri Saint-Venant denklemlerine göre daha geniş zaman aralıklarında nümerik olarak daha kararlı ve daha doğru çözümler vermektedir [57]. Saint-Venant ve difüzyon dalga denklemleri için hesaplama zaman aralığının seçiminde aşağıda verilen yöntemler kullanılabilir.

Saint-Venant Denklemleri

$$C = \frac{V\Delta T}{\Delta X} \leq 1\ (maksimum\ C = 3.0\ için) \text{ veya } \Delta T \leq \frac{\Delta X}{V}\ (C = 1{,}0\ için) \qquad (3.12)$$

Difüzyon Dalga Denklemleri

$$C = \frac{V\Delta T}{\Delta X} \leq 2\ (maksimum\ C = 5.0\ için) \text{ veya } \Delta T \leq \frac{2\Delta X}{V}\ (C = 2{,}0\ için) \qquad (3.13)$$

Burada; C: Courant Sayısı

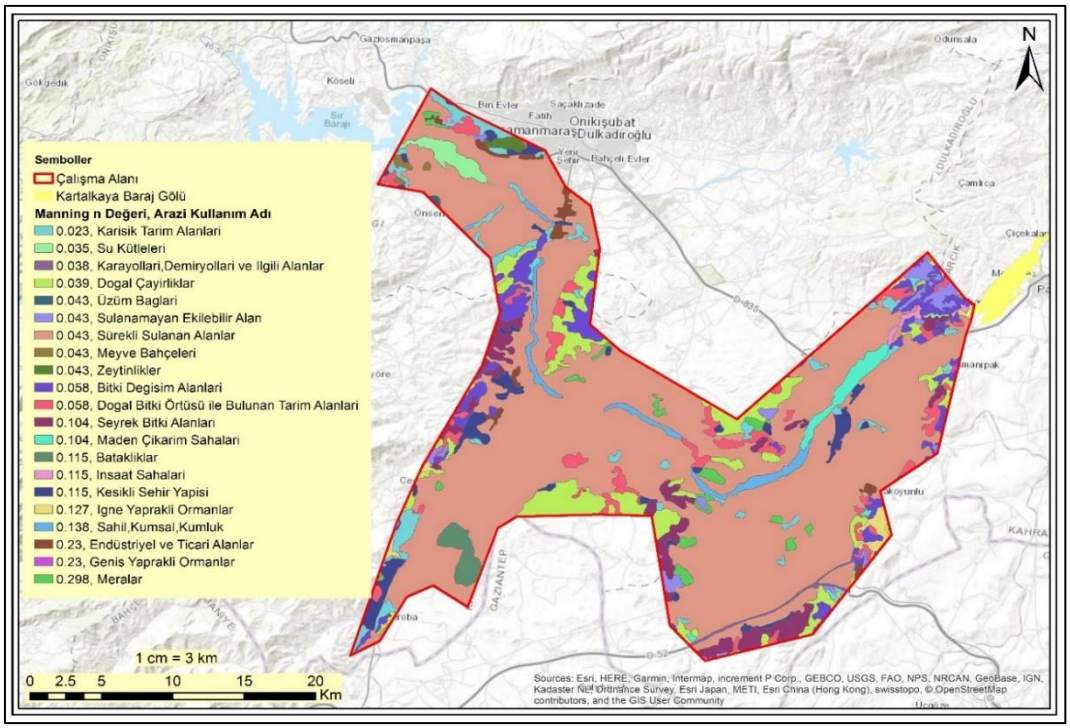
V: Taşkın Dalga Hızı (ft/s)

ΔT: Hesaplama zaman aralığı (s)

ΔX: Ortalama hücre boyutu (ft)

Çizelge 3.6. Çalışma alanı Manning n değerleri

CORINE No	CORINE 1. Seviye Arazi Yüzeyi	CORINE Arazi Yüzeyi Tipi 3. Seviye	ALAN (km^2)	Yüzde Alan (%)	Manning n
112	Yapay Alanlar	Kesikli Şehir Yapısı	20,85	2,77	0,12
121		Endüstriyel ve Ticari Alanlar	6,37	0,85	0,23
122		Karayolları, Demiryolları ve İlgili Alanlar	2,27	0,30	0,04
131		Maden Çıkarım Sahaları	7,85	1,04	0,10
133		İnşaat Sahaları	2,05	0,27	0,12
		TOPLAM	39,39	5,23	
211	Tarımsal Alanlar	Sulanamayan Ekilebilir Alan	11,34	1,51	0,04
212		Sürekli Sulanan Alanlar	489,69	65,04	0,04
221		Üzüm Bağları	0,41	0,05	0,04
222		Meyve Bahçeleri	1,35	0,18	0,04
223		Zeytinlikler	2,14	0,28	0,04
231		Meralar	9,24	1,23	0,30
242		Karışık Tarım Alanları	25,87	3,44	0,02
243		Doğal Bitki Örtüsü ile Bulunan Tarım Alanları	28,56	3,79	0,06
		TOPLAM	568,61	75,52	
311	Orman ve Yarı Doğal Alanlar	Geniş Yapraklı Ormanlar	0,23	0,03	0,23
312		İğne Yapraklı Ormanlar	6,11	0,81	0,13
321		Doğal Çayırlıklar	51,82	6,88	0,04
324		Bitki Değişim Alanları	33,62	4,47	0,06
331		Sahil, Kumsal, Kumluk	11,81	1,57	0,14
333		Seyrek Bitki Alanları	26,92	3,58	0,10
		TOPLAM	130,52	17,34	
411	Islak Alanlar	Bataklıklar	7,11	0,94	0,12
512	Su Yüzeyleri	Su Kütleleri	7,29	0,97	0,04
		TOPLAM	752,91	100,00	



Şekil 3.12. Çalışma sahasına ilişkin arazi kullanımı ve bunlara karşılık gelen pürüzlülük değerleri

HEC-RAS 5.0.5 yazılımında difüzyon dalga denklemleri kullanılarak çözüm alırken model içerisinde eğer hidrograf çok kısa zamanda ani yükseliyor ve taşkın ötelemesi hızlı değişiyor ise bu ve benzeri durumlarda Courant sayısının 1 veya daha küçük seçilmesi uygun olacaktır [57].

HEC-RAS'ta hangi hesaplama zaman adımını kullanılacağına karar vermek için mansap bölgesindeki beklenen maksimum hızı bulmak (hızlı bir deneme simülasyonu ile maksimum akışla sabit bir rejimde veya ilk tahminde kararsız simülasyonla başlayıp daha sonra beklenen hız için daha iyi tahmin yapılabilir) iyi bir yaklaşım olup, sonrasında bulunan bu maksimum hızı dalga hızı olarak ve ortalama ızgara boyutunu (ΔX) da kullanarak da hesaplama zaman aralığı (ΔT) belirlenebilir. Courant değerinin 1 olması durumunda aşağıdaki eşitlik elde edilir [62].

$$\Delta t = \frac{\Delta x}{Dalga\ Hızı(V)} \tag{3.14}$$

Ayrıca Brunneer baraj yıkılma simülasyonlarında 1 dakikadan daha küçük 5 saniye kadar küçük hesaplama zaman adımı kullanılacabileceğini belirtmiştir [63].

Tüm bu öneriler göz önüne alınarak bu çalışmada model kararlılığı Courant sayısı ile kontrol edilmiş olup ve Courant sayısı 1 ila 0,45 arasında seçilmiştir. Model simülasyonuna hesaplama zaman adımı olarak 5 saniye ile başlanılmıştır. HEC-RAS iki boyutlu modelde simülasyon süresi 45 saat seçilmiştir. Hesaplamalar difüzyon dalga denklemleri ile yapılmıştır ve sonuçlar her 12 dakikada bir alınacak şekilde model çalıştırılmıştır. HEC-RAS ile yapılan bu model Intel (R) Core™ i3- 2328M CPU @2.20 Ghz 2.20 ve 4 GB RAM özelliklerine sahip bir bilgisayarda gerçekleştirilmiş olup, çözüm alınması 1 saat 4 dakika 16 saniye sürmüştür.

Çözümleme sonucunda toplamda yaklaşık 273,64 km^2 bir alan su altında kalmış olup bunun yaklaşık 14,25 km^2'si yapay alanları, 237,21 km^2'si tarımsal alanları ve 11,52 km^2'si orman ve yarı doğal alanları kalan alanlar ise su yüzeylerini kapsamaktadır.

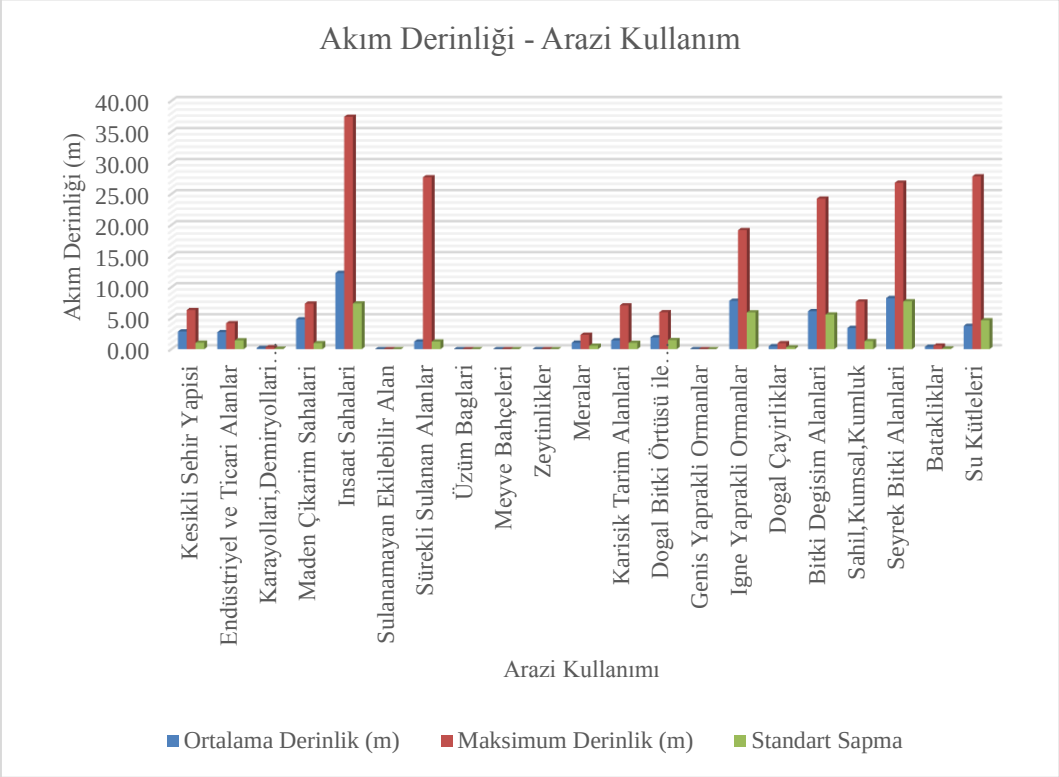
Örneğin Şekil 3.13 ve Şekil 3.14'de program içinde tanımlı kesikli şehir yapısından su kütlelerine kadar devam eden arazi kullanım sınıfları sıralanmıştır. Bu arazi kullanımları için program çıktıları numerik olarak incelendiğinde maksimum, ortalama ve standart sapma değerleri ile ilgili bilgiler derlenebilmektedir.

Örneğin model numerik sonuçları incelendiğinde şehir içerisinde hesaplanan maksimum su derinliği 6,30 m iken ortalama su derinliği 2,85 m olmuş ve bu derinliğin endüstriyel alanlarda maksimum 4,18 m ortalama ise 2,73 m mertebelerinde olduğu bulunmuştur (Şekil 3.13). Tarımsal alanları değişik alt gruplarında maksimum su derinliği 2,31 m den 27,70 m ye kadar çıkmış olup su altında kalan tarımsal alanların ortalama akım derinliğinin 1,40 m olduğu tespit edilmiştir (Şekil 3.13).

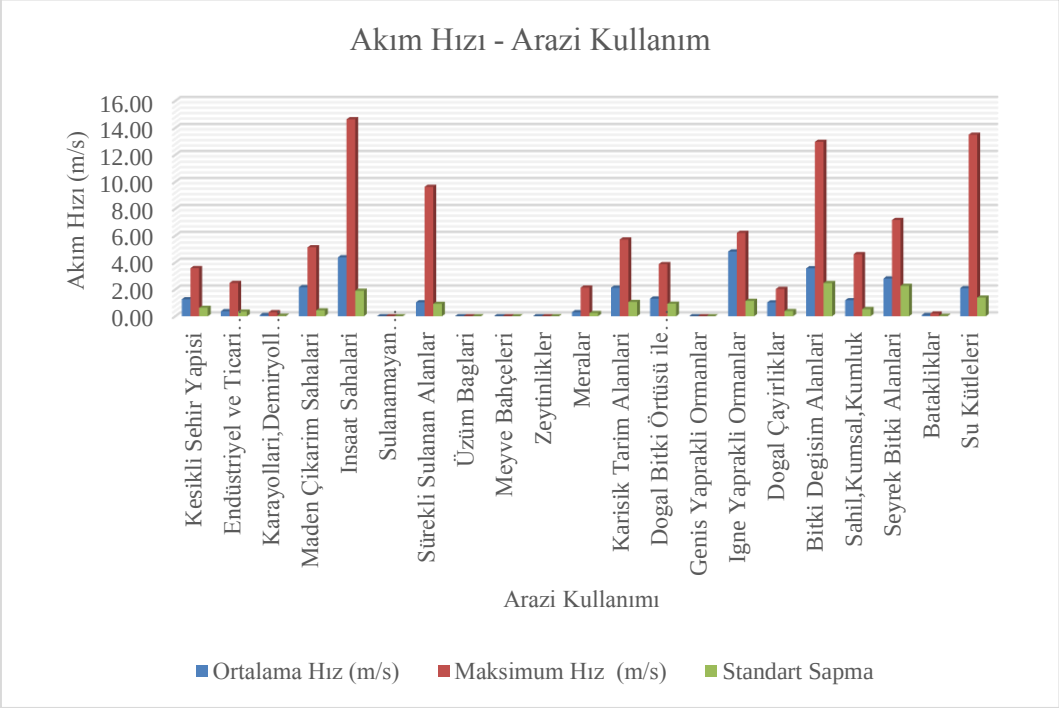
Yukarıdaki analize benzer bir yaklaşım maksimum akım hızları içinde yapılmıştır (Şekil 3.17). Yerleşim yeri içerisinde maksimum akım hızı 3,58 m/s iken ortalama akım hızı 1,26 m/s olmuş bu akım hızı endüstriyel alanlarda maksimum 2,48 m/s ortalama ise 0,37 m/s mertebelerinde olduğu bulunmuştur. Tarımsal alanları değişik alt gruplarında maksimum akım hızı 9,63 m/s'ye kadar çıkmakta olup su altında kalan tarımsal alanlarında ortalama akım hızı 1,19 m/s olduğu tespit edilmiştir.

HEC-RAS yazılımının öncül ve ardıl işlemcisi olan RAS Mapper ile sonuçlar raster formatında ArcGIS yazılımında kullanılmak üzere dışa aktarılmıştır. Taşkın haritaları

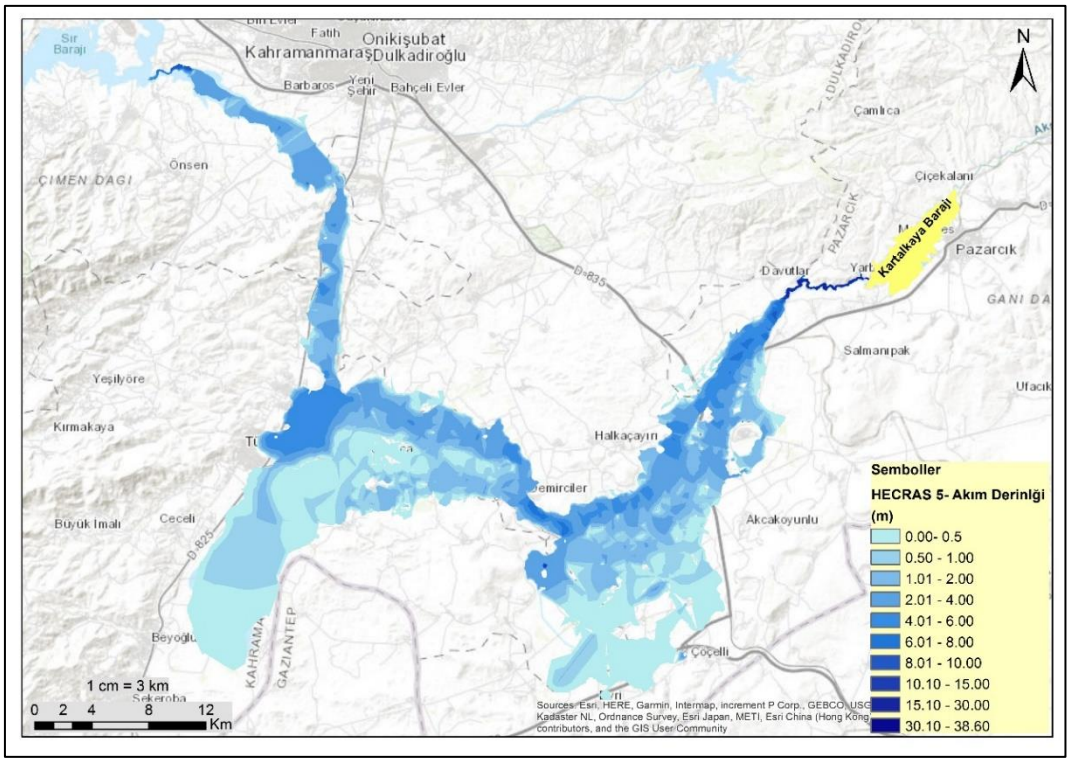
ArcGIS platformunda hazırlanmıştır. Sonuç olarak renklendirilmiş olarak maksimum akım derinliği (Şekil 3.15) ve maksimum akım hızı (Şekil 3.16) gibi haritalar üretilmiştir.



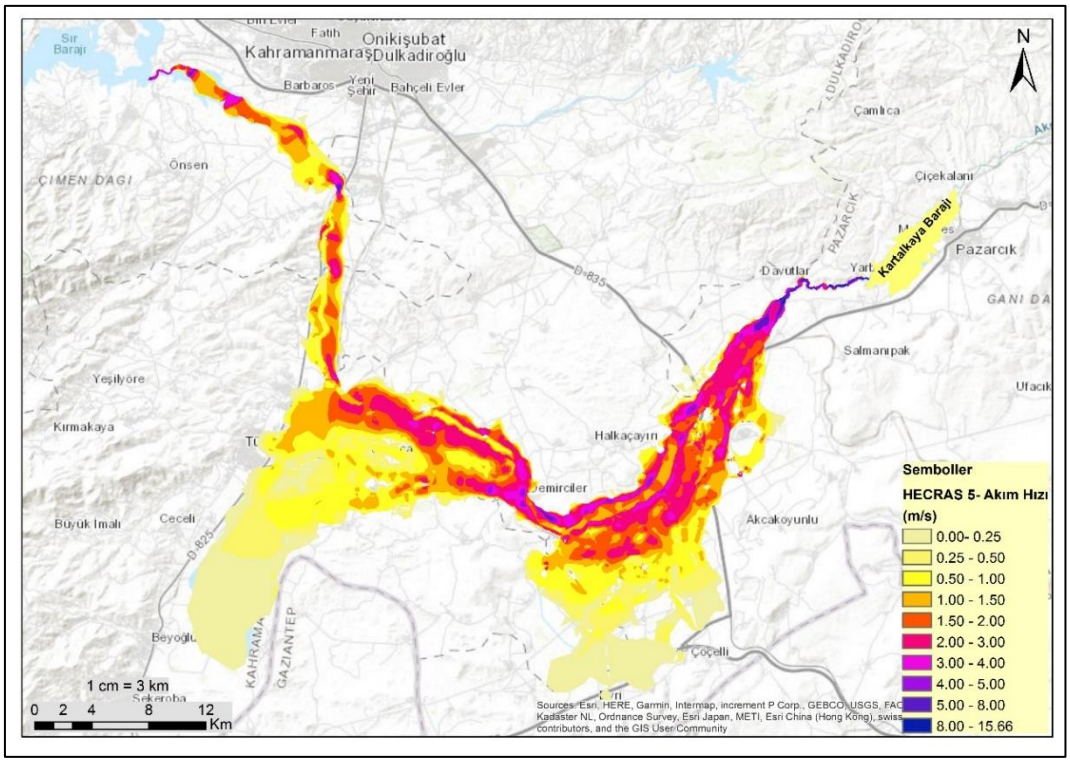
Şekil 3.13. Maksimum akım derinliği ve arazi kullanımı (HEC-RAS 5.0.5)



Şekil 3.14. Maksimum akım hızı ve arazi kullanımı (HEC-RAS 5.0.5)



Şekil 3.15. HEC-RAS 5.0.5 su derinliği haritası



Şekil 3.16. HEC-RAS 5.0.5 akım hızı haritası

3.3. FLO-2D ile İki Boyutlu Taşkın Modelleme

FLO-2D nehir ve arazi üzerinde akım simülasyonu gibi fiziksel süreçleri gerçekleştiren hidrodinamik bir programdır. Program, şehir içi akışını, binaları ve engelleri, sediment taşınımını, mekânsal değişkenlik gösteren yağmur ve sızmayı, taşkın drenajlarını ve diğer birçok taşkın detayını simüle etmek için bir dizi bileşene sahiptir. Diğer yandan yazılım, taşkın yatağı veya kanal giriş kısımlarına birden çok taşkın hidrografı eklenebilmesine olanak sağlamaktadır. Kentsel alanlarda, hacim kaybı ve akışın yön değiştirmesine sebebiyet veren binalar veya akışı engelleyen yapılar simüle edilebilmektedir. Taşkın duvarlarını simule etmek ise programın levee bileşini kullanılarak sağlanabilmektedir. FLO-2D modeli sonlu farklar yöntemi kullanarak her bir kare ızgara elemanı için tam dinamik dalga momentum ve hacim korunum denklemleri ile çözüm yapar [64,65].

FLO-2D yazılımı kullanılarak taşkın modellemesinin yapılması için aşağıda belirtilen adımların sağlanması gerekmektedir.

- Sayısal yükseklik model verisinin sisteme tanıtılması,
- Çalışma için kullanılacak ızgara boyutunun seçilmesi,
- Çalışma alanı sınırının belirlenmesi ve hesaplatılması,
- Sayısal yükseklik modelinin ızgaralar üzerine atanması için enterpolasyon yapılması,
- Manning n değerinin tanımlanması,
- Alan kısıtlama faktörünün ve genişlik kısıtlama faktörünün tanımlanması,
- Akım giriş hidrografı olarak taşın hidrografının tanımlanması,
- Akım çıkış elemanın tanımlanması,
- Kontrol ve kararlılık parametrelerinin seçilmesi gibi diğer parametreler ve verilerin sisteme tanımlanması.

FLO-2D iki boyutlu taşkın modelleme yazılımında kullanılacak olan tüm katmanlar ArcGIS yardımıyla “European Datum 1950 UTM Zone 37N” projeksiyonu olacak şekilde hazırlanmıştır. Tüm hidrodinamik taşkın modellemelerde esas veri olan DEM, FLO-2D yazılımı içinde ana katmanı oluşturmaktadır. Bu modelde de Harita Genel Komutanlığından temin edilen 10-m çözünürlüklü sayısal yükseklik verisi kullanılmıştır. Harita Genel Komutanlığından temin edilen sayısal yükseklik verisi DEM formatında olduğundan, bu veriyi FLO-2D yazılımında kullanmak için ArcGIS yardımı ile ASCII formatına çevrilmiş

ve bu veri ile taşkın modellenmesine başlanmıştır. Bu veri üzerinde çalışma alanı sınırları belirlenmeden önce ızgara eleman boyutu (100x100m) seçilmiş ve oluşturulmuştur. FLO-2D değişken zaman adımlı hesaplama yaptığı için ızgara eleman boyutunun modelin sayısal kararlılığına etkisi yoktur. Ancak ızgara eleman boyutu seçimi model simülasyonu hızı açısından önemli bir parametre olup, O'Brien önermiş olduğu aşağıda verilen denkleme uygun şekilde seçilmiştir [64].

$$0{,}3\ cms/m^2 \ \leq\ Q_{max}\ /\ A_{grid}\ \leq\ 3\ cms/m^2 \qquad (3.15)$$

Yine model üzerinde bulunan ızgara elaman sayısının hesaplama süresine etkisi O'Brien tarafından test edilmiştir [64]. Bulgular Çizelge 3.7'da verilmiştir.

Çizelge 3.7. FLO-2D ızgara element sayısına bağlı model simülasyon hızı

Izgara Eleman Sayısı	Model Simülasyon Hızı
<50 000	Hızlı (dakikalar)
50 000 – 100 000	Orta Hızda (yaklaşık bir saat)
100 000 – 1 000 000	Yavaş (saatler)
>1 000 000	Çok yavaş (gün veya daha fazlası)

İki boyutlu modelde ızgara elamanının boyutunun çok küçük seçilmesi durumunda ızgara elaman sayısı oldukça fazla olacağından simülasyon süresi buna bağlı karesel bir oranda artacaktır. Diğer yandan ızgara elaman boyutunun yeterince küçük seçilmemesi durumda ise topografik detaylar ihmal edilmiş olacak ve model sonuçlarının doğruluğu ve hassasiyeti azalacaktır. FLO-2D iki boyutlu taşkın modelinde çalışma sınırları belirlenirken akımı engellemeyecek şekilde tanımlanması gereklidir. Çalışma alanın gereğinden fazla büyük seçilmesi modellenecek ızgara elamanı sayısını artıracağından model çözümleme süresi uzayacaktır. Çalışma alanın olması gerektiğinden çok küçük seçilmesi durumunda ise yapay sınırlar taşkının doğal yayılım alanını kısıtlayacaktır. Optimum bir çalışma alanı deneme yanılma yöntemi ile belirlenebilir. Bu çalışmada

Şekil 2.1'de gösterilen alan iki boyutlu model için hesaplama alanı olarak belirlenmiştir. Çalışma alanı yaklaşık 733,80 km^2 olup içerisinde kalan ızgara eleman sayısı 73 380 adetten oluşmaktadır. Bu alan içerisinde yükseklik verilerinin bu ızgara elemanlarına atanması enterpolasyon yapılarak gerçekleştirilmiştir.

HEC-RAS 5.0.5 iki boyutlu modelinde olduğu gibi bu modelde de Manning n değerini belirlemek için Avrupa Çevre Ajansından raster formatında temin edilen arazi kullanımı ve arazi örtüsünü gösteren CORINE 2012 verisi kullanılmıştır [32]. Bu veri FLO-2D iki boyutlu hidrodinamik modelinde kullanılmak üzere ArcGIS yardımı ile Shapefile dosyasına dönüştürülmüştür. Bu çalışma için kullanılan arazi sınıflandırılmasına karşılık gelen Manning n değerleri yine Pestana vd. çalışmasından alınmış olup Şekil 3.12'te gösterilmiştir [61].

Taşkın alanı içerisinde bina veya diğer yapay yapıların bulunması taşkın depolama kapasitesini ve taşkın yayılım yönünü etkilemektedir. Bu etkileri modelde, alan kısıtlama faktörü (ARF) ve genişlik kısıtlama faktörü (WRF) temsil etmektedir. Bina gibi yapılardan dolayı ızgara elemanları içerisinde oluşacak taşkın depolama hacmindeki azalma ARF değeri kullanılarak belirlenir. WRF değeri ise taşkın koruma duvarları, binalar veya engellerin ızgaralar üzerinde taşkın akımının yönüne etkisini modele tanımlamak için kullanılır. WRF bir ızgara elemanındaki sekiz akış yönünden herhangi birinde tanımlanabileceği gibi, taşkın duvarlarını, binaları veya engelleri simüle eden sekiz yöndeki akış yollarını kısmen veya tamamen engelleyebilir. Bu faktörler, kentsel alandaki taşkın simülasyonunun detaylarını büyük ölçüde artırabilir. Alan azaltma faktörleri, toplam ızgara elemanı yüzey alanının (1,0'dan küçük veya eşit) yüzdesi olarak belirtilir. Genişlik azaltma faktörleri, ızgara elemanı tarafının (1,0'dan küçük veya eşit) yüzdesi olarak belirtilir. Örneğin, bir duvar bir ızgara elemanı tarafının akış genişliğinin % 30'ını engelleyebilir ve bir bina aynı ızgara elemanının % 65'ini kapsayabilir.

Bu çalışmada ARF ve WRF belirlenirken AFAD tarafından temin edilen binalar şekil dosyası (Shapefile) kullanılmıştır. Binalar şekil dosyası öncelikle ArcGIS ortamında FLO-2D çalışma alanına ait ızgara elemanlarını içeren şekil dosyası ile örtüştürülmüş, ızgara elemanı içerisinde kalan binaların alanları her bir ızgara elamanı için hesaplatılmış ve öznitelik tablosuna işlenmiştir. Oluşturulan bu şekil dosyası FLO-2D programının ön işlemcisi olan GDS programında açılıp ARF değerleri sisteme aktarılmış ve buna bağlı WRF faktörleri de belirlenmiştir.

Bu çalışmada modelin sayısal kararlılığı Courant sayısı ile sağlanmıştır. Modelde belirlenen Courant kararlılık kriteri aşılırsa, hesaplanan zaman dilimi Courant kararlılık kriteri sağlanana dek indirgenir ve hız hesaplamaları ilk hesaplama akış yönü ile tekrar başlar [65].

Hesaplama zaman adımı aşağıdaki eşitliğe bağlı olarak belirlenir. Bu modelde sayısal kararlılığın sağlanması için Courant sayısı 0,6 olarak alınmıştır.

$$\Delta t = \frac{C\Delta X}{\beta V + c} \tag{3.16}$$

C: Courant Sayısı (C ≤ 1,0)
Δx: Karesel ızgara boyutu veya kanal uzunluğu
V: Hesaplanan ortalama kesitsel hız
β :Katsayı (geniş kanallar için 5/3)
c: Hesaplanan dalga hızı

İki boyutlu taşkın modelinde memba sınır şartı olarak Kartalkaya Barajı'nın yıkılması sonucu elde edilen hidrograf, baraj kreti boyunca uniform dağılımının sağlanması için iki eşit parçaya bölünerek iki ızgara elemanı üzerine tanımlanmıştır. Model mansap sınır şartı olarak iki ayrı bölgede olmak üzere normal derinlik sınır şartı tanımlanmıştır. Taşkın dalgası simülasyon süresi olarak 45 saat seçilmiş ve model çalıştırılarak 12 dakika aralıklarla hesaplama sonuçları alınmıştır.

FLO-2D ile yapılan bu model Intel (R) Core™ i3- 2328M CPU @2.20 Ghz 2.20 ve 4 GB RAM özelliklerine sahip bir bilgisayarda gerçekleştirilmiş olup, çözüm alınması yaklaşık olarak 1,08 saat sürmüştür.

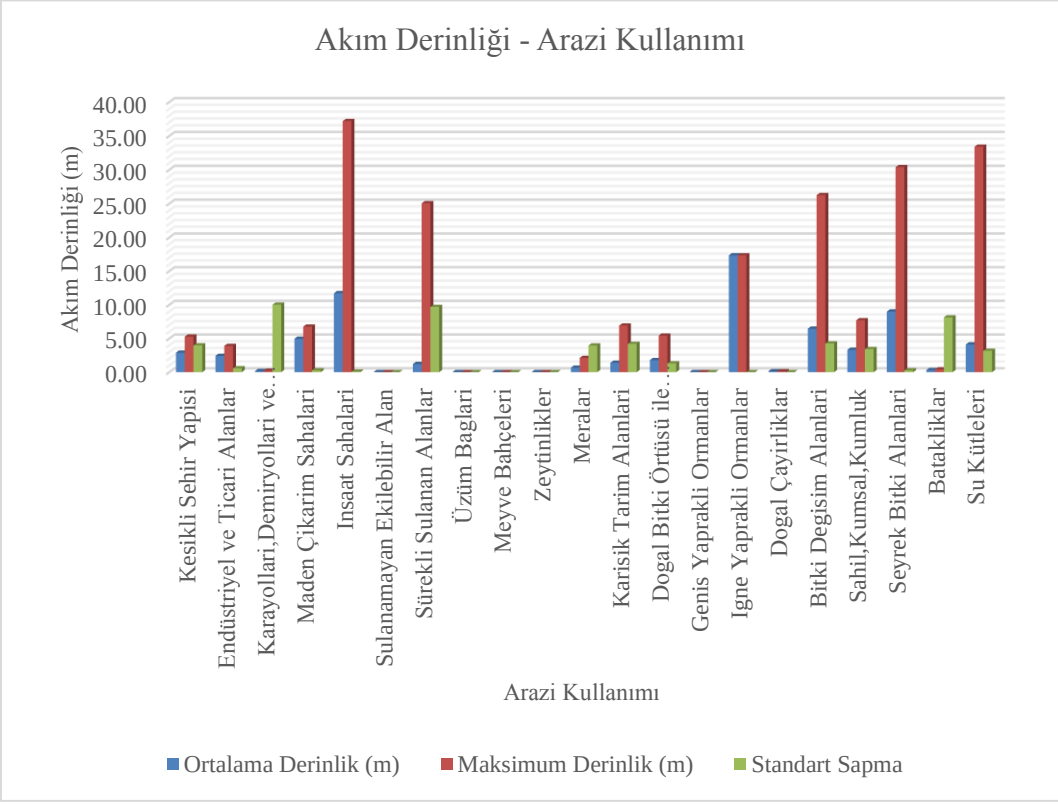
Çözümleme sonucunda toplamda yaklaşık 273,47 km^2 bir alan su altında kalmış olup bunun yaklaşık 14,10 km^2'si yapay alanlar, 236,71 km^2'si tarımsal alanları ve 11,78 km^2'si orman ve yarı doğal alanlar diğer kalan alanlar ise ıslak alanları ve su yüzeyleri kapsamaktadır.
Örneğin Şekil 3.17 ve Şekil 3.18'de program içinde tanımlı kesikli şehir yapısından su kütlelerine kadar devam eden arazi kullanım sınıfları sıralanmıştır. Bu arazi kullanımları için program çıktıları numerik olarak incelendiğinde maksimum, ortalama ve standart sapma değerleri ile ilgili bilgiler derlenebilmektedir.

Örneğin model sonucunda şehir içerisinde maksimum akım derinliği 5,28 m iken ortalama akım derinliği 2,90 m olmuş ve bu derinlik endüstriyel alanda ise maksimum 3,89 m ortalama ise 2,14 m mertebelerinde olduğu bulunmuştur. Tarımsal alanları değişik alt

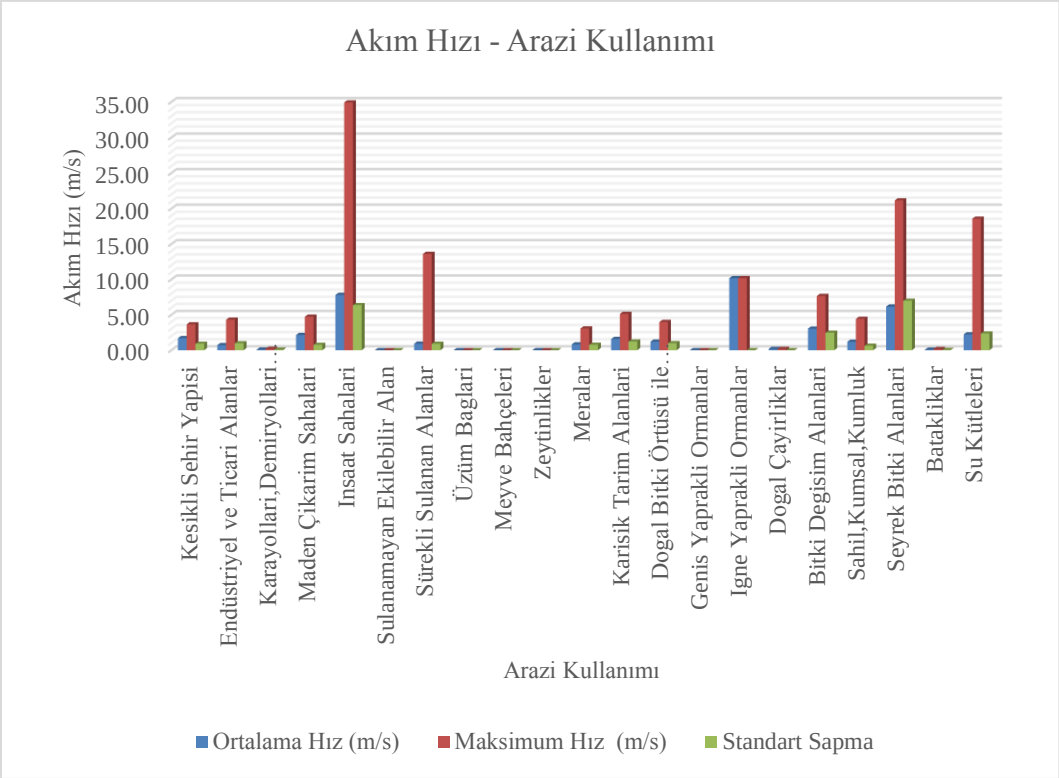
gruplarında maksimum su derinliği 2,11 m den 25,04 m ye kadar çıkmış olup su altında kalan tarımsal alanların ortalama akım derinliği ise 1,27 m olduğu tespit edilmiştir (Şekil 3.17).

Yukarıdaki analize benzer bir yaklaşım maksimum akım hızları içinde yapılmıştır. Yerleşim yeri içerisinde maksimum akım hızı 3,65 m/s iken ortalama akım hızı 1,71 m/s olmuş bu akım hızı endüstriyel alanda ise maksimum 4,31 m/s ortalama ise 0,71 m/s mertebelerinde olduğu bulunmuştur. Tarımsal alanları değişik alt gruplarında akım hızı maksimum akım hızı 13,61 m/s'ye kadar çıkmakta olup su altında kalan tarımsal alanların ortalama akım hızı 1,13 m/s olduğu tespit edilmiştir (Şekil 3.18).

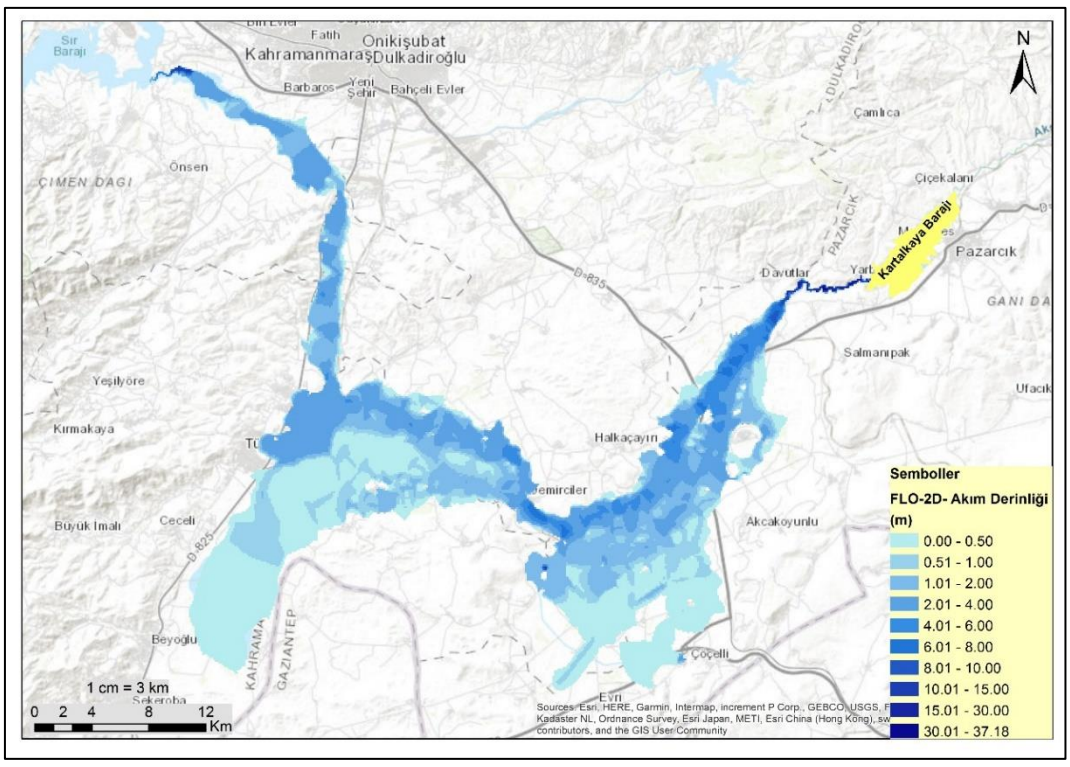
FLO-2D yazılımının ardıl işlemcisi olan Mapper ile sonuçlar shapefile formatında ArcGIS yazılımında kullanılmak üzere dışa aktarılmıştır. Taşkın haritalandırma işlemi ArcGIS ile gerçekleştirilmiştir. Sonuç olarak renklendirilmiş olarak maksimum akım derinliği (Şekil 3.19), maksimum akım hızı (Şekil 3.20) ve maksimum derinliğe ulaşma zamanı (Şekil 3.21) gibi taşkın tehlike haritaları üretilmiştir.



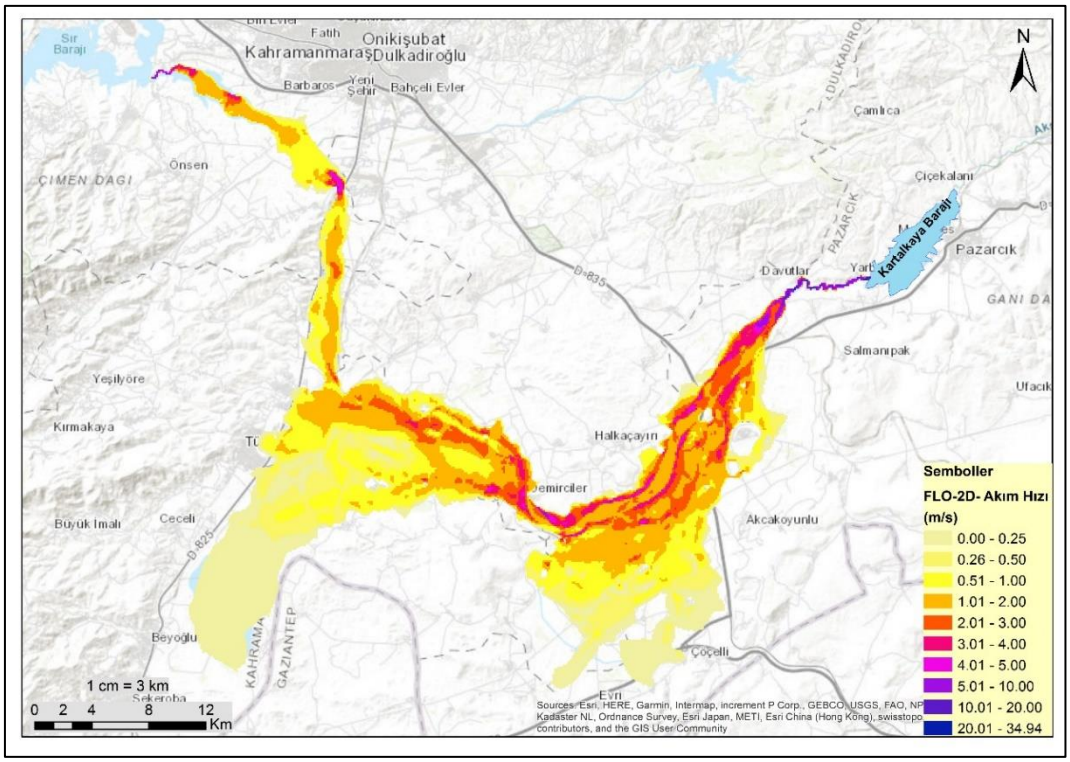
Şekil 3.17. Maksimum akım derinliği ve arazi kullanımı (FLO-2D)



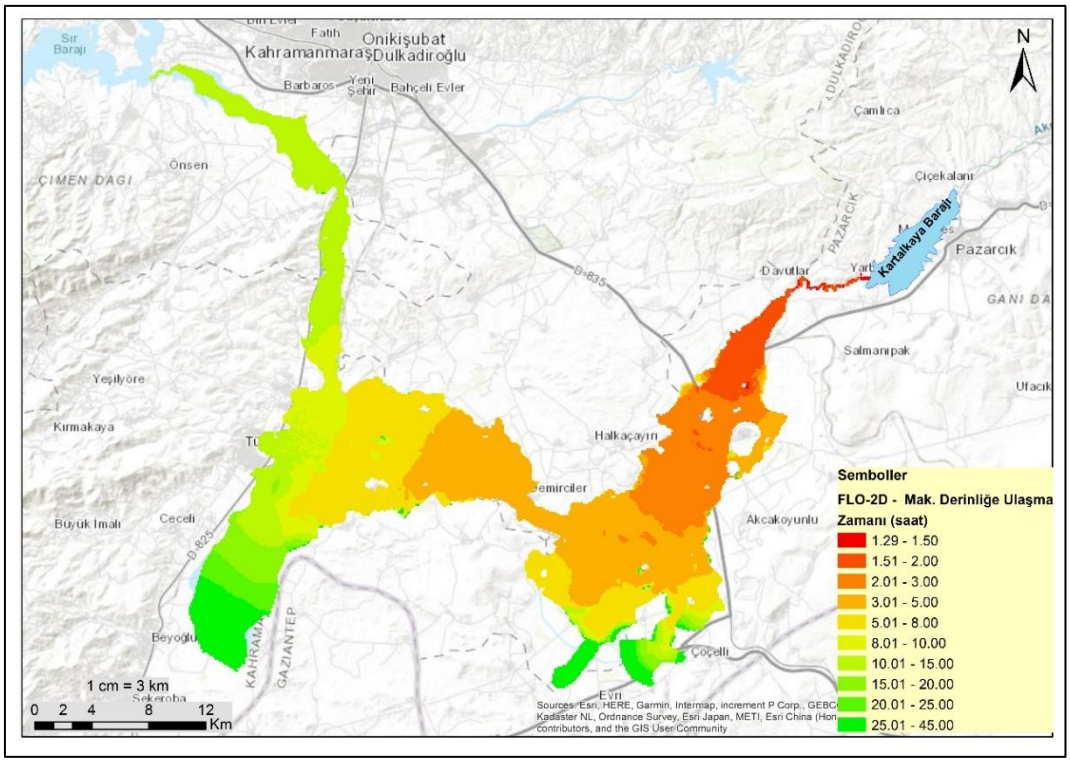
Şekil 3.18. Maksimum akım hızı ve arazi kullanımı (FLO-2D)



Şekil 3.19. Maksimum akım derinliği



Şekil 3.20. Maksimum akım hızı



Şekil 3.21. Maksimum akım derinliğine ulaşma zamanı

4. FARKLI YÜZEY PÜRÜZLÜLÜĞÜNDE TAŞKIN MODELLEME

Şehirlerin yapılaşmasının yaygınlaşması ve arazi kullanımlarının değişimi taşkın akışını şiddetli bir şekilde etkilemektedir. Geçirimsiz bir yüzey alanın oluşması ile birlikte yüzey akışı oldukça hızlı toplanıp ve daha büyük taşkın dalgalarının oluşumuna sebebiyet vermektedir. Diğer yandan arazi yüzeyindeki pürüzlülüğün azalması ile birlikte akışa geçen akım daha hızlı hareket ederek taşkın dalgasının daha hızlı toplanmasını ve yayılmasını sağlayacaktır. Yun Xing vd. yapmış oldukları çalışmada ana kanal ve taşkın yatağının arasındaki büyük ölçüde farklı pürüzlülükle karakterize edilen dağlık bölgelerdeki bileşik nehirlerin hız özelliklerini araştırmışlardır [28]. Yapmış oldukları deneysel çalışma sonucunda aynı su derinliğinde pürüzlülüğün azalması, taşkın yayılım alanında ortalama hızı artırırken, bunun aksine pürüzlülük ana kanalda aynı derinlikte ortalama hızın düşürülmesiyle azalacağını belirtmişlerdir. Sunil ve Manoj yüzey pürüzlüğündeki değişikliğin farklı geometrik yüzeylerdeki (dikdörtgen, ıraksak ve yakınsak düzlemler) yüzey akışına etkisini difüzyon dalga denkleminin sayısal çözümü kullanılarak incelemişlerdir [29]. Çalışmalarında akım yönünde artan, akım yönünde azalan ve rasgele dağıtılan pürüzlülükler dikkate almışlardır. Çalışmalarının sonucunda yüzey pürüzlülük dağılımının, yüzey akış hidrografındaki pik akım seviyesine ulaşmasında önemli bir etkiye sahip olduğunu ortaya koymuşlardır. Ancak hiyerarşik olarak, geometrinin yüzey akış üzerindeki etkisi, eğimin etkisinden daha etkili olduğu ve eğimin etkisi, yüzey pürüzlülüğünün etkisinden daha baskın olduğu sonucuna varmışlardır. Geçmiş çalışmalarda pürüzlülük değeri değiştirilerek bir takım analizler yapılmıştır [66,67].

Bu çalışmanın amaçlarından bir tanesi de tüm taşkın yatağının birbirinden farklı ve sabit değerli pürüzlülük değerinin hidrolik simülasyonun sonucu olan akım hızı, akım derinliği ve akım çıkış hidrografları etkileyip etkilemediğini incelemektir.

Bu amaç doğrultusunda çalışma alanı (Şekil 2.1) içerisinde Bölüm 3.2 ve 3.3'te gerçekleştirilen modellemeler esnasında kullanılan Manning n değerleri (Çizelge 3.6) %10, %20, %50 oranında hem artırılmış hem de azaltılmış durumuyla iki yazılımda da (HEC-RAS ve FLO2D) analizler yapılmıştır.

Simülasyonlar iki boyutlu hidrodinamik yazılım olan HEC-RAS ve FLO-2D ile gerçekleştirilmiş olup her simülasyonda Bölüm 3.2 ve 3.3 'te belirlenen kriterlerden sadece Manning n katsayısı, simülasyon süresi (90 saat) ve model sonuç çıktılarının yazılma aralığı (30 dakika) değiştirildikten sonra her bir program için Bölüm 3.2 ve 3.3'te belirtilen modeller dahil toplamda 7 farklı senaryo (orijinal halinin manning değeri sabit tutulup sadece simülasyon süresi artırılmıştır) oluşturulmuştur. Bu senaryoların adlandırılması Çizelge 4.1'de verilmiştir.

Çizelge 4.1. Simülasyon numaraları ve Manning n değeri yüzde (%) değişimi

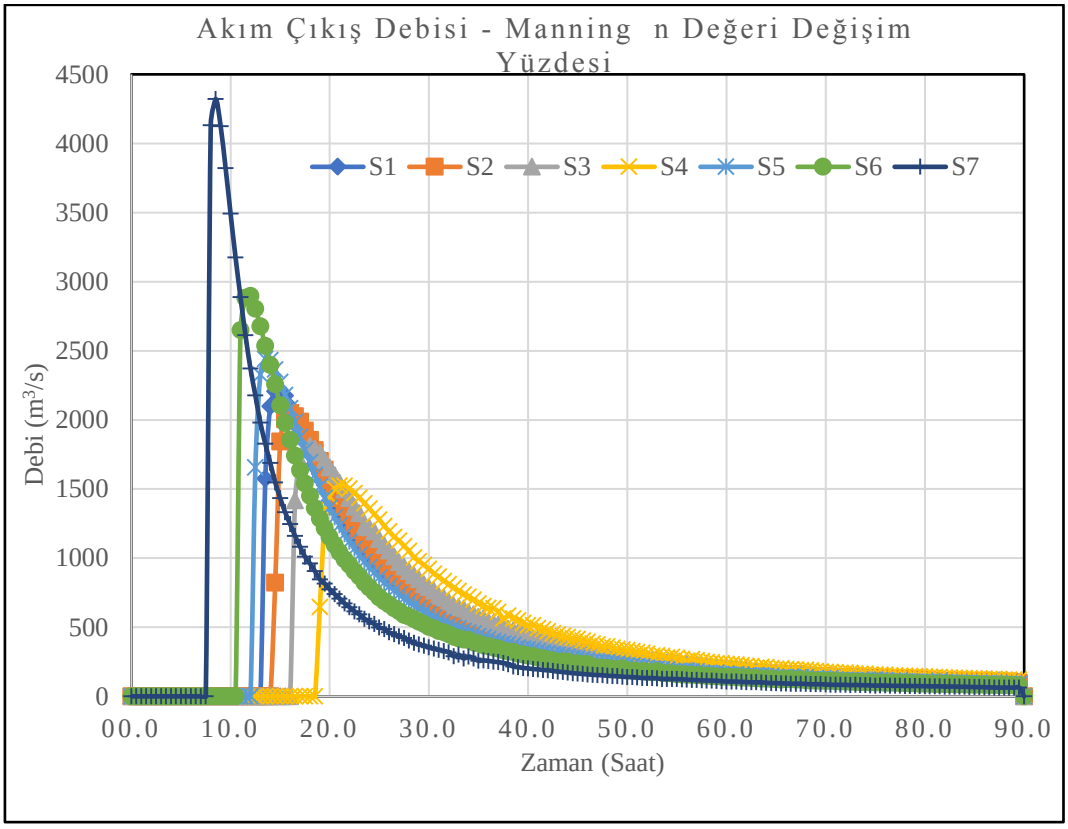
Simülasyon No	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
Değişim Yüzdesi (%)	%0 (orijinal)	+%10	+%25	+%50	-%10	-%25	-%50

Model sonuçları incelendiğinde diğer çalışmalarda olduğu gibi pürüzlülüğün akım derinliğine, akım hızına, varış zamanına etkisi olduğu ortaya konmuştur [68,69]. Burada model sonuçları her program için kendi içerisinde değerlendirilmiş olup sonrasında aynı pürüzlülük değerine sahip simülasyonların sonuçları incelenmiştir.

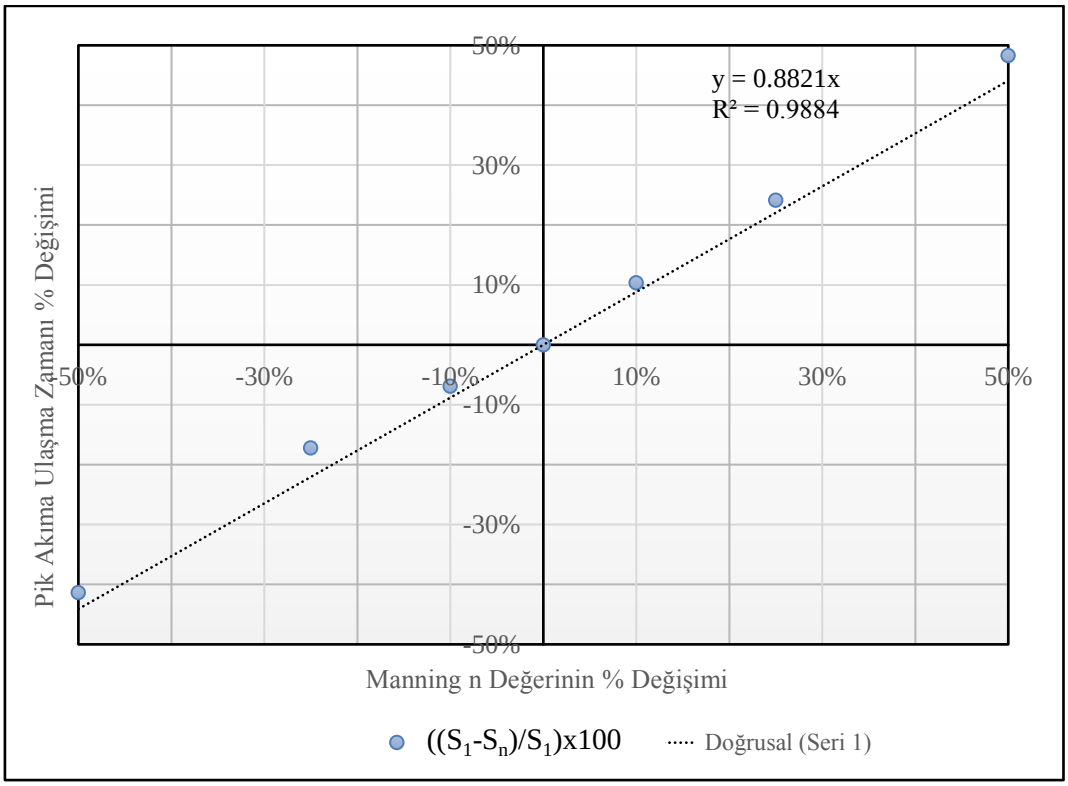
4.1. FLO-2D ile Farklı Yüzey Pürüzlülüğünde Taşkın Modelleme

Bu çalışmada pürüzlülük artıkça akımın pik değerinin oluşma süresinin geciktiği gözlemlenmiştir (Şekil 4.1). Şekil 4.1'de görüldüğü üzere en düşük Manning n değerine sahip S7 no'lu simülasyonda, simülasyon başlangıcında 8,50 saat sonra çıkış noktasında akım pik değerini alırken Manning n değeri en yüksek olan S4 nolu simülasyonda ise 21,50 saat sonra akım çıkış noktasında akım pik değerine ulaşmaktadır. Diğer bir deyişle pürüzlülük değeri arttıkça akımın mansap noktasına varış süresi artmaktadır. Manning n değerinin yüzde artış miktarlarına bağlı olarak pik akım değerine ulaşma yüzdelikler Şekil 4.2'de verilmiştir. Manning n değeri ile akımın varış süresinin doğru orantılı olduğu görülmüştür.

Diğer taraftan Begnudelli, L. bu çalışmada da olduğu gibi yüksek Manning n değerinin akımın pik debisini düşürdüğünü belirtmiştir [69].



Şekil 4.1. Manning n değerine bağlı çalışma alanından çıkış hidrografları (FLO-2D)



Şekil 4.2. % Manning n değişimine bağlı akım çıkış noktasındaki pik debinin oluşma zamanının % değişimi

Yapılan simülasyonlar üzerinde akım derinliği ve hızını karşılaştırmak için taşkın yatağı içerisinde 25 807 adet ızgara elamanı incelenmiştir. Manning n değişimi değerlerine göre oluşturulan senaryo sonuçlarının akım hızı ve akım derinliğine etki performansının incelenmesi için kuadratik ortalama hataları (yani RMSE) yöntemi ile sağlanacaktır.

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(P_i - O_i)^2}{n}} \quad (4.1)$$

Bu çalışma işin Eş. 4.1'de n analiz sonuçları sayısı (derinlik veya hız), P_i'ler karşılaştırılan her bir senaryonun değerleri (S2,S3,S4,S5,S6,S7), O_i ise S1 senaryosunun analiz sonuçlarını temsil etmektedir.

Bu ızgaralarda akım derinliği ile Manning n pürüzlülük katsayısı ilişkisin, inceleyebilmek için tüm senaryoların akım derinliklerinden S1 nolu akım derinlik değerleri ArcGIS yazılımın konumsal analiz aracı kullanılarak çıkartılmış olup bu değerler küçükten büyüğe doğru sıralanarak Şekil 4.3 grafiği oluşturulmuştur. Bu grafik incelendiğinde genel manada Manning n değeri arttıkça akım derinliğinin arttığı izlenmiştir. Şöyle ki Manning n değeri artıkça derinlikler arasında farkta artmaktadır. Örneğin S7 ile S4'in S1 ile ilişkileri incelendiğinde S7'in S1 ile maksimum akım derinlik arasındaki farkı -6,50 m iken S4'in S1 ile maksimum akım derinlikleri arasındaki farkı 12,87 m olarak bulunmuştur. Dar vadide pürüzlülük arttıkça akım derinliğin daha fazla arttığı gözlemlenmiştir. Manning n pürüzlülük katsayısına bağlı olarak oluşturulmuş modellerin tüm senaryoların akım derinliklerinden S1 senaryosunun akım derinlikleri çıkartılarak akım derinlik fark haritaları oluşturulmuş olup EK-1'de sunulmuştur.

Manning n değerlerinin performans karşılaştırılması RMSE (Eş. 4.1) ile yapılmış olup Çizelge 4.2'de sunulmuştur. Burada Manning n değerinin en yüksek olan S4 nolu senaryonun akım derinlik değerlerinin performansı en düşük Manning n değerine sahip S7 nolu akım derinlikleri değerlerinin performansına göre daha düşük olduğu görülmüştür. Başka bir deyişle Manning n değeri aynı oranda değişiklik göstermesine rağmen artan Manning n değerleri, azalan Manning n değerlerine göre akım derinliklerinin değişmesinde daha etkili olmuştur. Aynı şekilde aynı oranda Manning n değerinde azalan veya artan şeklinde değişiklik gösteren senaryolar birlikte değerlendirildiğinde akım derinliğinin her

zaman Manning n değeri arttışında daha fazla etkilendiği RMSE sonucu bizlere göstermektedir.

Çizelge 4.2. Akım derinliklerinin S1 senaryosuna göre RMSE analiz sonuçları

S2-S1	S3-S1	S4-S1	S5-S1	S6-S1	S7-S1
0,46	0,55	0,71	0,37	0,35	0,57

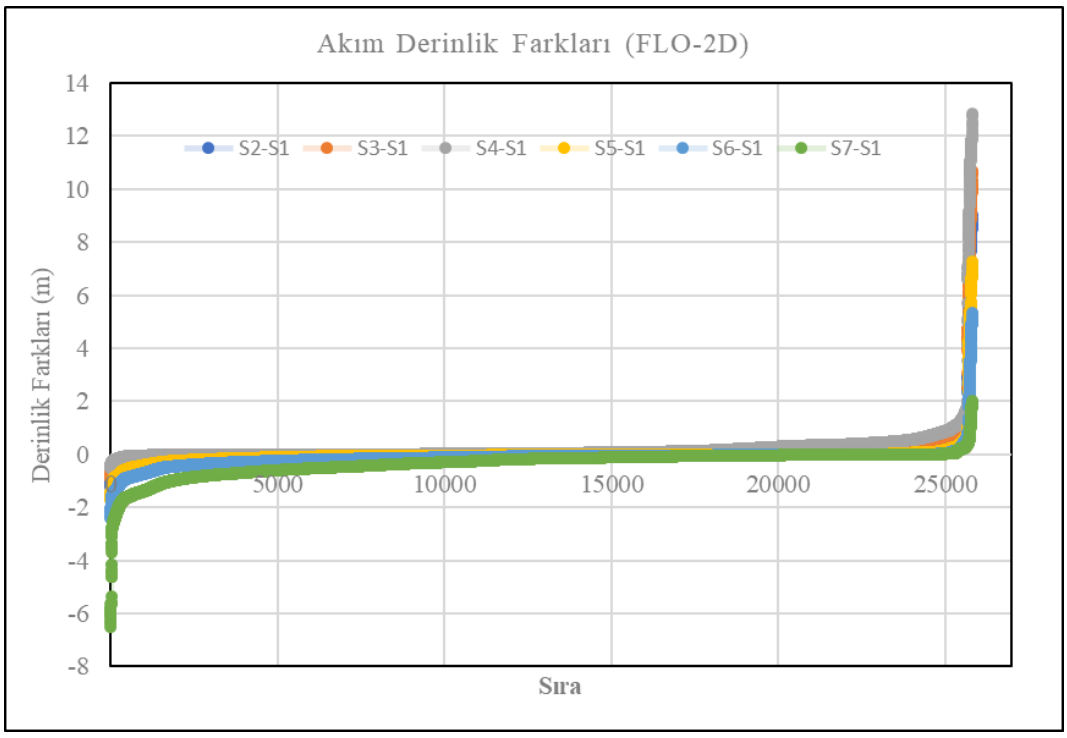
Bu ızgaralarda akım hızı ile Manning n pürüzlülük katsayısı ilişkisin, inceleyebilmek için tüm senaryoların akım hızlarından S1 nolu akım hız değerleri ArcGIS yazılımın konumsal analiz aracı kullanılarak çıkartılmış olup bu değerler küçükten büyüğe doğru sıralanarak Şekil 4.4 grafiği oluşturulmuştur. Bu grafik incelendiğinde genel manada Manning n değeri azaldıkça akım hızının arttığı izlenmiştir. Şöyle ki Manning n değeri azaldıkça hızlar arasında farkta artmaktadır. Örneğin S7 ile S4'in S1 ile ilişkileri incelendiğinde S7'in S1 ile maksimum akım hızları arasındaki farkı 14,52 m/s iken S1'in S4 ile maksimum akım hızı arasındaki farkı -20,97 m/s 'dir.

Dar vadide pürüzlülük azaldıkca akım hızının daha fazla arttığı gözlemlenmiştir. Manning n pürüzlülük katsayısına bağlı olarak oluşturulmuş modellerin tüm senaryoların akım hızlarından S1 senaryosunun akım hızı çıkartılarak akım hız fark haritaları oluşturulmuş olup EK-2'de sunulmuştur.

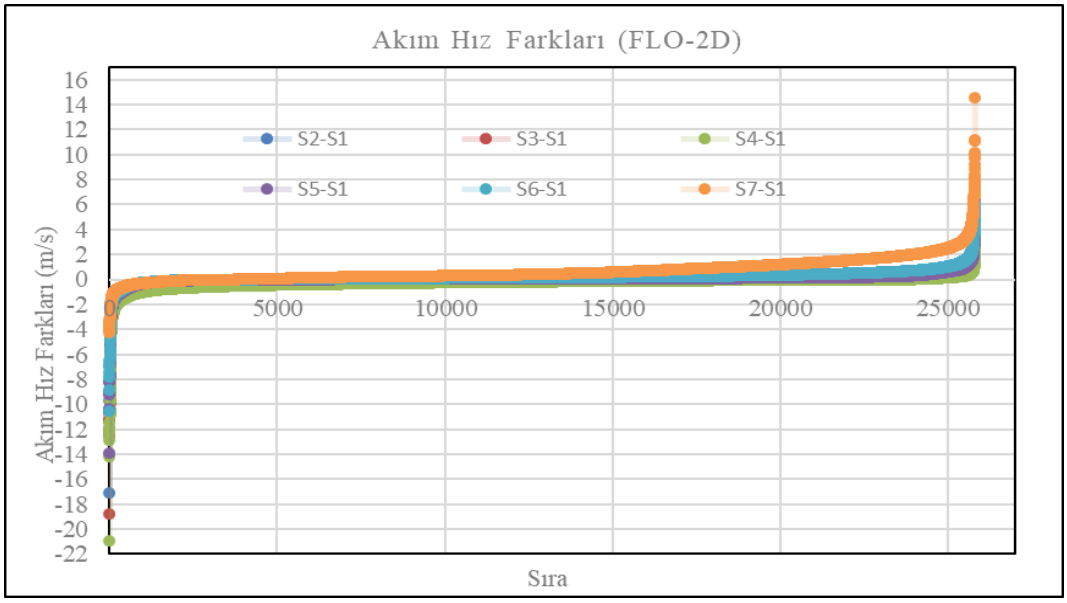
Manning n değerlerinin performans karşılaştırılması RMSE (Eş. 4.1) ile yapılmış olup Çizelge 4.3'de sunulmuştur. Burada Manning n değerinin en yüksek olan S4 nolu senaryonun akım hız değerlerinin performansı en düşük Manning n değerine sahip S7 nolu akım hız değerlerine göre daha yüksek olduğu görülmüştür. Başka bir deyişle Manning n değeri aynı oranda değişiklik göstermesine rağmen azalan Manning n değerleri, artan Manning n değerlerine göre akım hızlarının değişmesinde etkili olmuştur. Aynı şekilde aynı oranda Manning n değerinde azalan veya artan şeklinde değişiklik gösteren senaryolar birlikte değerlendirildiğinde akım hızlarının 10% değişim gösteren senaryolar hariç her zaman Manning n değeri azaldığında akım hızlarının daha fazla etkilendiği RMSE sonucu bizlere göstermektedir.

Çizelge 4.3. Akım hızlarının S1 senaryosuna göre RMSE analiz sonuçları

S2-S1	S3-S1	S4-S1	S5-S1	S6-S1	S7-S1
0.40	0.45	0.56	0.39	0.50	1.13



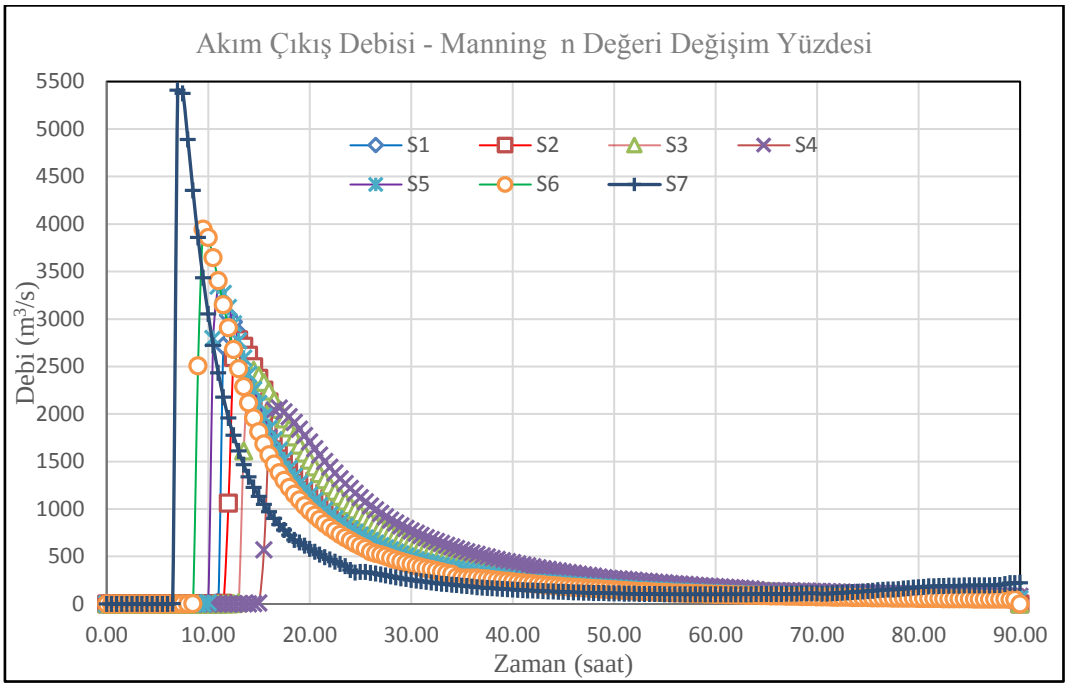
Şekil 4.3. Manning n senaryoları derinlik fark değerleri



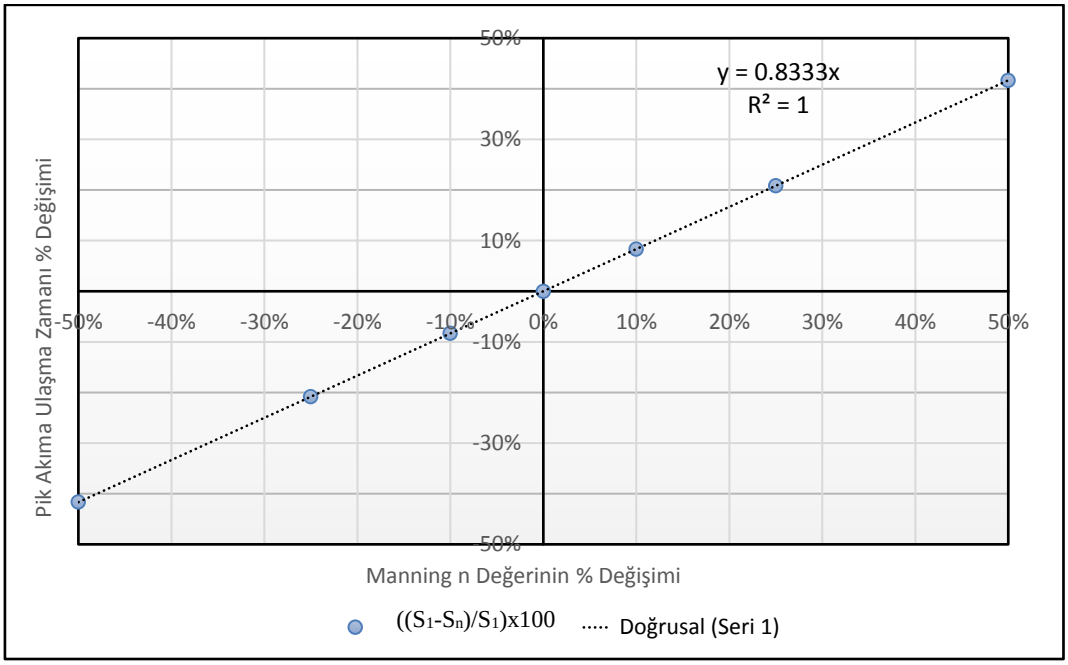
Şekil 4.4. Manning n senaryoları hız fark değerleri

4.2. HECRAS 5.0.5 ile Farklı Yüzey Pürüzlülüğünde Taşkın Modelleme

Bu çalışmada pürüzlülük artıkça akımın pik değerinin oluşma süresinin FLO-2D simülasyonlarında olduğu gibi geciktiği gözlemlenmiştir (Şekil 4.5). Şekil 4.5'de görüldüğü üzere en düşük Manning n değerine sahip S7 no'lu simülasyonda, simülasyon başlangıcından yaklaşık 7.50 saat sonra çıkış noktasında akım pik değerini alırken Manning n değeri en yüksek olan S4 no'lu simülasyonda ise yaklaşık 17.50 saat sonra akım çıkış noktasında akım pik değerine ulaşmaktadır. Diğer bir deyişle pürüzlülük değeri arttıkça akımın mansap noktasına varış süresi artmaktadır. Manning n değerinin yüzde artış miktarılarına bağlı olarak pik akım değerine ulaşma yüzdelikler Şekil 4.6'da verilmiştir. Manning n değeri ile akımın varış süresinin doğru orantılı olduğu görülmüştür.



Şekil 4.5. Manning n değerine bağlı çalışma alanından çıkış hidrografları (HECRAS)



Şekil 4.6. % Manning n değişimine bağlı akım çıkış noktasındaki pik debinin oluşma zamanının % değişimi

Yapılan simülasyonlar üzerinde akım derinliği ve hızını karşılaştırmak için taşkın yatağı içerisinde 26165 adet ızgara elamanı incelenmiştir.

HECRAS 5.0.5 için Manning n değerlerinin performans karşılaştırılması RMSE (Eş. 4.1) ile yapılmış olup Çizelge 4.4'de sunulmuştur. Burada Manning n değerinin en yüksek olan S4 nolu senaryonun akım derinlik değerlerinin performansı en düşük Manning n değerine sahip S7 nolu akım derinliklerinin değerlerinin performansına göre daha yüksek olduğu görülmüştür. Başka bir deyişle Manning n değeri aynı oranda değişiklik göstermesine rağmen azalan Manning n değerleri, artan Manning n değerlerine göre akım derinliklerinin değişmesinde daha etkili olmuştur. Aynı şekilde aynı oranda Manning n değerinde azalan veya artan şeklinde değişiklik gösteren senaryolar birlikte değerlendirildiğinde akım derinliğinin her zaman Manning n değeri azalışından daha fazla etkilendiği RMSE sonucu bizlere göstermektedir.

Çizelge 4.4. Akım derinliklerinin S1 senaryosuna göre RMSE analiz sonuçları

S2-S1	S3-S1	S4-S1	S5-S1	S6-S1	S7-S1
0,10	0,23	0,43	0,11	0,29	0,65

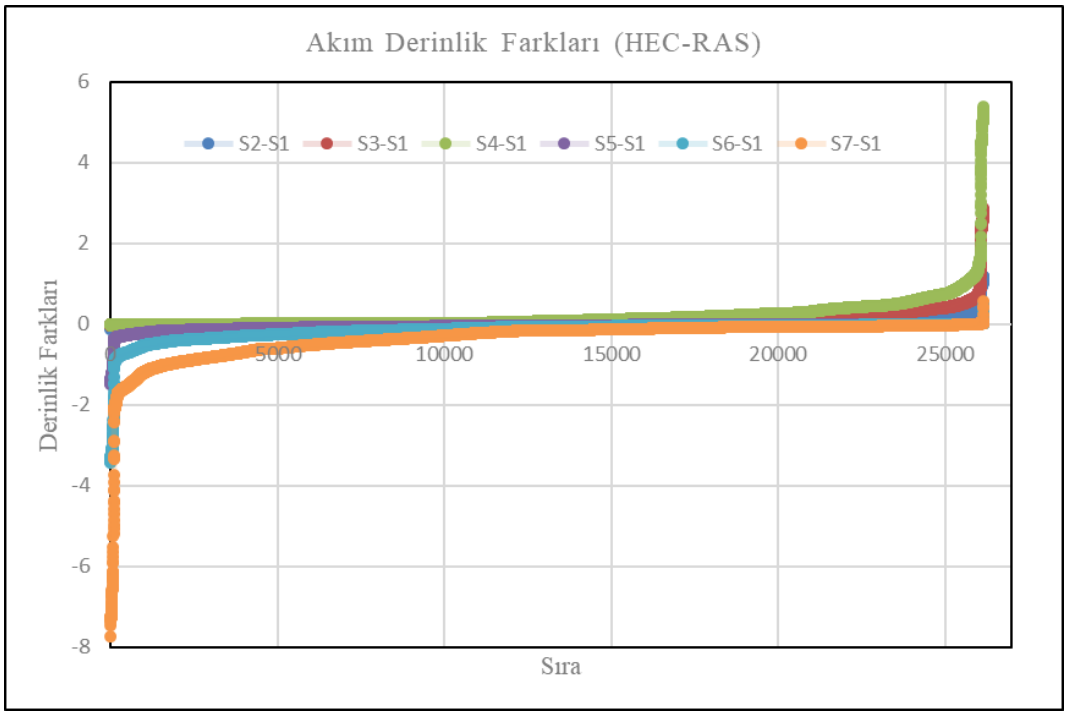
Bu ızgaralarda akım derinliği ile Manning n pürüzlülük katsayısı ilişkisin, inceleyebilmek için tüm senaryoların akım derinliklerinden S1 nolu akım derinlik değerleri ArcGIS yazılımın konumsal analiz aracı kullanılarak çıkartılmış olup bu değerler küçükten büyüğe doğru sıralanarak Şekil 4.7 grafiği oluşturulmuştur. Bu grafik incelendiğinde genel manada Manning n değeri arttıkça akım derinliğinin arttığı izlenmiştir. Şöyle ki Manning n değeri artıkça derinlikler arasında farkta artmaktadır. Örneğin S7 ile S4'in S1 ile ilişkileri incelendiğinde S7'in S1 ile maksimum akım derinlik arasındaki farkı -7,74 m iken S4'in S1 ile maksimum akım derinlikleri arasındaki farkı 5,39 m olarak bulunmuştur. Dar vadide pürüzlülük arttıkça akım derinliğin daha fazla arttığı gözlemlenmiştir. Manning n pürüzlülük katsayısına bağlı olarak oluşturulmuş modellerin tüm senaryoların akım derinliklerinden S1 senaryosunun akım derinlikleri çıkartılarak akım derinlik fark haritaları oluşturulmuş olup EK-3'de sunulmuştur.

Bu ızgaralarda akım hızı ile Manning n pürüzlülük katsayısı ilişkisin, inceleyebilmek için tüm senaryoların akım hızlarından S1 nolu akım hız değerleri ArcGIS yazılımın konumsal analiz aracı kullanılarak çıkartılmış olup bu değerler küçükten büyüğe doğru sıralanarak Şekil 4.8 grafiği oluşturulmuştur. Bu grafik incelendiğinde genel manada Manning n değeri azaldıkça akım hızının arttığı izlenmiştir. Şöyle ki Manning n değeri azaldıkça hızlar arasında farkta artmaktadır. Örneğin S7 ile S4'in S1 ile ilişkileri incelendiğinde S7'in S1 ile maksimum akım hızları arasındaki farkı 9,71 m/s iken S1'in S4 ile maksimum akım hızı arasındaki farkı -3,29 m/s 'dır. Dar vadide pürüzlülük azaldıkça akım hızının daha fazla arttığı gözlemlenmiştir. Manning n pürüzlülük katsayısına bağlı olarak oluşturulmuş modellerin tüm senaryoların akım hızlarından S1 senaryosunun akım hızı çıkartılarak akım hız fark haritaları oluşturulmuş olup EK-4'de sunulmuştur.

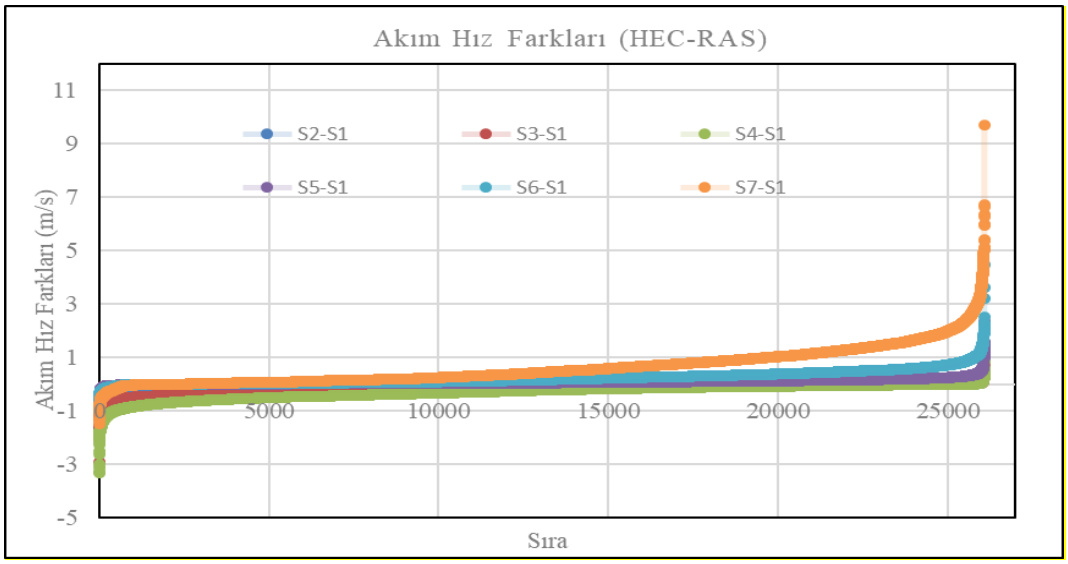
Manning n değerlerinin performans karşılaştırılması RMSE (Eş. 4.1) ile yapılmış olup Çizelge 4.5'de sunulmuştur. Burada Manning n değerinin en yüksek olan S4 nolu senaryonun akım hız değerlerinin performansı en düşük Manning n değerine sahip S7 nolu akım hız değerlerine göre daha yüksek olduğu görülmüştür. Başka bir deyişle Manning n değeri aynı oranda değişiklik göstermesine rağmen azalan Manning n değerleri, artan Manning n değerlerine göre akım hızlarının değişmesinde daha etkili olmuştur. Aynı şekilde aynı oranda Manning n değerinde azalan veya artan şeklinde değişiklik gösteren senaryolar birlikte değerlendirildiğinde akım hızlarının her zaman Manning n değeri azalışından daha fazla etkilendiği RMSE sonucu bizlere göstermektedir.

Çizelge 4.5. Akım hızlarının S1 senaryosuna göre RMSE analiz sonuçları

S2-S1	S3-S1	S4-S1	S5-S1	S6-S1	S7-S1
0.11	0.24	0.40	0.13	0.36	0.96



Şekil 4.7. Manning n senaryoları derinlik fark değerleri (HECRAS)



Şekil 4.8. Manning n senaryoları hız fark değerleri (HECRAS)

5. FLO-2D VE HEC-RAS 5.0.5 KARŞILAŞTIRILMASI

Bu çalışmanın amaçlarından bir tanesi de iki farklı hidrodinamik model çıktılarının karşılaştırılmasını kapsamaktadır. Bu bölümde FLO-2D ve HECRAS 5.0.5 model sonuçları olan akım derinliği, akım hızı, hesaplama zamanı ve akım çıkış hidrografları karşılaştırılacaktır. Her iki modelde aynı SYM (10x10m), aynı çalışma alanı ve aynı ızgara büyüklüğü (100 m), aynı giriş hidrografı (Şekil 3.7) kullanılmıştır. HEC-RAS 5.0.5 programı, analiz yaparken binaları dikkate alması için binaların sayısal yükseklik modeline işlenmesi gereklidir. FLO-2D yazılımı ise analizlerinde binaları hesaba dahil etmesi için bina Shapefile dosyası tanımlanması yeterlidir. Çalışma alanı içerisinde hem çok fazla binaların bulunmayışı hem de iki modelin yetkinliklerinin karşılaştırılmasından dolayı FLO-2D yazılımında binalar, bina Shapefile dosyası olarak tanımlanarak analizlere dahil edilirken HEC-RAS 5.0.5 yazılımında binalar programın bina tanımlanması konusunda kısıtlılığından dolayı analizlerde göz önüne alınmamıştır. Her iki modelde Courant Sayısı baz alınarak model kararlılığı sağlanmıştır. HEC-RAS 5.0.5 programında Courant Sayısı tanımlanırken program maksimum ve minimum değer aralıkları girilmesini zorunlu kılmaktadır. FLO-2D programında ise tek bir Courant sayısının girilmesi yeterli olmaktadır. Analiz sonuçlarının değerlendirilmesinde her 12 dakikada bir sonuç alınması yeterli olacağı düşünüldüğünden her 12 dakikada bir sonuç alınarak yorumlanmıştır.

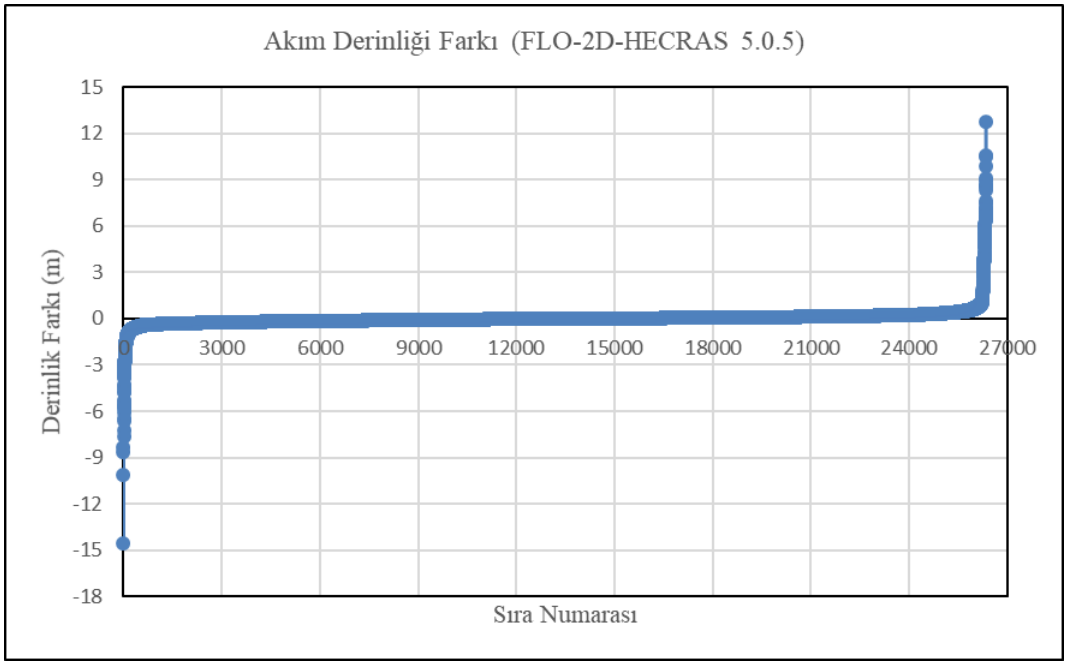
Model sonuçlarını HEC-RAS 5.0.5 raster formatında SYM baz alarak veya belirlenen bir noktasal Shapefile dosyasının modele aktarılarak istenen noktalarda hesaplama sonuçları alınabilmektedir. FLO-2D ise model sonuçlarını Shapefile formatında her bir hesaplanan ızgara için vermektedir. Model sonuçlarını karşılaştırmak için FLO-2D ızgara elemanlarının point dosyasına çevrilerek point Shapefile dosyası elde edilmiş olup, elde edilen bu dosya türü HEC-RAS 5.0.5 programına aktarılarak bu noktalarındaki model sonuçları (akım derinliği, akım hızı vb.) alınmıştır. Her iki programın sonuçlarını kıyaslayabilmek için, point Shapefile dosyasına yazılan HEC-RAS 5.0.5 sonuçları ile FLO-2D sonuçları ARC-GIS programı ile mekânsal analiz aracı kullanılarak birleştirilmiştir. Böylece her iki programın sonuçlarının kesişimleri elde edilmiş ve karşılaştırılmaya hazır hale getirilmiştir.

5.1. Akım Derinlikleri

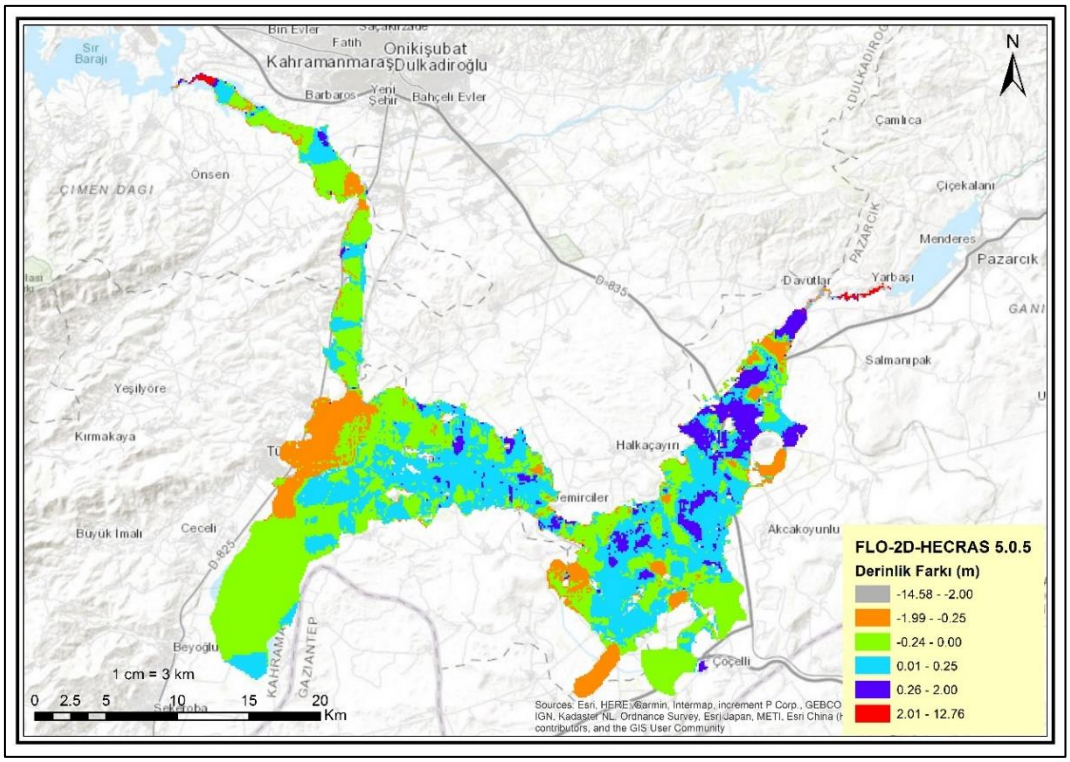
Öncelikle akım derinlik değerlerinin karşılaştırılması için iki modelin akım derinlikler birbirlerinden çıkartılarak farkı alınmış daha sonra bulunan bu fark derinlikleri küçükten büyüğe doğru sıralanarak grafik (Şekil 5.1) oluşturulmuştur. Böylece her iki modelin akım derinliklerinin minimum ve maksimum farkları kolaylıkla görünür hale getirilmiştir. Bu grafik oluşturulurken sadece taşkın alanı içerinde kalan alanlar dikkate alınmıştır. Bu grafikten de anlaşılacağı üzere sonuçlar üzerinde farklılıklar gözükmektedir. Bu farklılıklar özellikle hemen baraj mansabında bulunan yaklaşık 6,5 km uzunluğundaki dar vadide ve akım çıkış noktasından yaklaşık 2,0 km gerisi arasında kalan bölgeler arasında ciddi farklar görülmüştür. Bu farklılıklar Şekil 5.2 sunulan haritadan rahatlıkla gözlemlenebilmektedir.

Çizelge 5.1. Akım derinlik fark tablosu istatistiği (FLO-2D - HECRAS 5.0.5)

Maksimum	Ortalama	Minimum	Standart Sapma
12,76	-0,01	-14,58	0,45



Şekil 5.1. FLO-2D ve HEC-RAS 5.0.5 akım derinlik değerlerinin farkının sıralanmış hali



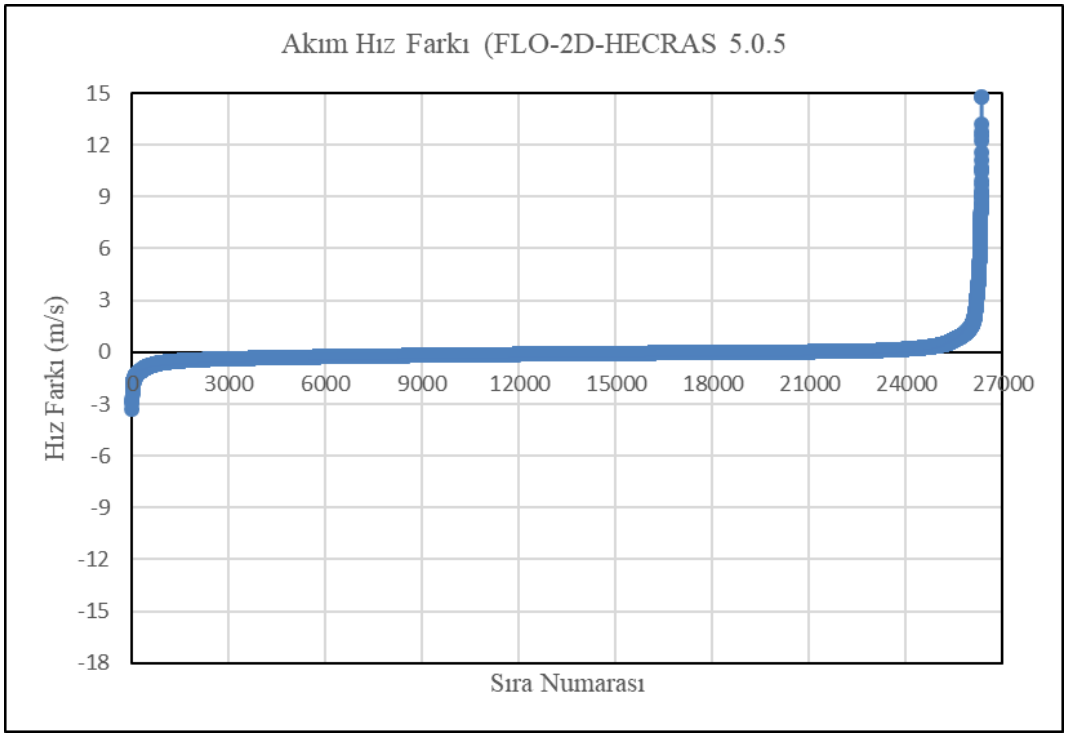
Şekil 5.2. FLO-2D ve HEC-RAS 5.0.5 akım derinlik değerlerinin fark haritası

5.2. Akım Hızı

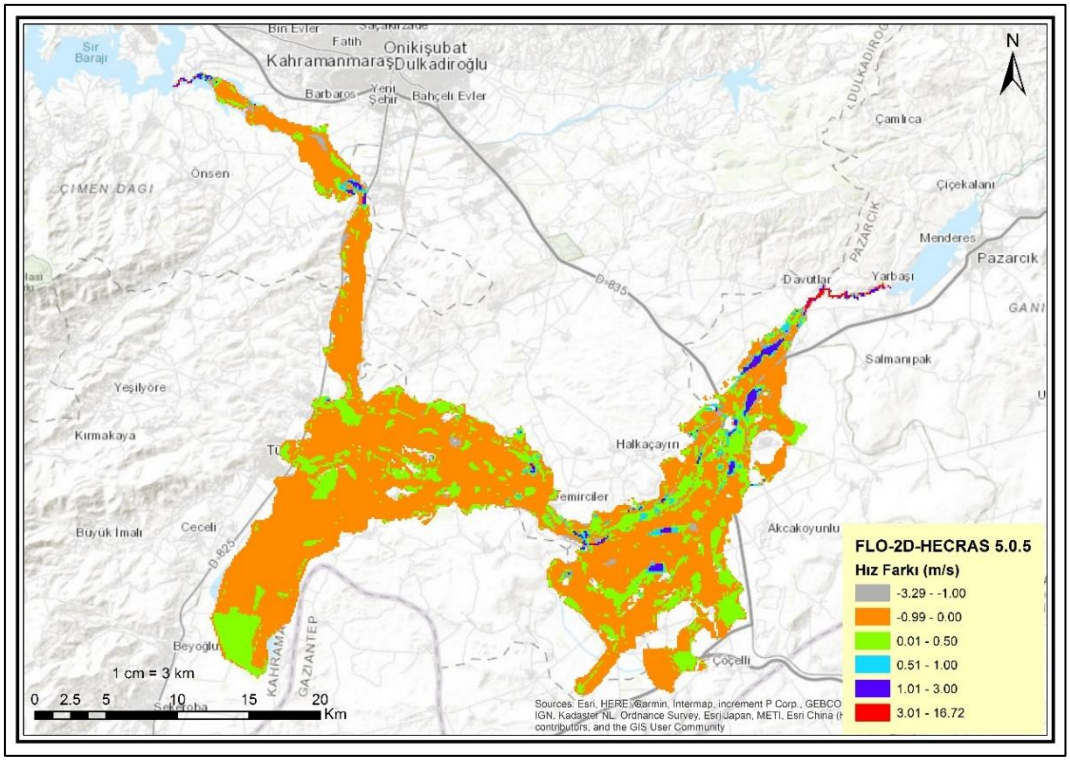
Akım hız değerlerinin karşılaştırılması için iki modelin akım hız değerleri birbirlerinden çıkartılarak farkı alınmış daha sonra bulunan bu fark hızları küçükten büyüğe doğru sıralanarak grafik (Şekil 5.3) oluşturulmuştur. Böylece her iki modelin akım hızlarının minimum ve maksimum farkları kolaylıkla görünür hale getirilmiştir. Bu grafik oluşturulurken sadece taşkın alanı içerinde kalan alanlar dikkate alınmıştır. Bu grafikten de anlaşılacağı üzere sonuçlar üzerinde farklılıklar gözükmektedir. Bu farklılıklar özellikle hemen baraj mansabında bulunan yaklaşık 6.5 km uzunluğundaki dar vadide ve akım çıkış noktasından yaklaşık 2.0 km gerisi arasında kalan bölgeler arasında ciddi farklar görülmüştür. Bu farklılıklar Şekil 5.4'te bulunan haritadan rahatlıkla gözlemlenebilmektedir.

Çizelge 5.2. Hız fark tablosu istatistiği (FLO-2D - HECRAS 5.0.5)

Maksimum	Ortalama	Minimum	Standart Sapma
16,72	-0,07	-3,29	0,62



Şekil 5.3. FLO-2D ve HEC-RAS 5.0.5 akım hız değerlerinin farkının sıralanmış hali



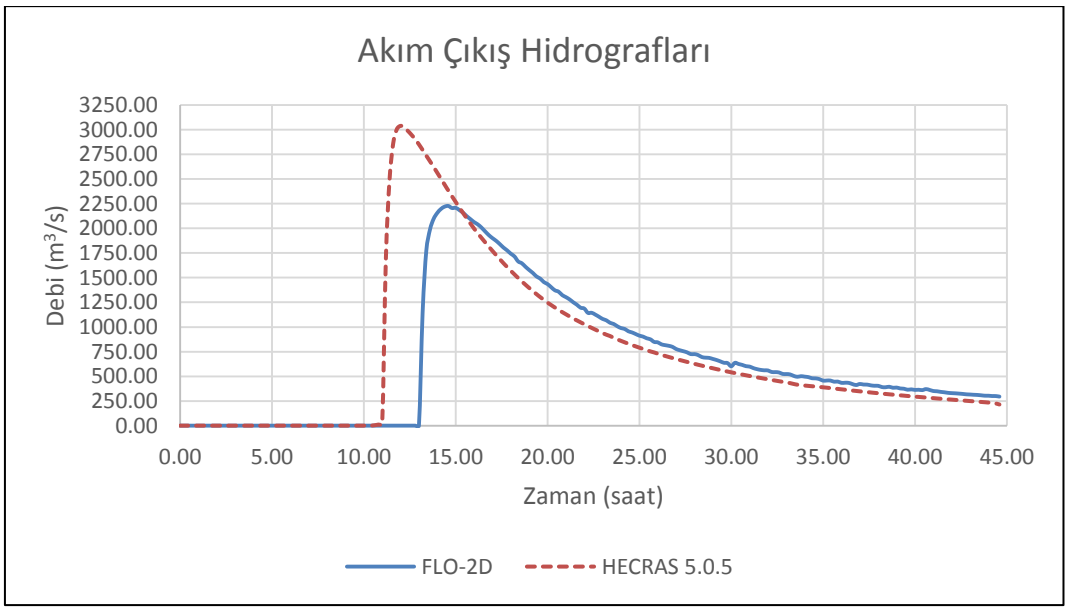
Şekil 5.4. FLO-2D ve HEC-RAS 5.0.5 akım hız değerlerinin fark haritası

5.3. Hesaplama Süresi

Her iki model sonuçları Intel (R) Core™ i3- 2328M CPU @2.20 Ghz 2.20 ve 4 GB RAM özelliklerine sahip bir bilgisayarda gerçekleştirilmiş olup, HECRAS hesaplama süresi FLO-2D hesaplama süresinden yaklaşık 32 saniye daha azdır.

5.4. Çıkış Hidrografları

İki modelin akım çıkış hidrografları incelendiğinde (Şekil 5.5) akım HECRAS modelinde FLO-2D modeline göre 2 saat 40 dakika önce akım çıkışı gerçekleştiği izlenmiştir.

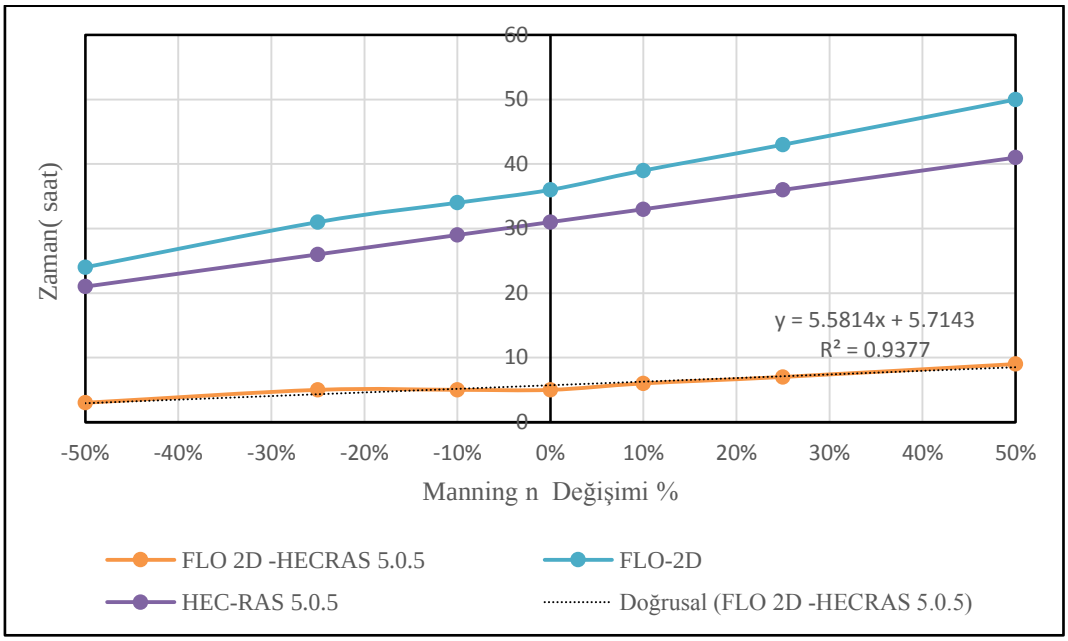


Şekil 5.5. HECRAS ve FLO-2D akım çıkış hidrografları

5.5. Pürüzlülük Duyarlıları

Bölüm 4' te farklı Manning n değerleri için yapılan senaryoların her iki yazılımın verdikleri sonuçlar bu bölümde beraber incelenecektir. Her iki modelde her senaryo için mansap noktalarında pik debinin ulaşma süresi incelenmiş olup, FLO-2D her senaryo için mansap noktasında pik debiye ulaşma süresinin HECRAS 5.0.5 yazılımına göre daha fazla olduğu gözlenmiştir. Şekil 5.6'da mansap noktasında pik debiye ulaşma süresinin FLO-2D analiz sonuçlarının HECRAS 5.0.5 analiz sonuçlarından çıkarılarak, programların pürüzlülük değişimine verdikleri tepki ilişkisi ortaya konmuştur. Bu grafik incelendiğinde programlar

arasındaki pürüzlülük değişiminin mansap noktasında pik debiye ulaşma süresindeki değişim farkına bakıldığında çok fazla bir fark değişim izlenmemiştir. Ancak bu fark pürüzlülük arttıkça azda olsa artış eğilimi göstermiştir.



Şekil 5.6. Pik debinin mansap noktasına ulaşma zamanının FLO-2D ve HEC-RAS programlarında Manning n değerleri ile değişimi

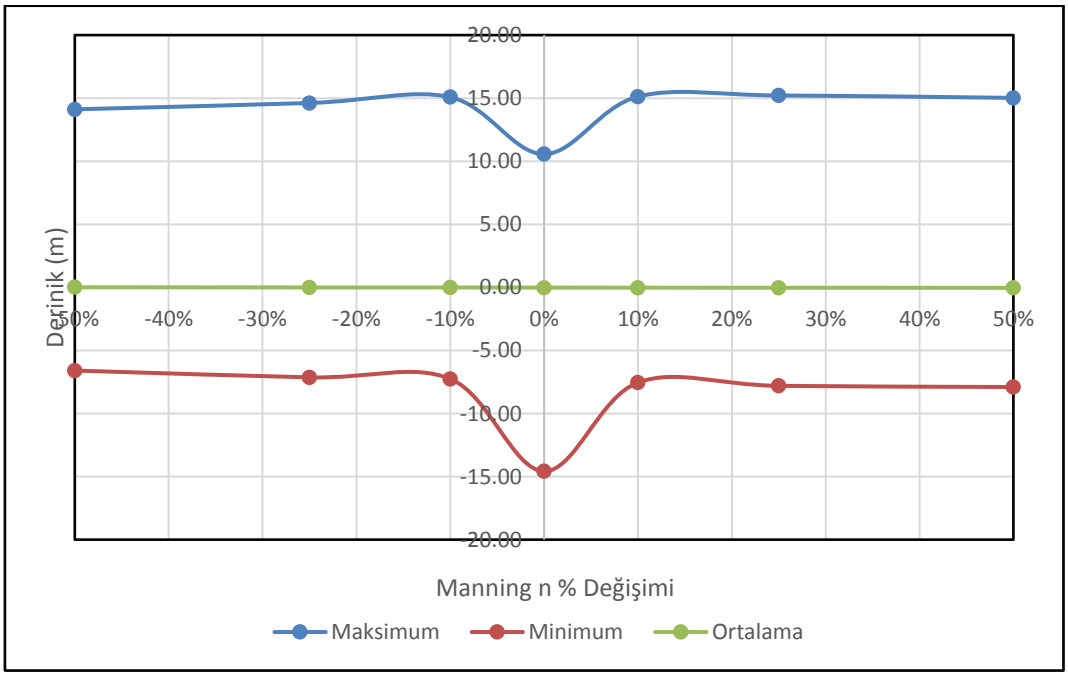
Programlar arasındaki pürüzlülük değişiminin derinlik ve hız farklarındaki maksimum, minimum ve ortalama değişimleri incelenmesi için, FLO-2D yazılımın analiz sonuçlarının HECRAS 5.0.5 programının analiz sonuçlarından çıkarılarak Şekil 5.7, Şekil 5.8 grafikleri oluşturulmuştur. Şekil 5.7 incelendiğinde yazılımlar arasındaki akım derinliklerinin maksimum ve minimum değerlerinin farkları Manning n katsayısının -10% ve +10% değerler arasında değişiminde maksimum derinlik farklarındaki değişimleri yaklaşık 5 metre değişirken minimum akım derinlik farklarındaki değişimleri ise yaklaşık 7,32 mertebesinde değişik gözlenmiştir. Manning n değerinin bu aralıkların dışında ise derinlik farklarındaki değişime etkisi oldukça azdır. Derinlik farkları ortalama değerlerinde ise herhangi bir değişiklik izlenmemiştir.

Manning n değerlerinin her programın kendi içerisinde performans karşılaştırılması RMSE ile daha önceden Bölüm 4'te yapılmıştı. Burada her iki yazılım her senaryosu için yapılan RMSE sonuçları Çizelge 5.3 birlikte verilmiştir. Burada akım derinliklerinin RMSE sonuçları incelendiğinde HEC-RAS 5.0.5 performansının en düşük Manning n senaryoları

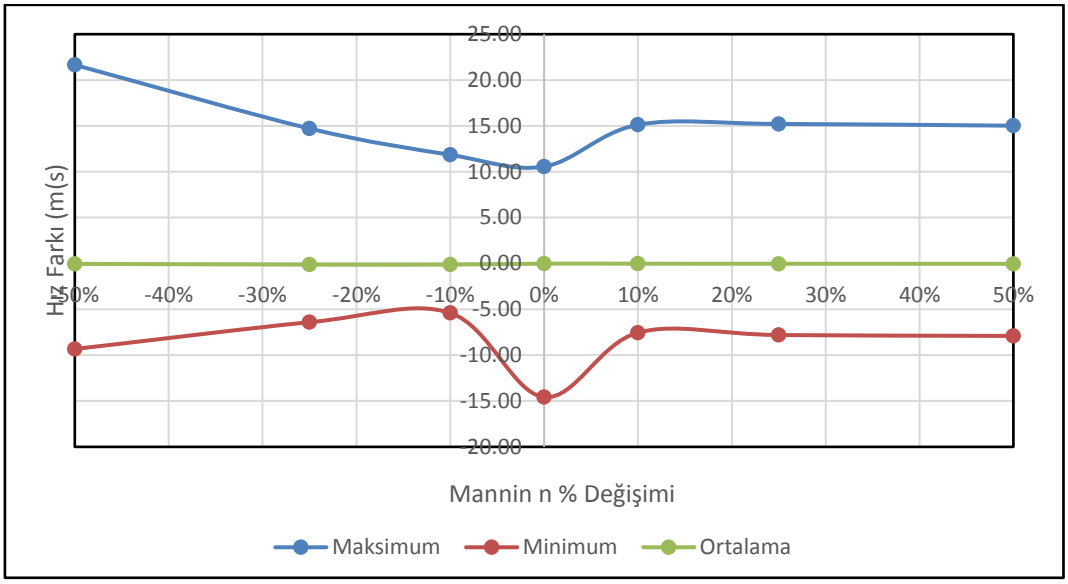
hariç FLO-2D'e göre daha iyi performans izlediği görülmüştür. Akım hızlarının RMSE sonuçlarına bakıldığında ise HEC-RAS 5.0.5 performansının her senaryoda FLO-2D'e göre daha iyi performans izlediği görülmüştür. Çizelge 5.3 dikkatlice incelendiğinde akım derinliklerinde FLO-2D yazılımında Manning n değerinin aynı oranda artması senaryoları birlikte değerlendirildiğinde Manning n değerinin artan yönde değişmesi sonucu akım derinlikleri daha fazla etkilenirken, bu durum HECRAS 5.0.5 yazılımında ise tam tersi bir yol izlemiştir. Yani Manning n değerinin artışı FLO-2D yazılımında akım derinliklerinin değişiminde daha etkili olurken, HECRAS 5.0.5 yazılımda ise Manning n değerinin azalışı akım derinliklerinin değişiminde daha etkili olduğu görülmüştür. Her iki yazılımda da akım hızlarının değişimi Manning n değerinin azalışından daha çok etkilendiği izlenmiştir.

Çizelge 5.3. Akım derinliği ve hızlar için FLO-2D ve HEC-RAS 5.0.5 RMSE analiz sonuçları

RMSE												
FLO2D							HECRAS 5.0.5					
Akım Derinliği							Akım Derinliği					
S2-S1	S3-S1	S4-S1	S5-S1	S6-S1	S7-S1		S2-S1	S3-S1	S4-S1	S5-S1	S6-S1	S7-S1
0,46	0,55	0,71	0,37	0,35	0,57		0,10	0,23	0,43	0,11	0,29	0,65
Akım Hızı							Akım Hızı					
S2-S1	S3-S1	S4-S1	S5-S1	S6-S1	S7-S1		S2-S1	S3-S1	S4-S1	S5-S1	S6-S1	S7-S1
0,40	0,45	0,56	0,39	0,50	1,13		0,11	0,24	0,40	0,13	0,36	0,96



Şekil 5.7. Maksimum, minimum ve ortalama akım derinliklerinin FLO-2D ve HEC-RAS 5.0.5 programlarında Manning n değerleri ile değişimi



Şekil 5.8. Maksimum, minimum ve ortalama akım hızlarının FLO-2D ve HEC-RAS 5.0.5 programlarında Manning n değerleri ile değişimi

6. IZGARA BOYUTUNUN TAŞKIN MODELLEME SONUÇLARINA ETKİSİ

6.1. Izgara Boyutunun Tüm Çalışma Alanındaki Taşkın Sonuçlarına Etkisi

Bu bölümde FLO-2D ve HECRAS 5.0.5 yazılımında 50 m hesaplama ızgara boyutuna sahip iki boyutlu taşkın simülasyonları gerçekleştirilmiştir. Bu simülasyonlarda ızgara boyutu haricinde kullanılan parametreler (taşkın hidrografı, memba-mansap sınır koşulları vb.) Bölüm 3 'te gerçekleştirilen parametrelerle bire bir aynıdır. Yapılan modellemelere ilişkin isimlendirme Çizelge 6.1'de verilmiştir. Bu çizelgede yer alan 100 m ızgara boyutuna sahip (F100 ve H100) modelleme sonuçları Bölüm 3'ten alınmıştır. Her iki yazılımda 100 m ve 50 m ızgara boyutuna sahip olan simülasyonların akım derinliği, akım hızı ve mansap çıkış noktasındaki akım hidrografları karşılaştırılmıştır.

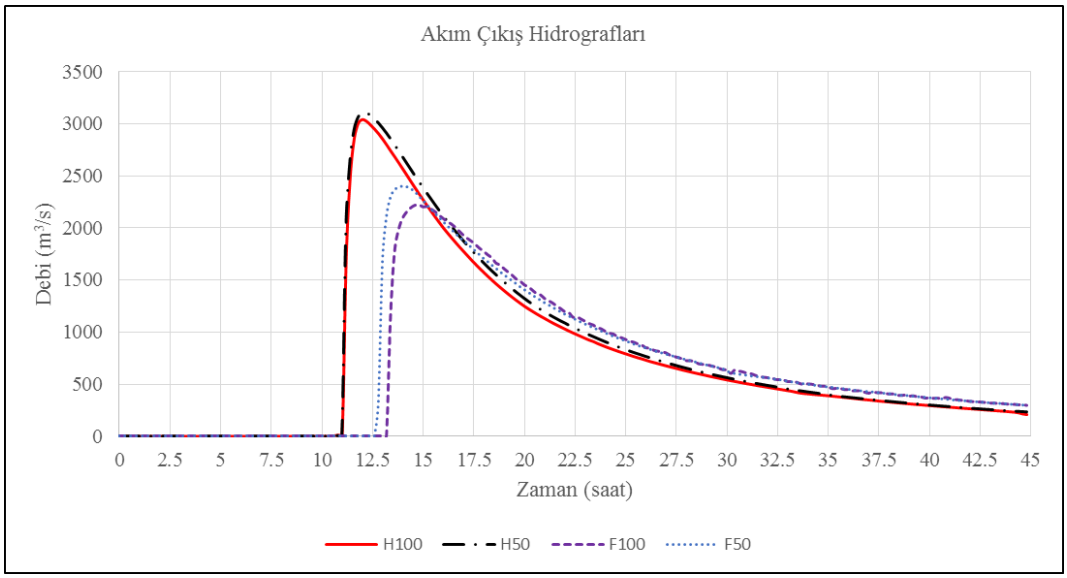
Çizelge 6.1. Izgara boyutu senaryo adları ve özellikleri

Senaryo Adı	Izgara Boyutu	2B Model Adı
H50	50 m	HECRAS 5.0.5
H100	100 m	HECRAS 5.0.5
F50	50 m	FLO-2D
F100	100 m	FLO-2D

6.1.1. Mansap noktası akım çıkış hidrografları

HECRAS 5.0.5 ve FLO-2D için yapılan senaryolara ait mansap noktasındaki akım çıkış hidrografları Şekil 6.1'de verilmiştir. Bu şekil incelendiğinde H50 senaryosunun mansap noktasındaki akımın pik debiye ulaşma süresi H100'den yaklaşık 12 dk daha sonra gerçekleşmiştir. Simülasyon H50'nin akım pik debi değeri, H100 simülasyonunun akım pik debi değerinden yaklaşık 68 m^3/s daha fazladır. Özetle HECRAS 5.0.5'de her iki senaryo için mansap noktasındaki akım çıkış hidrografları incelendiğinde aralarında çok büyük farkların olmadığı görülmüştür. Diğer taraftan F50 ve F100 senaryolarının mansap noktasındaki akım çıkış hidrografları incelendiğinde F50 senaryosunun mansap noktasında akımın pik debiye ulaşma süresi F100 senaryosundan yaklaşık 48 dk önce gerçekleşmiştir. Simülasyon F50'nin akım pik debi değeri F100 senaryosunun pik debi değerinden yaklaşık

174 m^3/s daha fazladır. Bu dört senaryo dikkatle incelendiğinde ızgara hassasiyetinin mansap çıkış noktasındaki hidrografa etkisi, FLO-2D yazılımında HECRAS 5.0.5'ten daha fazla olduğu görülmüştür.



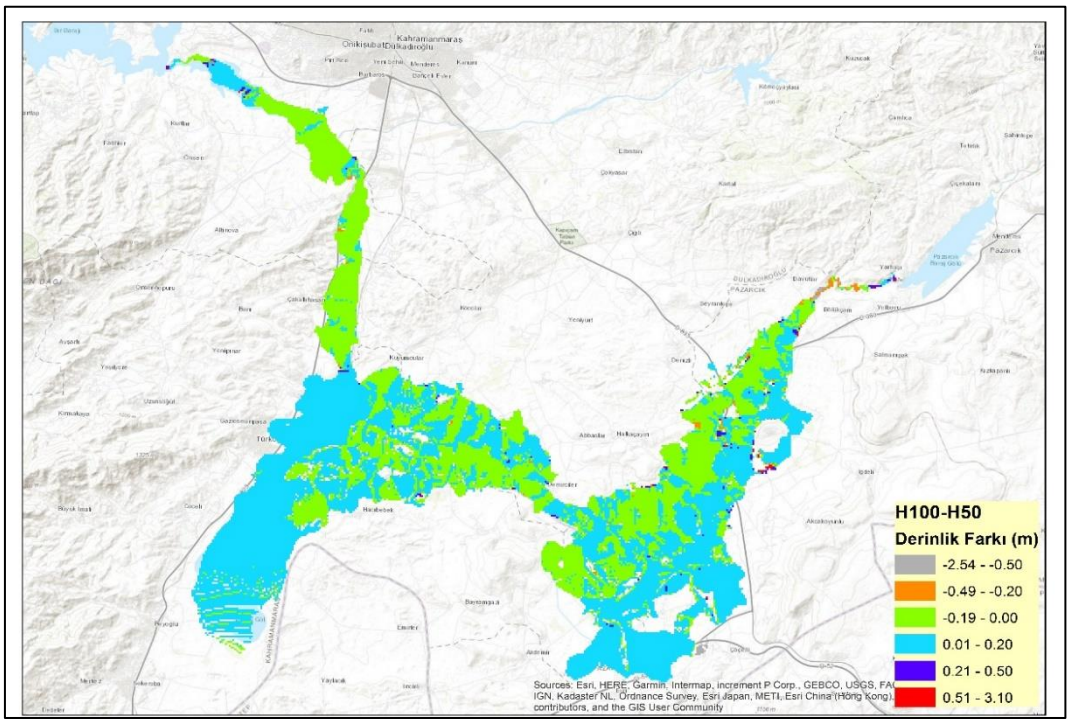
Şekil 6.1. Farklı ızgara boyutlarına bağlı mansap noktasında akım çıkış hidrografları

6.1.2. Akım derinlikleri

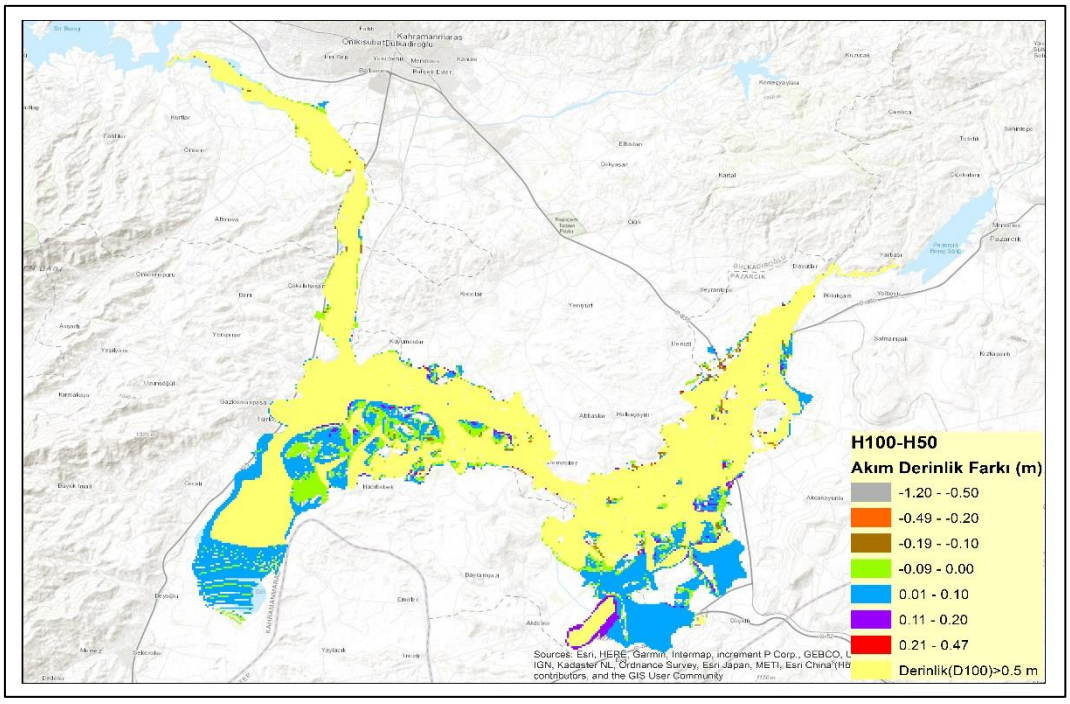
HECRAS 5.0.5 ve FLO-2D yazılımlarında farklı ızgara boyutlarında (100 m ve 50 m) gerçekleştirilen senaryoların akım derinlikleri incelenmiştir. Derinlik fark haritası oluşturmak H100 senaryosunun akım derinlikleri H50 senaryosunun akım derinliklerinden çıkartılmıştır. Bu akım derinlik fark haritası Şekil 6.2'de sunulmuştur. Akım derinlikleri için 26470 ızgara elementi incelendiğinde sadece 82 tanesinin mutlak farkı 0.5 m den büyük olduğu anlaşılmıştır. Akım fark haritası incelendiğinde akım derinliklerinin genelde 0.5 m'den daha küçük olduğu anlaşılmaktadır. Bu bölgelerdeki farkların mertebe değerlerinin anlaşılması için H100 senaryosunun akım derinliklerinin 0.5 m ve daha küçük olduğu yerler tespit edilerek tekrar akım derinlik fark haritası oluşturulmuştur. Bu akım derinlik fark haritası Şekil 6.3'te verilmiştir. Şekil 6.3 incelendiğinde iki simülasyon arasındaki akım mutlak derinlik değişimleri genellikle 0 ila 0.10 m arasında değiştiği izlenmiştir.

FLO-2D yazılımında ızgara boyutunun akım derinliklerine etkisini incelemek için F100 senaryosu akım derinliğinden F50 senaryosunun akım derinlikleri çıkartılmıştır. Böylelikle FLO-2D yazılımı sonuçlarının derinlik fark haritası oluşturulmuştur. Akım derinlik fark

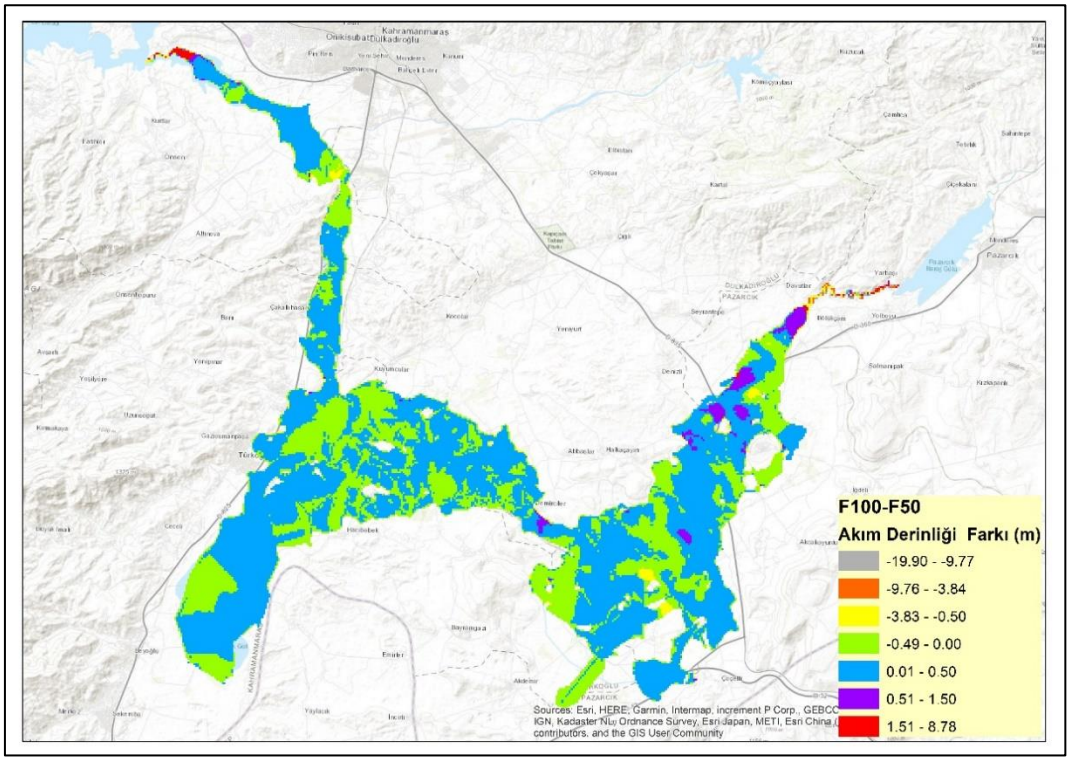
haritası Şekil 6.4'de sunulmuştur. Akım derinlikleri için 26789 ızgara elementi incelendiğinde sadece 942 tanesinin mutlak farkı 0.5 m'den büyük olduğu anlaşılmıştır. Fark haritaları incelendiğinde akım derinliklerinin genelde 0.5 m'den daha küçük olduğu anlaşılmıştır. Bu bölgelerdeki farkların mertebe değerlerinin anlaşılması için F100 senaryosunun akım derinliklerinin 0.5 m ve daha küçük olduğu yerler tespit edilerek tekrar akım derinlik fark haritası oluşturulmuştur. Bu akım derinlik fark haritası Şekil 6.5'te verilmiştir. Şekil 6.5'te incelendiğinde iki yazılım arasındaki akım mutlak derinlik değişimleri genellikle 0 ila 0.10 m arasında değiştiği izlenmiştir.



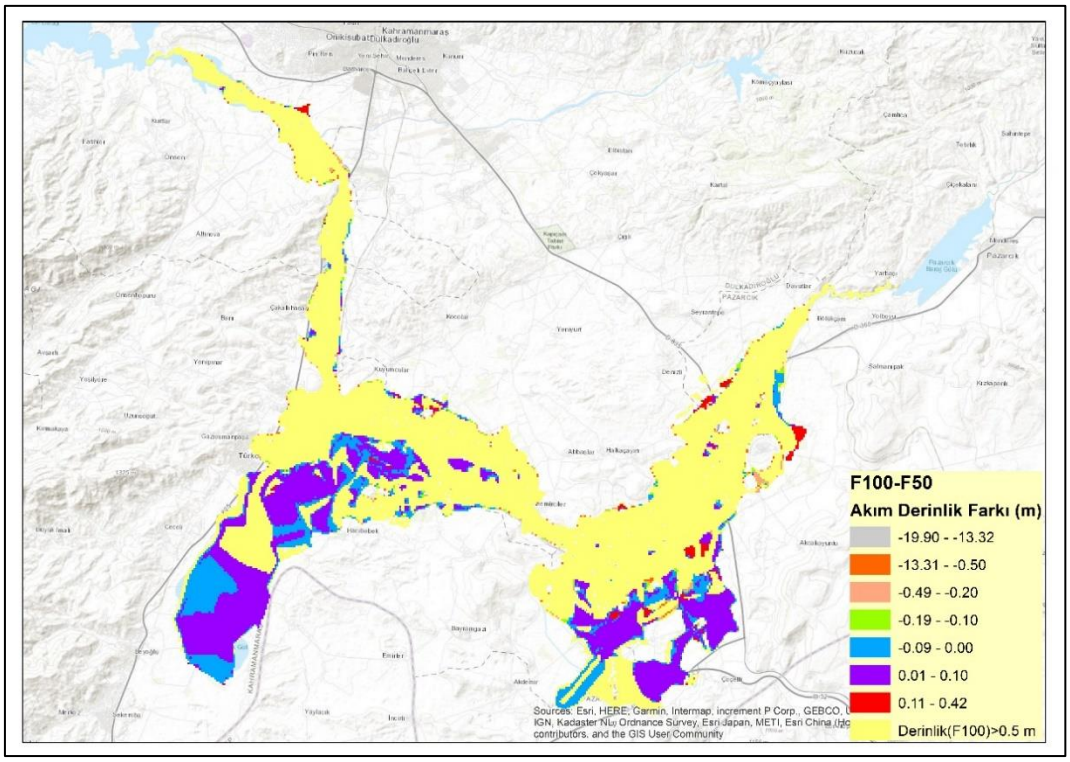
Şekil 6.2. H100 – H50 akım derinliği fark haritası



Şekil 6.3. H100 analizlerinde derinliği 0.5 m ve daha düşük derinliklerdeki H100-H50 derinlik farkları



Şekil 6.4. F100 – F50 akım derinliği fark haritası



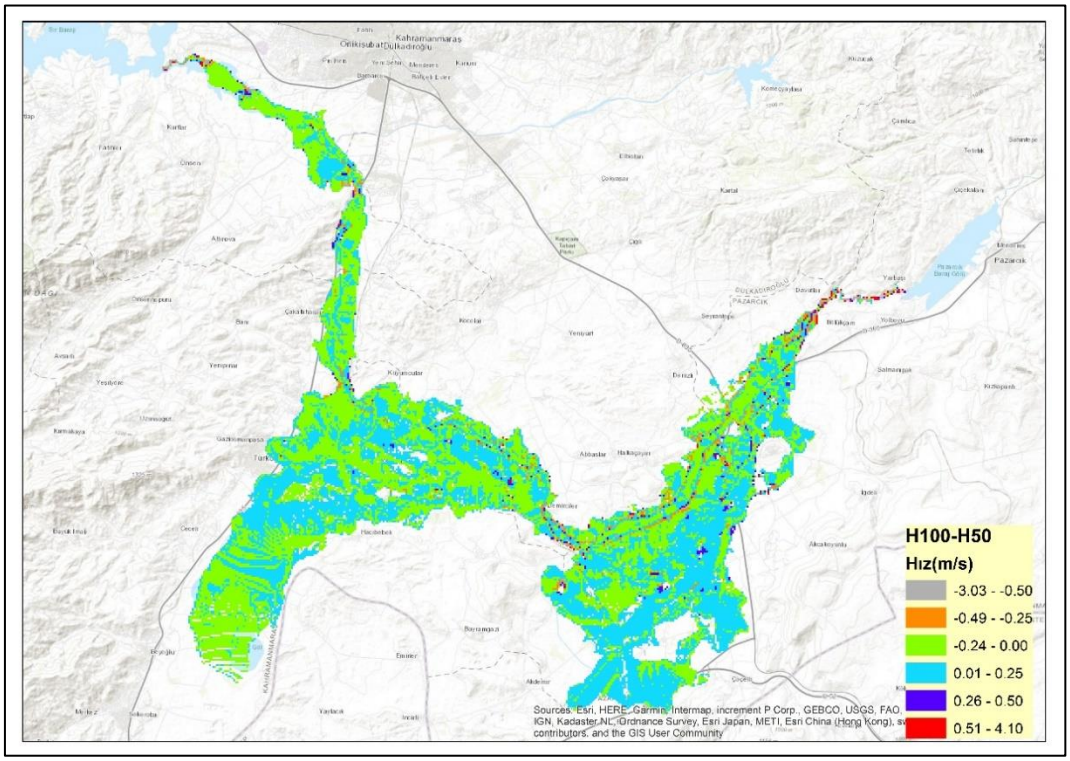
Şekil 6.5. F100 analizlerinde derinliği 0.5 m ve daha düşük derinliklerdeki F100-F50 derinlik farkları

6.1.3. Akım hızları

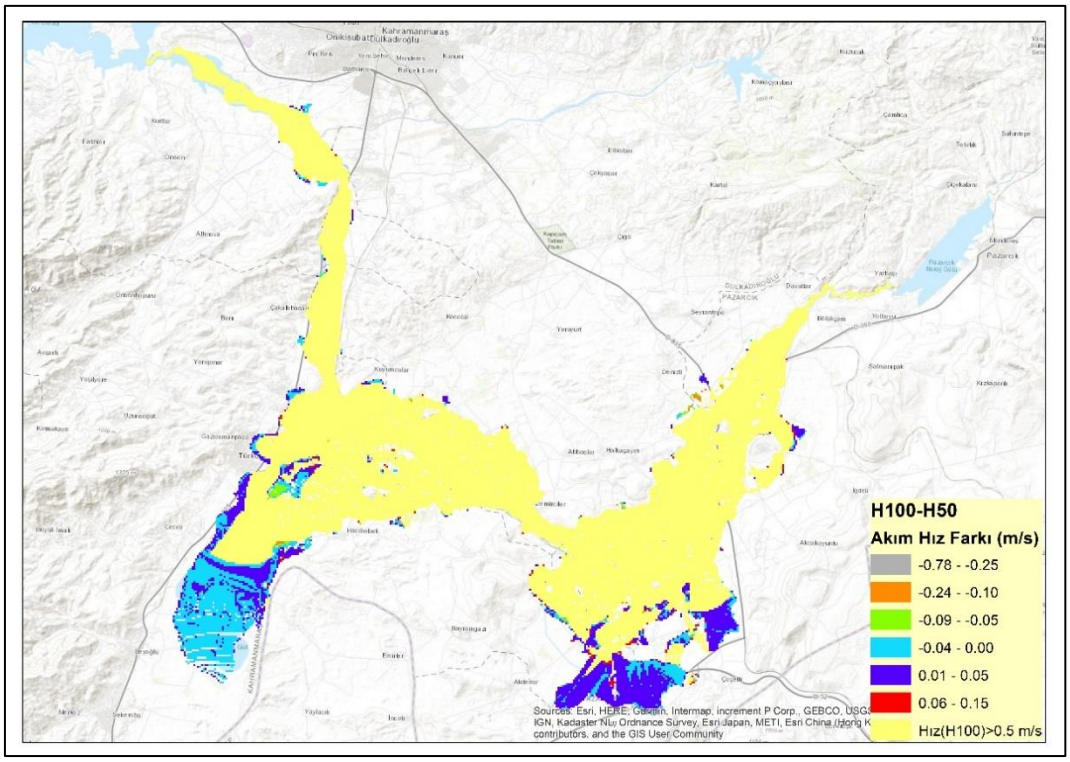
HECRAS 5.0.5 ve FLO-2D yazılımlarında farklı ızgara boyutlarında (100 m ve 50 m) gerçekleştirilen senaryoların akım hızları incelenmiştir. HECRAS 5.0.5 sonuçlarının akım hız fark haritası oluşturmak için H100 senaryosunun akım hızlarından H50 senaryosunun akım hızları çıkartılmıştır. Bu akım hız fark haritası Şekil 6.6'da sunulmuştur. Akım hızları için 26470 ızgara elementi incelendiğinde sadece 331 tanesinin mutlak farkı 0.5 m/s den büyük olduğu anlaşılmıştır. Akım hız fark haritası incelendiğinde akım hızlarının genelde 0.25 m/s'den daha küçük olduğu anlaşılmaktadır. Bu bölgelerdeki farkların mertebe değerlerinin anlaşılması için H100 senaryosunun akım hızlarının 0.25 m/s ve daha küçük olduğu yerler tespit edilerek tekrar akım hız haritaları oluşturulmuştur. Bu akım hız fark haritası Şekil 6.7'te verilmiştir. Şekil 6.7 incelendiğinde iki yazılım arasındaki akım mutlak hız değişimleri genellikle 0 ila 0.05 m/s arasında değiştiği izlenmiştir.

FLO-2D yazılımında ızgara boyutunun akım hızlarına etkisini incelemek için F100 senaryosu akım hızlarından F50 senaryosunun akım hızları çıkartılmıştır. Böylelikle FLO-2D yazılımı sonuçlarının akım hız fark haritası oluşturulmuştur. Bu akım fark haritası Şekil

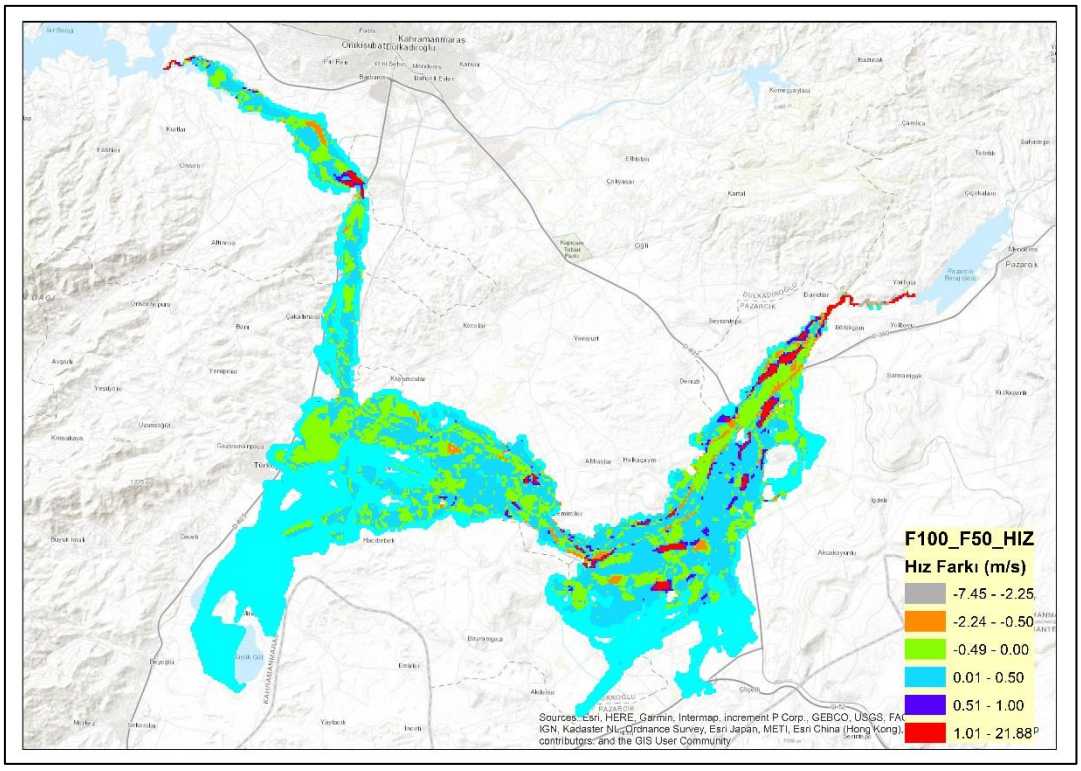
6.8'de sunulmuştur. Akım hızları için 26789 ızgara elementi incelendiğinde sadece 1640 tanesinin mutlak farkı 0.5 m/s'den büyük olduğu anlaşılmıştır. Fark haritaları incelendiğinde akım hızlarının genelde 0.5 m'den daha küçük olduğu anlaşılmıştır. Bu bölgelerdeki farkların mertebe değerlerinin anlaşılması için F100 senaryosunun akım hızlarının 0.5 m/s ve daha küçük olduğu yerler tespit edilerek tekrar akım hız fark haritası oluşturulmuştur. Bu akım hız fark haritası Şekil 6.9'da verilmiştir. Şekil 6.9 incelendiğinde iki yazılım arasındaki akım hızlarının değişimleri genellikle 0 ila 0.15 m/s arasında değiştiği izlenmiştir.



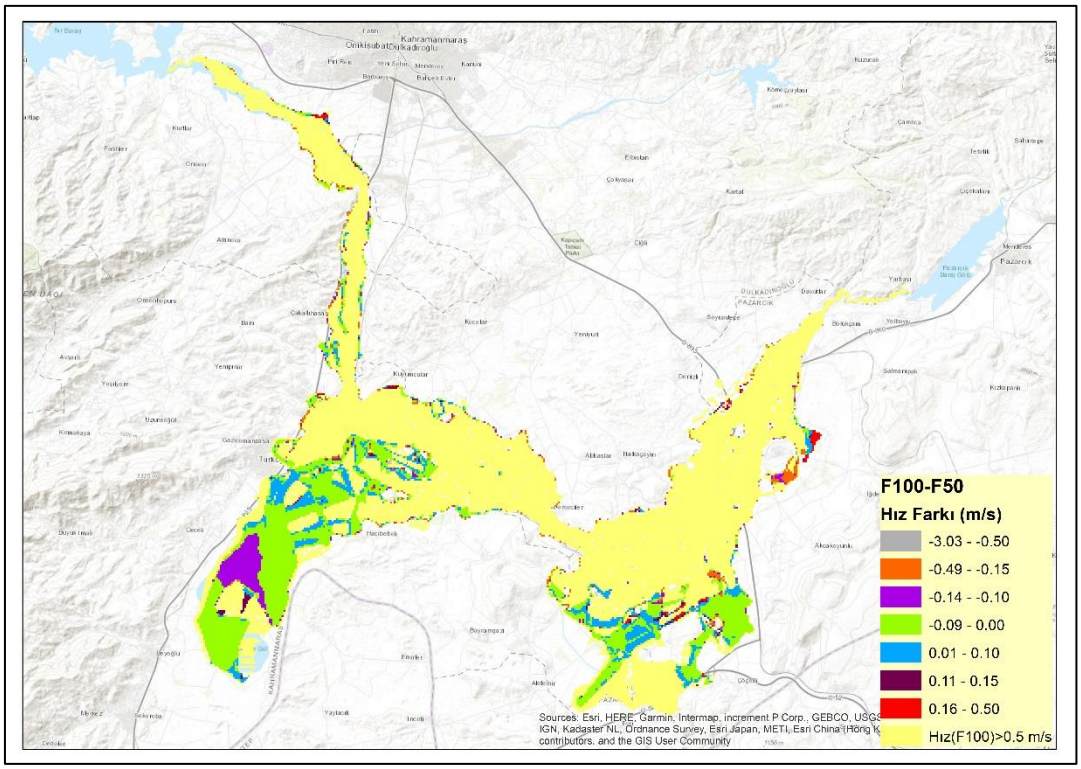
Şekil 6.6. H100 – H50 akım hızı fark haritası



Şekil 6.7. H100 analizlerinde hızı 0.25 m/s ve daha düşük hızlardaki H100-H50 hız farkları



Şekil 6.8. F100 – F50 akım hızı fark haritası



Şekil 6.9. F100 analizlerinde hızı 0.5 m/s ve daha düşük hızlardaki F100-F50 hız farkları

6.2. Izgara Boyutunun Pilot Çalışma Alanındaki Taşkın Sonuçlarına Etkisi

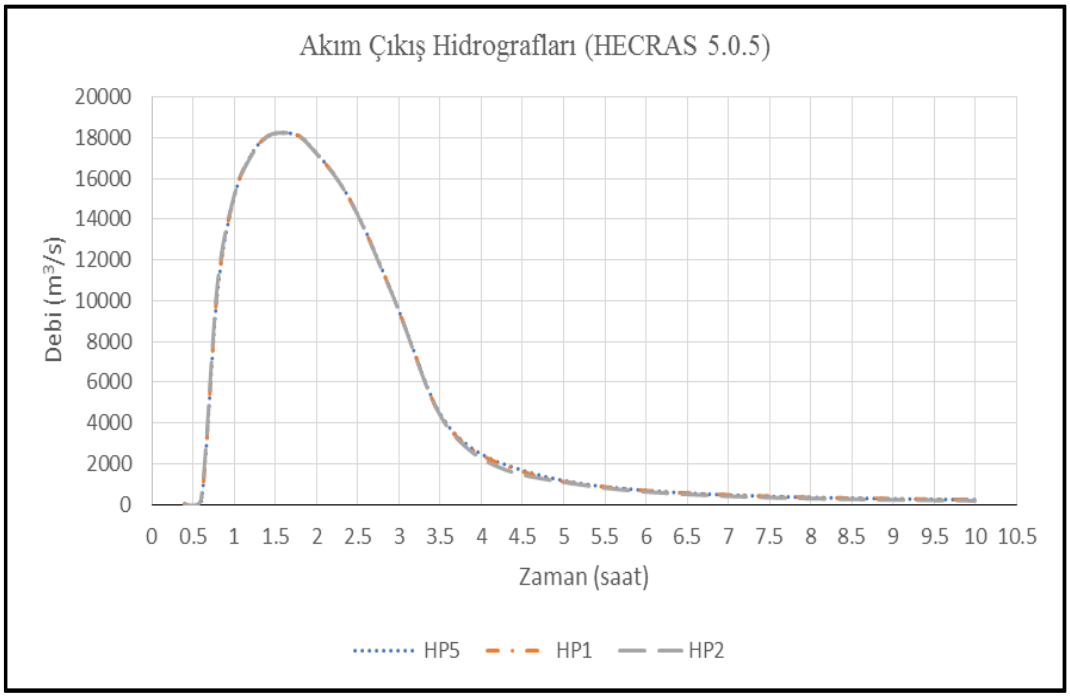
Izgara boyut hassasiyetinin dar vadide akım hızı, akım derinliği ve mansap noktasındaki akım çıkış hidrografına etkisini incelemek için Kartalkaya Barajı'nın hemen mansabından başlayarak Aksu Çayı boyunca akış yönünde yaklaşık 7 km uzunluğu olan alanın tekrar taşkın modellemesi FLO-2D ve HECRAS 5.0.5 için yapılmıştır. Bu modellemelerde kullanılan Manning n katsayısı ve taşkın hidrografı Bölüm 3'te kullanılan değerlerle birebir aynıdır. Bu pilot alan için hesaplama ızgara boyutları 50,100,200 m olacak şekilde üç senaryo oluşturulmuş ve model sonuçları yine 12 dakikada bir alınmış ve toplam simülasyon süresi ise 10 saat olarak belirlenmiştir. Bu senaryolara ait isimlendirmeler Çizelge 6.2'de verilmiştir.

Çizelge 6.2. Pilot alan için senaryo isimleri

Senaryo Adı	Izgara Boyutu	2B Model Adı
HP5	50 m	HECRAS 5.0.5
HP1	100 m	HECRAS 5.0.5
HP2	200 m	HECRAS 5.0.5
FP5	50 m	FLO-2D
FP1	100 m	FLO-2D
FP2	200 m	FLO-2D

6.2.1. Mansap noktası akım çıkış hidrografları

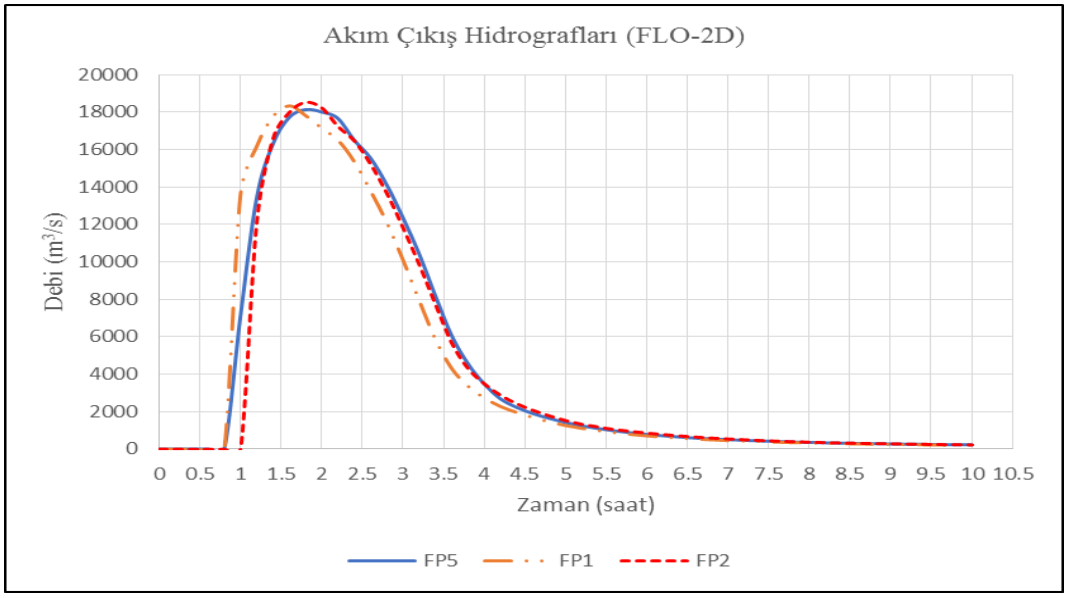
HECRAS 5.0.5'te kurgulanan üç senaryo (HP5,HP1, HP2) için pilot alandan çıkan akım hidrografları Şekil 6.10'da verilmiştir. Bu şekil incelendiğinde çalışma alanından çıkan akım çıkış hidrografları birbiri ile yaklaşık tamamen örtüşmektedir. Bu çalışmada HECRAS 5.0.5'de ızgara boyutunun akım çıkış hidrografına bir etkisi olmadığı gözlemlenmiştir.



Şekil 6.10.Pilot alan için HECRAS 5.0.5 simülasyon modellerindeki akım çıkış hidrografları

FLO-2D yazılımda oluşturulan üç senaryo (FP5,FP1, FP2) için pilot alandan çıkan akım hidrografları Şekil 6.11'de verilmiştir. Bu şekil incelendiğinde çalışma alanından çıkan akım çıkış hidrografları HECRAS 5.0.5'in aksine birbirlerinden farklı sonuçlar vermiştir. Şöyle ki FP5 ve FP2 akım pik değerlerini, simülasyon başladıktan sonra yaklaşık 1.8 saate alırken

FP1 ise akım pik değerini 1.6 saatte almıştır. Her üç modelinde pik değerleri birbirleriyle kıyaslandığında değişimleri yaklaşık 200 m^3/s'den küçük olduğu anlaşılmıştır.



Şekil 6.11. Pilot alan için FLO-2D simülasyon modellerindeki akım çıkış hidrografları

6.2.2. Akım derinliği

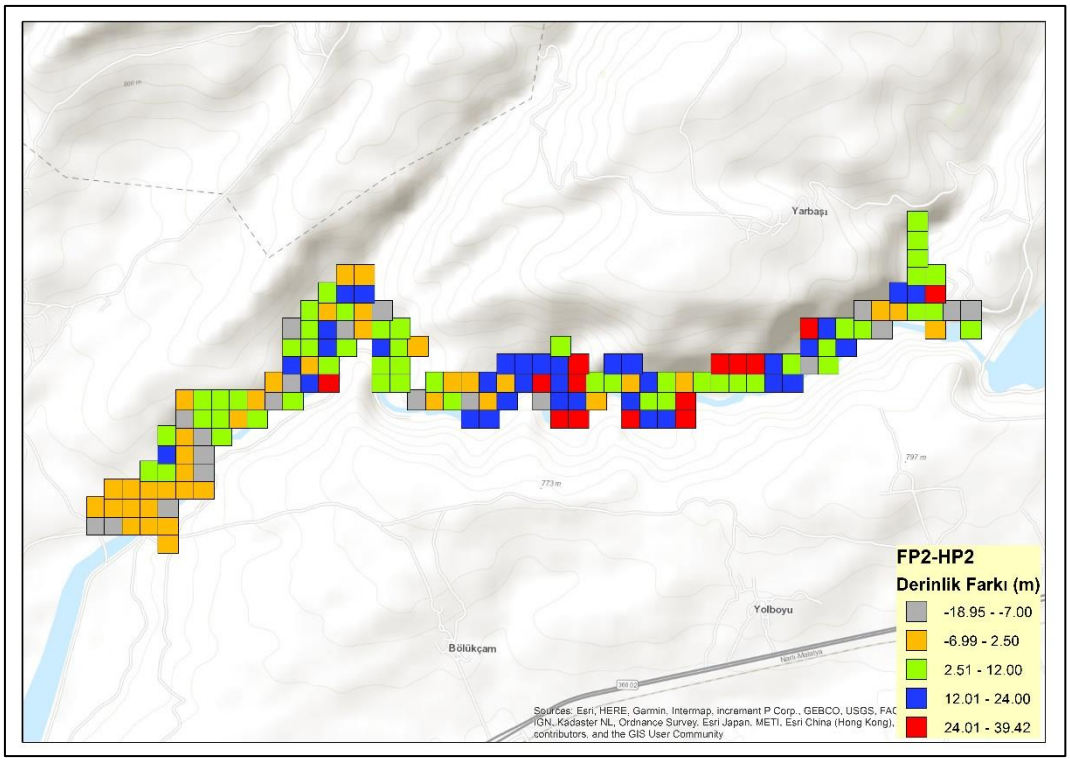
Yapılan simülasyonlarda akım derinliklerini karşılaştırmak için taşkın yatağı içerisinde bulunan 530 adet ızgara elamanı incelenmiştir. Izgara boyut değişimine göre oluşturulan senaryo sonuçlarının akım derinliğine etki performansını incelenmek için kuadratik ortalama hataları (yani RMSE) yöntemi kullanılmıştır. RMSE hesaplaması Bölüm 4 'te bahsedilen Eşitlik 4.1 ile yapılmıştır. Burada referans alınan model ızgara boyutu senaryoları H1 ve F1 (yani 100 m)'dir. Akım derinlikleri için RMSE sonuçları Çizelge 6.3'te sunulmuştur. Bu tablo incelendiğinde akım derinlikleri her iki yazılım için ızgara boyutu artışından daha çok etkilendiği görülmüştür. Ancak FLO-2D akım derinlik değerlerinin HECRAS 5.0.5 akım derinliklerine göre ızgara boyut değişiminden daha fazla etkilendiği gözlemlenmiştir.

Çizelge 6.3. Farklı ızgara boyutları için RMSE analiz sonuçları

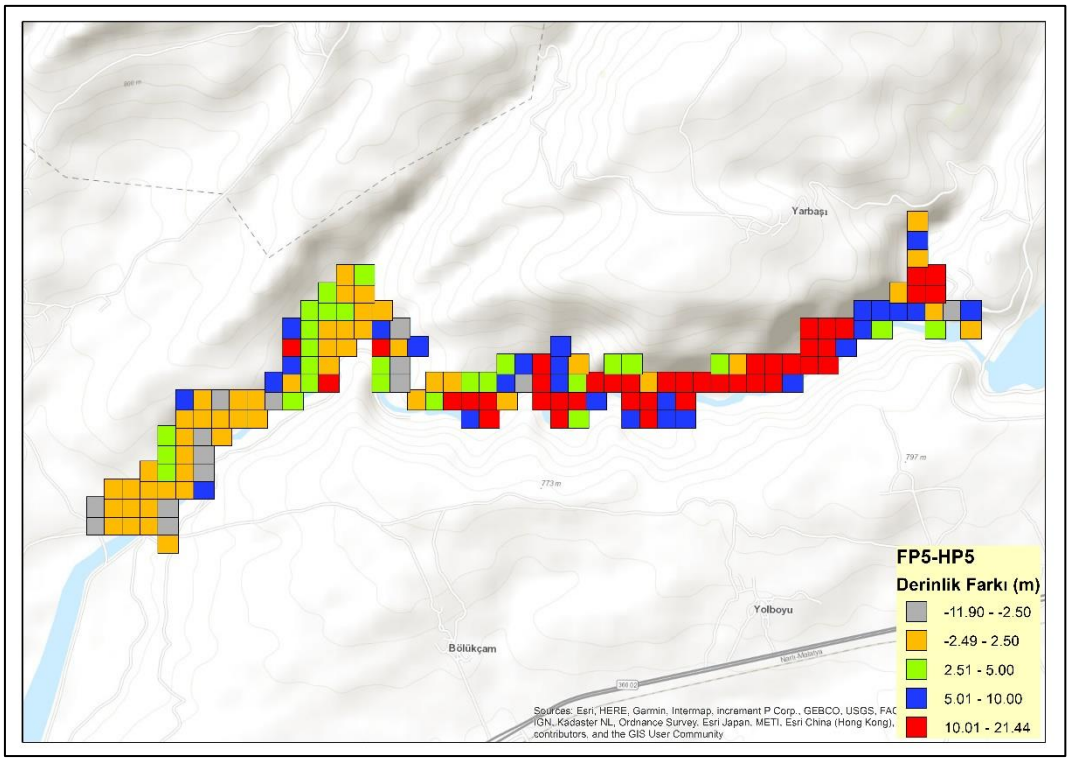
Parametre	H5-H1	H2-H1	F5-F1	F2-F1
Akım Derinliği	0.6	0.84	5.07	10.09

Pilot alanda FLO-2D ve HECRAS 5.0.5 ile oluşturulan 50 m ve 200 m ızgara boyutuna sahip model çıktı sonuçları olan akım derinliklerinin programlar arasında nasıl bir değişiklik

gösterdiğini anlamak için, aynı ızgara boyutuna sahip olan her iki programın akım derinlikleri kendi içerisinde çıkartılarak fark haritaları oluşturulmuştur. Bu fark haritaları Şekil 6.12 ve Şekil 6.13'te verilmiştir. Bu fark haritaları incelendiğinde FLO-2D yazılımı çalışma alanı içerisinde en büyük akım derinliğine sahip olduğu görülmüştür.



Şekil 6.12. FP2-HP2 derinlik fark haritası



Şekil 6.13. FP5-HP5 derinlik fark haritası

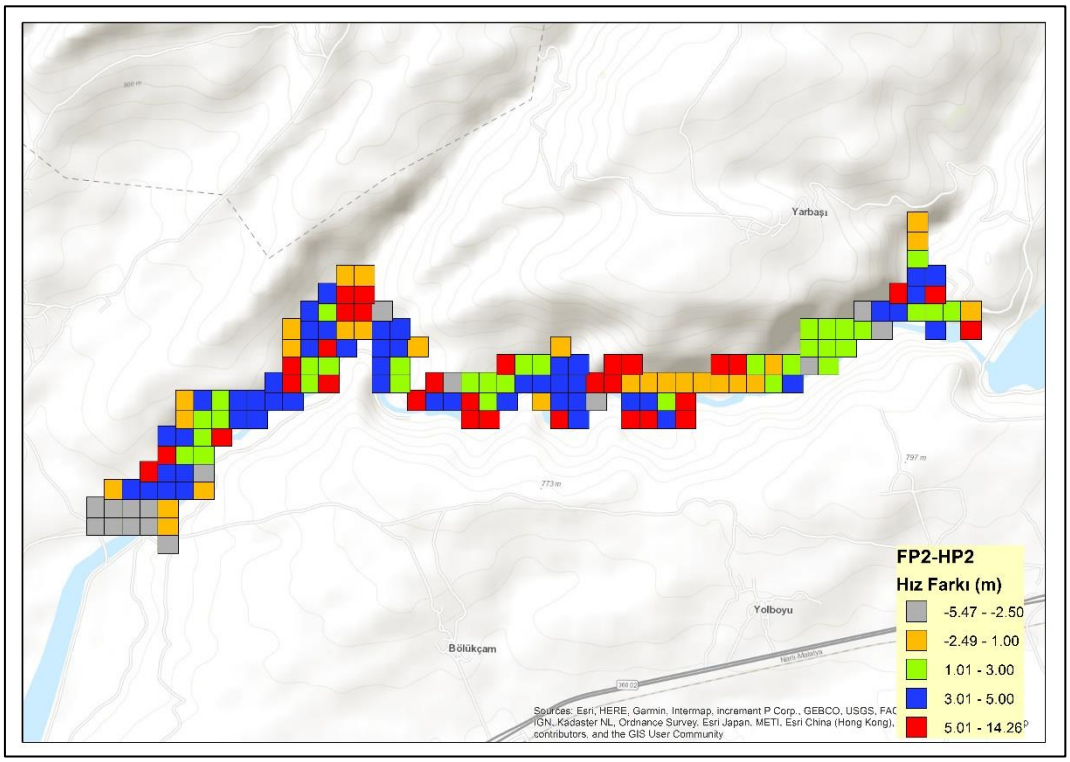
6.2.3. Akım hızı

Yapılan simülasyonlarda akım hızlarını karşılaştırmak için taşkın yatağı içerisinde bulunan 530 adet ızgara elamanı incelenmiştir. Izgara boyut değişimine göre oluşturulan senaryo sonuçlarının akım hızlarına etki performansını incelenmek için kuadratik ortalama hataları (yani RMSE) yöntemi kullanılmıştır. RMSE hesaplaması Bölüm 4 ’te bahsedilen Eşitlik 4.1 ile yapılmıştır. Burada referans alınan model ızgara boyutu senaryoları H1 ve F1 (yani 100 m)’dir. Akım hızları için RMSE sonuçları Çizelge 6.4’te sunulmuştur. Bu tablo incelendiğinde akım hızları HEC-RAS 5.0.5 yazılımda ızgara boyutu artışından daha çok etkilendiği ortaya çıkmıştır. Bunun yanında FLO-2D modelinde ise akım hızları ızgara boyutunun azalışından daha fazla etkilendiği görülmüştür. FLO-2D akım hız değerlerinin HECRAS 5.0.5 akım hızlarına göre ızgara boyut değişiminden daha fazla etkilendiği gözlemlenmiştir.

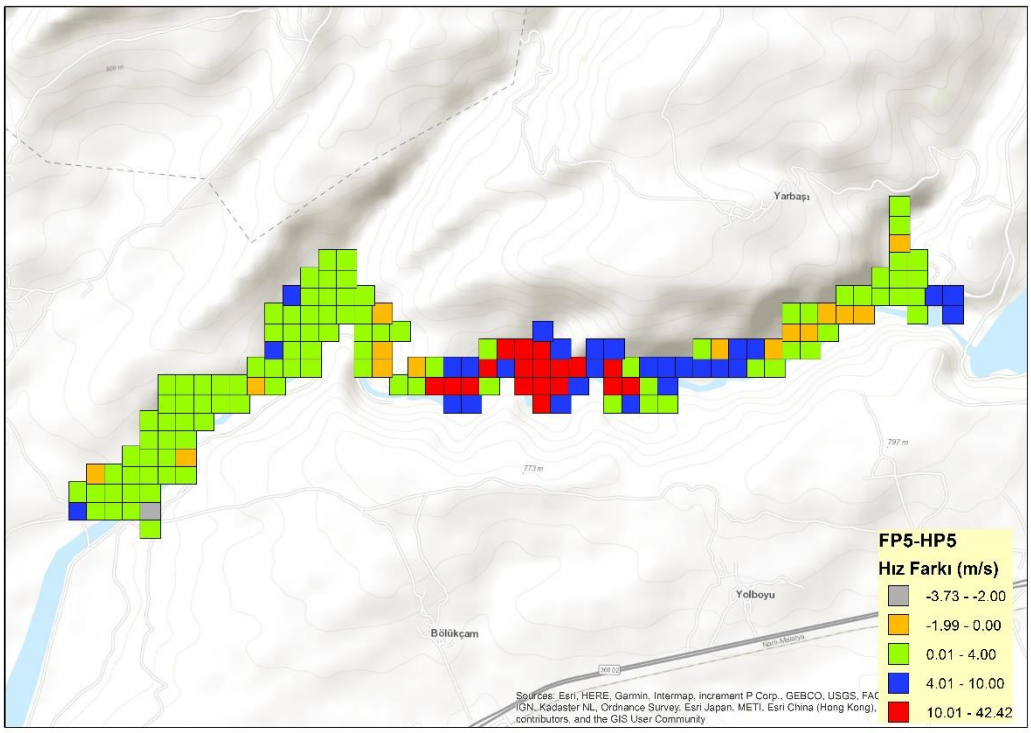
Çizelge 6.4. Farklı ızgara boyutları için RMSE analiz sonuçları

Parametre	H5-H1	H2-H1	F5-F1	F2-F1
Akım Hızı	1.24	1.26	6.87	4.01

Pilot alanda FLO-2D ve HECRAS 5.0.5 ile oluşturulan 50 m ve 200 m ızgara boyutuna sahip model çıktı sonuçları olan akım hızlarının programlar arasında nasıl bir değişiklik gösterdiğini anlamak için, aynı ızgara boyutuna sahip olan her iki programın akım hızları kendi içerisinde çıkartılarak fark haritaları oluşturulmuştur. Bu fark haritaları Şekil 6.14 ve Şekil 6.15'te verilmiştir. Bu fark haritaları incelendiğinde FLO-2D yazılımı çalışma alanı içerisinde en büyük akım hızına sahip olduğu görülmüştür.



Şekil 6.14. FP2-HP2 hız fark haritası



Şekil 6.15. FP5-HP5 hız fark haritası

7. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada Ceyhan havzası Kahramanmaraş ilinde bulunan Kartalkaya Barajı'nın olası yıkılma parametreleri belirlenerek baraj yıkılma taşkın hidrografı HECRAS yazılımı ile elde edilmiştir. Bulunan bu taşkın hidrografının mansaptaki etkisinin araştırmak için iki farklı hidrodinamik yazılım (FLO-2D, HECRAS 5.0.5) kullanılmıştır.

Kullanılan her iki hidrodinamik yazılımda üç aşamada taşkın modeli gerçekleştirilmiştir. Bunlar veri hazırlama, analiz ve sonuç raporlamadır. Veri hazırlama kısmında ana doneler olan SYM, Manning n katsayılarının oluşturulmasını kapsamaktadır. Analiz kısmında ise modelde hangi ızgara aralıkların kullanılması gerektiği seçilir, memba ve mansap şartını belirlemek için sırasıyla akım giriş hidrografı ve akım çıkış enerji eğimleri belirlenmelidir. Sonrasında simülasyon zamanı ve hesaplama adım aralığı belirlenerek model çalıştırılır. Sonuç raporlamada ise analiz sonucunda alınan verilerin, haritaların oluşturulmasını kapsamaktadır.

Her iki model sonuçları olan akım derinliği, akım hızı, hesaplama süresi ve akım çıkış hidrografları karşılaştırılmıştır. Akım derinlikleri ve hızlar dar vadide FLO-2D yazılımı ve HECRAS 5.0.5 yazılımda kayda değer farklılıklar açığa çıkıştır. Ovalık alanda ise akım derinlikleri ve hızları birbirine daha yakın değerde olduğu görülmüştür. HECRAS 5.0.5, FLO-2D yazılımına göre daha hızlı çözüm verdiği tespit edilmiştir. Akım çıkış hidrografları incelendiğinde HECRAS 5.0.5 yazılımı akım pik değerine daha hızlı ulaştığı görülmüştür.

Bu çalışmada Manning pürüzlülük katsayısının akım üzerindeki derinliklerine, hızlarına ve mansap çıkış noktasında ulaşma zamanına etkisi araştırılmıştır. Bunun için çalışma alanı Bölüm 3.2 ve 3.3 'te gerçekleştirilen modellemeler esnasında kullanılan Manning n değerleri (Çizelge 3.6) %10, %20, %50 oranında hem artırılmış hem de azaltılmış durumuyla iki yazılımda da (HEC-RAS ve FLO2D) analizler yapılmıştır. Bu sonuçlar irdelendiğinde Manning n değerinin dar vadide sonuçlar üzerinde daha etkili olduğu görülmüş olup, pürüzlülük değeri arttıkça akım hızının azaldığı, akım derinliğinin ise arttığı gözlemlenmiştir. Akım varış süresinin pürüzlülük katsayısı artışı ile ters orantılı olduğu görülmüştür.

Bu çalışmada Manning n değişiminin akım derinliği ve hız değerlerinin üzerindeki performansı araştırılmıştır. Bunun için her iki yazılım her Manning n değişimi senaryosu için RMSE analizi yapılmıştır. RMSE sonuçları dikkatle incelendiğinde HEC-RAS 5.0.5 yazılımının akım derinliği sonuçları Manning n değişimi ile FLO-2D'e göre genelde daha az değişiklik gösterdiği izlenmiştir. Akım hızları açısından RMSE sonuçlarına bakıldığında ise HEC-RAS 5.0.5 Manning n değeri ile akım hızlarının her senaryoda FLO-2D'e göre daha daha az değiştiği görülmüştür. Manning n değerinin artışı FLO-2D yazılımında akım derinliklerinin değişiminde daha etkili olurken, HECRAS 5.0.5 yazılımda ise Manning n değerinin azalışı akım derinliklerinin değişiminde daha etkili olduğu saptanmıştır.. Her iki yazılımda da akım hızlarının değişimi Manning n değerinin azalışından daha çok etkilendiği izlenmiştir.

Baraj yıkılma sonrası taşkın modellemesi yapılırken model kararlılığı, doğru bir sonuç elde etme açısından oldukça önemlidir. Bu çalışmada olduğu gibi model kararlılığının tek bir hesaplama zaman adımı değerinin yerine Courant sayısıyla sağlanması daha doğru bir yaklaşım olabilir. Baraj yıkılması gibi büyük hidrograf girdileri ile analiz yapılması durumda hem yapılan literatür araştırması hem de bu çalışmada yapılan modeller esnasında 1 den küçük alınması doğru sonuçlar elde etmesi açından daha uygun olacağı anlaşılmıştır. İki boyutlu taşkın modellemelerinde gerçeğe yakın sonuçlar alınması için Manning n katsayısının hassas bir şekilde seçilmesi gerektiği bu çalışmanın sonuçlarından anlaşılmaktadır.

KAYNAKLAR

1. Abay,O., Baykan, N., Baykan, N. O.(2015).T*arih boyunca barajların elden çıkma nedenleri*. 4. Su Yapıları Sempozyumu, 157–166.

2. EXCIMAP (2007). *Handbook on good practices for flood mapping in Europe*. European exchange circle on flood mapping, Endorsed by Water Directors.1-57.

3. Klijn, F., De Bruijn, K., Ölfert, A., Penning-Rowsell, E . C., Simm, J., Wallis, M. (2009). Flood risk assessment and flood risk management: an introduction and guidance based on experiences and findings of FLOODsite, *Report Number T29-09-01*. FLOODsite Deltares, Delft Hydraul. Delft, Netherlands.

4. Pelling, M. (2004). *Reducing disaster risk: A challenge for development a global report.* United Nations Development Programme Bureau for Crisis Prevention and Recovery One United Nations Plaza New York, NY 10017, USA.1-37.

5. Schulze, R. E. (2003,). Dialogue on water and climate training package managing climate variability and climate change in water resource. *ACRUcons Report 45. 1-91*.

6. İnternet: Meteroloji Genel Müdürlüğü. (2018). Meteorolojik karakterli doğal afetler sel ve taşkınlar. URL: https://www.mgm.gov.tr/arastirma/dogal-afetler.aspx?s=taskinlar, Son Erişim Tarihi: 30 Aralık 2018.

7. Gökçe, O., Özden, Ş., Demir, A. (2008). *Türkiye'de afetlerin mekansal ve istatistiksel dağılımı afet bilgileri envanteri*. Ankara:T.C Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü Afet Etüt ve Hasar Tespit Daire Başkanlığı, 1-112.

8. Singh, V. P. (1996). *Dam Breach Modeling Technology*. Dordrecht: Springer, c. 17, sayı 11, Netherlands.

9. George, A. C., Nair, B. T. (2015, December). Dam break analysis using BOSS DAMBRK. *Aquatic Procedia* . 4 (2015), 853 – 860.

10. Razad, A. Z. A., Muda, R. S., Sidek, L. M., Azia, I. S. A., Mansor, F. H., Yalit, R. (2013, June). *Simulation of breach outflow for earthfill dam*. 4th International Conference on Energy and Environment. 16(1), 1-4.

11. Nayak, P. C., Sudheer, K. P., Saheb, S. M. (2000). Dam break analysis of Ghodahoda project, Orissa. National Instıtute of Hydrology Jal Vigyan Bhawan Roorkee- 247 667, Uttarakhand, India, 1-26.

12. Brunner, G. W. (2010). *River Analysis System User's Manual, Version 4.1*. US Army Corps of Engineers, Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.

13. Neary, V. S., Sotiropoulos, F., Odgaard, A. J. (1999, February). Three-dimensional numerical model of lateral-intake inflows. *Journal of Hydraulic Engineering.*125(2),126-140.

14. Weber, L., Schumate, D.E., Mawer, N. (2001, May). Experiments on flow at a 90° open-channel junction. *Journal of Hydraulic Engineering.* 127(5), 340-350.

15. Shettar, A. S., Murthy, K. K. (1996, June). A numerical study of division of flow in open channels. *Journal of Hydraulic Research*. 34(5), 651-675.

16. Purwandari, T., Hadi, M.P., Kingma, N.C. (2011, January). A GIS modelling approach for flood hazard assessment in part of Surakarta city. *Indonesian Journal of Geography*. 43(1), 63 - 80.

17. O'Brien, B. J. S., Julien, P. Y., Fullerton, W. T. (1993, February). Two dimensional water flood and mudflow simulation. *Journal of Hydraulic Engineering.119(2),244-261.*

18. Elçi, Ş., Tayfur, G., Haltaş, I., Kocaman, B. (2017, Eylül). Baraj yıkılması sonrasi iki boyutlu taşkın yayılımının yerleşim bölgeleri için modellenmesi. *İMO Teknik Dergi*, 2017 7955-7975, Yazı 482.

19. Haltas, I., Elçi, S., Tayfur, G. (2016, December). Numerical simulation of flood wave propagation in two-dimensions in densely populated urban areas due to dam break. *Water Resources Management.* 30(15), 5699–5721.

20. Haltas I., Tayfur, G., Elci, S. (2016, April). Two-dimensional numerical modeling of flood wave propagation in an urban area due to Ürkmez dam-break, İzmir, Turkey. *Natural Hazards. 81(3), 2103-2119.*

21. Moya Quiroga, V., Kure, S., Udo, K., Mano, A. (2016, June) Application of 2D numerical simulation for the analysis of the February 2014 Bolivian Amazonia flood: application of the new HEC-RAS version 5. *Revista Iberoamericana del Agua*. 3(1), 25-33.

22. Papaioannou, G., Efstratiadis, A., Vasiliades, L., Loukas, A., Papalexiou, S., Koukouvinos, A.,Tsoukalas, I., Kossieris, P. (2018, April). An operational method for flood directive implementation in ungauged urban areas. *Hydrology*. 5(24),1-24.

23. Lavoie, B., Mahdi, T.F. (2017, April). Comparison of two-dimensional flood propagation models: SRH-2D and Hydro_AS-2D. *Natural Hazards*. 86(3),1207-1222.

24. Habtamu, G. (2008).*Comparison of 2D Hydrodynamic models in river reaches of ecological importance: Hydro_AS-2D and SRH-W* (Institut für Wasserbau, Universitat Stuttgart, 2008). Stuttgart.

25. Tolossa, H., Tuhtan, J., Schneider, M., Wieprecht, S. (2009, August). *Comparison of 2d hydrodynamic models in river reaches of ecological importance: Hydro_AS-2D and SRH-W*. 33rd IAHR World Congress, At Vancouver, Canada.604-611.

26. Jones, D. (2011). *The transition from earlier hydrodynamic models to current generation models* (Doctoral dissertation Brigham Young University, 2011). 162.

27. Soares-Frazão S. (2007, December). Experiments of dam-break wave over a triangular bottom sill. *Journal of Hydraulic Research.* 45(sup1),19-26.

28. Xing, Y., Yang, S., Zhou, H., Liang, Q. (2016, December). Effect of floodplain roughness on velocity distribution in mountain rivers. *Procedia Engineering*. 154, 467-475.

29. Maske, S. P., Jain, M. K. (2014, February). Study on effect of surface roughness on overland flow from different geometric surfaces through numerical simulation. *Hydrological Processes*. 29(4), 2595–2616.

30. DSİ (1991). Türkiye'deki barajlar. Devlet Su İşleri, Ankara, 480.

31. İnternet: Ayaz, S. (2010, Aralık). Havza koruma eylem planlarının hazırlanması projesi ceyhan havzası nihai raporu cilt 1. 1-432. URL: https://suyonetimi.ormansu.gov.tr/Files/Havzakormaeylemplanraporlarisuyonetimi.ormansu.gov.tr/Files/Havzakormaeylemplanraporlari/Ceyhan_Havzası.pdf, Son Erişim Tarihi: 01 Ekim 2018.

32. İnternet: European Envoriment Agency (2012). Corine land cover (CLC) 2012, version 18.5.1", 2016. URL: https://land.copernicus.eu/pan-european/corine-land-cover/clc-2012, Son Erişim Tarihi: 20 Eylül 2018.

33. İnternet: Doğu Akdeniz Kalkınma Ajansı (2014). TR63 bölgesi mevcut durum analizi - afet durumu ve yerleşime uygunluk. URL: http://www.dogaka.gov.tr/Icerik/Dosya/www.dogaka.gov.tr_500_LK6T40MO_TR63-Bolgesi-Mevcut-Durum-Analizi.pdf, Son Erişim Tarihi: 10 Ocak 2019.

34. İnternet: Kahramanmaraş Çevre ve Şehircilik İl Müdürlüğü (2011). *Kahramanmaraş il çevre durum raporu*. URL:www.csb.gov.tr/turkce/dosya/ced./icdr2011/kmaras_icdr2011.pdf, Son Erişim Tarihi: 27 Haziran 2013.

35. Approved, F., No O. M. B. (2011). *HEC-GeoRAS GIS tools for support of HEC-RAS using ArcGIS user's manual version 4.3.93*. US Army Corps of Engineers, Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.

36. Arcement G. J., Schneider V. R. (1984). Guide for selecting manning's roughness coefficients for natural channels. National Technical Information Service, 62.

37. Barnes H. H. Jr. (1977). *Roughness characteristics of natural channels*. 2nd Printing Edition. U.S. Government Printing Office, 206.

38. Wahl, T. L. (2004, May). Uncertainty of predictions of embankment dam breach parameters. *Journal of Hydraulic Engineering.130(5), 389-397.*

39. Froehlich, D. C. (2008, December). Embankment dam breach parameters and their uncertainties. *Journal of Hydraulic Engineering*. 134(12),1708-1721.

40. Froehlich, D.C. (1995, January). *Embankment dam breach parameters revisited*. International Water Resources Engineering Conference Proceedings. 1, 887-891.

41. Froehlich, D. C. (1995, January). Peak outflow from breached embankment dam. *Journal of Water Resources Planning and Management*. 121(1), 90-97.

42. Froehlich, D. C. (2016, June). *Empirical model of embankment dam breaching.* River Flow - Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics, River Flow 2016. 1821-1826.

43. MacDonald, T.C., Langridge- Monopolis J. (1984, May). Breaching charateristics of dam failures. *Journal of Hydraulic Engineering. 110(5), 567-586.*

44. *Xu, Y. & Zhang, L. (2009, December).* Breaching parameters for earth and rockfill dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 135(12), 1957-1970.*

45. Wu, W. (2013, August). Simplified physically based model of earthen embankment breaching. *Journal of Hydraulic Engineering.*139(8), 837-851.

46. Singh, P. K., & Snorrason, A. (1984, February). Sensitivity of outflow peaks and flood stages to the selection of dam breach parameters and simulation models. *Journal of Hydrology*. 68, 295-310.

47. United States. (1982). *Guidelines for defining inundated areas downstream from Bureau of Reclamation dams*. Denver, Colo. U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation.1-22.

48. U.S. Bureau of Reclamation (1988, December). *Downstream hazard classification guidelines*. Acer Technıcal Memorandum No . 11 Assistant Commissioner - Engineering and Research Denver, Colorado. 1-38.

49. Von Thun, J. L., Gillette D.R. (1990). *Guidance on breach parameters*. Internal Memorandum, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver.1-5.

50. Kirkpatrick, G. W. (1977). *Evaluation guidelines for spillway adequacy*. Evaluation of Dam Safety Proceedings of the Engineering Foundation Conference, Newyork, NY, 395-414.

51. Soil Conservation Service (1985, September). *Simplified dam-breach routing procedure.* Technical Release No.66, Third Edition, September 1985. 1-39.

52. Costa, J.E. (1985). Floods from dam failures. US Geological Survey, *Open-File Report* 85–560, Denver, Colorado, 54.

53. Evans, S.G. (1986, February). The maximum discharge of outburst floods caused by the breaching of man-made and natural dams. *Canadian Geotechnical Journal*. 23(3), 385–387.

54. Walder, J., O'Connor, J.E. (1997, October). Methods for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earthen dams. *Water Resources Research.* 33, 2337-2348.

55. Pierce, M. W., C. I. Thornton, and S. R. Abt. (2010, May). Predicting peak outflow from breached embankment dams. *Journal of Hydrologic Engineering*. 15 (5), 338–349.

56. Froehlich, D. (2016, July). predicting peak discharge from gradually breached embankment dam. *Journal of Hydrologic Engineering*. 21, 04016041. doi: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0001424.

57. Brunner, G. W. (2016). *HEC-RAS river analysis system 2d modeling user 's manual, version 5.0*. US Army Corps of Engineers, Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.

58. Casulli, V. (2009, June). A high- resolution wetting and drying algorithm for free-surface hydrodynamics. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*. 60, 391 - 408.

59. Brunner, G. W. (2018). HEC-RAS river analysis system, supplemental to HEC-RAS version 5.0 user's manual. US Army Corps of Engineers, Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.

60. van der Sande C. J., De Jong, S. M., Roo, A. P. J. (2003, June). A Segmentation and classification approach of IKONOS2 imagery for land cover mapping to improve flood risk and flood damage assessment. *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*. 4(3) 217-229.

61. Pestana, R., Matias, M., Canelas, R., Roque, D., Araujo, M., Van Zeller, E., Trigo-Teixeira, A., Ferreira, R., Proença de Oliveira, R., Heleno, S. (2013, September). *Calibration of 2D hydraulic inundation models in the floodplain region of the Lower Tagus River*. ESA Living Planet Symposium, At Edinburgh, United Kingdom.

62. González, D. (2017, February). *Two-dimensional depth-averaged (2dh) dam breach flood modeling using HEC-RAS.* Third National Dam Safety Conference, Roorkee.

63. Brunner, G. W. (2016). *HEC-RAS 5.0 hydraulic reference manual*. US Army Corps of Engineers, Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.

64. FLO-2D Software (2009). *FLO-2D reference manual version 2009*. FLO-2D Software, Inc. P.O. Box 66 Nutrioso, AZ 85932.

65. FLO-2D Software Inc.(2017). *FLO-2D reference manual*. FLO-2D Software, Inc. P.O. Box 66 Nutrioso, AZ 85932.

66. Horritt, M.S. & Bates, P.D. (2002,November). Evaluation of 1d and 2d numerical models for predicting river flood inundation. *Journal of Hydrology*. 268. 87-99. doi:10.1016/S0022-1694(02)00121-X.

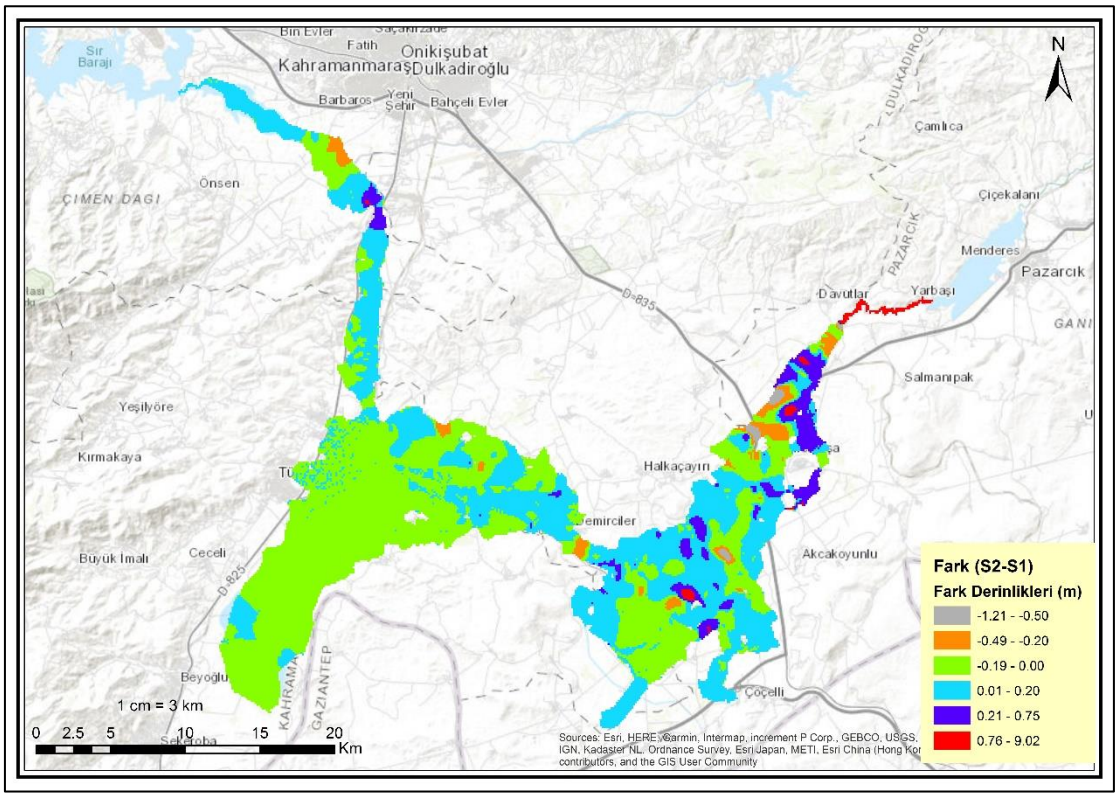
67. Liu, Z., Merwade, V. & Jafarzadegan, K. (2018, March). Investigating the role of model structure and surface roughness in generating flood inundation extents using 1D and 2D hydraulic models. *Journal of Flood Risk Management*. e12347. doi:10.1111/jfr3.12347

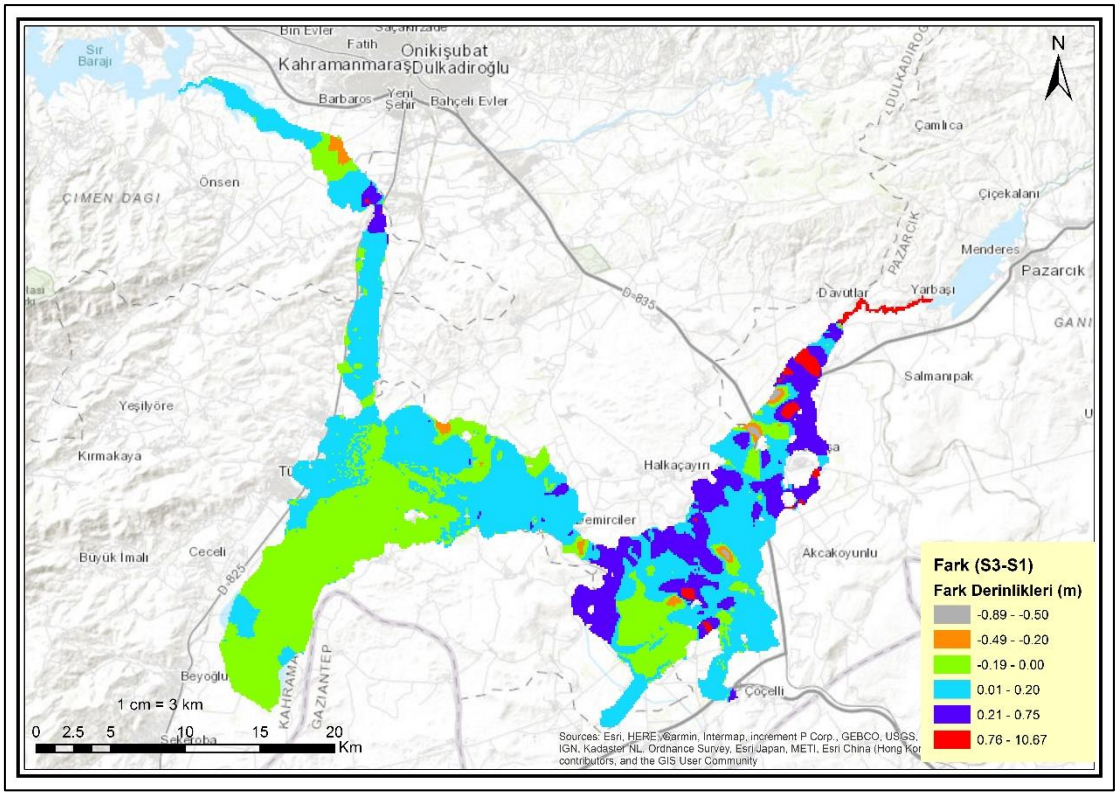
68. Mason, D. C., Cobby, D. M., Horritt, M. S., & Bates, P. D. (2003, May). Floodplain friction parameterization in two- dimensional river flood models using vegetation heights derived from airborne scanning laser altimetry. *Hydrological Processes.* 17(9), 1711– 1732.

69. Begnudelli, L., Sanders B. F. (2007,March). Simulation of the St. Francis dam-break flood. *Journal of Engineering Mechanics*. 133. 1200-1212

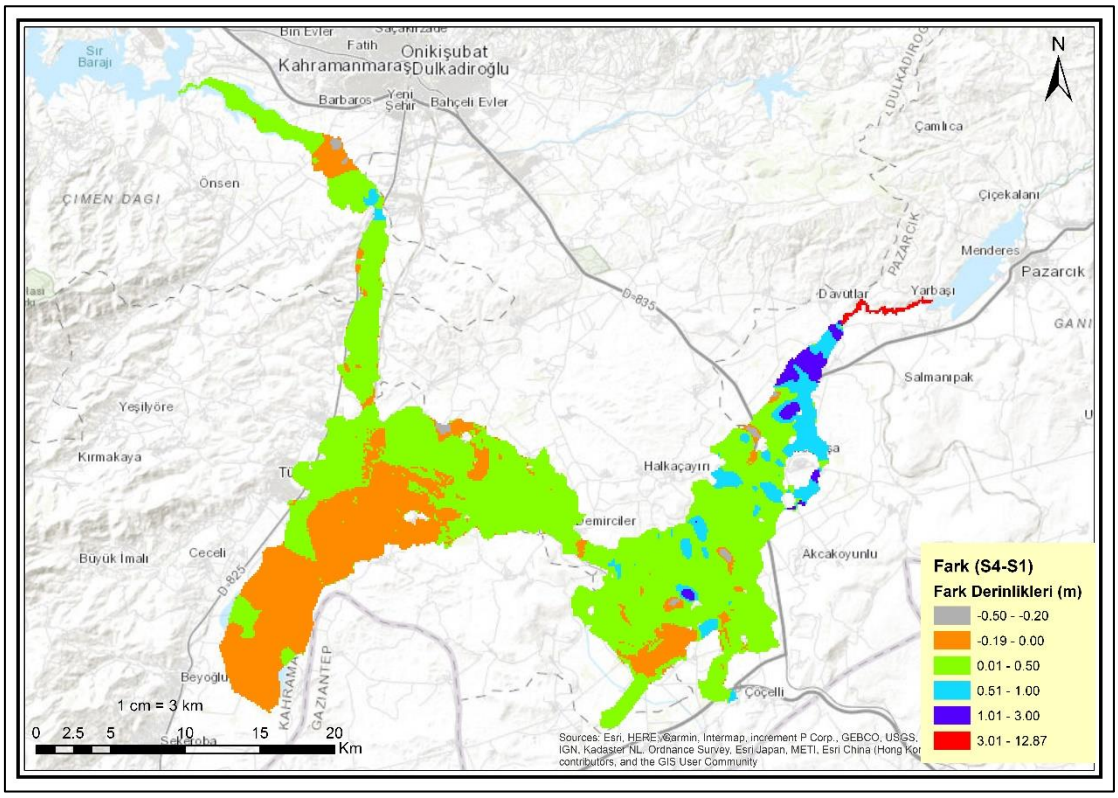
EKLER

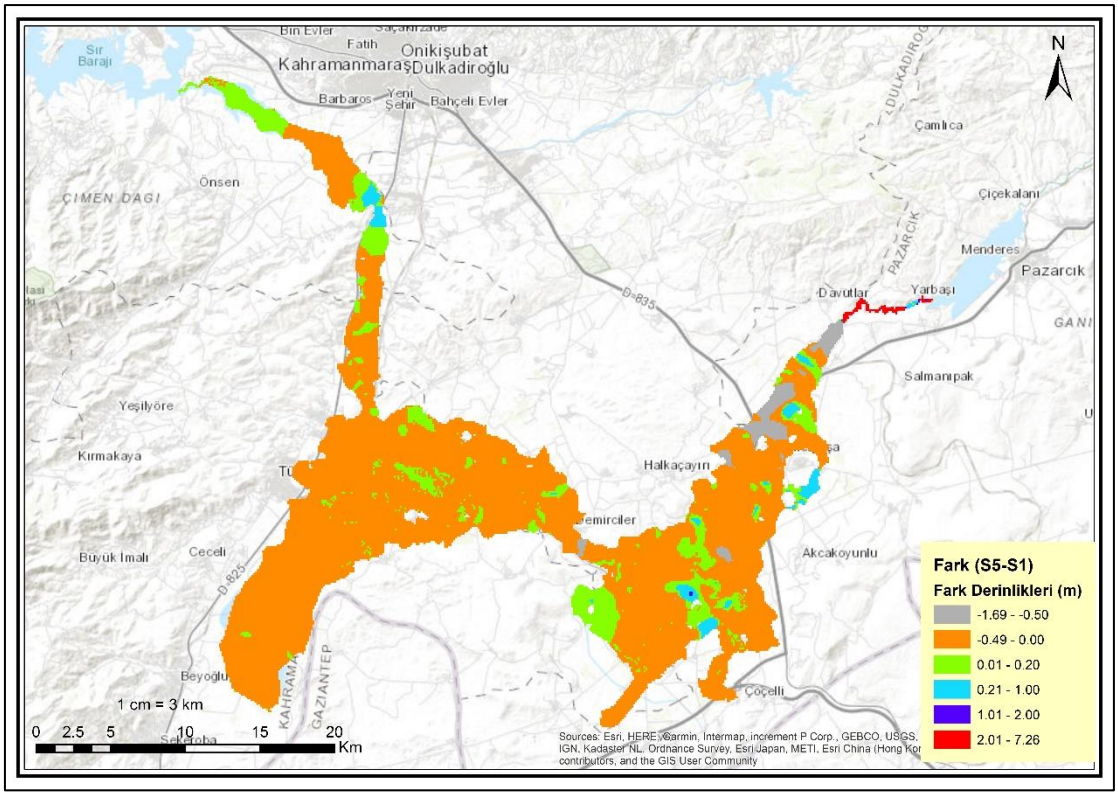
EK-1. Manning n derinlik fark haritaları (FLO-2D)



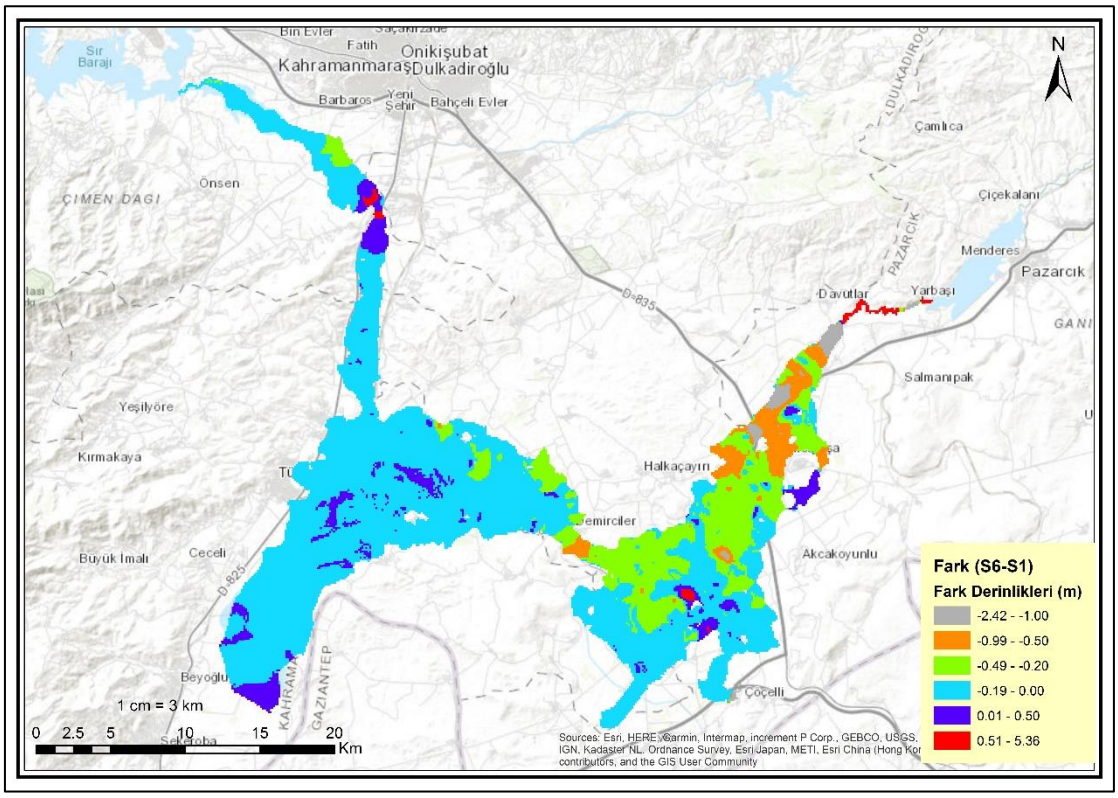


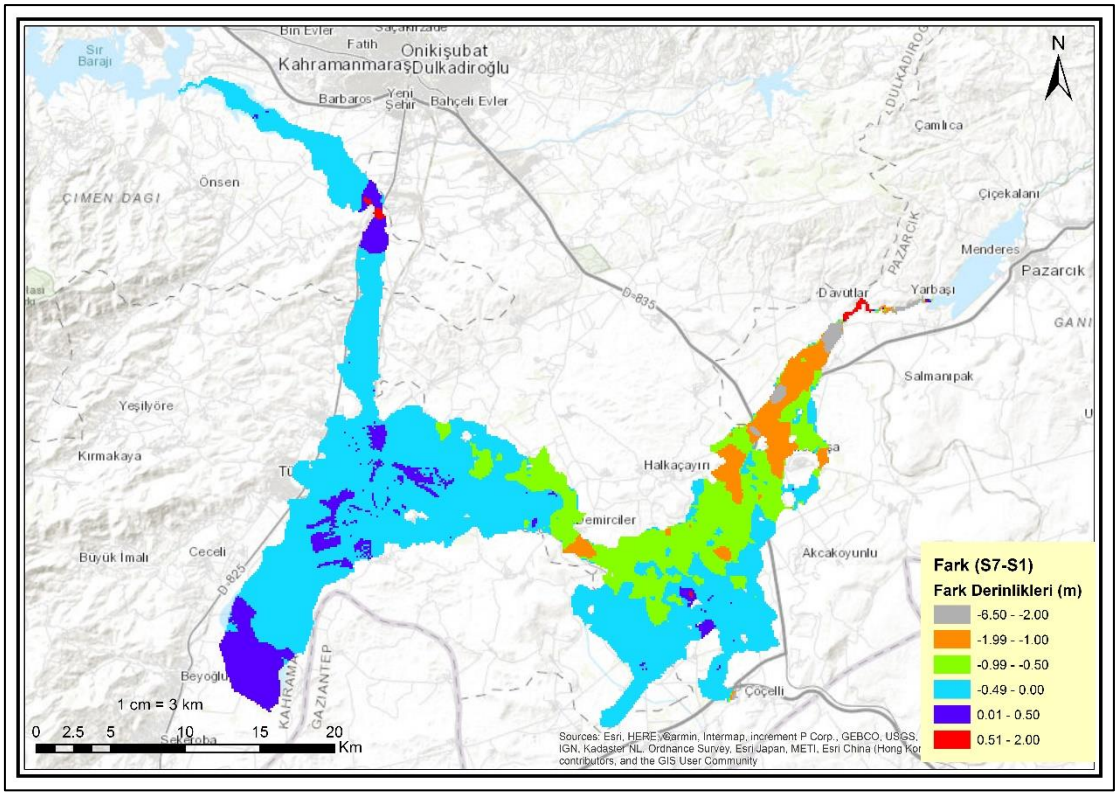
EK-1. (devam) Manning n derinlik fark haritaları (FLO-2D)



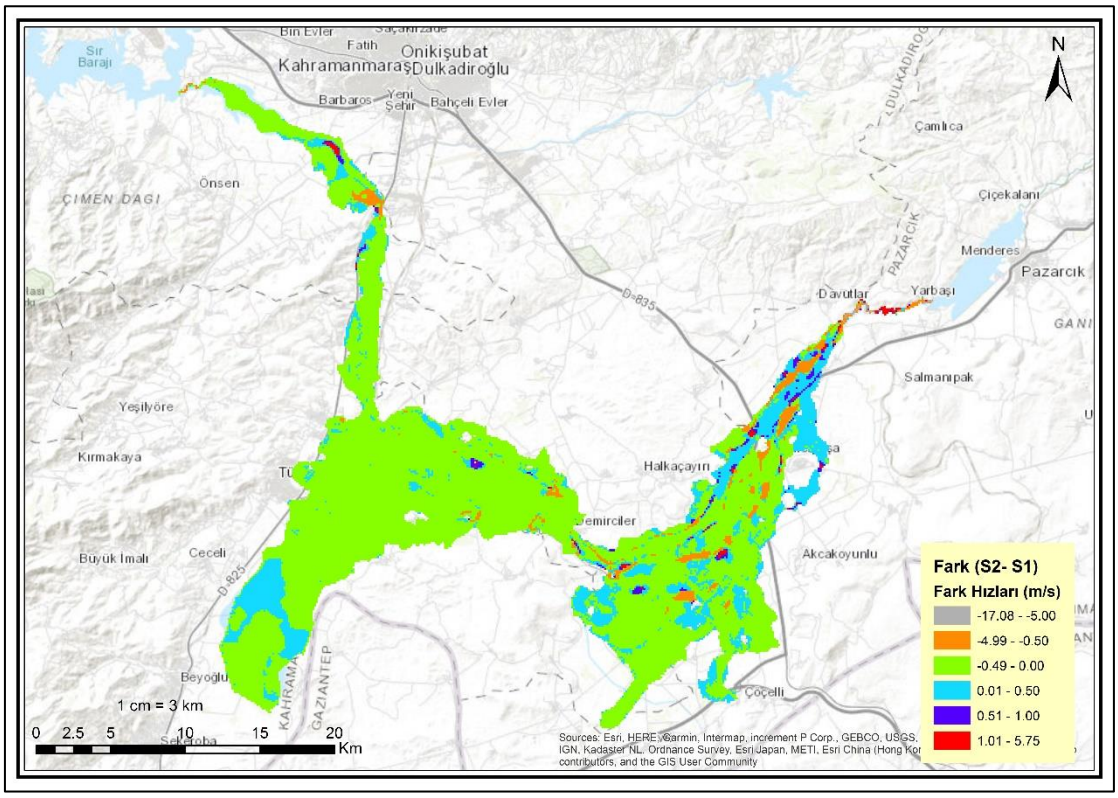


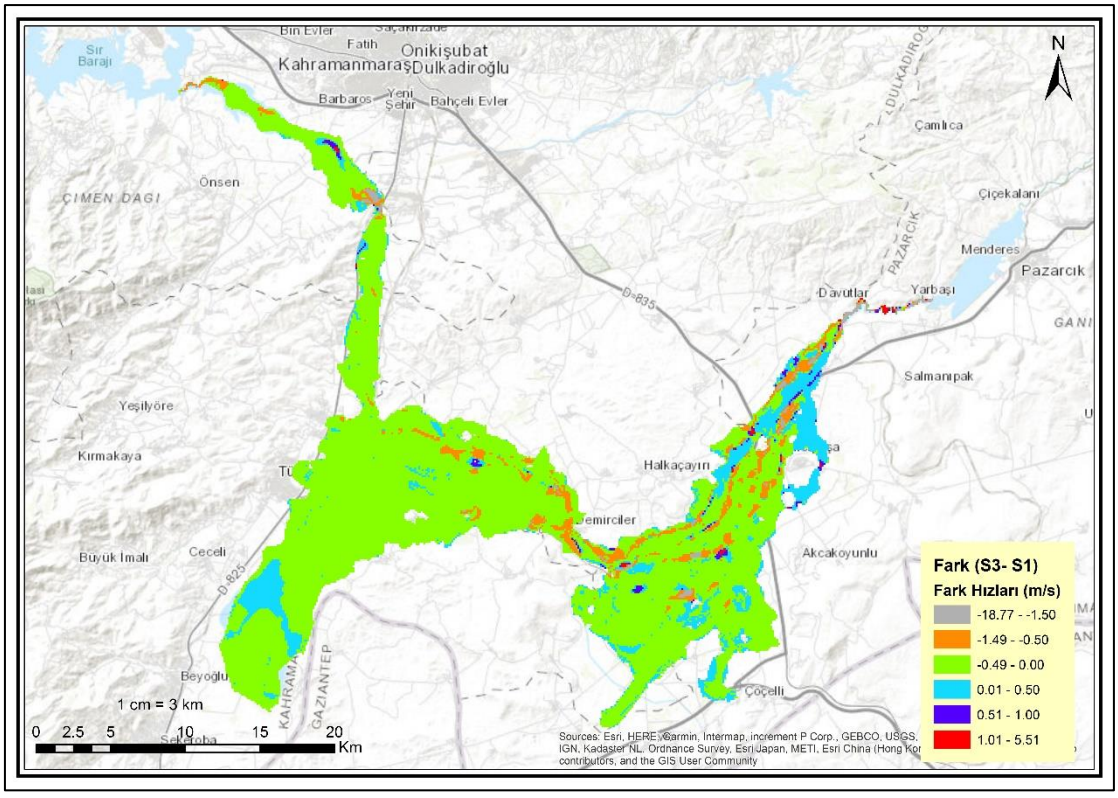
EK-1. (devam) Manning n derinlik fark haritaları (FLO-2D)



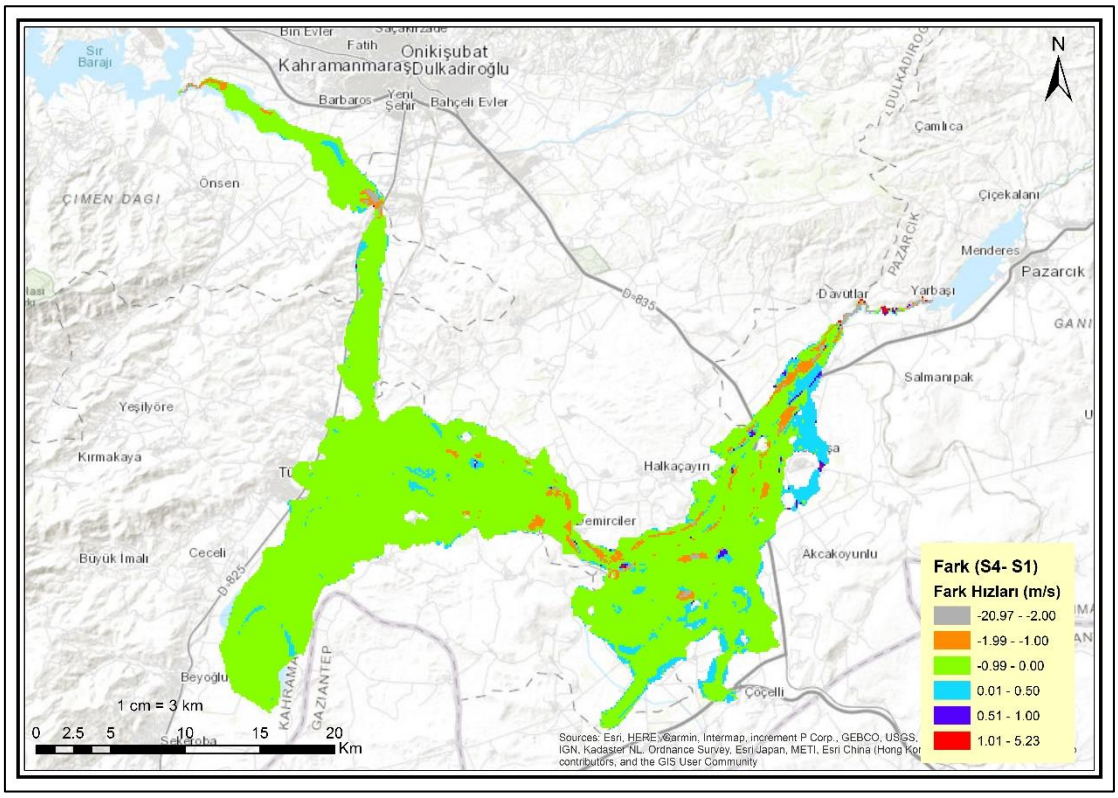


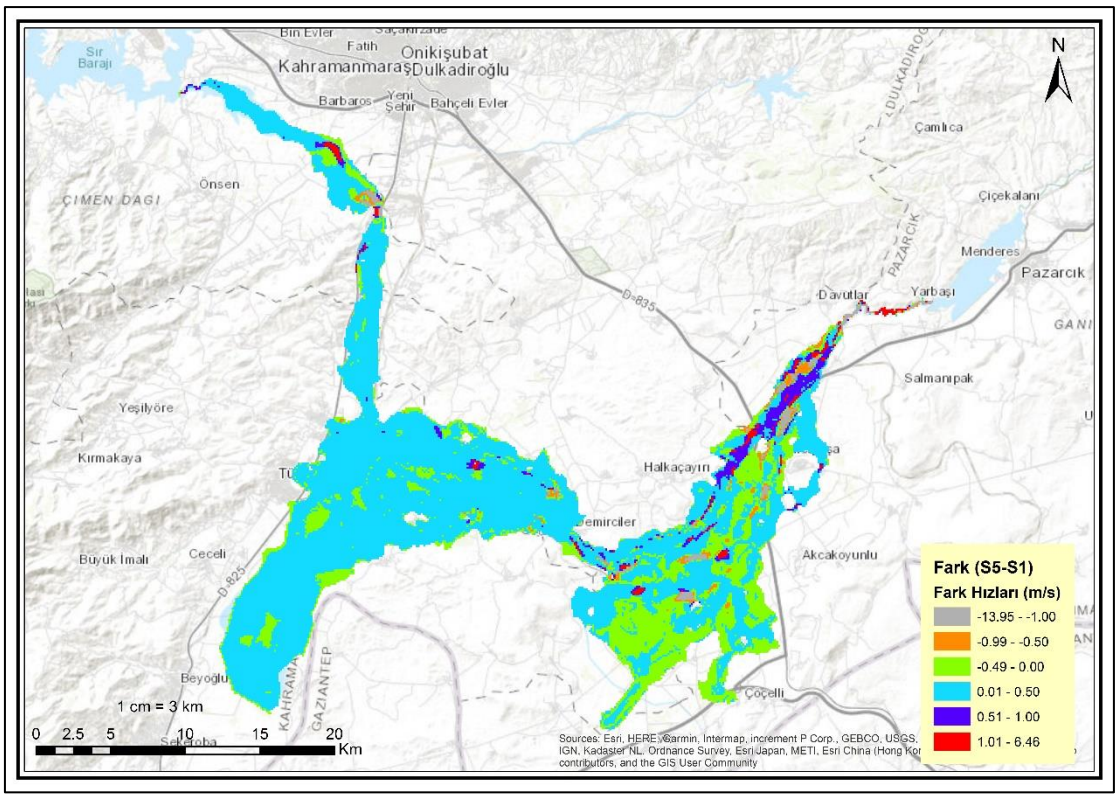
EK-2. Manning n hız fark haritaları (FLO-2D)



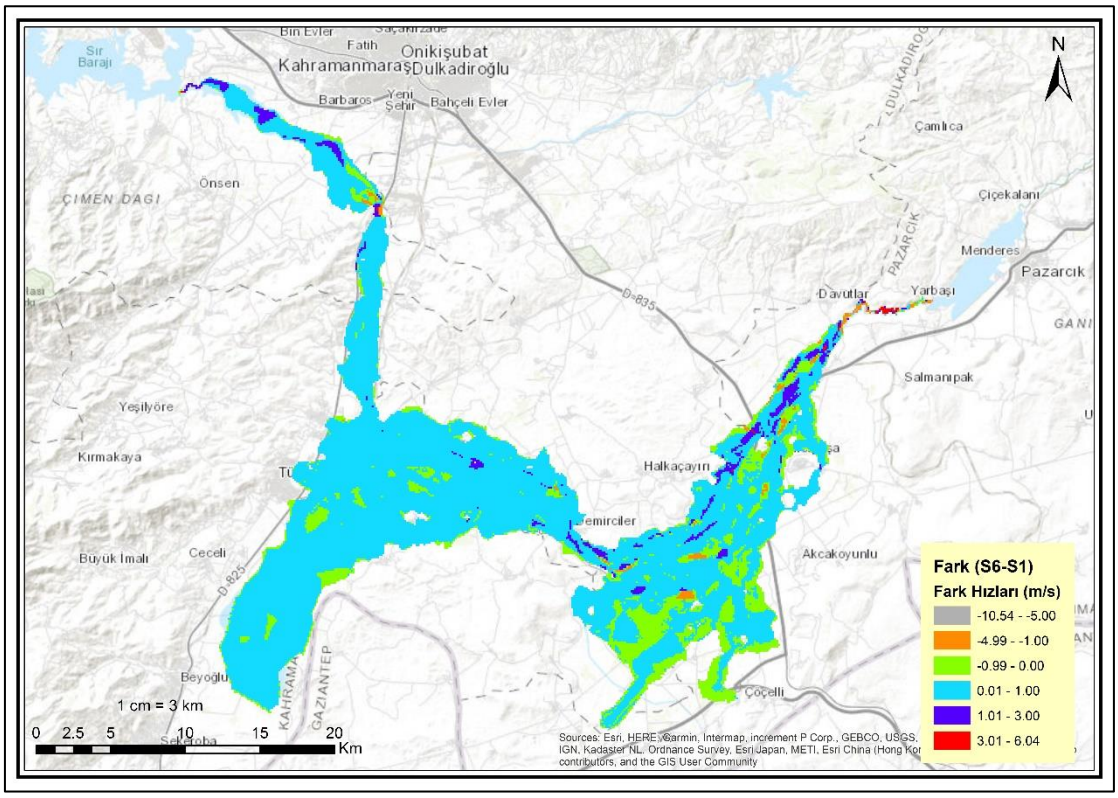


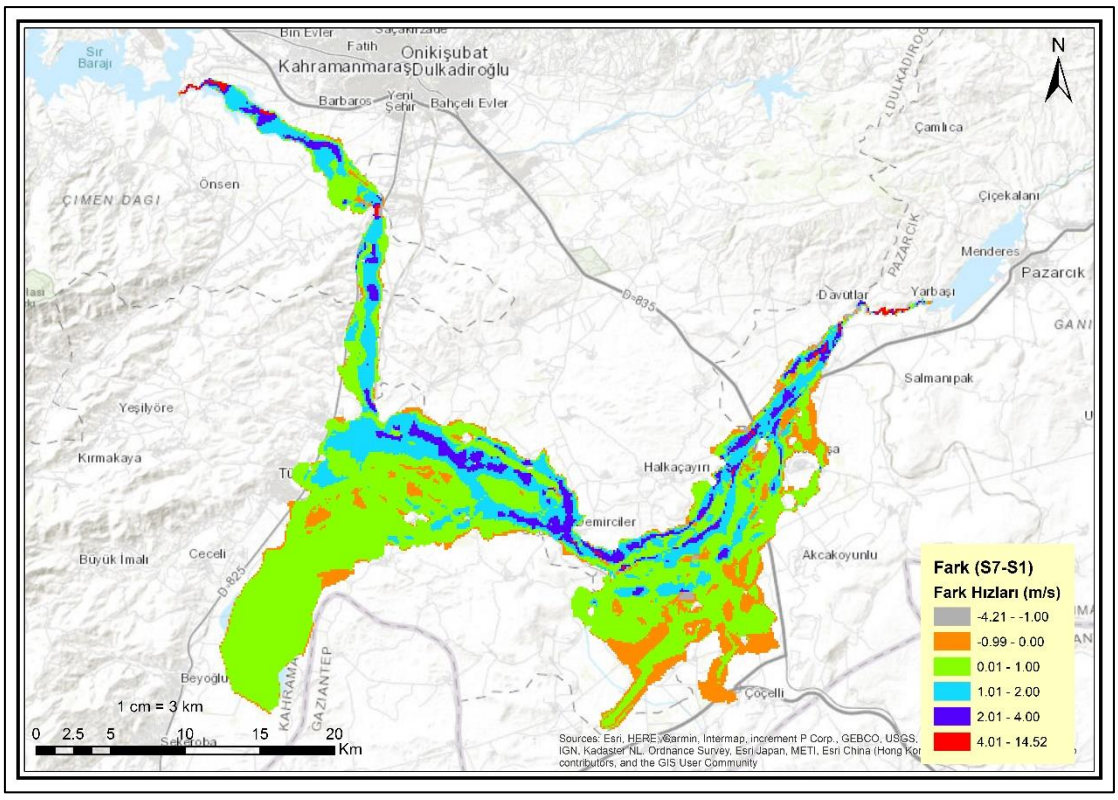
EK-2. (devam) Manning n hız fark haritaları (FLO-2D)



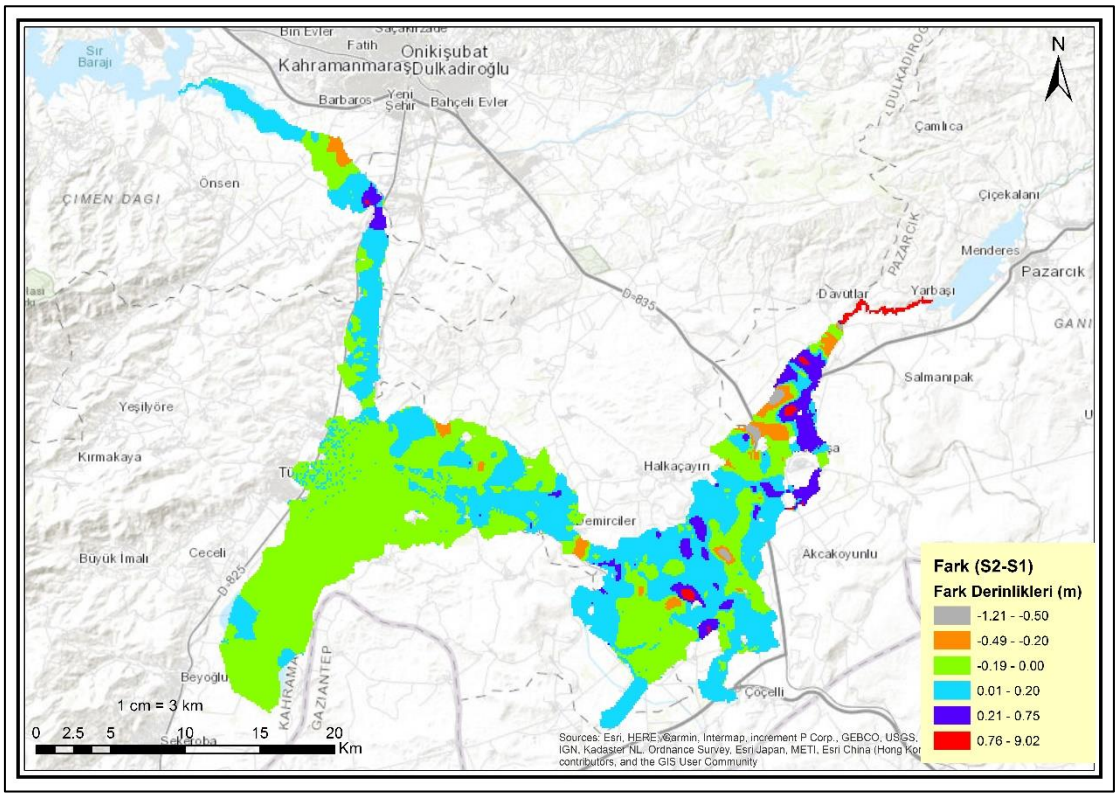


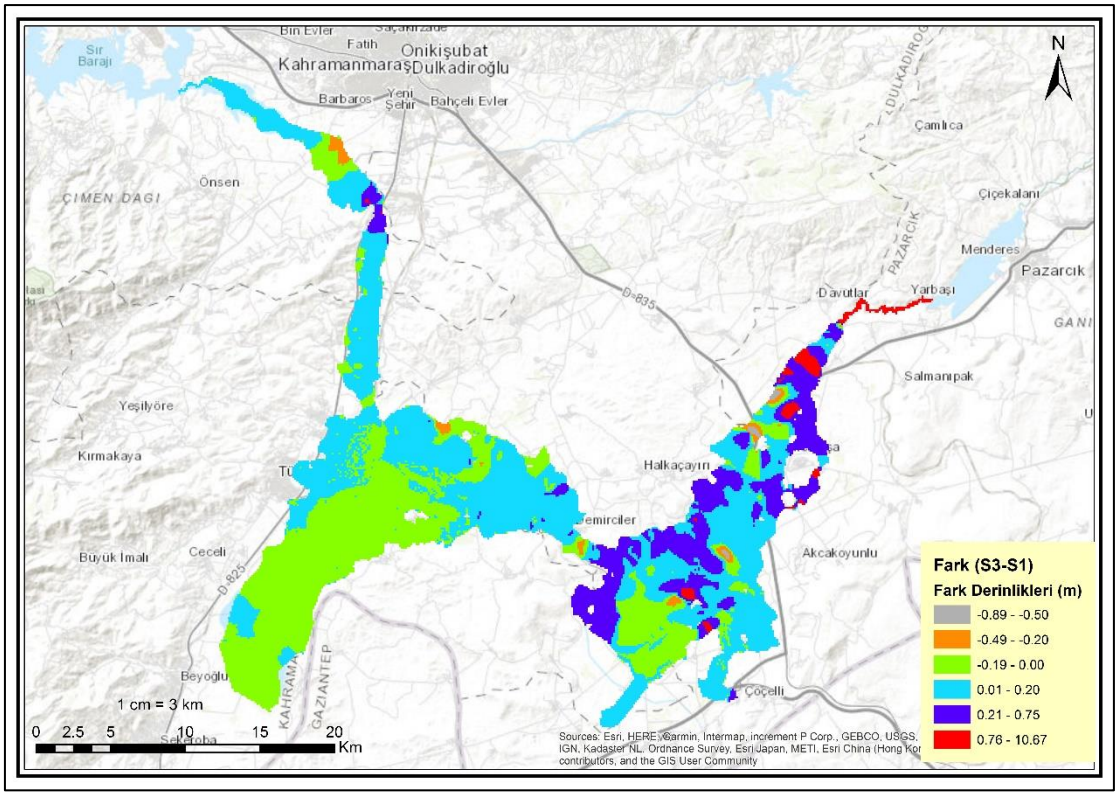
EK-2. (devam) Manning n hız fark haritaları (FLO-2D)



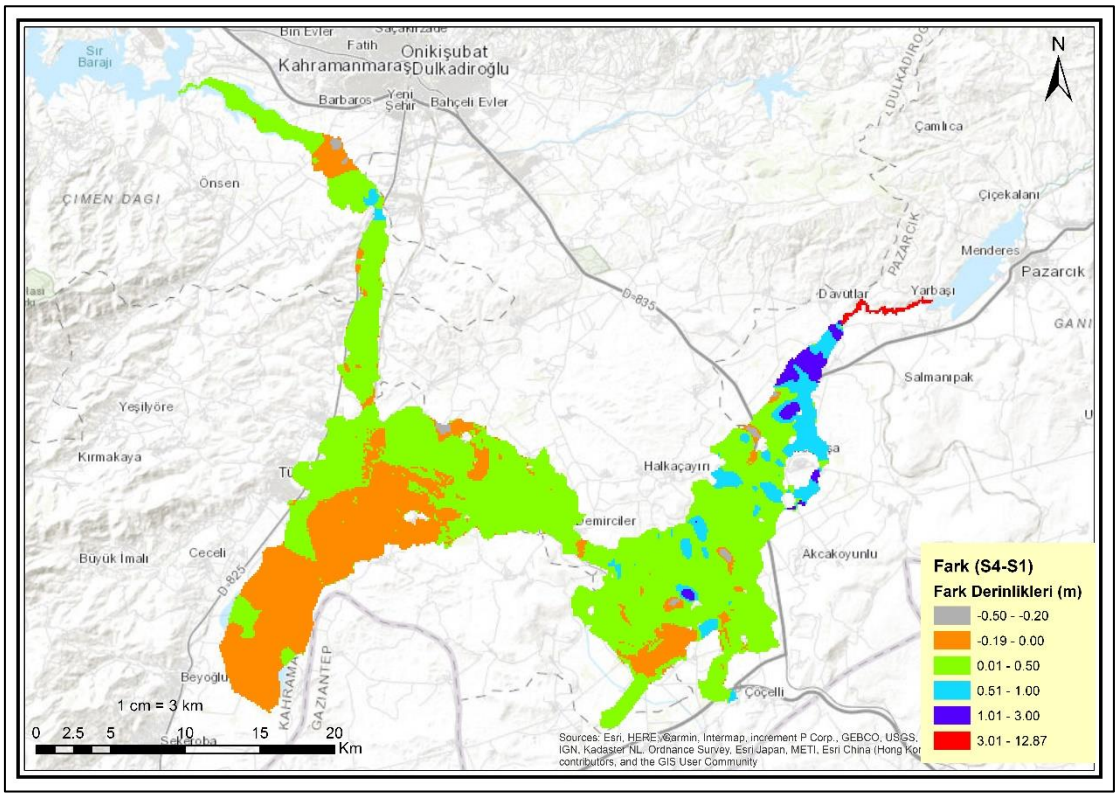


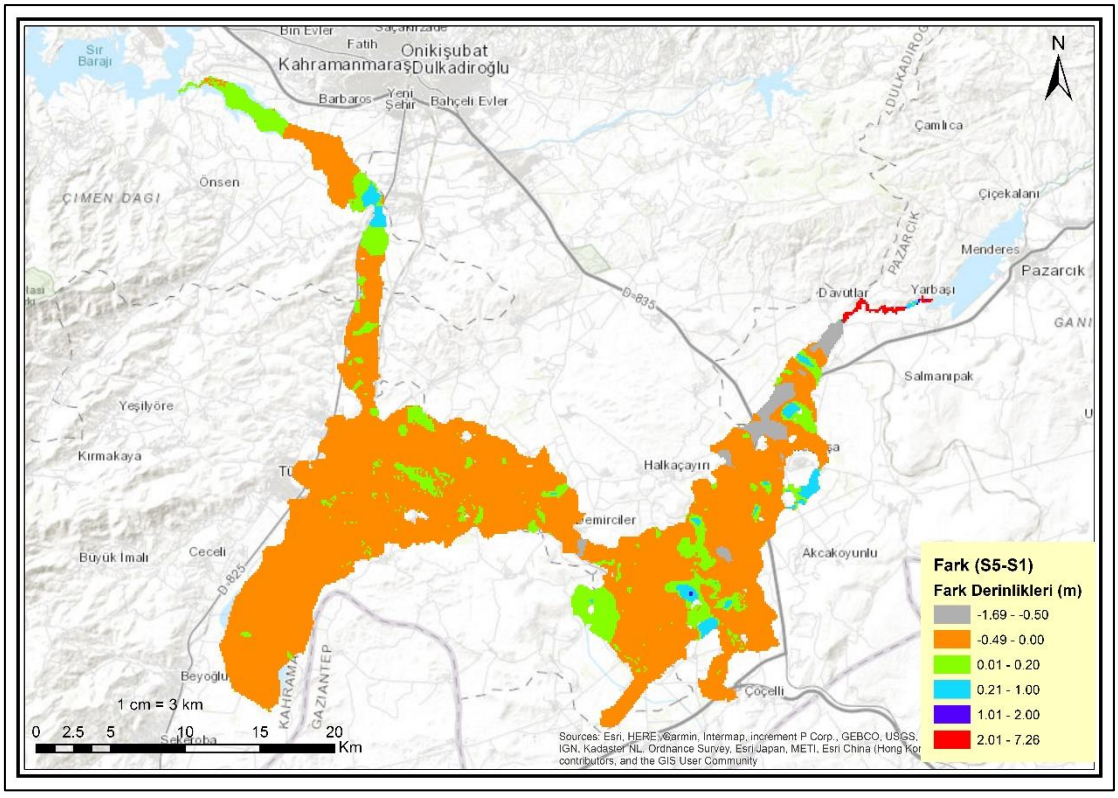
EK-3. Manning n derinlik fark haritaları (HECRAS)



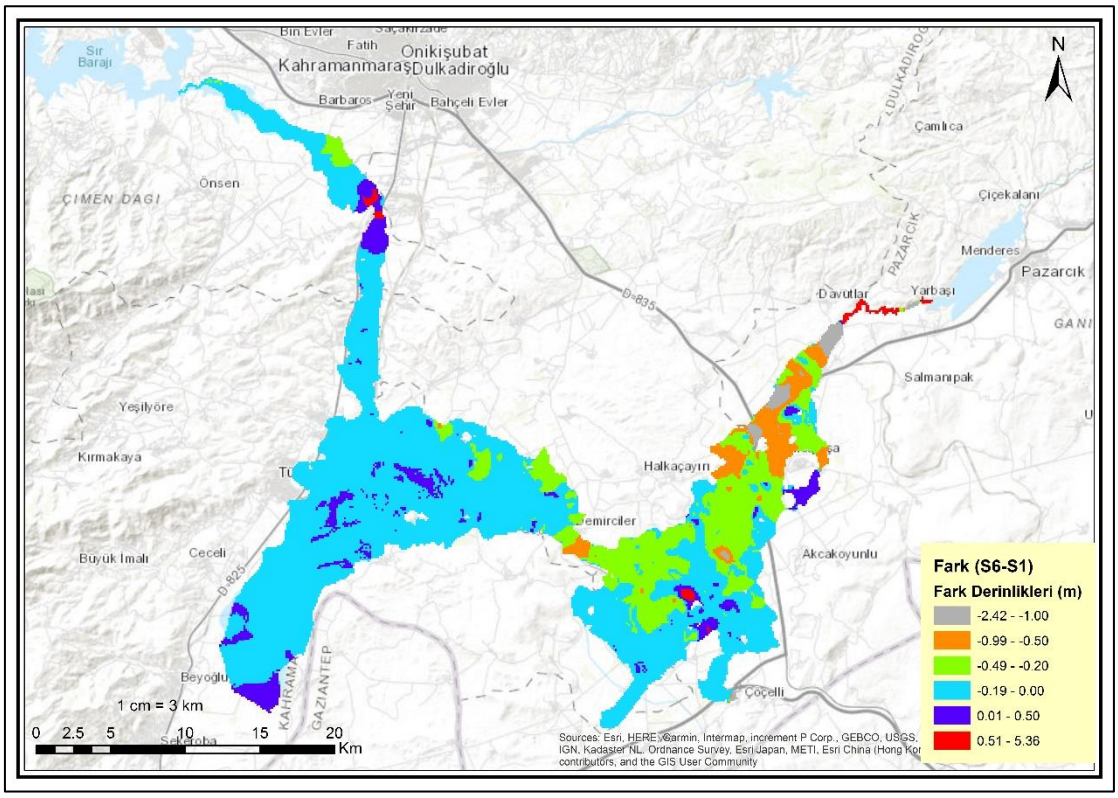


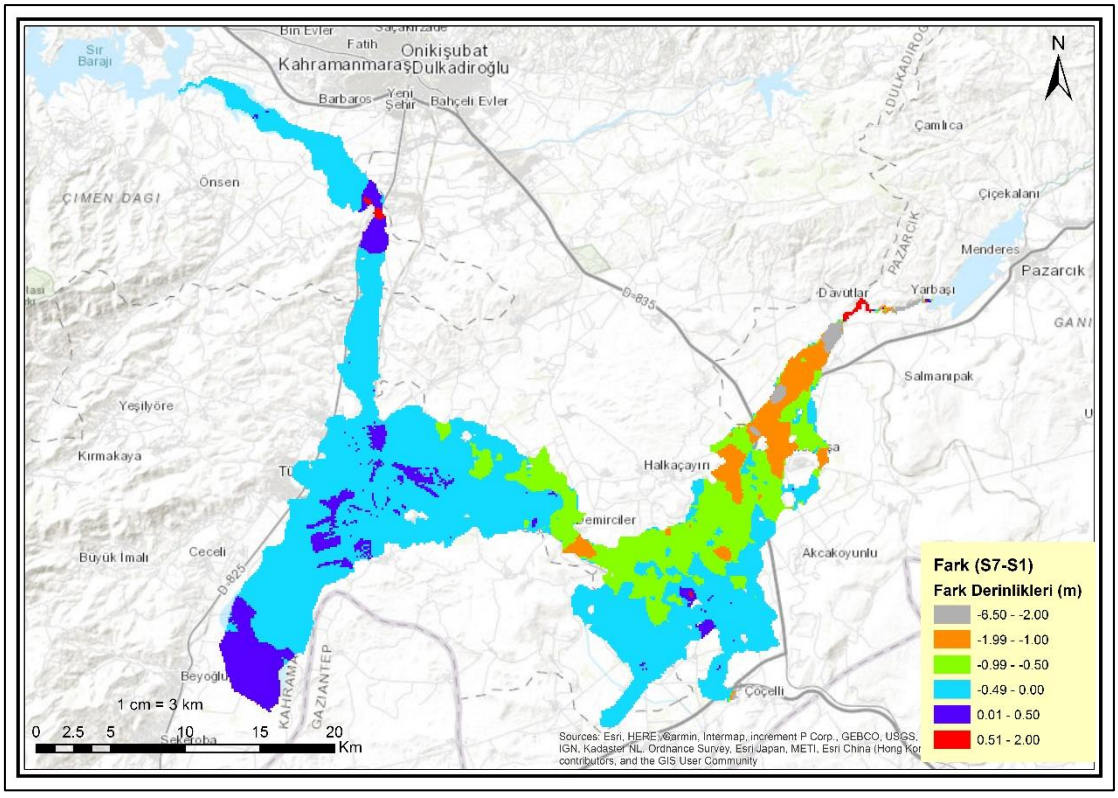
EK-3. (devam) Manning n derinlik fark haritaları (HECRAS)



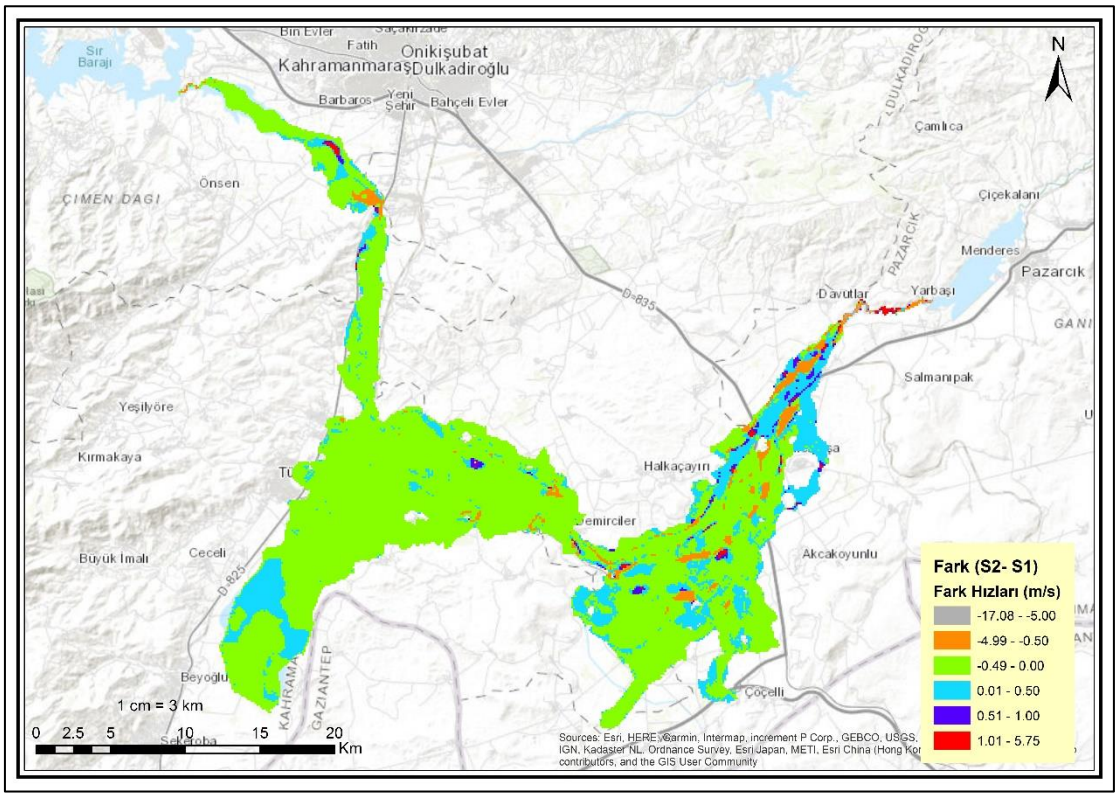


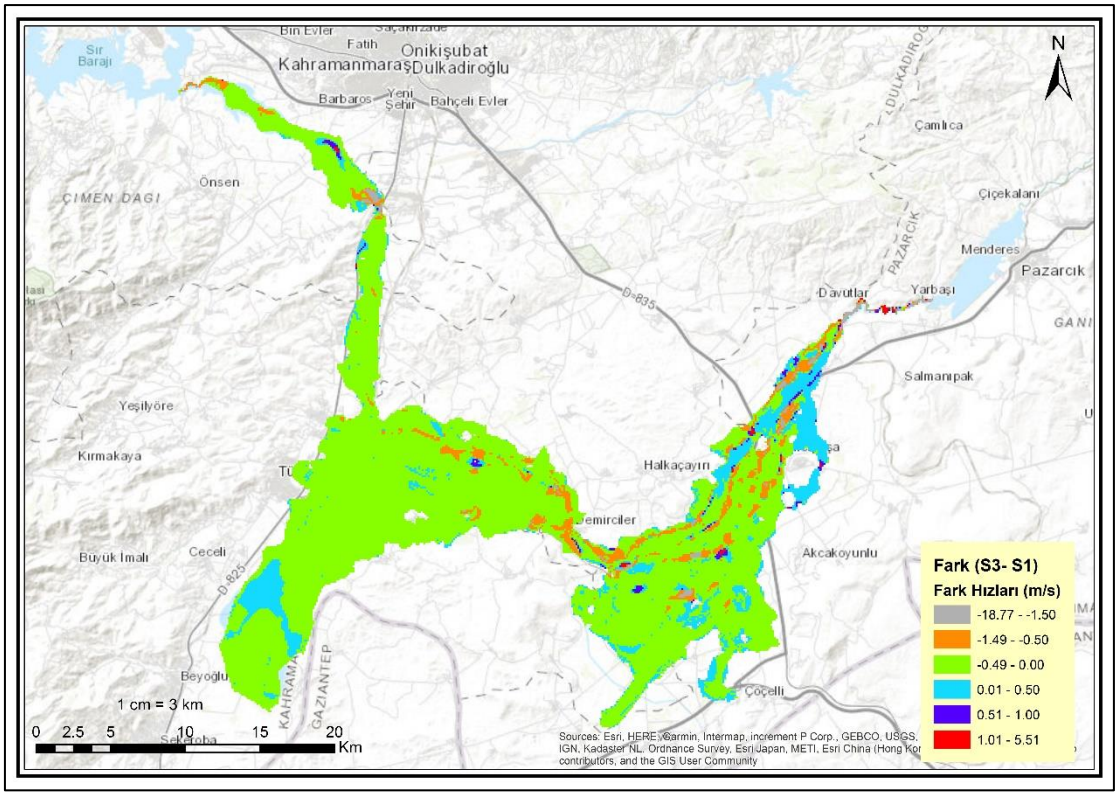
EK-3. (devam) Manning n derinlik fark haritaları (HECRAS)



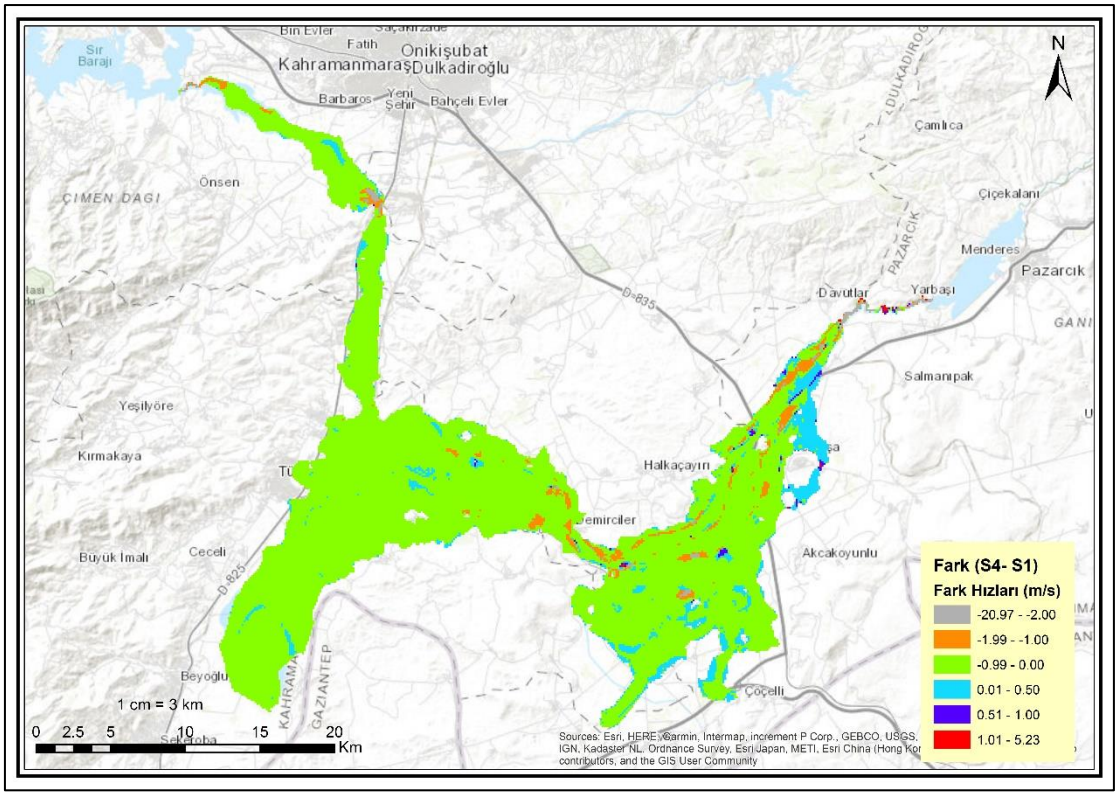


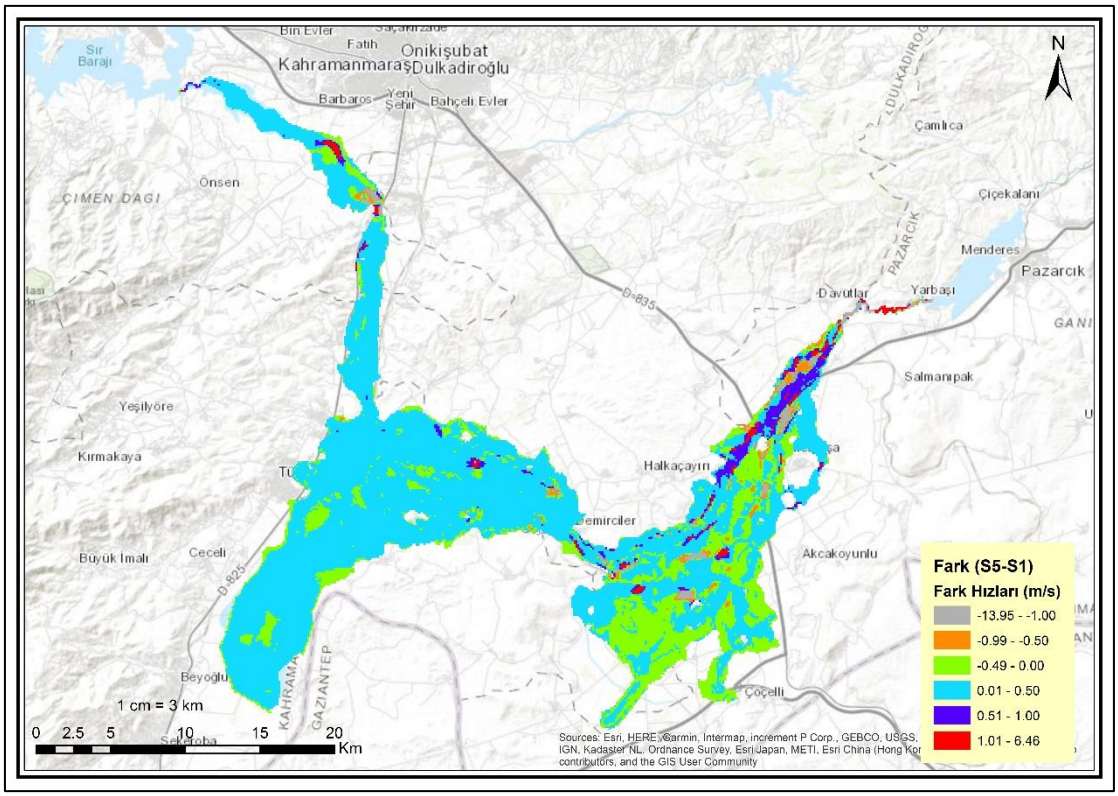
EK-4. Manning n hız fark haritaları (HECRAS)



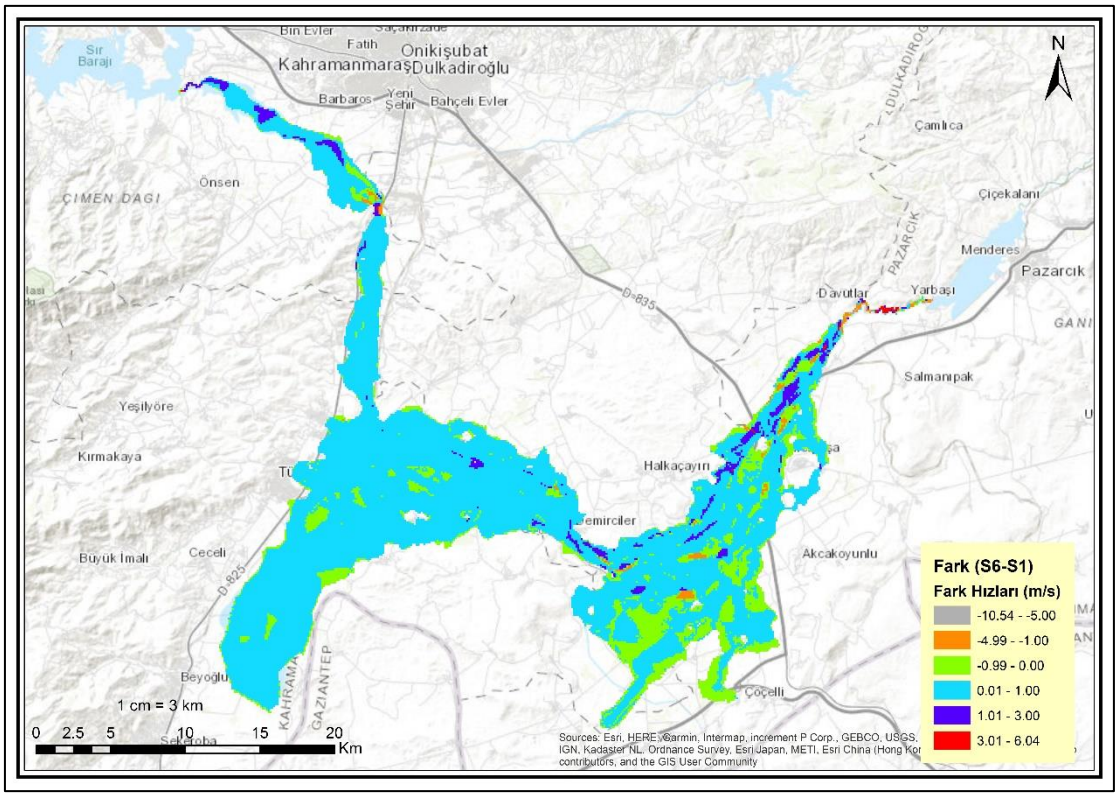


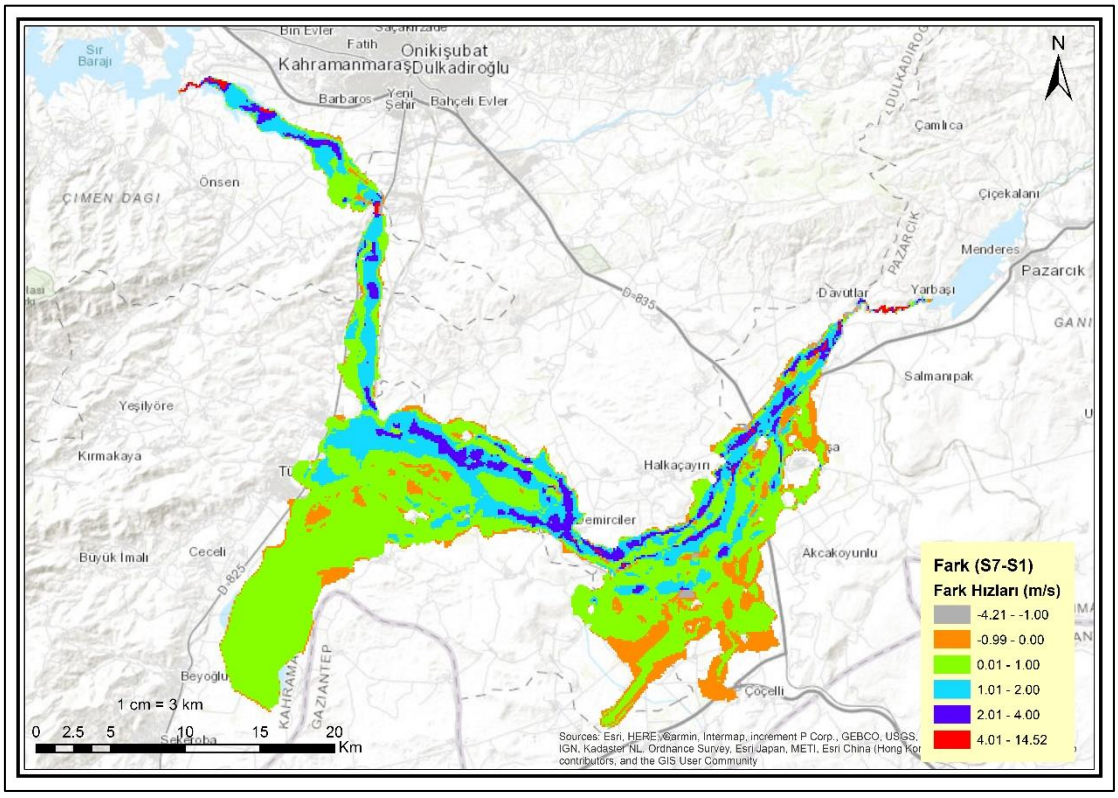
EK-4. (devam) Manning n hız fark haritaları (HECRAS)





EK-4. (devam) Manning n hız fark haritaları (HECRAS)





ÖZGEÇMİŞ

Kişisel Bilgiler



Soyadı, adı : KOCAMAN, Bülent
Uyruğu : T.C.
Doğum tarihi ve yeri : 01.01.1992, Sulakyurt
Medeni hali : Bekar
E-mail : bkocaman_92@hotmail.com

Eğitim

Derece	Eğitim Birimi	Mezuniyet Tarihi
Yüksek Lisans	Gazi Üniversitesi / İnşaat Mühendisliği	Devam ediyor
Lisans	Zirve Üniversitesi / İnşaat Mühendisliği	2015
Lise	Ayrancı Anadolu Lisesi	2010

İş Deneyimi

Yıl	Yer	Görev
2019 - Halen	Yüksel Proje Uluslararası A.Ş.	Proje Mühendisi
2017 – 2018	Özdemir İnşaat Tur. Enerji San. ve Tic. A.Ş.	Teknik Ofis Mühendisi
2016 – 2017	SUL Mühendislik ve Müşavirlik Tic. Ltd.Şti	Proje Mühendisi
2015 -2016	Turgut Özal Üniversitesi	Araştırma Görevlisi

Yabancı Dil

İngilizce

Yayınlar

1. Kocaman B., Özdemir O. N. (2018, Ekim). *Ceyhan Havzası-Kartalkaya Barajının*

Yıkılması: İki Boyutlu Hidrodinamik Model. V. Uluslararası Baraj Güvenliği Sempozyumu Bildiriler Kitabı, 1064-1070. 27-31.

2. Elçi Ş., Tayfur. G., Haltaş İ., Kocaman B. (2017). Baraj Yıkılması Sonrası İki Boyutlu Taşkın Yayılımının Yerleşim Bölgeleri İçin Modellenmesi. *İMO Teknik Dergi* 7955-7975, Yazı 482.
3. Haltaş. İ., Kocaman B.(2015, Ekim). *Ayvalı Barajı Olası Yıkılma Taşkın Tehlike Modellemesi Ve Haritalaması.* VIII. Ulusal Hidroloji Kongresi Bildiriler Kitabı, 70 – 78
4. Haltas, I., Kocaman, B., Tayfur, G. and Elçi, Ş. (2014, October). *Two Dimensional Flood Modeling and Mapping for Porsuk Dam Break*. Proc., 11th International Congress on Advances in Civil Engineering , İstanbul, TURKEY
5. Haltaş, İ., Kocaman B., Tayfur, G., Elçi, Ş. (2014, Ekim). Porsuk Barajı Yıkılması Taşkın Dalgasının İki Boyutlu Modellenmesi ve Haritalandırılması. Uluslararası Katılımlı IV. Ulusal Baraj Güvenliği Sempozyumu Bildiriler Kitabı, 183-188, Elazığ

6. Tayfur, G., Haltaş, İ., Kocaman B., Elçi, Ş.(2014, Ekim). *Alibey Baraj Yıkılması Taşkın Dalgasının Simülasyonu*. Uluslararası Katılımlı IV. Ulusal Baraj Güvenliği Sempozyumu Bildiriler Kitabı, 171-181, Elazığ.

Hobiler

Futbol, Kitap Okumak, Seyahat Etmek, Bilgisayar Teknolojileri



GAZİ GELECEKTİR...