

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**YAKIN VE UZAK FAY YER HAREKETİNE MARUZ
ÇATLAKLI BETON AĞIRLIK BARAJLARIN DİNAMİK ANALİZİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Tekin Çağatay PARILTAN

**TEMMUZ 2019
TRABZON**



KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ



Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde

Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : / /

Tezin Savunma Tarihi : / /

Tez Danışmanı :

Trabzon

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında
Tekin Çağatay PARILTAN Tarafından Hazırlanan**

**YAKIN VE UZAK FAY YER HAREKETİNE MARUZ
ÇATLAKLI BETON AĞIRLIK BARAJLARIN DİNAMİK ANALİZİ**

**başlıklı bu çalışma, Enstitü Yönetim Kurulunun 14 / 06 / 2019 gün ve 1807 sayılı
kararıyla oluşturulan jüri tarafından yapılan sınavda
YÜKSEK LİSANS TEZİ
olarak kabul edilmiştir.**

Jüri Üyeleri

Başkan : Prof. Dr. Şevket ATEŞ



Üye : Prof. Dr. Ahmet Can ALTUNİŞİK



Üye : Prof. Dr. Murat Emre KARTAL



**Prof. Dr. Asim KADIOĞLU
Enstitü Müdürü**

ÖNSÖZ

Bu tez çalışması Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda yüksek lisans tezi olarak hazırlanmıştır.

“Yakın ve Uzak Fay Yer Hareketine Maruz Çatlaklı Beton Ağırlık Barajların Dinamik Analizi” isimli tez çalışmasını bana öneren ve her aşamasında beni destekleyen, daha iyi ve güzel çalışmalar için devamlı teşvik eden değerli Hocam Sayın Prof. Dr. Ahmet Can ALTUNIŞIK'a teşekkürlerimi bir borç bilirim.

Tez çalışmamda değerli zamanını ve emeğini benim için harcamaktan kaçınmayan, tez ile ilgili değerli görüş ve önerilerini benimle paylaşan Hocam Sayın Doç. Dr. Mehmet AKKÖSE'ye teşekkür ederim.

Akademik hayatım boyunca bana destek olan ve bilgi ve tecrübelerini benimle paylaşan hocam ve arkadaşlarım Sayın Prof. Dr. Süleyman ADANUR'a, İnş. Yük. Müh. Hatice ERDOĞMUŞ'a, İnş. Yük. Müh. Fatma ÖNALAN'a, İnş. Yük. Müh. Ebru KALKAN'a ve Arş. Gör. Fatih Yesevi OKUR'a çok teşekkür ederim.

Öğrenim hayatım boyunca bana her türlü desteği sağlayan babam Lokman Faraklit PARILTAN'a, annem Meryem PARILTAN'a, kardeşim Komiser Yardımcısı Mustafa Çağlar PARILTAN'a, ablam Uzman Çocuk Doktoru Burcu PARILTAN KÜÇÜKALIOĞLU'na ve eniştem İnş. Yük. Müh. Mahmut Halil KÜÇÜKALIOĞLU'na müteşekkir olduğumu belirtir, bu çalışmanın ülkemize faydalı olmasını temenni ederim.

Tekin Çağatay PARILTAN
Trabzon 2019

TEZ ETİK BEYANNAMESİ

Yüksek Lisans Tezi olarak sunduğum “Yakın ve Uzak Fay Yer Hareketine Maruz Çatlaklı Beton Ağırlık Barajların Dinamik Analizi” başlıklı bu çalışmayı baştan sona kadar danışmanım Prof. Dr. Ahmet Can ALTUNIŞIK’ın sorumluluğunda tamamladığımı, verileri/örnekleri kendim topladığımı, deneyleri/analizleri ilgili laboratuvarlarda yaptığımı/yaptırdığımı, başka kaynaklardan aldığım bilgileri metinde ve kaynakçada eksiksiz olarak gösterdiğimi, çalışma sürecinde bilimsel araştırma ve etik kurallara uygun olarak davrandığımı ve aksinin ortaya çıkması durumunda her türlü yasal sonucu kabul ettiğimi beyan ederim. 01/07/2019



Tekin Çağatay PARILTAN

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ.....	III
TEZ ETİK BEYANNAMESİ.....	IV
İÇİNDEKİLER.....	V
ÖZET	VIII
SUMMARY	IX
ŞEKİLLER DİZİNİ	X
TABLolar DİZİNİ.....	XXI
SEMBOLLER DİZİNİ	XXII
1. GENEL BİLGİLER.....	1
1.1. Giriş	1
1.2. Literatür Araştırması.....	2
1.3. Tezin Amacı ve İçeriği	5
1.4. Barajların Tarihi Gelişimi.....	5
1.4.1. Barajların Sınıflandırılması	6
1.5. Beton Barajlar.....	7
1.5.1. Beton Ağırlık Barajlara Etki Eden Kuvvetler.....	17
1.5.2. USACE (1995;2000)'e Göre Kaldırma Basıncının Hesabı	20
1.5.2.1. Drenaj Galerisinin Bulunmaması Durumunda Kaldırma Basıncı	21
1.5.2.2. Drenaj Galerisinin Bulunması Durumunda Kaldırma Basıncı	22
1.5.2.3. Çatlak veya Sıfır Basınç Bölgesinin Bulunması Durumunda Kaldırma Basıncı	24
1.6. Yakın ve Uzak Fay Yer Hareketleri	26
1.7. Çatlak Modellemesi	27
1.7.1. Ayrık Çatlak Modeli	27
1.7.2. Yayılı Çatlak Modeli	29
1.8. Düzlem Şekil Değiştirme Probleminin Tanımı	30
1.9. Dinamik Analiz	33
1.10. Direkt İntegrasyon Yöntemleri.....	34
1.10.1. Newmark Metodu	35
1.11. Sıvı Davranışının Esasları	38

1.12.	Kütle Ekleme Yaklaşımı.....	39
2.	YAPILAN ÇALIŞMALAR.....	41
2.1.	Giriş	41
2.2.	Çatlak Uzunluğunun Belirlenmesi.....	42
2.2.1.	Lineer Taban Basınç Dağılımının Temel Varsayımı.....	43
2.2.2.	Çatlama Durumu	45
2.2.3.	100 ft (30.48m) Yüksekliğindeki Ağırlık Baraj Problemi.....	46
2.2.3.1.	Başlangıç Çatlak Testi	47
2.2.3.2.	Yeni Çatlak Uzunluğunun Hesabı	58
2.2.3.3.	Nihai Çözüm.....	66
2.3.	Sarıyar Barajı İçin Çatlak Uzunluğu	66
2.4.	Sarıyar Barajının Çatlaklı ve Çatlaksız Sonlu Eleman Modellerinin Oluşturulması.....	67
2.4.1.	Baraj-Zemin Etkileşim Modelleme Teknikleri.....	67
2.4.2.	Barajın İki Boyutlu Sonlu Eleman Modellerinin AutoCAD Programında Oluşturulması ve SAP2000 Programına Aktarılması	70
2.5.	Malzeme ve Kesit Özelliklerinin Tanımlanması	76
2.5.1.	Baraj Malzeme Özelliklerinin Tanımlanması.....	77
2.5.2.	Zemin Malzeme Özelliklerinin Tanımlanması.....	78
2.5.3.	Baraj ve Zemin Kesit Özelliklerinin Tanımlanması.....	79
2.6.	Düğüm Noktalarına Mesnetlerin Atanması.....	84
2.7.	Boşluk (Gap) Elemanı, Eş Yer Değiştirme (Equal Constraint) Elemanı ve Çatlak Elemanı Tanımlaması	87
2.7.1.	Boşluk Elemanların Tanımlanması ve Çizilmesi	88
2.7.2.	Eş Yer Değiştirme Elemanı Oluşturulması ve Düğüm Noktalarına Atanması.....	92
2.7.3.	Çatlak Elemanının Tanımlanması	93
2.8.	Hidrodinamik Basınç Yükünün Kütle Olarak Düğüm Noktalarına Atanması.....	95
2.9.	Sarıyar Beton Ağırlık Barajın Dinamik Analizi.....	99
2.9.1.	Dinamik Analiz Parametrelerinin SAP2000 Programında Tanımlanması	111
3.	BULGULAR VE İRDEMELEMELER	119
3.1.	Giriş	119
3.2.	Modal Analiz Sonuçları.....	119

3.3.	Dinamik Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi	126
3.3.1.	Yer Değişirmeler	126
3.3.2.	Gerilmeler	137
4.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER	167
5.	KAYNAKLAR.....	171
6.	EKLER	175
ÖZGEÇMİŞ		



Yüksek Lisans Tezi

ÖZET

YAKIN VE UZAK FAY YER HAREKETİNE MARUZ
ÇATLAKLI BETON AĞIRLIK BARAJLARIN DİNAMİK ANALİZİ

Tekin Çağatay PARILTAN

Karadeniz Teknik Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Danışman: Prof. Dr. Ahmet Can ALTUNIŞIK
2019, 174 Sayfa, 5 Sayfa Ek

Bu tez çalışmasının amacı, baraj-su-zemin etkileşimi dikkate alınarak yakın ve uzak fay yer hareketine maruz çatlaklı beton ağırlık barajların dinamik davranışını incelemektir. Bu amaçla, Ankara'nın 120 km kuzey batısında Sakarya nehri üzerinde 1956 yılında inşa edilen Sarıyar beton ağırlık barajı kullanılmıştır. Analizler, adım-adım integrasyon tekniği ile Newmark metodu kullanılarak yapılmıştır. İntegrasyon için zaman adımı 0.005 saniye olarak alınmıştır. Seçilen beton ağırlık barajın çatlaklı ve çatlaksız kesitlerinin dinamik analizi, SAP2000 programı ile gerçekleştirilmiştir.

Yüksek lisans tez çalışması dört bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde genel bilgiler olup; yakın ve uzak fay, çatlak ve dinamik analiz ile ilgili literatür araştırmaları ayrıntılı olarak verilmiştir. İkinci bölümde Sarıyar beton ağırlık barajın tasarımı, çatlak uzunluğunun hesaplanması ve analiz metodunun programda tanıtılması anlatılmıştır. Üçüncü bölüm, yakın ve uzak fay etkisinde yapılan dinamik analizlerden elde edilen bulguları içermektedir. Dördüncü bölümde, tez çalışmasından elde edilen sonuçlara ve yapılan önerilere yer verilmektedir. Bu bölümü kaynaklar, ekler ve özgeçmiş izlemektedir.

Anahtar Kelimeler: Dinamik analiz, Çatlak, Yakın ve uzak fay yer hareketi, Sonlu eleman metodu, Baraj-zemin etkileşimi, Hidrodinamik etki

Master Thesis

SUMMARY

DYNAMIC ANALYSIS OF CRACKED CONCRETE GRAVITY DAMS
EXPOSED TO NEAR AND FAR FAULT GROUND MOTION

Tekin Çağatay PARILTAN

Karadeniz Technical University
The Graduate School of Natural and Applied Sciences
Civil Engineering Graduate Program
Supervisor: Prof. Dr. Ahmet Can ALTUNIŞIK
2019, 174 Pages, 5 Pages Appendix

The aim of this thesis is to investigate the dynamic behavior of cracked concrete gravity dams exposed to near and far fault ground motion considering the dam-water-ground interaction. For this purpose, Sarıyar concrete gravity dam, built in 1956 on the Sakarya River, 120 km northwest of Ankara, was used. The analyses were performed using the Newmark method by step-by-step integration technique. The time step for integration was taken as 0.005 seconds. The dynamic analysis of the fractured and non-cracked sections of the selected concrete gravity dam was performed with the SAP2000 program.

The master thesis study consists of four chapters. In the first chapter, general information is given and the literature researches about near and far fault, crack and dynamic analysis are given in detail. In the second part, the design of the Sarıyar concrete weight dam, the calculation of the crack length and the introduction of the analysis method in the program are explained. The third section contains the findings obtained from dynamic analyses under near and far fault effects. In the fourth chapter, the results obtained from the thesis study and the suggestions made are given. This section follows resources, inserts and resumes.

Key Words: Dynamic analysis, Crack, Near and far fault ground motions, Finite element method, Dam-soil effect, Hydrodynamic effect

ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1. Beton ağırlık barajına etki eden kuvvetler.....	17
Şekil 1.2. Drenaj galerisinin olmaması durumunda kaldırma basıncı (USACE, 1995;2000).	21
Şekil 1.3. Drenaj galerisinin bulunması (USACE, 1995; 2000).	22
Şekil 1.4. Drenaj galerisinin bulunması ve $X \leq 0.05 H_1$ olduğu durum (USACE, 1995; 2000).	23
Şekil 1.5. Sıfır basınç bölgesi uzunluğunun drenaj galerisi mesafesinden kısa olması (USACE, 1995; 2000).	25
Şekil 1.6. Sıfır basınç bölgesi uzunluğunun drenaj galerisi mesafesinden uzun olması (USACE, 1995; 2000).	26
Şekil 1.7. Ayrık çatlak modeli, (a) Çatlak öncesi (b) Çatlak sonrası (Dumanoğlu ve Oskouei, 1999).	28
Şekil 1.8. Yayıllı çatlak modeli, (a) Çatlak öncesi (b) Çatlak sonrası (Dumanoğlu ve Oskouei, 1999).	29
Şekil 1.9. Uzunluğu boyunca dik kuvvetlerle yüklenmiş sonsuz uzunlukta bir yapı (Akköse,2004; Gül, 2009)	31
Şekil 1.10. Uzunluğu boyunca dik kuvvetlerle yüklenmiş sonlu uzunlukta bir yapı (Akköse,2004; Gül, 2009)	32
Şekil 1.11. Hidrodinamik basınç dağılımı (Akköse, 1997)	40
Şekil 2.1. Sarıyar beton ağırlık baraj en kesiti	41
Şekil 2.2. Tam taban temasında USACE (2000) kaldırma kriteri kullanılan ağırlık baraj problemi (1 ft = 0.305 m, 1 psf = 47.88 Pa, 1 pcf = 16.018 kg/m ³)	42
Şekil 2.3. Baraj tabanı serbest cisim diyagramı	43
Şekil 2.4. Örnek problem	46
Şekil 2.5. Drenaj olmaması veya $E_d = 0$ 'a karşın H'_3 basınç yüksekliği	49
Şekil 2.6. $E_d = 0.25$ 'e karşın H_3 basınç yüksekliği	49
Şekil 2.7. Kritik noktalarda tanımlanmış basınç yüksekliklerinin kaldırma diyagramında oluşturduğu beş bölge	50
Şekil 2.8. Barajın bölgeleri	52
Şekil 2.9. Sarıyar beton ağırlık barajında meydana gelen çatlak uzunluğu	67
Şekil 2.10. Küçük veya büyük zeminli baraj modelleri (Wilson, 2019).	68

Şekil 2.11.	Baraj-zemin ara yüzeyi için sonlu eleman modeli (Wilson, 2015).....	69
Şekil 2.12.	Baraj ve zemin kesişim yüzeyi için sonlu eleman örneği.....	70
Şekil 2.13.	0 katmanında çizilen baraj-zemin sonlu eleman modeli.....	71
Şekil 2.14.	“3dface” komutunda düğüm noktalarının seçilme sırası	71
Şekil 2.15.	Baraj katmanında “3dface” komutuyla oluşturulan yüzeyler	72
Şekil 2.16.	“3dmove” komutuyla sonlu eleman modelinin orijine taşınması.....	72
Şekil 2.17.	SAP2000 programında AutoCAD .dxf dosya aktarım penceresi	73
Şekil 2.18.	“Import information” penceresi	73
Şekil 2.19.	“DXF import” penceresi	74
Şekil 2.20.	SAP2000 programına aktarılan baraj-zemin sonlu eleman modeli	74
Şekil 2.21.	SAP2000 programında “Divide Areas” komutu.....	75
Şekil 2.22.	SAP2000 programında “Divide Selected Areas” penceresi	75
Şekil 2.23.	Sonlu elemanlara bölünen zemin modeli.....	76
Şekil 2.24.	“Define Materials” penceresi.....	77
Şekil 2.25.	“Quick Material Definition” penceresi	77
Şekil 2.26.	Baraj malzeme özelliklerinin tanımlanması	78
Şekil 2.27.	Zemin malzeme özelliklerinin tanımlanması.....	79
Şekil 2.28.	“Assign to Groups” penceresi.....	80
Şekil 2.29.	SAP2000 programında “Groups” komutu	80
Şekil 2.30.	“Select by Groups” penceresiyle sonlu eleman seçme	81
Şekil 2.31.	SAP2000 programında “Area Sections” komutu	81
Şekil 2.32.	“Area Sections” penceresi	82
Şekil 2.33.	Baraj kesiti için “Plane Section Data” penceresi	83
Şekil 2.34.	Zemin kesiti için “Plane Section Data” penceresi	83
Şekil 2.35.	Zemin alt yüzeyinde seçilen düğüm noktaları	84
Şekil 2.36.	Zemin alt yüzeyindeki düğüm noktaları için “Assign Joint Restaints” penceresi.....	84
Şekil 2.37.	Zemin yan yüzeyinde seçilen düğüm noktaları	85
Şekil 2.38.	Zemin yan yüzeylerindeki düğüm noktaları için “Assign Joint Restaints” penceresi.....	85
Şekil 2.39.	Zemin yan ve alt yüzeyi dışında geriye kalan düğüm noktalarının seçilmesi	86

Şekil 2.40.	Zemin yan ve alt yüzeyi dışında geriye kalan düğüm noktaları için “Assign Joint Restaints” penceresi	86
Şekil 2.41.	Çatlaksız sonlu eleman modellerinde baraj-zemin ara yüzeyindeki karşılıklı düğüm noktalarına “Gap” eleman ve “Constraint” tanımlanması.....	87
Şekil 2.42.	Çatlaklı sonlu eleman modellerinde baraj-zemin ara yüzeyindeki karşılıklı düğüm noktalarına “Gap” eleman tanımlanması.....	87
Şekil 2.43.	SAP2000 programında “Link/Support Properties...” komutu	89
Şekil 2.44.	“Link/Support Properties” penceresi	89
Şekil 2.45.	“Link/Support Property Data” penceresi	90
Şekil 2.46.	“GAP_ELEMAN” için “Link/Support Directional Properties” penceresi	91
Şekil 2.47.	“Gap” elemanlı baraj-zemin modeli	91
Şekil 2.48.	Baraj ve zemindeki karşılıklı düğüm noktalarının seçilmesi.....	92
Şekil 2.49.	SAP2000 programında “Constraints...” komutu.....	92
Şekil 2.50.	“Assign Joint Constraints” penceresi.....	93
Şekil 2.51.	Baraj tabanındaki 1 cm yüksekliğindeki sonlu elemanların seçilmesi	93
Şekil 2.52.	Silinen sonlu elemanlar.....	94
Şekil 2.53.	Çatlak elemanı için “Link/Support Property Data” ve “Link/Support Directional Properties” penceresi	94
Şekil 2.54.	Baraj-zemin ara yüzeyindeki çatlak ve gap elemanlar	95
Şekil 2.55.	2 nolu düğüm noktası için hesaplanacak kütle bileşenleri.....	95
Şekil 2.56.	Yüklemesi yapılacak düğüm noktasının seçilmesi	97
Şekil 2.57.	SAP2000 programında “Masses...” komutu	97
Şekil 2.58.	SAP2000 programında “Assign Joint Masses” penceresi	98
Şekil 2.59.	Memba tarafında yapılan kütle eklemesi	99
Şekil 2.60.	Mansap tarafında yapılan kütle eklemesi.....	99
Şekil 2.61.	Çatlaksız Sarıyar beton ağırlık baraj baraj-zemin modeli	100
Şekil 2.62.	Çatlaklı Sarıyar beton ağırlık baraj baraj-zemin modeli.....	100
Şekil 2.63.	1989 Loma Prieta depreminde kaydedilen ve yakın fay yer hareketi özelliği taşıyan CLS090 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri	103

Şekil 2.64.	1989 Loma Prieta depreminde kaydedilen ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan CYC285 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri	104
Şekil 2.65.	1989 Loma Prieta depreminde kaydedilen ve yakın fay yer hareketi özelliği taşıyan CLS090 kaydının frekans grafiği	105
Şekil 2.66.	1989 Loma Prieta depreminde kaydedilen ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan CYC285 kaydının frekans grafiği.....	105
Şekil 2.67.	1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen ve yakın fay yer hareketi özelliği taşıyan H-E05230 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri	106
Şekil 2.68.	1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan H-E13230 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri	107
Şekil 2.69.	1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen ve yakın fay yer hareketi özelliği taşıyan H-E05230 kaydının 0.4g ölçeklendirilmiş ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri	108
Şekil 2.70.	1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan H-E13230 kaydının 0.4g ölçeklendirilmiş ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri	109
Şekil 2.71.	1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen ve yakın fay yer hareketi özelliği taşıyan H-E105230 kaydının 0.4g ölçeklendirilmiş frekans grafiği.....	110
Şekil 2.72.	1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan H-E13230 kaydının 0.4g ölçeklendirilmiş frekans grafiği.....	110
Şekil 2.73.	SAP2000 programında “Time History...” komutu	111
Şekil 2.74.	“Define Time History Functions” penceresi.....	112
Şekil 2.75.	“Time History Function Definition” penceresi.....	112
Şekil 2.76.	“Pick Function Data File” penceresi.....	113
Şekil 2.77.	SAP2000’de tanımlanan ölçeklenmiş yakın fay ivme-zaman grafiği.....	113
Şekil 2.78.	SAP2000’de tanımlanan ölçeklenmiş uzak fay ivme-zaman grafiği.....	114
Şekil 2.79.	SAP2000 programında “Load Cases...” komutu	114
Şekil 2.80.	SAP2000 programında “Load Case Data” penceresi	115
Şekil 2.81.	SAP2000 programında “Direct Integration Damping” penceresi	116
Şekil 2.82.	SAP2000 programında “Time Integration Parameters” penceresi	116

Şekil 2.83.	SAP2000 programında “Load Case Data” penceresi yakın fay dinamik analiz parametreleri	117
Şekil 2.84.	SAP2000 programında “Run Analysis” komutu	117
Şekil 2.85.	SAP2000 programında “Set Load Cases to Run” penceresi	118
Şekil 3.1.	Çatlaksız barajın boş olması durumunda baraj-zemin modelinin 1. modu (T = 0.23827 s, f = 4.19693 Hz)	120
Şekil 3.2.	Çatlaksız barajın boş olması durumunda baraj-zemin modelinin 2. modu (T = 0.1041 s, f = 9.60623 Hz)	120
Şekil 3.3.	Çatlaksız barajın boş olması durumunda baraj-zemin modelinin 3. modu (T = 0.09515 s, f = 10.50928 Hz)	121
Şekil 3.4.	Çatlaksız barajın dolu olması durumunda baraj-zemin modelinin 1. modu (T = 0.31259 s, f = 3.19911 Hz)	121
Şekil 3.5.	Çatlaksız barajın dolu olması durumunda baraj-zemin modelinin 2. modu (T = 0.13042 s, f = 7.6677 Hz)	122
Şekil 3.6.	Çatlaksız barajın dolu olması durumunda baraj-zemin modelinin 3. modu (T = 0.09808 s, f = 10.19562 Hz)	122
Şekil 3.7.	Çatlaklı barajın boş olması durumunda baraj-zemin modelinin 1. modu (T = 0.25372 s, f = 3.9414 Hz)	123
Şekil 3.8.	Çatlaklı barajın boş olması durumunda baraj-zemin modelinin 2. modu (T = 0.10452 s, f = 9.56763 Hz)	123
Şekil 3.9.	Çatlaklı barajın boş olması durumunda baraj-zemin modelinin 3. modu (T = 0.09877 s, f = 10.1243 Hz)	124
Şekil 3.10.	Çatlaklı barajın dolu olması durumunda baraj-zemin modelinin 1. modu (T = 0.33162 s, f = 3.01547 Hz)	124
Şekil 3.11.	Çatlaklı barajın dolu olması durumunda baraj-zemin modelinin 2. modu (T = 0.13282 s, f = 7.52874 Hz)	125
Şekil 3.12.	Çatlaklı barajın dolu olması durumunda baraj-zemin modelinin 3. modu (T = 0.10079 s, f = 9.92187 Hz)	125
Şekil 3.13.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 3.53 cm)	128
Şekil 3.14.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 5.26 cm)	128
Şekil 3.15.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 2.09 cm)	129

Şekil 3.16.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 4.16 cm).....	129
Şekil 3.17.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 3.64 cm).....	130
Şekil 3.18.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 5.19 cm).....	130
Şekil 3.19.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 2.16 cm).....	131
Şekil 3.20.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 5.66 cm).....	131
Şekil 3.21.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 1.74 cm).....	133
Şekil 3.22.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 6.57 cm).....	133
Şekil 3.23.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 4.83 cm).....	134
Şekil 3.24.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 6.65 cm).....	134
Şekil 3.25.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 2.30cm).....	135
Şekil 3.26.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 7.48 cm).....	135

Şekil 3.27.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 3.12cm).....	136
Şekil 3.28.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 5.27 cm).....	136
Şekil 3.29.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 5.481$ MPa, $\min S_{11} = 5.843 \times 10^{-4}$ MPa)	137
Şekil 3.30.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 11.775$ MPa, $\min S_{22} = 4.077 \times 10^{-4}$ MPa).....	138
Şekil 3.31.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 5.932$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)	138
Şekil 3.32.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 10.871$ MPa, $\min S_{11} = 2.632 \times 10^{-4}$ MPa).....	139
Şekil 3.33.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 21.889$ MPa, $\min S_{22} = 5.751 \times 10^{-4}$ MPa).....	139
Şekil 3.34.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 11.709$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)	140
Şekil 3.35.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 4.474$ MPa, $\min S_{11} = 5.021 \times 10^{-4}$ MPa)	140
Şekil 3.36.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 9.031$ MPa, $\min S_{22} = 3.556 \times 10^{-4}$ MPa)	141
Şekil 3.37.	İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 4.731$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)	141

Şekil 3.38. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 8.973$ MPa, $\min S_{11} = 4.213 \times 10^{-4}$ MPa)	142
Şekil 3.39. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 18.151$ MPa, $\min S_{22} = 8.752 \times 10^{-4}$ MPa)	142
Şekil 3.40. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 9.664$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)	143
Şekil 3.41. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 20.152$ MPa, $\min S_{11} = 5.150 \times 10^{-4}$ MPa)	143
Şekil 3.42. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 67.124$ MPa, $\min S_{22} = 3.667 \times 10^{-4}$ MPa)	144
Şekil 3.43. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 12.625$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)	144
Şekil 3.44. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 29.3$ MPa, $\min S_{11} = 3.495 \times 10^{-4}$ MPa)	145
Şekil 3.45. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 97.396$ MPa, $\min S_{22} = 8.833 \times 10^{-4}$ MPa)	145
Şekil 3.46. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 17.088$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)	146
Şekil 3.47. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 12.662$ MPa, $\min S_{11} = 4.305 \times 10^{-4}$ MPa)	146
Şekil 3.48. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 42.116$ MPa, $\min S_{22} = 2.388 \times 10^{-4}$ MPa)	147

Şekil 3.49. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 6.875$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)	147
Şekil 3.50. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 30.129$ MPa, $\min S_{11} = 4.273 \times 10^{-4}$ MPa)	148
Şekil 3.51. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 100.369$ MPa, $\min S_{22} = 7.641 \times 10^{-4}$ MPa)	148
Şekil 3.52. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 14.472$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)	149
Şekil 3.53. Yakın ve uzak fay etkisinde çatlaklı ve çatlaksız baraj-zemin modellerinde oluşan gerilme değerlerinin karşılaştırılması (1989 Loma Prieta Depremi)	151
Şekil 3.54. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 3.538$ MPa, $\min S_{11} = 8.471 \times 10^{-4}$ MPa)	152
Şekil 3.55. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 7.163$ MPa, $\min S_{22} = 4.058 \times 10^{-4}$ MPa)	153
Şekil 3.56. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 3.749$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)	153
Şekil 3.57. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 12.579$ MPa, $\min S_{11} = 7.713 \times 10^{-4}$ MPa)	154
Şekil 3.58. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 26.241$ MPa, $\min S_{22} = 0.001$ MPa)	154
Şekil 3.59. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 13.753$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)	155

Şekil 3.60. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 7.765$ MPa, $\min S_{11} = 8.782 \times 10^{-4}$ MPa)	155
Şekil 3.61. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 16.393$ MPa, $\min S_{22} = 5.318 \times 10^{-4}$ MPa)	156
Şekil 3.62. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 8.426$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)	156
Şekil 3.63. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 12.585$ MPa, $\min S_{11} = 5.438 \times 10^{-4}$ MPa)	157
Şekil 3.64. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 26.069$ MPa, $\min S_{22} = 0.001$ MPa)	157
Şekil 3.65. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 13.592$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)	158
Şekil 3.66. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 12.161$ MPa, $\min S_{11} = 7.894 \times 10^{-4}$ MPa)	158
Şekil 3.67. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 40.337$ MPa, $\min S_{22} = 3.434 \times 10^{-4}$ MPa)	159
Şekil 3.68. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 7.742$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)	159
Şekil 3.69. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 43.943$ MPa, $\min S_{11} = 7.384 \times 10^{-4}$ MPa)	160
Şekil 3.70. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 146.238$ MPa, $\min S_{22} = 8.425 \times 10^{-4}$ MPa)	160

Şekil 3.71. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 21.607$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)	161
Şekil 3.72. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 17.067$ MPa, $\min S_{11} = 4.877 \times 10^{-4}$ MPa)	161
Şekil 3.73. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 56.928$ MPa, $\min S_{22} = 3.273 \times 10^{-4}$ MPa)	162
Şekil 3.74. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 10.234$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)	162
Şekil 3.75. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 29.812$ MPa, $\min S_{11} = 7.143 \times 10^{-4}$ MPa)	163
Şekil 3.76. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 98.906$ MPa, $\min S_{22} = 0.001$ MPa)	163
Şekil 3.77. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 16.091$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)	164
Şekil 3.78. Yakın ve uzak fay etkisinde çatlaklı ve çatlaksız baraj-zemin modellerinde oluşan gerilme değerlerinin karşılaştırılması (1979 Imperial Valley Depremi)	166

TABLolar DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1.1. Türkiye'deki beton ağırlık ve silindirle sıkıştırılmış barajlar ve başlıca özellikleri	9
Tablo 1.2. Çubuk I Barajı'nın bazı özellikleri	10
Tablo 1.3. Sarıyar Barajı'nın bazı özellikleri	10
Tablo 1.4. Kemer Barajı'nın bazı özellikleri	11
Tablo 1.5. Gülüş Barajı'nın bazı özellikleri	11
Tablo 1.6. Porsuk Barajı'nın bazı özellikleri	12
Tablo 1.7. Arpaçay Barajı'nın bazı özellikleri	12
Tablo 1.8. Karacaören II Barajı'nın bazı özellikleri	13
Tablo 1.9. Boyabat Barajı'nın bazı özellikleri	13
Tablo 1.10. Beydağ Barajı'nın bazı özellikleri	14
Tablo 1.11. Cindere Barajı'nın bazı özellikleri	14
Tablo 1.12. Çine Adnan Menderes Barajı'nın bazı özellikleri	15
Tablo 1.13. Çaltıkoru Barajı'nın bazı özellikleri	15
Tablo 1.14. Köprü Barajı'nın bazı özellikleri	16
Tablo 1.15. Menge Barajı'nın bazı özellikleri	16
Tablo 2.1. Baraja ait değişken değerleri	47
Tablo 2.2. İterasyon sonuçları	66
Tablo 2.3. Baraj ve zemine ait malzeme özellikleri	76
Tablo 2.4. 1989 Loma Prieta depreminde kaydedilen yakın ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan iki kayıt	101
Tablo 2.5. 1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen yakın ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan iki kayıt	101
Tablo 3.1. Çatlaklı ve çatlaksız baraj-zemin modellerinin modal analiz değerleri	126
Tablo 3.2. Yakın ve uzak fay etkisinde çatlaklı ve çatlaksız baraj-zemin modellerinde oluşan gerilme değerleri (1989 Loma Prieta Depremi)	150
Tablo 3.3. Yakın ve uzak fay etkisinde çatlaklı ve çatlaksız baraj-zemin modellerinde oluşan gerilme değerleri (1979 Imperial Valley Depremi)	165

SEMBOLLER DİZİNİ

a	: Deprem ivmesi
b	: Barajın taban genişliği
C	: Sönüm matrisi
C_f	: Sudaki ses hızı
d	: Kret genişliği
D_{ijkl}^e	: Lineer elastik malzeme matrisi
e	: Eksantrisite
E	: Elastisite modülü
E_d	: Ondalık olarak ifade edilen drenaj etkisi
$F_1(t)$: Atalet kuvvetleri
F_d	: Deprem baraj gövdesinde oluşturduğu yatay atalet kuvveti
$F_D(t)$: Sönüm kuvvetleri
$F_S(t)$: Elastik kuvvetler
g	: Yerçekimi ivmesi
H	: Toplam su derinliği, Su derinliği, Rezervuar derinliği
H_1	: Barajın memba yüzeyindeki su derinliği
H_2	: Barajın mansap yüzeyindeki su derinliği
H_4	: Drenaj galeri yüksekliği
K	: Tanjant rijitlik matrisi
L	: Taban uzunluğu
$m(z)$: Rezervuar derinliğine bağlı kütle dağılımı
M	: Kütle matrisi
M	: Toplam Moment
M_U	: Kaldırmadan dolayı oluşan toplam moment
M_w	: Yapının ağırlığından dolayı oluşan toplam moment
M_{w1}	: Barajın 1 bölgesi için yapının ağırlığına bağlı moment
M_{w2}	: Barajın 2 bölgesi için yapının ağırlığına bağlı moment
M_1	: Dikey su yükünden dolayı oluşan moment

M_2	: Memba tarafındaki yatay su yükünden dolayı oluşan moment
M_3	: Mansap tarafındaki yatay su yükünden dolayı oluşan moment
N	: Toplam kuvvet
P	: Dış yük vektörü
P	: Yatay su basıncı
P_f	: Hidrodinamik basıncı
P'	: Taban basıncı
t	: Zaman
T	: Çatlağın mevcut uzunluğudur
T	: Sıfır basınç bölgesi uzunluğu
U	: Yerdeğiştirme vektörü
U	: Toplam kaldırma kuvveti
U_1	: 1 bölgesindeki kaldırma kuvveti
U_{23}	: 2 ve 3 bölgelerindeki kaldırma kuvveti
U_{45}	: 4 ve 5 bölgelerindeki kaldırma kuvveti
U_i	: i anındaki yer değiştirme vektörü
U_{i+1}	: i+1 anındaki yer değiştirme vektörü
\dot{U}	: Hız vektörü
\dot{U}_i	: i anındaki hız vektörü
\dot{U}_{i+1}	: i+1 anındaki hız vektörü
\ddot{U}	: İvme vektörü
\ddot{U}_i	: i anındaki ivme vektörü
\ddot{U}_{i+1}	: i+1 anındaki ivme vektörü
V	: Baraj gövde hacmi
V_w	: Dikey su yükü
w_t	: Taban genişliği
W	: Barajın ağırlığı
x'	: Taban ortasının sağındaki mesafe
x_t	: Kuyruk suyunun barajla kesiştiği mesafe
x_d	: Topuktan itibaren dren mesafesi
X	: Baraj memba yüzeyinden drenaj deliğine olan uzaklık

y	: Rezervuar yüzeyinden söz konusu seviyeye kadar olan düşey su derinliği
z	: Su yüzeyinden itibaren su derinliği
α	: Depremden dolayı ivme katsayısı
ϵ_{kl}	: Elastik şekil değiştirme
$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$: Kartezyen koordinatlarda şekil değiştirme bileşenleri
σ_{ij}	: Elastik şekil değiştirmelere karşılık gelen gerilmeler
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$: Kartezyen koordinatlarda gerilme bileşenleri
γ_w	: Suyun birim ağırlığı
γ_c	: Betonun birim ağırlığı
γ_b	: Malzemenin özgül ağırlığı
β	: Sıvının hacimsel elastisite modülü
ν	: Poisson oranı
ρ_f	: Sıvının kütle yoğunluğunu

1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

İnsanoğlu geçmişten günümüze kadar canlı hayatını sürdürebilmesi için suya muhtaç olmuştur. Ancak suya ihtiyaçları olduğu kadar sudan da korunmaları gerekmiştir. Bu sebeple, bentlerden, kuyulardan, gllerden ve barajlardan yararlanmışlardır.

Barajlarda hidrostatik ve hidrodinamik su basınçları, deprem etkileri en önemli kuvvetlerdir. Bu kuvvetlerin etkisi altında barajların davranışının hassasiyetle incelenmesi gerekmektedir. Zira barajların inşası gibi yıkılmaları da toplum için mali yönden külfet ve de insan hayatı açısından telafisi mümkün olmayan sonuçlar doğurabilir. Deprem sırasında dünyada pek çok barajın hasar görmesi ve yıkılmaları, mühendisleri bu tip yapıların gerek projelendirme ve gerekse yapım aşamasında gerekli titizliği göstermelerini zorunlu hale getirmiştir. Baraj davranışına etkisi mümkün olan her etken, değişken ve parametrenin göz önünde tutulmasının zorunluluğu kendiliğinden doğmuştur. Öyle ki böyle önemli yapıların basitleştirici kabuller yaparak seçilen analitik modelleri yapının gerçek davranışına çok farklı sonuçlar verebileceği gibi, ekonomik olmayan boyutlandırmaya da neden olabilir (Dumanoğlu ve Oskouei, 1999).

Beton barajlarda yapım ve servis aşamasında meydana gelen hasarlardan çok daha tehlikelisi, deprem sırasında meydana gelen hasarlar veya çatlaklardır. Çatlaklar, uygulanan yüklerden dolayı oluşan çekme gerilmelerinin betonun taşıyabileceği maksimum çekme mukavemetini aşması durumunda meydana gelir. Önceleri büyük kütlelere sahip barajların deprem sırasında gövdelerinde çekme gerilmesi oluşabileceğine ihtimal verilmemesinden dolayı dinamik analizlerde çok basit ve yaklaşık yöntemler kullanılmaktaydı. Bu yöntemlerde deprem yükleri, sismik katsayılara bağlı olarak hesaplanan eşdeğer statik kuvvet olarak dikkate alınmaktaydı. Hlbuki deprem, statik kuvvet olarak göz önüne alınamayacak derecede önemli bir dinamik yer hareketidir. Bu konuyla ilgili en çarpıcı örnek, eşdeğer statik yüklere göre çekme gerilmesi göz ardı edilerek projelendirilen Koyna barajıdır. 1967 yılındaki depremde bu baraj büyük hasar grmştir (Akköse ve Gl, 2009).

Beton ağırlık barajların sismik performansı yer hareketinin karakteristikleri ve şiddetinden önemli derecede etkilenmektedir. Bir bölgede oluşan deprem sırasında, o

bölgedeki mevcut fayın yakınında kaydedilen yer hareketi fayın uzağında kaydedilen yer hareketinden oldukça farklıdır. Yakın fay yer hareketleri, büyük hız sinyalleri ile karakterize edilmektedir. Bu yer hareketleri, depremin başlangıcında bölgedeki yapılara büyük bir enerji uygulamakta ve büyük hasarlara sebep olabilmektedir.

Bu sebeple, beton ağırlık barajların dinamik analizinde baraj-su-zemin etkileşimi dikkate alınarak barajda çatlak olması durumunun da değerlendirilmesi önem arz etmektedir. Bunun yanı sıra, son zamanlarda önemi daha da artan yakın ve uzak fay yer hareketinin barajlara etkisi göz ardı edilmemelidir.

1.2. Literatür Araştırması

Uzun yıllardır beton ağırlık barajların tasarımında Bernoulli sığ kiriş teorisine dayanan klasik model kullanılmıştır. Klasik modelin analiz edemediği malzeme özellikleri, sıcaklıklar ve dinamik yük koşulları ile ilgili analizler için yapılan çalışmalarda sonlu eleman yönteminin yeni barajların tasarım ve optimizasyonunu ve mevcut barajların durumunun analizini kolaylaştırdığı görülmektedir (Durieux ve Rensburg,2016).

Kanenawa vd. (2003), yapmış oldukları çalışmada Japonya'daki beton ağırlık barajların dinamik analizi hakkında PWRI (Kamu Çalışmaları Araştırma Enstitüsü) tarafından geliştirilen yöntemlerden biri olan yayılı çatlak (smeared crack) modelini kullanarak nonlinear analiz sonuçlarını incelemişlerdir. İncelemeler sonucunda; çekme dayanımının çatlak oluşumu üzerinde kırılma enerjisinden daha büyük etkiye sahip olduğunu ve deprem sırasında çatlakların baraj topuğunda ve baraj memba yüzeyinde eğimin değiştiği nokta civarında oluştuğunu tespit etmişlerdir.

Yamaguchi vd. (2004), yapmış oldukları çalışmada şiddetli deprem etkisine maruz bırakılan beton ağırlık barajların performansının dikkatli değerlendirilmesi için kütle betonunun gerilme davranışıyla ilişkili lineer olmayan özelliklerin doğru bir şekilde modellenmesi gerektiğini, şiddetli zemin hareketleri altında birkaç bölgede çekme kırılması gelişebileceğini, bunun barajın dinamik tepki özelliklerini önemli ölçüde değiştireceğini ve yapısal sistemin bütünlüğünü tehlikeye atma potansiyeline sahip olduğunu öne sürmüşlerdir. Bu koşullar altında, sismik performans değerlendirilmesinde beklenebilecek hasarın şiddetini ve uzantısını doğrudan tahmin etmek için analizlerde zaman tanım alanında lineer olmayan analiz yönteminin kullanılmasının daha doğru olduğunu belirtmişlerdir.

Jiang ve Du (2012), yapmış oldukları çalışmada çatlaklı bir barajın sismik stabilitesini incelenmişlerdir. İncelemede geometrik nonlineerlik ve büyük deformasyonlar ve ayrıca çatlak alanındaki temas koşullarını dikkate almışlardır. Penetre çatlakların yerini ilk önce nonlineer sonlu eleman yöntemine (FEM) dayanan beton plastik hasar modeli kullanılarak tanımlamışlardır. Daha sonra normal yönde çatlak etkileşimini modellemek için katı temas algoritmasını, teğet yönde çatlak etkileşimini modellemek için de Coloumb sürtünme modelini kullanmışlardır. Sayısal modelleri örnek bir olay incelemesiyle doğruladıktan sonra, Koyna Barajı'nın iki tip penetrasyon çatlaklarının sismik stabilitesini farklı sismik pik ivmeleriyle ayrıntılı olarak ele almışlardır ve ayrıca barajın çökme süreçlerini de belirtmişlerdir. Çatlak, barajın kuvvetli depremlerdeki kırılma süreçlerinin kayma ve devrilme olarak iki aşamaya ayrılabilceğini belirtmişlerdir. Kayma aşamasının pik ivmenin yakınında sona erdiğini ve üst bloğun çökme meydana gelmeden önce çatlak boyunca uzun bir mesafe kaydığını gözlemlemişlerdir. Üst bloğun maksimum kayma yer değiştirmesi, çatlak bölgesinde artan sürtünme katsayısı ile azalacağını belirtmişlerdir. Barajda penetre çatlak olduğunda barajın deprem direnci azaldığını ancak yine de büyük bir güvenlik toleransına sahip olduğu sonucuna varmışlardır. Pik ivme orijinal Koyna depreminin beş katına ulaştığında düz yatay çatlaklı baraj dengesiz olurken, pik ivme orijinal Koyna depreminin sekiz katı olduğunda eğimli çatlaklı barajda dengesizlik olduğunu, bu nedenle çatlak şeklinin bir barajın depreme dayanım sınırı üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğu sonucuna varmışlardır.

Zhang vd. (2013), tek ve çoklu başlangıç çatlaklarına sahip beton ağırlık barajının doğrusal olmayan sismik çatlak analizini incelemişlerdir. Tüm sayısal hesaplamalar, çatlaklı beton ağırlık barajını modellemek ve çatlak yayılma sürecini tahmin etmek için kullanılan, geliştirilmiş sonlu eleman yöntemine (XFEM) dayanarak yapmışlardır. Koyna beton ağırlık barajının iki boyutlu deprem analizini, sayısal uygulama için 1967 Koyna deprem kayıtları kullanarak yapmışlardır. Çalışmada; mevcut XFEM sonuçlarının karşılaştırılması, Koyna baraj prototipinin incelenmesi, Koyna barajı için yapılan literatürdeki model testi ve mevcut metotlar, XFEM prosedürünün, sismik koşullar altında beton ağırlık barajlarında çatlak ilerleme sürecini ve çatlama sürecini etkin bir şekilde tahmin edebileceğini göstermişlerdir. Çatlaklı beton ağırlık barajının sismik çatlama analizi, ilk çatlakların sismik tepkinin ve çatlak ilerleme sürecinin tahmininde önemli olduğunu sonucuna varmışlardır. Barajın memba yüzeyindeki tek başlangıç çatlağına ek olarak, barajın memba ve mansap yüzünde çoklu başlangıç çatlakları da dâhil olmak üzere

diğer olası başlangıç çatlaklarının, barajda delici çatlaklara neden olacağını vurgulamışlardır.

Zhang ve Wang (2013), baraj-rezervuar-temel etkileşimini göz önüne alarak, nonlinear dinamik tepki ve beton ağırlık barajlarının sismik hasarına yakın ve uzak fay yer hareketi etkilerini analitik olarak değerlendirilmesini incelemişlerdir. Çalışmadan, yakın fay yer hareketlerinden elde edilen nonlinear etkinin uzak fay yer hareketlerinden elde edilenlerden önemli ölçüde farklı bir yer değiştirme kayıtlarına sahip olduğu sonucuna varmışlardır. Yakın fay yer hareketlerinin nonlinear dinamik tepkisi ve yapılar üzerindeki şiddetli ve itici etkilerinden dolayı beton ağırlık barajlarının birikimli hasarı üzerinde kayda değer etkilerinin olduğunu, yakın fay yer hareketleri baraj gövdesinde uzak fay yer hareketlerinden daha şiddetli hasara sebep olma potansiyeline sahip olduğunu, daha gerçekçi sonuçlar elde etmek için yakın fay yer hareketlerinin beton ağırlık barajları üzerindeki etkileri dikkate alınması gerektiğini vurgulamışlardır.

Wang vd. (2014), yapmış oldukları çalışmada yakın ve uzak fay yer hareketlerinin baraj-rezervuar-temel etkileşimi de dâhil olmak üzere beton ağırlık barajlarının sismik performansı üzerindeki etkilerini incelemişlerdir. Sayısal uygulama olarak Koyna ağırlık barajını seçmişlerdir. Analizlerde, belirgin titreşimli dört farklı yakın fay yer hareketi kaydını kullanmışlardır. Talep-kapasite oranı, yığılımlı aşırı gerilim süresi ve aşırı gerilim bölgelerin mekânsal kapsamına dayalı sismik performans değerlendirme yöntemi sunulmuşlardır. Gerilme sertleşmesi veya yumuşama davranışı içeren Beton Hasarlı Plastisite (Concrete Damaged Plasticity) modeli doğrusal olmayan analizlerde kullanmışlardır. Seçtikleri beton barajda hem yakın fay hem de uzak fay yer hareketlerine maruz kalan nonlinear sismik hasar analizleri yapmışlardır. Yapılan sismik hasar analizleri barajlarda biriken hasarın önemli ölçüde yakın fay yer hareketlerinden etkilendiğini, yakın fay yer hareketleri için maksimum yer değiştirme değerlerinin uzak fay yer hareketlerinden daha fazla olduğunu, memba tarafında dikkate değer ayrılmanın bazı yakın fay yer hareketi durumlarında baraj altında tepki olarak görüldüğünü, yakın yer hareketlerinin impulsif etkileri sebebiyle beton ağırlık barajlarda daha fazla sismik performans talebine yol açma potansiyeli olduğu, bu sebeple yakın fay yer hareket etkileri beton ağırlık barajların sismik performansı üzerinde daha gerçekçi sonuçlar elde etmek için göz önüne alınması gerektiği sonuçlarına ulaşmışlardır.

Durieux ve Rensburg (2016), yapmış oldukları çalışmada Drucker-Prager nonlinear sonlu eleman yöntemi (DP NL FEM) akma modeli, tekillik noktalarındaki en yüksek gerilme probleminin üstesinden gelmek ve baraj tabanında daha gerçekçi gerilmeler üretmek için bir yöntem olarak vermişlerdir. Çalışmada tamamlanmış bir ağırlık baraja ait bir örnek çalışma, çeşitli analiz teknikleri karşılaştırılarak analizi yapılmıştır. Servis ve aşırı yük durumlarını araştırmışlardır. Duvar tabanı boyunca aşınmış malzeme de dâhil olmak üzere beton ve kaya için farklı malzeme özelliklerini göz önünde bulundurmışlardır. Ağırlık barajlarının NL DP FEM ile daha kesin olarak analiz edilebileceği ve tekillik noktalarındaki yüksek gerilme piklerinin üstesinden gelinebileceği gösterilmiştir. Drucker-Prager parametrelerinin standart malzeme laboratuvar testlerinden kolayca elde edilebilmesi, NL DP FEM'in diğer modellemelere göre avantajlı olduğunu vurgulamışlardır. Mevcut barajların durum değerlendirme analizi için, NL DP FEM daha karmaşık nonlinear kırılma mekaniği yönteminin öncüsü ve kontrolü olarak kullanılabilirliğini öne sürmüşlerdir.

1.3. Tezin Amacı ve İçeriği

Çatlaklı ve çatlaksız beton ağırlık barajların dinamik davranışının belirlenmesinde yakın ve uzak fay yer hareketlerinin dikkate alınmasının gerekliliği literatür çalışmalarında ne kadar önemli olduğu görülmüştür. Bu sebeple bu yüksek lisans tez çalışmasında, baraj-su-zemin etkileşimi dikkate alınarak yakın ve uzak fay yer hareketine maruz çatlaklı beton ağırlık barajların dinamik davranışı incelenmiştir. Bu amaçla, Ankara'nın 120 km kuzey batısında Sakarya nehri üzerinde 1956 yılında inşa edilen Sarıyar beton ağırlık barajı kullanılmıştır. Yapılan çalışmalarda; yakın ve uzak fay yer hareketine maruz çatlaklı ve çatlaksız beton ağırlık barajların dinamik analizleri neticesinde, kret yer değiştirmeleri, baraj-zemin modellerinde yatay gerilmeler (S_{11}), düşey gerilmeler (S_{22}) ve kayma gerilmeleri (S_{12}) incelenmiştir.

1.4. Barajların Tarihi Gelişimi

Baraj, su biriktirmek amacı ile hazne oluşturmak üzere bir akarsu vadisini kapatarak akışı engelleyen yapıdır. Baraj kelimesi 20. Yüzyılın ortasından sonra Fransızcadan dilimize geçmiş olup sözlükte engel anlamına gelmektedir.

Çağdaş beton barajların öncüsü niteliğindeki kargir barajlar binlerce yıl boyunca inşa edilerek günümüze kadar gelmiştir. Dünyanın en eski barajı kalıntıları Ürdün'de bulunan M.Ö 4000 yıllarının sonlarında inşa edildiği sanılan Jawa dolgu barajıdır (Azami 5m yüksekliğinde, sedde niteliğinde). Sonra Mısır'da M.Ö 3000 yıllarının ortalarında Nil nehri üzerinde inşa edilmiş Sadd-el-Kafara barajıyla (12m yüksekliğinde, 108m kret uzunluğunda) başlayıp, Akdeniz çevresinde M.S 1000 yılının ortalarına doğru, Roma döneminin sonuna kadar devam eden yarı kargir barajlar, killi bir merkezi geçirimsizlik bölgesinin memba ve mansap kesimlerinde moloz veya kesme taş niteliğinde kargir bölgelerle oluşturulmuştur. Çin'de M.Ö 200 yıllarında yapılan Tu-Kiang barajı, iki yüz bin hektarlık pirinç tarlalarını sulamak için yapılmış ve günümüzde hala kullanılmaktadır. Mezopotamya'da Samarra yakınında Dicle üstünde inşa edilmiş olan Marduk barajının, birkaç bin yıl hizmet gördüğü ve M.S 1296'da yıkıldığı bilinmektedir. Anadolu'daki en eski baraj kalıntısı, Kayseri-Sivas arasında bulunan Uzunyayla'nın sulanması amacıyla M.Ö 2000'li yılların ortalarında Hititler tarafından yapılan Karakuyu barajına aittir.

Orta çağda Batı'da önemli su yapılarına rastlanmamaktadır. Doğuda M.S 5. ve 16. yüzyıllar arasında Japonya'da otuzdan fazla baraj inşa edilmiştir. İran'da da 40m yüksekliğinde Saveh Barajı inşa edilmiştir.

Başlangıçta taşkınlardan korunmak, içme ve sulama suyu elde etmek için inşa edilen barajlar, 1900'lü yıllardan sonra bunlara ek olarak elektrik enerjisi üretmek üzere tasarlanmaya başlanmıştır. Cumhuriyet döneminde ilk beton ağırlık baraj 1936 yılında hizmete giren Çubuk Nehri üzerinde inşa edilen Çubuk I barajıdır. II. Dünya Savaşı'ndan sonra Porsuk I (1948), Elmalı II (1955), Sarıyar (1956), Kemer (1958) gibi beton ağırlık barajlar inşa edilmiştir (Öziş ve Alsan, 1990).

1.4.1. Barajların Sınıflandırılması

Barajlar; büyüklüklerine, yapılarına ve gövde dolgu malzemesi ve gövde biçimine göre üç başlıkta sınıflandırılabilir.

a) Büyüklüklerine Göre Sınıflandırma

Büyüklüklerine göre barajlar; büyük baraj, gölet (küçük baraj) ve yüksek baraj olarak üçe ayrılırlar.

Uluslararası Büyük Barajlar Komisyonu (ICOLD: International Commission on Large Dam) büyük baraj tanımı için şu şartları vermektedir: Kreti ile temeli arasındaki yükseklik 15m'den fazla olan barajlar ile yüksekliği 10-15m arasında olan fakat buna ek olarak; kret uzunluğu 500m'den büyük, hazne hacmi $1106m^3$ 'den büyük ve en büyük taşkın debisi $1000 m^3/sn$ 'den büyük olma özelliklerinden en az birini taşıyan barajlar büyük baraj olarak isimlendirilirler.

Büyük baraj tanımının dışında kalan, projesi daha basit ve çabuk sonuç alınan yapılara gölet (küçük baraj), yüksekliği 50m'den fazla olan barajlara da yüksek baraj denilmektedir (Gedik, 2019).

b) Yapılışlarına Göre Sınıflandırma

Bir baraj tek veya çok amaçlı olarak planlanır. Tek amaçlı barajlar; içme suyu temini, endüstri suyu temini, sulama, hidroelektrik enerji, taşkın kontrolü vb. için inşa edilirler. Bunların birkaçını birlikte temin eden baraja da çok amaçlı baraj denilmektedir (Gedik, 2019).

c) Gövde Dolgu Malzemesi ve Gövde Biçimine Göre Sınıflandırma

Gövde dolgu malzemesine ve gövde biçimine göre barajlar, dolgu barajlar ve beton barajlar olmak üzere ikiye ayrılabilir.

Dolgu barajlar; toprak dolgu barajlar, kaya dolgu barajlar ve ön yüzü betonarme kaplı kaya dolgu barajlar olmak üzere üçe ve beton barajlar da beton ağırlık barajlar, payandalı barajlar, kemer barajlar ve silindirle sıkıştırılmış beton barajlar olmak üzere dörde ayrılırlar (Gedik, 2019).

1.5. Ağırlık Barajlar Hakkında Genel Bilgiler

Beton baraj gövdeleri, gevşek zemin ve ayrılmış kaya kazılıp alındıktan sonra, yeterli taşıma gücüne sahip sağlam kaya üzerine inşa edilirler. Beton barajların en önemli avantajı dolu savak, dip savak vb. gibi diğer yapıların gövde üzerinde yer alabilmesidir. Aks yerindeki mevcut şartlara göre, beton ağırlık ve beton kemer tipinde bir gövde seçilebilir (Gedik, 2019).

Beton ağırlık baraj, üzerine etki eden kuvvetleri kemer tesiri olmadan kendi ağırlığı ile stabilitelerini sağlayan genellikle betondan inşa edilen barajlardır. Bu tip barajlarda ana biçim, memba yüzü düşey, mansap yüzü eğimli şeklindedir. Bazı durumlarda, uygun gerilme dağılımını sağlamak amacıyla memba yüzünün alt kısmına düşeyden biraz farklı eğimde verilebilmektedir.

Beton ağırlık barajlar, geleneksel kütle betonu ve silindirle sıkıştırılmış beton (Roller Compacted Concrete) olmak üzere iki tip beton yapım yönetimi kullanılarak inşa edilmektedir. Geleneksel betonlu barajlar; çimento, agrega, su ve katkı maddeleri karıştırılıp oluşturulan beton kullanılarak yapılmaktadır. Silindirle sıkıştırılmış beton (SSB) teknolojisi baraj, karayolu ve liman gibi büyük projelerde kullanılmaktadır.

SSB betonunun bileşimi normal bir görünüme sahip olup, fiziksel özellikleri ile gerçek bir beton gibi sertleşen, çimento ile harmanlanmış ıslak çakıl içermektedir. Bununla birlikte klasik betondan daha büyük dane çapı içeren agrega kullanılmaktadır. Ayrıca, klasik betonda çimento oranının fazla olmasına rağmen SSB karışımında az miktarda çimento ve büyük oranda uçucu kül bulunmaktadır (Gedik, 2019; Polat, 2019).

Tablo 1.1’de Türkiye’de işletmeye açılan beton ağırlık ve silindirle sıkıştırılmış barajlara ait özellikler verilmiştir. Tablo 1.1’de ki beton ağırlık barajlara ait bazı özellikler ise Tablo 1.2 ile Tablo 1.15 arasında verilmiştir.

Tablo 1.1. Türkiye’deki beton ağırlık ve silindirle sıkıştırılmış barajlar ve başlıca özellikleri

Sıra No Seq No	Adı Name	İnşaatın Construction		Yeri Location		Gövde Dolgu Tipi Embankment Type	Gövde Hacmi Dam Volume $10^3 m^3$	Kret Kotu Crest Elevation m	Yüksekliği Height		Normal Su Kotu Normal Water Surface Elevation m	Normal Su Kotunda At Normal Water Surface Elevation		Amacı Purpose
		Başlama Yılı Starting Year	Bitiş Yılı Completion Year	Akarsuyu River	İli Province				Temelden From Foundation m	Talvegden From River Bed m		Göl Hacmi Reservoir Volume hm^3	Göl Alanı Reservoir Area km^2	
1	ÇUBUK I	1930	1936	Çubuk	Ankara	Beton Ağırlık	120	908,61	58,00	25,00	906,61	12,50	0,94	İ+T
2	SARIYAR	1950	1956	Sakarya	Ankara	Beton Ağırlık	568	480,00	108,00	90,00	475,00	1900,00	83,83	E
3	KEMER	1954	1958	Akçay	Aydın	Beton Ağırlık	740	298,50	113,50	108,50	291,50	358,50	14,75	S+T+E
4	GÜLÜÇ	1964	1966	Gülüç	Zonguldak	Beton Ağırlık	52	20,50	22,00	14,50	18,50	6,00	1,34	İ+T
5	PORSUK	1966	1972	Porsuk	Eskişehir	Beton Ağırlık	224	886,70	64,70	49,70	882,60	431,00	23,40	S+T+İ
6	ARPAÇAY	1975	1983	Arpaçay	Kars	Beton Ağırlık	180	1456,10	59,10	47,00	1452,00	525,00	41,80	S
7	KARACAÖREN II	1988	1993	Aksu	Burdur	Beton Ağırlık	165	190,00	49,00	45,00	187,50	48,00	2,34	S+E
8	BOYABAT	2008	2012	Kızılırmak	Sinop	Beton Ağırlık	2700	335,00	195,00	193,00	330,00	3557,00	65,40	E
9	BEYDAĞ	1994	2007	K. Menderes	İzmir	SSB*	2700	785	100	60	-	300	-	S
10	CİNDERE	1994	2012	B. Menderes	Denizli	SSB*	1950	300,00	115,00	85,00	-	94,00	3,00	S+E
11	ÇİNE ADNAN MENDERES	1995	2010	Çine Çayı	Aydın	SSB*	1410	-	136,5	120	-	350	9,34	S+T+E
12	ÇALTIKORU	1996	2011	İlyas Çayı	İzmir	SSB*	760	158,00	66,00	61,00	-	41,60	1,90	S
13	KÖPRÜ	2009	2012	Seyhan	Adana	SSB*	1000	413	109	100	-	93,2	-	E
14	MENGE	2010	2012	Seyhan	Adana	SSB*	327,7	303,6	68	60	-	50,797	-	E

E: Enerji T: Taşkın Kontrol S: Sulama

İ: İçme – Kullanma ve Sanayi Suyu Temini

SSB*: Silindirle Sıkıştırılmış Beton

Tablo 1.2. Çubuk I Barajı'nın bazı özellikleri

	Adı	Çubuk I
	Yeri	Ankara
	Akarsu	Çubuk
	Amaç	İ+T
	İnşaata Başlama-Bitiş Yılı	1930-1936
	Gövde Dolgu Tipi	Beton Ağırlık
	Yükseklik (Talvegden)	25 m
	Sulama Alanı	- ha
	Yıllık İçme Suyu	3 hm ³
	Güç	- MW
Yıllık Üretim	- GWh	

Tablo 1.3. Sarıyar Barajı'nın bazı özellikleri

	Adı	Sarıyar
	Yeri	Ankara
	Akarsu	Sakarya
	Amaç	Enerji
	İnşaata Başlama-Bitiş Yılı	1950-1956
	Gövde Dolgu Tipi	Beton Ağırlık
	Yükseklik (Talvegden)	90 m
	Sulama Alanı	- ha
	Yıllık İçme Suyu	- hm ³
	Güç	160 MW
Yıllık Üretim	400 GWh	

Tablo 1.4. Kemer Barajı'nın bazı özellikleri

	Adı	Kemer
	Yeri	Aydın
	Akarsu	Akçay
	Amaç	S+T+E
	İnşaata Başlama-Bitiş Yılı	1954-1958
	Gövde Dolgu Tipi	Beton Ağırlık
	Yükseklik (Talvegden)	108,50 m
	Sulama Alanı	57847 ha
	Yıllık İçme Suyu	- hm ³
	Güç	48 MW
	Yıllık Üretim	143 GWh

Tablo 1.5. Gülüç Barajı'nın bazı özellikleri

	Adı	Gülüç
	Yeri	Zonguldak
	Akarsu	Gülüç
	Amaç	İ+T
	İnşaata Başlama-Bitiş Yılı	1964-1966
	Gövde Dolgu Tipi	Beton Ağırlık
	Yükseklik (Talvegden)	14,50 m
	Sulama Alanı	- ha
	Yıllık İçme Suyu	6 hm ³
	Güç	- MW
	Yıllık Üretim	- GWh

Tablo 1.6. Porsuk Barajı'nın bazı özellikleri

	Adı	Porsuk
	Yeri	Eskişehir
	Akarsu	Porsuk
	Amaç	S+T+İ
	İnşaata Başlama-Bitiş Yılı	1966-1972
	Gövde Dolgu Tipi	Beton Ağırlık
	Yükseklik (Talvegden)	49,70 m
	Sulama Alanı	41020 ha
	Yıllık İçme Suyu	206 hm ³
	Güç	- MW
	Yıllık Üretim	- GWh

Tablo 1.7. Arpaçay Barajı'nın bazı özellikleri

	Adı	Arpaçay
	Yeri	Kars
	Akarsu	Arpaçay
	Amaç	Sulama
	İnşaata Başlama-Bitiş Yılı	1975-1983
	Gövde Dolgu Tipi	Beton Ağırlık
	Yükseklik (Talvegden)	47 m
	Sulama Alanı	40420 ha
	Yıllık İçme Suyu	- hm ³
	Güç	- MW
	Yıllık Üretim	- GWh


Tablo 1.8. Karacaören II Barajı'nın bazı özellikleri

	Adı	Karacaören II
	Yeri	Burdur
	Akarsu	Aksu
	Amaç	Sulama-Enerji
	İnşaata Başlama-Bitiş Yılı	1988-1993
	Gövde Dolgu Tipi	Beton Ağırlık
	Yükseklik (Talvegden)	45 m
	Sulama Alanı	19330 ha
	Yıllık İçme Suyu	- hm ³
	Güç	47 MW
	Yıllık Üretim	206 GWh

Tablo 1.9. Boyabat Barajı'nın bazı özellikleri

	Adı	Boyabat
	Yeri	Sinop
	Akarsu	Kızılırmak
	Amaç	Enerji
	İnşaata Başlama-Bitiş Yılı	2008-2012
	Gövde Dolgu Tipi	Beton Ağırlık
	Yükseklik (Talvegden)	193 m
	Sulama Alanı	- ha
	Yıllık İçme Suyu	- hm ³
	Güç	528 MW
	Yıllık Üretim	1500 GWh

Tablo 1.10. Beydağ Barajı'nın bazı özellikleri

	Adı	Beydağ
	Yeri	İzmir
	Akarsu	Küçük Menderes
	Amaç	Sulama
	İnşaata Başlama-Bitiş Yılı	1994-2007
	Gövde Dolgu Tipi	Silindirle Sıkıştırılmış Beton
	Yükseklik (Talvegden)	60 m
	Sulama Alanı	22000 ha
	Yıllık İçme Suyu	- hm ³
	Güç	- MW
Yıllık Üretim	- GWh	

Tablo 1.11. Cindere Barajı'nın bazı özellikleri

	Adı	Cindere
	Yeri	Denizli
	Akarsu	Büyük Menderes
	Amaç	Sulama-Enerji
	İnşaata Başlama-Bitiş Yılı	1994-2012
	Gövde Dolgu Tipi	Silindirle Sıkıştırılmış Beton
	Yükseklik (Talvegden)	85 m
	Sulama Alanı	16000 ha
	Yıllık İçme Suyu	- hm ³
	Güç	30 MW
Yıllık Üretim	100 GWh	

Tablo 1.12. Çine Adnan Menderes Barajı'nın bazı özellikleri

	Adı	Çine Adnan Menderes
	Yeri	Aydın
	Akarsu	Çine Çayı
	Amaç	S+T+E
	İnşaata Başlama-Bitiş Yılı	1995-2010
	Gövde Dolgu Tipi	Silindirle Sıkıştırılmış Beton
	Yükseklik (Talvegden)	120 m
	Sulama Alanı	22358 ha
	Yıllık İçme Suyu	- hm ³
	Güç	47,2 MW
	Yıllık Üretim	118 GWh

Tablo 1.13. Çaltıkoru Barajı'nın bazı özellikleri

	Adı	Çaltıkoru
	Yeri	İzmir
	Akarsu	İlyas Çayı
	Amaç	Sulama
	İnşaata Başlama-Bitiş Yılı	1996-2011
	Gövde Dolgu Tipi	Silindirle Sıkıştırılmış Beton
	Yükseklik (Talvegden)	61 m
	Sulama Alanı	4251 ha
	Yıllık İçme Suyu	- hm ³
	Güç	- MW
	Yıllık Üretim	- GWh

Tablo 1.14. Köprü Barajı'nın bazı özellikleri

	Adı	Köprü
	Yeri	Adana
	Akarsu	Seyhan
	Amaç	Enerji
	İnşaata Başlama-Bitiş Yılı	2009-2012
	Gövde Dolgu Tipi	Silindirle Sıkıştırılmış Beton
	Yükseklik (Talvegden)	100 m
	Sulama Alanı	- ha
	Yıllık İçme Suyu	- hm ³
	Güç	155,85 MW
Yıllık Üretim	383,88 GWh	

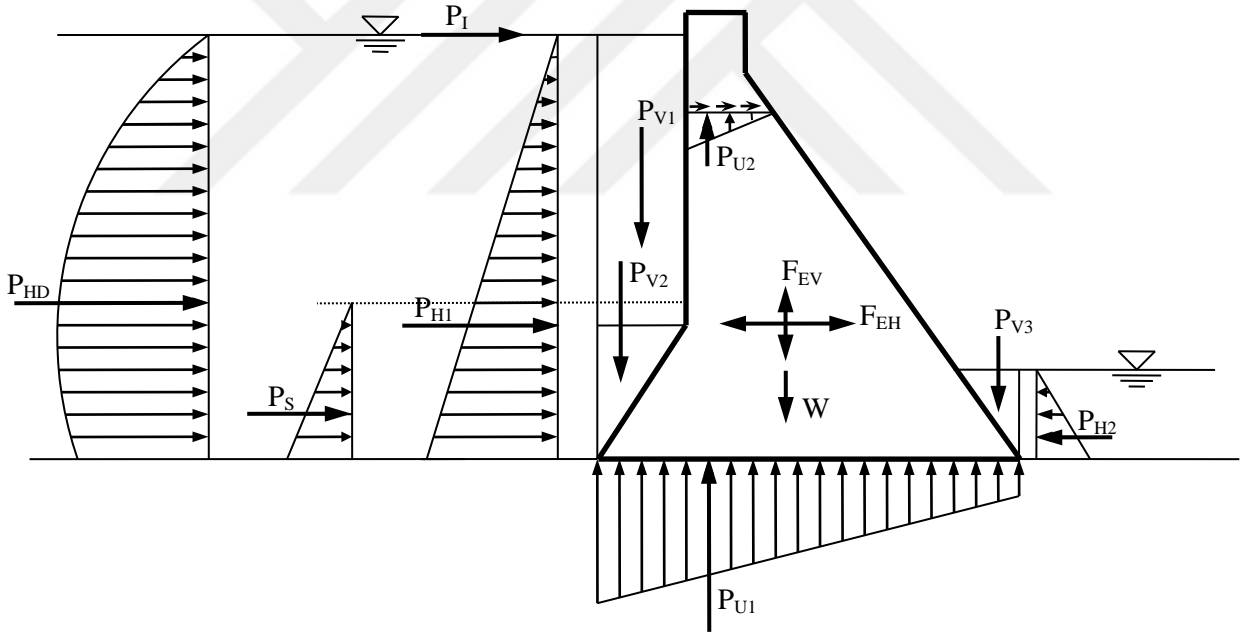
Tablo 1.15. Menge Barajı'nın bazı özellikleri

	Adı	Menge
	Yeri	Adana
	Akarsu	Seyhan
	Amaç	Enerji
	İnşaata Başlama-Bitiş Yılı	2010-2012
	Gövde Dolgu Tipi	Silindirle Sıkıştırılmış Beton
	Yükseklik (Talvegden)	60 m
	Sulama Alanı	- ha
	Yıllık İçme Suyu	- hm ³
	Güç	89,20 MW
Yıllık Üretim	202,60 GWh	

1.5.1. Beton Ağırlık Barajlara Etki Eden Kuvvetler

Bir barajın projelendirilmesinde, ilk olarak baraja etki eden kuvvetlerin belirlenmesi gerekir. Bu kuvvetleri statik ve dinamik olmak üzere iki kısma ayırmak mümkündür. Barajlara etki eden bütün statik ve dinamik kuvvetleri aşağıdaki gibi sıralayabiliriz;

1. Barajın kendi ağırlığı
2. Hidrostatik su basıncı
3. Tabanda kaldırma ve boşluk suyu basıncı
4. Depremden dolayı oluşan kuvvetler
5. Buz basıncı
6. Silt basıncı
7. Sıcaklık yükleri



Şekil 1.1. Beton ağırlık barajına etki eden kuvvetler

a) Barajın Kendi Ağırlığı

Malzemenin özgül ağırlığı γ_b ve gövde hacmi V olmak üzere;

$$W = \gamma_b V \quad (1.1)$$

eşitliği ile hesaplanır. Köprü ve kapaklar vb. donanımlardan gelen dış kuvvetler barajın kendi ağırlığına eklenir (Gedik, 2019).

b) Hidrostatik Su Basıncı

Barajlara memba ve mansap tarafında etki edebilir. Mansap tarafındaki su yüksekliği küçük ise ihmal edilebilir. Hesap kolaylığı bakımından eğimli yüzeylerden gelen toplam basınç yatay ve düşey bileşenlere ayrılır. Yatay su basıncı

$$P_{H1} = \frac{\gamma_w \cdot H^2}{2} \quad (1.2)$$

ifadesi ile hesaplanır. Burada H su derinliği, γ_w suyun özgül ağırlığıdır (Gedik, 2019).

c) Tabanda Kaldırma ve Boşluk Suyu Basıncı

Taban basıncı özellikle ağırlık barajlara etki eden en önemli etkenlerdendir. Kaldırma basıncı; normal su seviyesinden, baraj en kesitindeki su alma yapılarından dolayı oluşan kuyruk suyundan, baraj ve temel arasında kalan kesimden ve tabanın altında kalan bölümden oluşur. Bu basınç, beton ve temel malzemeleri içindeki çatlaklar, gözenekler ve bağlantı yerlerinde mevcuttur. Stabilitate ve gerilme analizlerinde yapısal yeterliliğin sağlanmasında kaldırma basıncı aktif basınca eklenmelidir. Bu basınçların zamanla değişimi, sınır koşulları ve malzeme geçirgenliği ile ilişkilidir. Kaldırma basıncının deprem yükleri ile değişmediği varsayılır (USACE, 1995; 2000).

d) Depremden Dolayı Oluşan Kuvvetler

Beton ağırlık barajlarda, depremden dolayı oluşan kuvvetlerin etkisi en güzel dinamik analizler ile tespit edilebilir. Eğer bu kuvvetler statik olarak ele alınacaksa, projelendirmede yatay ve düşey deprem yüklerinin dikkate alınması gerekir. Memba-mansap doğrultusundaki deprem hareketi, yani yatay deprem yükü, su ve zeminin mansaba doğru olan basıncını artırır. Ayrıca barajın ağırlığı sebebi ile mansaba doğru yatay doğrultuda atalet kuvveti oluşur. Düşey doğrultudaki deprem hareketinden oluşan yukarı yönlü atalet kuvvetleri sebebiyle eğik yüzeyler üzerinde bulunan su ve zemin ağırlığı ile kendi ağırlığının etkisi azalır. Deprem kuvvetlerini hesaplamak için, barajı etkileyebilecek depremin şiddetini bilmek gerekir. Bunun değeri genellikle yerçekimi ivmesi cinsinden ifade edilir. Depremin baraj gövdesine yatay yönde etki edecek atalet kuvveti;

$$F_{EH} = \alpha \cdot W \quad (1.3)$$

ifadesi ile hesaplanır. Burada, W barajın kendi ağırlığı, α depremden dolayı ivme katsayısı olup, a deprem ivmesinin, g yerçekimi ivmesine oranıdır ($\alpha = a/g$).

Memba yüzeyi düşey olan bir barajda, depremden dolayı oluşan hidrodinamik su etkisi,

$$P_{HD} = C \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot H \quad (1.4)$$

eşitliği ile hesaplanabilir. Burada

$$C = 0.365 \left[\frac{y}{H} \left(2 - \frac{y}{H} \right) + \sqrt{\frac{y}{H} \left(2 - \frac{y}{H} \right)} \right] \quad (1.5)$$

eşitliğinden bulunur. Burada;

γ_w : Suyun özgül ağırlığı

H : Toplam su derinliği

y : Rezervuar yüzeyinden söz konusu seviyeye kadar olan düşey su derinliğini göstermektedir.

Bu kuvvet tabandan $(4\pi/3)H$ kadar yukardan etki eder. Ölü hacimdeki siltin etkisi, deprem sırasında içsel sürtünme açısının değişimi tam bilinemediği için, H yerine siltin yüksekliği H_{si} formülde kullanılarak suyun etkisi gibi hesaplanabilir.

USBR'ye (United States Bureau of Reclamation) göre baraj yüzeyini etkileyen söz konusu seviyenin üst kısmındaki toplam yatay kuvvet ve seviyenin üst kısmında toplam devirici moment için aşağıdaki eşitlikler verilmiştir (Gedik, 2019).

$$V_e = 0.726F_{de}y \quad (1.6)$$

$$M_e = 0.299F_{de}y^2 \quad (1.7)$$

e) Buz Basıncı

Kış sıcaklıklarının 0 derecesinin altına düştüğü yerlerde yapılacak barajların hesaplarında buz basıncı dikkate alınmalıdır. Kuvvetin buz kalınlığının ortasından etkidiği kabul edilir. Buz basıncı sıcaklık artış oranına ve buz kalınlığına göre hesaplanır. Baraj gölünde oluşacak sıcaklık değişimleri ve buz kalınlığı meteorolojik verilerden tahmin edilebilir. Buz basıncı baraj yerinin iklim ve haznenin işletme şartlarına bağlı olarak değişir (Gedik, 2019).

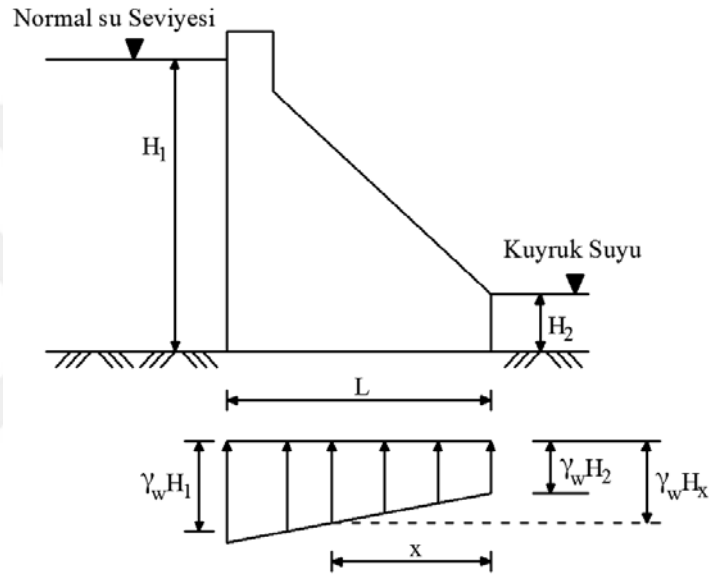
1.5.2. USACE (1995;2000)'e Göre Kaldırma Basıncının Belirlenmesi

Bu kısımda, beton ağırlık barajların tabanında meydana gelen kaldırma basıncı, USACE (1995;2000)'e göre belirlenişi açıklanmıştır. Baraj tabanı boyunca kaldırma basınç dağılımı, drenaj etkinliğine, enjeksiyon perdesine ve kaya geçirgenliği, bağlantı yerleri, birleşim ve faylanma gibi jeolojik özelliklere bağlıdır (USACE, 1995;2000).

Beton ağırlık baraj tabanındaki kaldırma drenaj galerisinin bulunmaması, drenaj galerisinin bulunması ve sıfır basınç bölgesinin bulunması durumlarında incelenmiştir.

1.5.2.1. Drenaj Galerisinin Bulunmaması Durumunda Kaldırma Basıncı

Beton ağırlık barajlarda drenaj galerisinin bulunmaması durumunda kaldırma basıncında herhangi bir azaltma yapılmaz. Kaldırma basıncındaki değişim, barajın topuk kısmından burun kısmına kadar lineer olarak değişir. Şekil 1.2'de temel üzerinde veya altındaki herhangi bir noktadaki kaldırma basıncının belirlenmesi gösterilmiştir (USACE, 1995;2000).



Şekil 1.2. Drenaj galerisinin olmaması durumunda kaldırma basıncı (USACE, 1995; 2000).

Bu kaldırma basıncı;

$$H_x = H_2 + \frac{x}{L}(H_1 - H_2) \quad (1.8)$$

şeklinde hesaplanır

Burada;

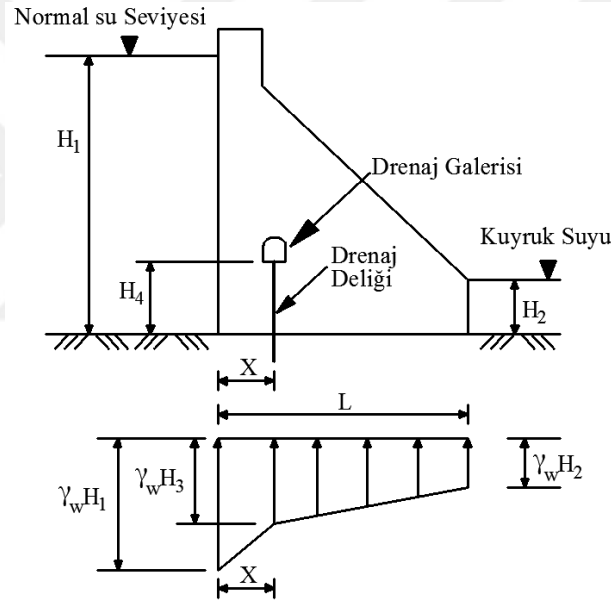
H_1 : Normal su seviyesi

H_2 : Kuyruk suyu seviyesi

L : Baraj taban boyunu göstermektedir.

1.5.2.2. Drenaj Galerisinin Bulunması Durumunda Kaldırma Basıncı

Beton ağırlık barajlarda tabanda veya temel altındaki kaldırma basıncı temel drenajlarının yerleştirilmesiyle azaltılabilir. Drenaj sisteminin etkinliği, drenlerin derinliğine, boyutuna, drenaj aralığına, temel karakterine ve tesisin hangi drenaj delikleriyle muhafaza edileceğine bağlıdır. Drenaj etkisinin %25 ile %50 arasında değiştiği kabul edilir. Zemin deneyleri ve akış analizlerine göre, bu değer %67'ye yükseltilebilir. Kaldırma basıncı; topuk başındaki drenajsız basınçtan drenaj hattı başındaki indirgenmiş basınca, oradan da burun kısmındaki drenajsız basınca kadar Şekil 1.3'de gösterildiği gibi lineer olarak değişecektir (USACE, 1995;2000).



Şekil 1.3. Drenaj galerisinin bulunması (USACE, 1995; 2000).

Baraj tabanından itibaren drenaj galeri yüksekliği (H₄) kuyruk suyu seviyesinden (H₂) büyükse (H₄ > H₂) H₃;

$$H_3 = K \left[(H_1 - H_2) \frac{(L - X)}{L} + H_2 - H_4 \right] + H_4 \quad (1.9)$$

şeklinde hesaplanır. Burada;

$$K = 1 - E_d \quad (1.10)$$

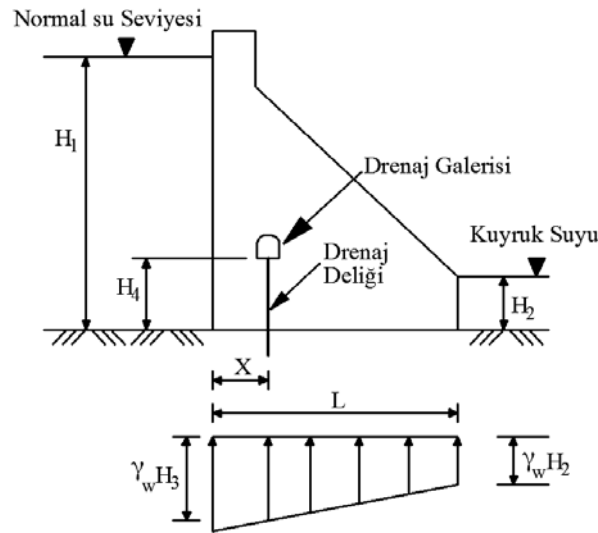
ile ifade edilir.

E_d : Ondalık olarak ifade edilen drenaj etkisi, X : memba yüzeyinden drenaj hattına olan uzalıktır. Baraj tabanından itibaren drenaj galeri yüksekliği (H_4) kuyruk suyu seviyesinden (H_2) küçükse ($H_4 < H_2$) H_3 ;

$$H_3 = K(H_1 - H_2) \frac{(L - X)}{L} + H_2 \quad (1.11)$$

şeklinde hesaplanır.

Drenaj hattı, memba yüzeyinden rezervuar yüksekliğinin %5'i kadar uzaklıkta temeli kesmesi durumunda, kaldırma basıncı tek bir düz çizgi olarak değişebileceği varsayılabilir. Bu durum Şekil 1.4'de gösterilmektedir. Drenaj galerisi kuyruk suyu yüksekliğinin üzerinde ise, drenaj hattının basıncı, kuyruk suyu seviyesi galeri yüksekliğine eşit olacak şekilde belirlenmelidir (USACE, 1995; 2000).



Şekil 1.4. Drenaj galerisinin bulunması ve $X \leq 0.05 H_1$ olduğu durum (USACE, 1995; 2000).

Memba yüzeyinden drenaj hattına olan uzaklık (X) normal su seviyesinin %5'inden ($0,05H_1$) küçük eşit olduğunda ($X \leq 0.05 H_1$) iki durum söz konusudur. Bunlar;

- Baraj tabanından itibaren drenaj galeri yüksekliği kuyruk suyu seviyesinden büyükse ($H_4 > H_2$) H_3 ;

$$H_3 = K(H_1 - H_4) + H_4 \quad (1.12)$$

şeklinde,

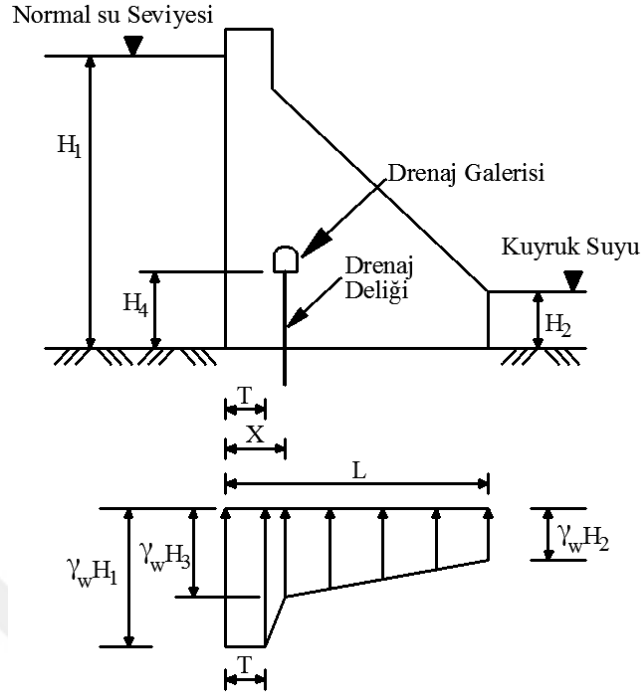
- Baraj tabanından itibaren drenaj galeri yüksekliği kuyruk suyu seviyesinden küçükse ($H_4 < H_2$) H_3 ;

$$H_3 = K(H_1 - H_2) + H_2 \quad (1.13)$$

şeklinde hesaplanır.

1.5.2.3. Çatlak veya Sıfır Basınç Bölgesinin Bulunması Durumunda Kaldırma Basıncı

Basınç oluşmayan herhangi bir temel düzleminin herhangi bir kısmındaki kaldırma basıncı, hidrostatik basınç yüksekliğinin yüzde yüzü olacaktır. Sıfır basınç bölgesi drenaj hattının ötesine geçmediğinde, kaldırma basıncı Şekil 1.5'te gösterildiği gibi olacaktır. Sıfır basınç bölgesinin drenaj hattının ötesine uzanması durumunda, drenaj etkinliği dikkate alınmayacaktır. Bu kaldırma basınç koşulu, Şekil 1.6'da gösterilmektedir (USACE, 1995;2000).



Şekil 1.5. Sıfır basınç bölgesi uzunluğunun drenaj galerisi mesafesinden kısa olması (USACE, 1995; 2000).

Çatlak veya Sıfır basınç bölgesi uzunluğu (T) memba yüzeyinden drenaj hattına olan uzaklıktan (X) küçük olduğunda ($T < X$):

Baraj tabanından itibaren drenaj galeri yüksekliği kuyruk suyu seviyesinden büyükse ($H_4 > H_2$) H_3 ;

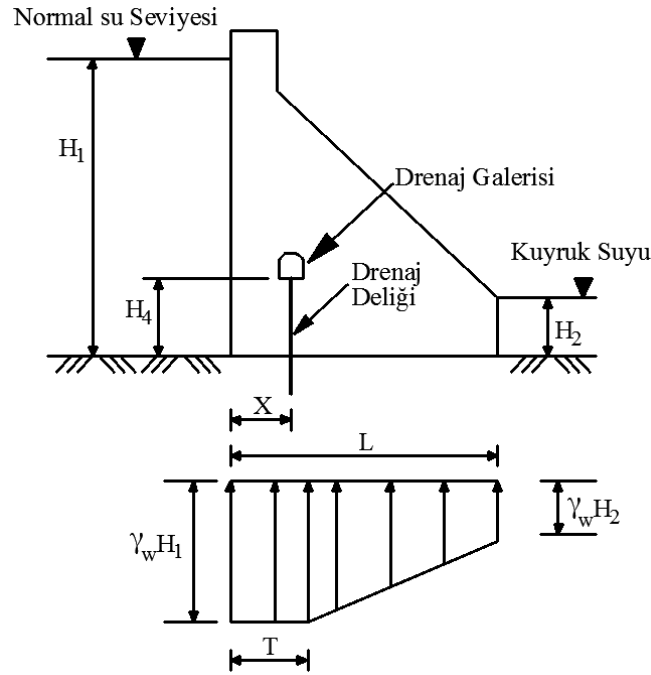
$$H_3 = K \left[(H_1 - H_2) \frac{L - X}{L - T} + H_2 - H_4 \right] + H_4 \quad (1.14)$$

şeklinde,

Baraj tabanından itibaren drenaj galeri yüksekliği kuyruk suyu seviyesinden küçük ise ($H_4 < H_2$) H_3 ;

$$H_3 = K \left[(H_1 - H_2) \frac{L - X}{L - T} \right] + H_4 \quad (1.15)$$

şeklinde hesaplanır.



Şekil 1.6. Sıfır basınç bölgesi uzunluğunun drenaj galerisi mesafesinden uzun olması (USACE, 1995; 2000).

Çatlak veya sıfır basınç bölgesi uzunluğu memba yüzeyinden drenaj hattına olan uzaklıktan büyük olduğunda ($T > X$), drenaj etkisi dikkate alınmaz.

1.6. Yakın ve Uzak Fay Yer Hareketleri

Yerküre sessiz bir gezegen değildir ve milisaniyeden günlere kadar değişen periyotlarda ve nanometrelerden metrelere kadar değişen genliklerde devamlı surette titreşmektedir. Bu titreşimlerin büyük çoğunluğu çok zayıf olup hissedilmezler; hatta özel olarak tasarlanmış ölçüm cihazları olmadan tespit de edilemezler. İnsanları ve çevresini etkileyecek güce sahip olan söz konusu hareketlere “Kuvvetli Yer Hareketi” denilmektedir. Bir deprem sonrası civarda oluşacak tesirlerin hassas olacak şekilde değerlendirilmesi kuvvetli yer hareketinin nesnel ve nicel yollardan tanımlanmasını gerektirir. Depremlerin oluşturduğu yer hareketleri oldukça karmaşıktır ve genellikle bu hareketlerin bir noktadaki doğrusal hareketinin üç ortogonal bileşeni ölçülür. İvmenin, hızın ve yer değiştirmenin zamana bağlı değişimi gibi tipik yer hareketi kayıtları olağanüstü miktarda bilgi ihtiva ederler. Mühendislik açısından yer hareketinin özelliklerini tanımlamak ve bu özellikleri yansıtan bir dizi yer hareketi parametresini incelemek gerekir. Deprem hareketinin

mühendislik açısından üç önemli özelliği bulunmaktadır. Bunlar genlik, frekans içeriği ve hareketin süresidir (Kayabalı, 2003; USACE, 2003; Liao vd., 2004; Gül, 2009).

Yırtılan bir fay boyunca açığa çıkan enerjinin çoğu gerilme dalgaları şeklinde olmaktadır. Gerilme dalgaları bir deprem kaynağından uzaklaşırken giderek yayılırlar ve içinden geçtikleri ortamlarca da kısmen emilirler. Sonuçta da kaynaktan uzaklaştıkça söz konusu enerji azalır. Bu sebepten gerilme dalgaları ile uzaklık arasında kuvvetli bir ilişki bulunmaktadır. Bir bölgede oluşan deprem sırasında, o bölgedeki mevcut fayın yakınında kaydedilen yer hareketi fayın uzağında kaydedilen yer hareketinden oldukça farklıdır. Yakın fay yer hareketi, bir fayın oldukça yakınında kaydedilen (faya uzaklık $< 10\text{km}$) ve en büyük hız değerinin en büyük ivme değerine oranı (PGV/PGA) 0.1 saniyeden büyük olan yer hareketi olarak tarif edilmektedir. Araştırma bölgesinin uzağından farklı depremlerin aynı alıcılarda kaydedilmesi de uzak fay terimini ifade etmektedir. Genellikle alıcı-kaynak uzaklığı 10km 'den büyük olan yer hareketleri bu grup ile temsil edilmektedir (Kayabalı, 2003; USACE, 2003; Liao vd., 2004; Gül, 2009).

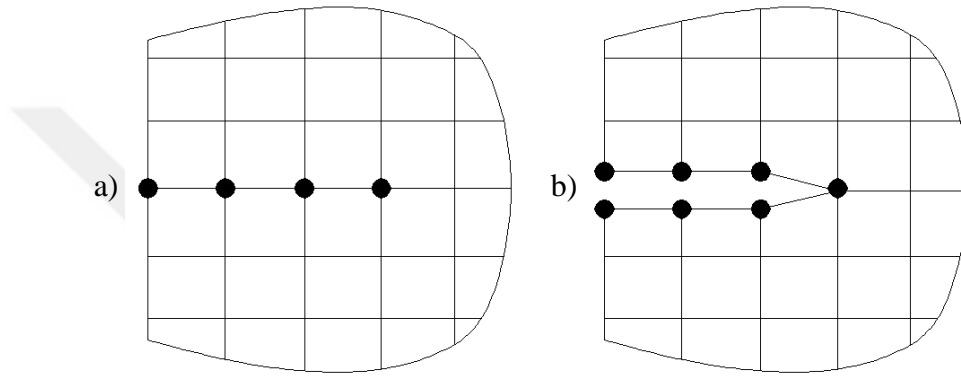
1.7. Çatlak Modellemesi

Beton yapılarda, çekme gerilmesinin çatlak oluşumunda temel etken olması sebebi ile yapıda oluşan çatlaklar, gerilme analizine dayalı çeşitli yöntemler ile incelenmektedir. Bu yöntemlerin en etkili olanlarından bir tanesi malzemenin lineer olmayan davranışını dikkate alan klasik yöntemdir. Beton ağırlık barajlarında oluşan çatlaklar, genellikle baraj kesiti boyunca oluşan bir veya birkaç ayırık çatlak türündedir. Bu gerçek, çatlak etkisinin incelenmesi açısından sonuca kolaylıkla ulaşılabilecek bir analitik model oluşturmayı zorlaştırmaktadır. Ancak, çatlakları modellemek ve barajların dinamik davranışına etkilerini hesaplayabilmek için ayırık çatlak (discrete crack) ve yayılı çatlak (smeared crack) modelleri geliştirilmiştir. Bu modellerde sistem iki (bir tanesi lineer diğeri lineer olmayan) veya daha fazla altyapılara bölünerek çözüm yapılmaktadır (Zienkiewicz ve Bettess, 1978; Nitikitpaiboon ve Bathe, 1993; Dumanoglu ve Oskouei, 1999).

1.7.1. Ayırık Çatlak Modeli

Ayırık çatlak modelini esas alan analitik modele dayalı yöntemlerde, çatlak etrafındaki sonlu elemanların çatlak boyunca birbirinden ayrıldığı varsayılmaktadır. Öyle

ki iki komşu eleman arasındaki gerilme veya şekil değiştirme belirli bir limiti aştığı takdirde iki eleman arası açıldığı kabul edilmektedir. Böylece, elemanlar için müşterek olan düğüm noktaları birbirinden farklı iki düğüm noktasına dönüşmektedir. Çatlaklar ilerledikçe elemanlar da tamamen ayrılmaktadır. Bunun sonucu olarak, sonlu eleman ağı yeniden şekillenmiş olacağından, sistemin serbestlik derecesi sayısı artacaktır. Sonuç olarak, sistemde çözülecek denklem sayısı ve buna bağlı olarak da rijitlik matrisindeki bant genişliğinin de artmış olması mümkündür. Ayrık çatlak modeli Şekil 1.7’de gösterilmiştir.



Şekil 1.7. Ayrık çatlak modeli, (a) Çatlak öncesi (b) Çatlak sonrası (Dumanoğlu ve Oskouei, 1999).

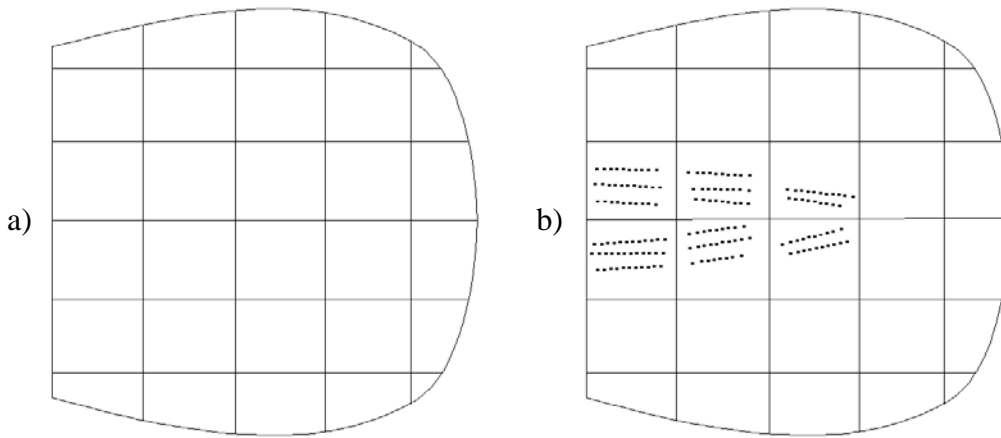
Ayrık çatlak yönteminin diğer bir zorluğu da, analiz yapmadan önce hangi düğüm noktasındaki veya elemandaki gerilme veya şekil değiştirmenin, maksimum çekme gerilmesini veya maksimum şekil değiştirmeyi aşacağı belirlenememesidir. Çatlağın yerini önceden tespit etmek mümkün olmadığından, tüm sistem için çatlağın oluşabileceği düğüm noktalarının veya elemanlarının önceden tanımlanması gerekmektedir. Aksi takdirde çatlağın ilerleme yönünü belirlemek ve buna bağlı olarak sonuçlara ulaşmak zor olacaktır.

Kaya mekaniğinde tabakalar arasındaki açılmaları simgeleyen yöntemler son zamanlarda beton barajlar içinde kullanılmaktadır. Bu yöntemlerden bir tanesi ara yüzey elemanı (Interface elemanı) kullanma yöntemidir (Fenves vd., 1992; Ahmadi ve Razavi, 1992; Bfer, 1985). Bu yaklaşımda, açılan iki blok arasında sıfır kalınlığında yüzey elemanı kullanılarak, elemandaki gerilmeler veya şekil değiştirmeler karşılaştırılmaktadır. Diğer bir yaklaşımda da bloklar arasında lineer olmayan yay eleman kullanılmasıdır (Dowling ve Hall, 1989; Dowling, 1988). Her iki yaklaşımda da eleman, sonsuz basınç dayanımına ve

sınırlı çekme dayanımına sahip olduğundan, elemanda oluşacak çekme gerilmelerinin elemanın taşıyabileceği maksimum çekme gerilmesini aşması halinde elemanlar arası açılacaktır (Hillerborg ve Rots, 1989). Bu yöntemlerde düğüm noktaları ve elemanlar arası açıldığından sonlu eleman ağı tekrar kurulmamaktadır. Ancak, bir düğüm noktası için iki düğüm noktasının tanımlanması sistemin serbestlik derecesi sayısını artırmaktadır. Yüzey eleman yaklaşımından yararlanılarak yayılı yüzey çatlak modeli geliştirilmiştir (Graves ve Derucher, 1987; Schnobrich vd., 1972). Bu yaklaşım yayılı çatlak modeli için temel bir örnek ve yaklaşım olmaktadır (Dumanoğlu ve Oskouei, 1999).

1.7.2. Yayılı Çatlak Modeli

Yayılı çatlak yaklaşımında (smeared crack), çatlak elemanın içinde oluşmakta ve ayrık çatlak yöntemindeki sakıncalar ortadan kalkmaktadır. Bu yöntemdeki eleman içindeki çatlağın oluşu Şekil 1.8’de gösterilmektedir (Dumanoğlu ve Oskouei, 1999).



Şekil 1.8. Yayılı çatlak modeli, (a) Çatlak öncesi (b) Çatlak sonrası (Dumanoğlu ve Oskouei, 1999).

Yayılı çatlak modelinde bir elemanda oluşacak çekme gerilmelerinin, elemanın taşıyabileceği maksimum çekme gerilmelerini aşması halinde, çekme gerilmelerine dik doğrultuda çatlaklar meydana gelmektedir. Sonuç olarak, elemanın sadece rijitlik matrisi değişmekte, yeniden sonlu eleman ağı kurulmamakta; sistemin bilinmeyen sayısında değişiklik yapılmamakta ve böylece sistem matrisinin bant genişliğinde değişiklik olmamaktadır.

Yöntemin diğer bir özelliği de çatlak oluşuktan sonra betonun izotropik davranıştan uzaklaşıp, izotropik olmayan davranış sergilemesidir.

Bu yöntemde çatlak doğrultusuna bağlı olarak eleman rijitliği değişecek ve sistemde yeniden yük dağılımı meydana gelecektir. Bu yöntem çatlağın oluşumuna göre iki gruba ayrılmaktadır;

- a) Dönel yayılı çatlak modeli
- b) Sabit doğrultulu çatlak modeli

Dönel yayılı çatlak modelinde çatlağın yayılma doğrultusu sabit kalmamakta ve çatlak, elemandan elemana doğrultusu değişerek ilerlemektedir. Sabit doğrultulu çatlak modelinde ise çatlağın yayılma doğrultusunun sabit kaldığı kabul edilmektedir. Birinci yaklaşım daha çok betonarme yapı elemanlar için tavsiye edilmektedir. Çünkü betonarme yapılarda çatlak sabit kalmayacağından, sabit doğrultulu çatlak kullanmak pek doğru olmayacaktır. Rot (1989) çalışmasında betonarme yapılar için hangi yaklaşımın daha doğru sonuçlar vereceğinin tespit edilmesinin zor olacağını ifade etmiştir. Beton yapılardan olan beton ağırlık barajlarda, çatlak doğrultusunun analiz boyunca sabit kaldığı bilindiğinden, sabit doğrultulu yayılı çatlak modeli kullanılarak analiz yapılması tavsiye edilmektedir (Dumanoğlu ve Oskouei, 1999).

1.8. Düzlem Şekil Değiştirme Probleminin Tanımı

Lineer elastik bir malzeme için gerilme-şekil değiştirme bağıntısı,

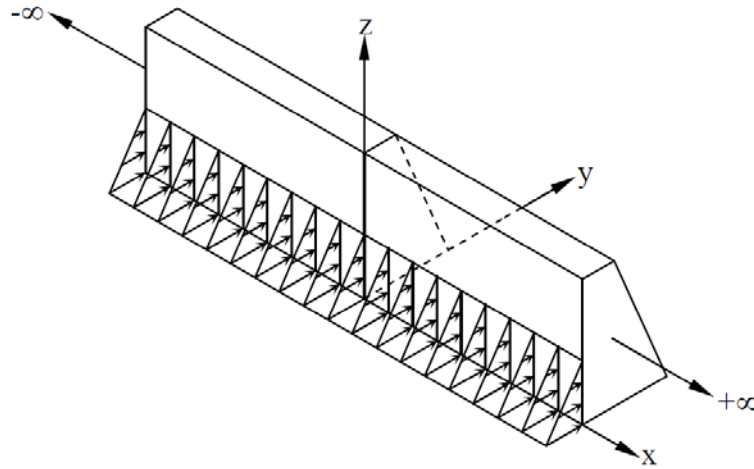
$$\sigma_{ij} = D_{ijkl}^e \varepsilon_{kl} \quad (1.16)$$

şeklinde yazılabilir. Burada; ε_{kl} , elastik şekil değiştirmeler; σ_{ij} , elastik şekil değiştirmelere karşılık gelen gerilmeler ve D_{ijkl}^e lineer elastik malzeme matrisidir. (1.16) denklemini matris formda iki boyutlu gerilme hali için yazılacak olursa;

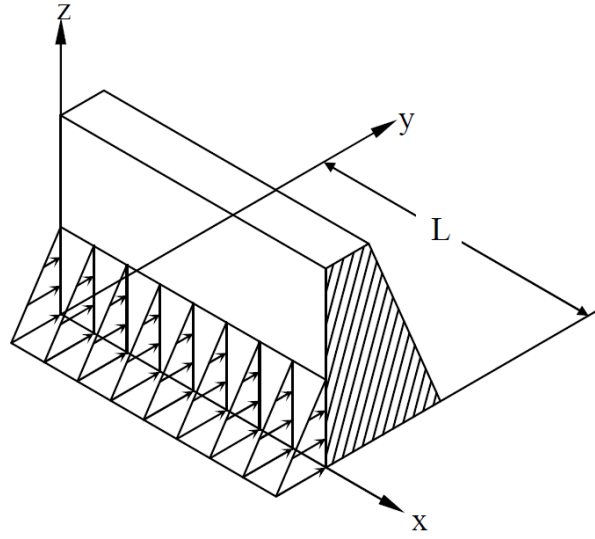
$$\begin{Bmatrix} \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1-\nu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} \quad (1.17)$$

şeklindeki gerilme-şekil değiştirme bağıntısı elde edilir. Bu tez çalışmasında, beton ağırlık barajlar düzlem şekil değiştirme kabulü yapılarak analiz edilmiştir (Akköse, 2004; Gül, 2009).

Bir boyutu diğer iki boyutunun yanında çok büyük olan Şekil 1.9'daki gibi prizmatik bir yapı, boyuna elemanlarına dik kuvvetlerle yüklenir ve bu kuvvetler uzunluk boyunca değişmezlerse, bütün dik kesitlerin aynı şartlar altında olduğu kabul edilebilir (Timoshenko ve Goodier, 1969). Bu durumda, Şekil 1.9'daki yapı dikkate alınacak olursa, yapıdaki düzlem gerilme halini σ_x , σ_y , σ_z ve γ_{yz} gerilme bileşenleri belirler. Bu gerilme halinde ϵ_x , γ_{xy} , γ_{xz} şekil değiştirme bileşenleri sıfır olur. Bu düzlem problem tipi, elastisitede *Düzlem Şekil Değiştirme Problemi* olarak bilinmektedir. Eğer dikkate alınan yapı, Şekil 1.9'daki gibi sonsuz uzunluktaysa ve uzunluğu boyunca x-eksenine dik kuvvetlerle yüklenmişse, bütün dik kesitler simetri düzlemleridir ve bunun sonucu olarak uzunluk boyunca yer değiştirmeler yukarıda belirtildiği gibi sıfırdır (Akköse 2004; Gül, 2009).



Şekil 1.9. Uzunluğu boyunca dik kuvvetlerle yüklenmiş sonsuz uzunlukta bir yapı (Akköse,2004; Gül, 2009).



Şekil 1.10. Uzunluğu boyunca dik kuvvetlerle yüklenmiş sonlu uzunlukta bir yapı (Akköse 2004; Gül, 2009).

Eğer dikkate alınan yapı Şekil 1.10'daki gibi sonlu uzunlukta ise, uçlardaki sınır şartları,

$$U(0, y, z) = U(L, y, z) = 0; \quad x = 0 \text{ ve } x = L \text{ için } \sigma_{xy} = \sigma_{xz} = 0 \quad (1.18)$$

şeklindedir. Bu son durum, düzlem şekil değiştirme hali ile özdeşir (Chou ve Pagano, 1967). Buna göre, düzlem şekil değiştirme hali için lineer-elastik bir malzemenin gerilme-şekil değiştirme bağıntısı;

$$\begin{Bmatrix} \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & 0 \\ \nu & (1-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} \quad (1.19)$$

şeklinde elde edilebilir (Akköse,2004; Gül, 2009).

1.9. Dinamik Analiz

Yapı sistemlerinin dinamik analizinde, en önemli etki deprem kuvvetidir. Sonlu eleman metoduna göre analiz edilecek olan sistemin dinamik davranışını temsil eden hareket denklemi veya dinamik denge denklemi;

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = P \quad (1.20)$$

şeklinde yazılabilir. Burada;

M : Kütle matrisi,

C : Sönüm matrisi,

K : Tanjant rijitlik matrisi,

U : Yerdeğiştirme vektörü,

\dot{U} : Hız vektörü,

\ddot{U} : İvme vektörü,

P : Dış yük vektörüdür.

(1.20) denkleminin, t anındaki statik durumundan çıkarıldığı düşünülürse bu denklem;

$$F_I(t) + F_D(t) + F_S(t) = P(t) \quad (1.21)$$

şeklinde de yazılabilir. Burada;

$F_I(t)$ atalet kuvvetleri olup, $F_I(t) = M\ddot{U}$ ile,

$F_D(t)$ sönüm kuvvetleri olup, $F_D(t) = C\dot{U}$ ile,

$F_S(t)$ elastik kuvvetler olup, $F_S(t) = KU$ olarak ifade edilir.

Görüldüğü gibi, bu kuvvetlerin hepsi zaman bağımlıdır ve t anındaki statik denge durumu dikkate alınmaktadır. Bu denge durumu, ivmeye bağlı atalet kuvvetleri ile hıza bağlı sönüm kuvvetlerini içermektedir (Bathe, 1982; Akköse, 1997). (1.20) denkleminde kütle ve sönüm matrisleri ihmal edilirse, daha önce bahsedilen statik denge konumu elde edilmektedir.

Matematiksel olarak (1.20) denklemi, ikinci dereceden lineer diferansiyel denklem sistemini göstermektedir. Bu denklemlerin çözümü, sabit katsayılı lineer diferansiyel

denklemlerin çözümü gibi elde edilebilir. Ancak, diferansiyel denklem sistemlerinin genel çözümü için uygulanan işlemler, eğer matrislerin dereceleri büyük ise çok zor ve zaman alıcı olmaktadır (Bathe, 1982; Akköse, 1997). Pratikte bu denklemlerin çözümü için etkili birçok yaklaşık sayısal metod bulunmaktadır. Burada direkt integrasyon metodlarından bahsedilecektir (Akköse, 1997).

1.10. Direkt İntegrasyon Yöntemleri

Matematiksel olarak lineer ve lineer olmayan sistemler için dinamik hareket denklemleri, ikinci dereceden lineer diferansiyel denklem sistemini göstermektedir. Bu denklemlerin çözümü, sabit katsayılı lineer diferansiyel denklemlerin çözümü gibi elde edilebilir. Ancak, diferansiyel denklem sistemlerinin genel çözümü için uygulanan işlemler, eğer matrislerin dereceleri büyük ise çok zor ve zaman alıcı olmaktadır (Bathe, 1996). Pratikte bu denklemlerin çözümü için etkili birçok yaklaşık sayısal yöntem bulunmaktadır. Direkt integrasyon yöntemleri bunlardan biridir (Akköse, 1997; Gül, 2009).

Direkt integrasyonda, dinamik hareket denklemi, adım-adım sayısal işlem kullanılarak integre edilmektedir. Burada direkt integrasyon teriminden, denklemlerin farklı bir forma dönüştürülmeden işlemlerin adım adım yürütüldüğü anlaşılmalıdır (Bathe, 1996). Direkt sayısal integrasyon, iki husus dikkate alınarak gerçekleştirilmektedir. Birincisi, herhangi bir t anında dinamik denge denklemini sağlamaya çalışmak yerine, ayrı ayrı Δt zaman aralıklarında bu denklemi sağlamayı amaçlamaktadır. Bunun anlamı, basit olarak atalet ve sönüm kuvvetlerini içeren statik dengenin, çözüm aralığı içerisinde her Δt zaman aralığında araştırılmasıdır. Bu sebeple, statik analizde kullanılan bütün çözüm tekniklerinin direkt integrasyonda etkili bir şekilde kullanılabilirdiği gözükmektedir. İkinci husus, her Δt zaman aralığında yer değiştirme, hız ve ivme değerlerinin değişim göstermesidir. Bu değişim üzerinde yapılan kabulün şekli, çözümün doğruluğunu ve stabilitesini belirlemektedir (Bathe, 1996; Akköse, 1997; Gül, 2009).

Çözümde, U_0 , \dot{U}_0 , \ddot{U}_0 ile gösterilen, $t = 0$ anındaki başlangıç yer değiştirme, hız ve ivme vektörleri bilinmektedir. Dinamik hareket denkleminin çözümü, $t = 0$ ile $t = T$ zaman aralığında dikkate alınır, T çözüm zamanı eşit zaman aralığına bölünür ($\Delta t = T/n$). t anındaki çözüm bilindiği için, $t + \Delta t$ anındaki çözüm bulunabilir. Yani, başlangıç şartlarından hareketle, Δt zaman sonraki çözüm elde edilebilmektedir. Bu işlem,

çözüm aralığı boyunca devam ettirilir. Direkt integrasyon yöntemlerinden, Merkezi Farklar, Houbolt ve Newmark yöntemi en etkili olanlarıdır (Bathe, 1996; Akköse, 1997; Gül, 2009). Burada yapılan çalışmalarda Newmark metodu kullanılmıştır.

1.10.1. Newmark Metodu

1959 yılında, Newmark Metodu Newmark tarafından geliştirilen aşağıdaki formüller ile (1.20) denklemi ile verilen dinamik denge denklemi adım adım çözülebilmektedir (Akköse, 1997).

$$\dot{U}_{i+1} = \dot{U}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{U}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{U}_{i+1} \quad (1.22)$$

$$U_{i+1} = U_i + (\Delta t)\dot{U}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{U}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{U}_{i+1} \quad (1.23)$$

Burada;

U_i : i anındaki yer değiştirme vektörü,

U_{i+1} : i+1 anındaki yer değiştirme vektörü,

\dot{U}_i : i anındaki hız vektörü,

\dot{U}_{i+1} : i+1 anındaki hız vektörü,

\ddot{U}_i : i anındaki ivme vektörü,

\ddot{U}_{i+1} : i+1 anındaki ivme vektörüdür.

β ve γ parametreleri, Δt zaman aralığındaki ivmenin değişimini tanımlar. Ayrıca bu parametreler, kullanılan metodun stabilite ve doğruluk karakteristiklerini belirler. $\gamma = \frac{1}{2}$

ve $\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$ alınması metodun doğruluğu için tatminkardır (Chopra, 1995; Akköse, 1997).

(1.20) denkleminin i anındaki dengesi dikkate alındığında hareket denklemi,

$$M\ddot{U}_i + C\dot{U}_i + KU_i = P_i \quad (1.24)$$

şeklinde, $i+1$ anındaki dengesi dikkate alınır,

$$M\ddot{U}_{i+1} + C\dot{U}_{i+1} + KU_{i+1} = P_{i+1} \quad (1.25)$$

şeklinde yazılabilir. Eğer (1.25) denkleminde (1.24) denklemi çıkarılırsa artımsal hareket denklemi elde edilir.

$$M\Delta\ddot{U}_i + C\Delta\dot{U}_i + K\Delta U_i = \Delta P_i \quad (1.26)$$

Burada;

$$\Delta\ddot{U}_i = \ddot{U}_{i+1} - \ddot{U}_i$$

$$\Delta\dot{U}_i = \dot{U}_{i+1} - \dot{U}_i$$

$$\Delta U_i = U_{i+1} - U_i$$

şeklindedir. (1.22) ve (1.23) denklemleri artımsal olarak düzenlenirse;

$$\Delta\dot{U}_i = (\Delta t)\ddot{U}_i + \gamma(\Delta t)\Delta\ddot{U}_i \quad (1.27)$$

$$\Delta U_i = (\Delta t)\dot{U}_i + \frac{(\Delta t)^2}{2}\ddot{U}_i + \beta(\Delta t)^2\Delta\ddot{U}_i \quad (1.28)$$

elde edilir. (1.28) denkleminde $\Delta\ddot{U}_i$ çekilecek olursa;

$$\Delta\ddot{U}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}\Delta U_i - \frac{1}{\beta(\Delta t)}\dot{U}_i - \frac{1}{2\beta}\ddot{U}_i \quad (1.29)$$

bulunur. (1.29) denklemi (1.27) denkleminde yerine konursa,

$$\Delta\dot{U}_i = \frac{\gamma}{\beta(\Delta t)}\Delta U_i - \frac{\gamma}{\beta}\dot{U}_i + \Delta t\left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\ddot{U}_i \quad (1.30)$$

elde edilir. (1.29) ve (1.30) denklemleri artımsal hareket denkleminde, (1.26), yerine konur ve düzenlenirse;

$$\left(\mathbf{K} + \frac{\gamma}{\beta(\Delta t)} \mathbf{C} + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \mathbf{M} \right) \Delta \mathbf{U}_i = \Delta \mathbf{P}_i + \left(\frac{1}{\beta(\Delta t)} \mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta} \mathbf{C} \right) \dot{\mathbf{U}}_i + \left[\frac{1}{2\beta} \mathbf{M} + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \mathbf{C} \right] \ddot{\mathbf{U}}_i \quad (1.31)$$

elde edilir. (1.31) denklemi şu şekilde yazılabilir;

$$\hat{\mathbf{K}}_i \Delta \mathbf{U}_i = \Delta \hat{\mathbf{P}}_i \quad (1.32)$$

Burada;

$$\hat{\mathbf{K}}_i = \mathbf{K} + \frac{\gamma}{\beta(\Delta t)} \mathbf{C} + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \mathbf{M} \quad (1.33)$$

$$\Delta \hat{\mathbf{P}}_i = \Delta \mathbf{P}_i + \left(\frac{1}{\beta(\Delta t)} \mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta} \mathbf{C} \right) \dot{\mathbf{U}}_i + \left[\frac{1}{2\beta} \mathbf{M} + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \mathbf{C} \right] \ddot{\mathbf{U}}_i \quad (1.34)$$

Görüldüğü gibi, dinamik hareket denkleminin, her Δt zaman aralığı içinde statik denge konumu sağlanarak çözümü elde edilmektedir. Burada adım adım çözüm ilk önce $\Delta \mathbf{U}_i$ (1.32) denkleminde bulunur. Daha sonra, (1.29) ve (1.30) denklemleri yardımıyla $\Delta \dot{\mathbf{U}}_i$ ve $\Delta \ddot{\mathbf{U}}_i$ elde edilir. Bir sonraki adıma ait değerler,

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{U}_{i+1} &= \mathbf{U}_i + \Delta \mathbf{U}_i \\ \dot{\mathbf{U}}_{i+1} &= \dot{\mathbf{U}}_i + \Delta \dot{\mathbf{U}}_i \\ \ddot{\mathbf{U}}_{i+1} &= \ddot{\mathbf{U}}_i + \Delta \ddot{\mathbf{U}}_i \end{aligned} \right\} \quad (1.35)$$

denklemleri vasıtasıyla elde edilmektedir. İşlemler bu şekilde çözüm aralığı boyunca devam etmektedir.

Newmark metodunun, $\gamma = \frac{1}{2}$ ve $\beta = \frac{1}{4}$ alındığı takdirde ortalama ivme metodu,

$\gamma = \frac{1}{2}$ ve $\beta = \frac{1}{6}$ olması halinde ise lineer ivme metodu olmak üzere iki özel durumu vardır

(Bathe, 1996; Akköse, 1997).

1.11. Sıvı Davranışının Esasları

Lineer sıkışabilir, viskoz olmayan (inviscid) ve dönmesi kısıtlanmış bir sıvının küçük genlikli hareketler altında üç boyutlu hareketi,

$$\frac{\partial^2 P_f}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 P_f}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 P_f}{\partial z^2} = \frac{1}{C_f^2} \frac{\partial^2 P_f}{\partial t^2} \quad (1.36)$$

dalga denklemiyle verilmektedir (Zienkiewicz, 1964). Burada; P_f hidrodinamik basıncı (hidrostatik basınç fazlası), t zamanı, x , y , z kartezyen koordinatları göstermektedir. C_f sudaki ses hızı (veya sudaki basınç dalgalarının hızı) olup,

$$C_f = \sqrt{\frac{\beta}{\rho_f}} \quad (1.37)$$

ile tanımlanmaktadır. Bu denklemde; β sıvının hacimsel elastisite modülünü, ρ_f ise sıvının kütle yoğunluğunu temsil etmektedir.

Dinamik etkilere maruz sıvı sistemlerde hidrostatik basınçların yanı sıra oluşan hidrodinamik basınçlar, (1.36) denkleminin uygun sınır şartları altında çözülmesiyle elde edilir. Bu sınır şartları genel olarak aşağıdaki şekilde tanımlanmaktadır;

- Sıvı serbest yüzeyinde yüzey dalgalarının oluştuğu kabul edilirse bu yüzeyde

$$\frac{\partial P_f}{\partial z} = -\frac{1}{g} \frac{\partial^2 P_f}{\partial t^2} \quad (1.38)$$

bağıntısı geçerli olur. Burada; z , düşey eksen ve g , yerçekimi ivmesidir. Sıvı serbest yüzeyinde yüzey dalgalarının oluşmadığı kabul edilirse bu sınır şartı aşağıdaki gibi olur;

$$P_f = 0 \quad (1.39)$$

- Sıvı serbest yüzeyi dışındaki yüzeyler (sıvı-katı temas yüzeyleri) herhangi bir ivmeye maruz ise bu yüzeyler için sınır şartı,

$$\frac{\partial P_f}{\partial n} = -\rho_f a_n \quad (1.40)$$

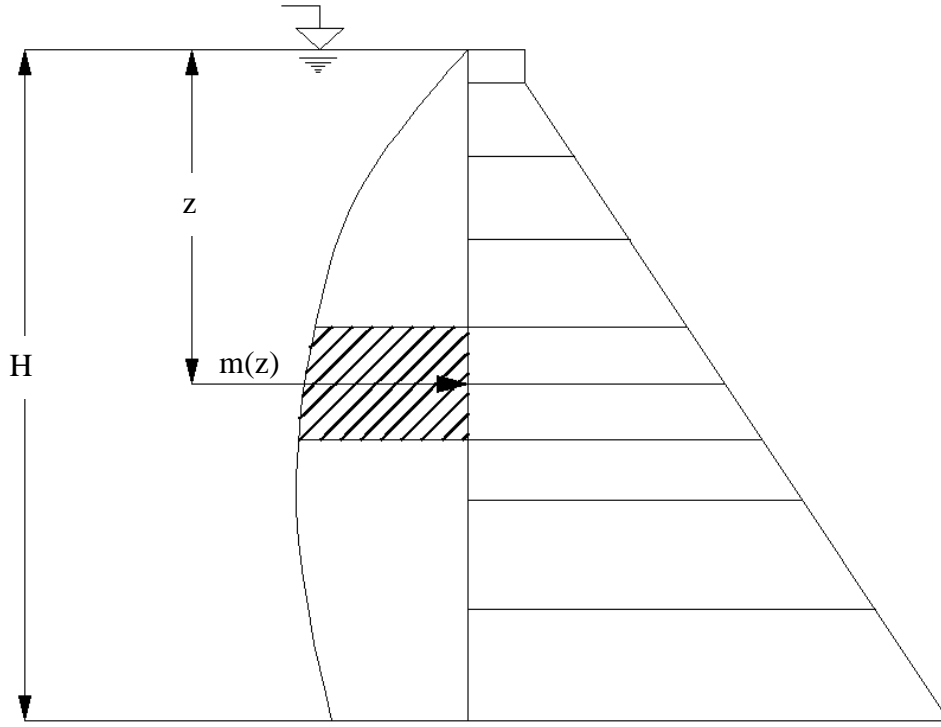
şeklindedir. Burada; n , sıvı yüzeyi normalini, a_n ise bu normal doğrultusundaki ivmeyi göstermektedir. Eğer bu yüzeyler herhangi bir ivmeye maruz değilse bu yüzeylerde;

$$\frac{\partial P_f}{\partial n} = 0 \quad (1.41)$$

sınır şartı geçerlidir (Wilson ve Khalvati, 1983; Calayır, 1994; Bayraktar, 1995; Akköse, 2004; Gül, 2009).

1.12. Kütle Ekleme Yaklaşımı

Kütleme ekleme yaklaşımı ilk olarak Westergaard (1933) tarafından ortaya atılmıştır. Westergaard'ın bu çalışmasında, barajın rijit, sonsuz uzun ve düşey memba yüzeyli olduğu, rezervuarının memba doğrultusunda sonsuza uzadığı, suyun sıkışamaz olduğu ve sıvı yüzey dalgalarının oluşmadığı kabul edilmiştir. Bu yaklaşımda, dinamik etki sonucunda baraj memba yüzeyi boyunca oluşan hidrodinamik basınç dağılımı, baraj ile birlikte titreşen bir kütle dağılımı olarak göz önüne alınmaktadır. Söz konusu kütle dağılımından tekil kütleler hesaplanıp, sonlu eleman ağı baraj memba yüzeyindeki düğüm noktalarının kütlelerine eklenerek rezervuarın hidrodinamik etkisi dikkate alınmaktadır. Şekil 1.11 bu yaklaşımdan elde edilen su kütlelerinin derinliğe bağlı olarak değişimini göstermektedir (Akköse, 1997).



Şekil 1.11. Hidrodinamik basınç dağılımı (Akköse, 1997).

Şekil 1.11'e göre tekil kütleler aşağıdaki ifade ile elde edilmektedir (Akköse, 1997).

$$m(z) = \frac{7}{8} \frac{\gamma_w}{g} \sqrt{Hz} \quad (1.42)$$

Burada;

$m(z)$: Rezervuar derinliğine bağlı kütle dağılımı,

γ_w : Suyun birim ağırlığı,

g : Yerçekimi ivmesi,

H : Rezervuar derinliği,

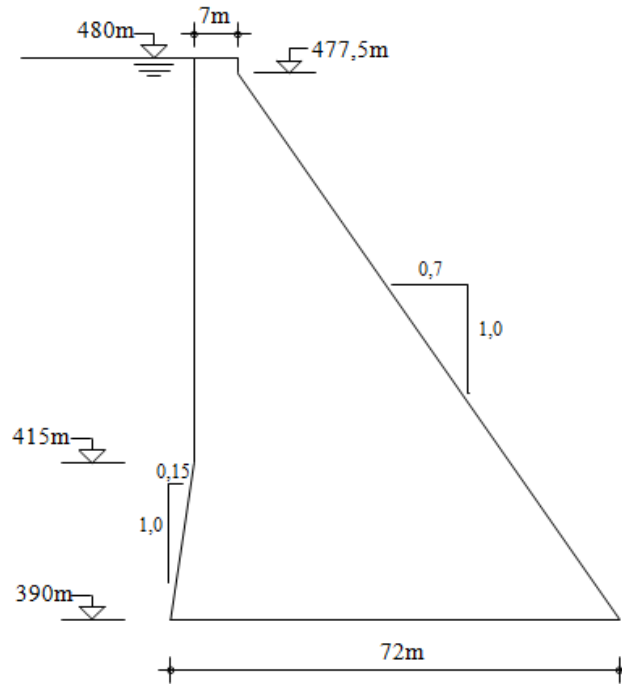
z : Su yüzeyinden itibaren su derinliğini temsil etmektedir.

2. YAPILAN ÇALIŞMALAR

2.1. Giriş

Bu tez çalışmasında, yakın ve uzak fay yer hareketine maruz çatlaklı beton ağırlık barajın dinamik analizinden elde edilen yer değiştirmeler ve gerilmeler incelenmiştir. Analizlerde Ankara'nın 120km kuzey batısında Sakarya nehri üzerinde 1956 yılında inşa edilmiş olan Sarıyar beton ağırlık baraj kesiti kullanılmıştır. Baraj en kesiti Şekil 2.1'de verilmiştir. USACE (2000)'de verilen çalışmadan yararlanılarak çatlak uzunluğu hesaplanmıştır. Çatlak uzunluğunun hesaplanmasında Fortran 90 programı kullanılmıştır.

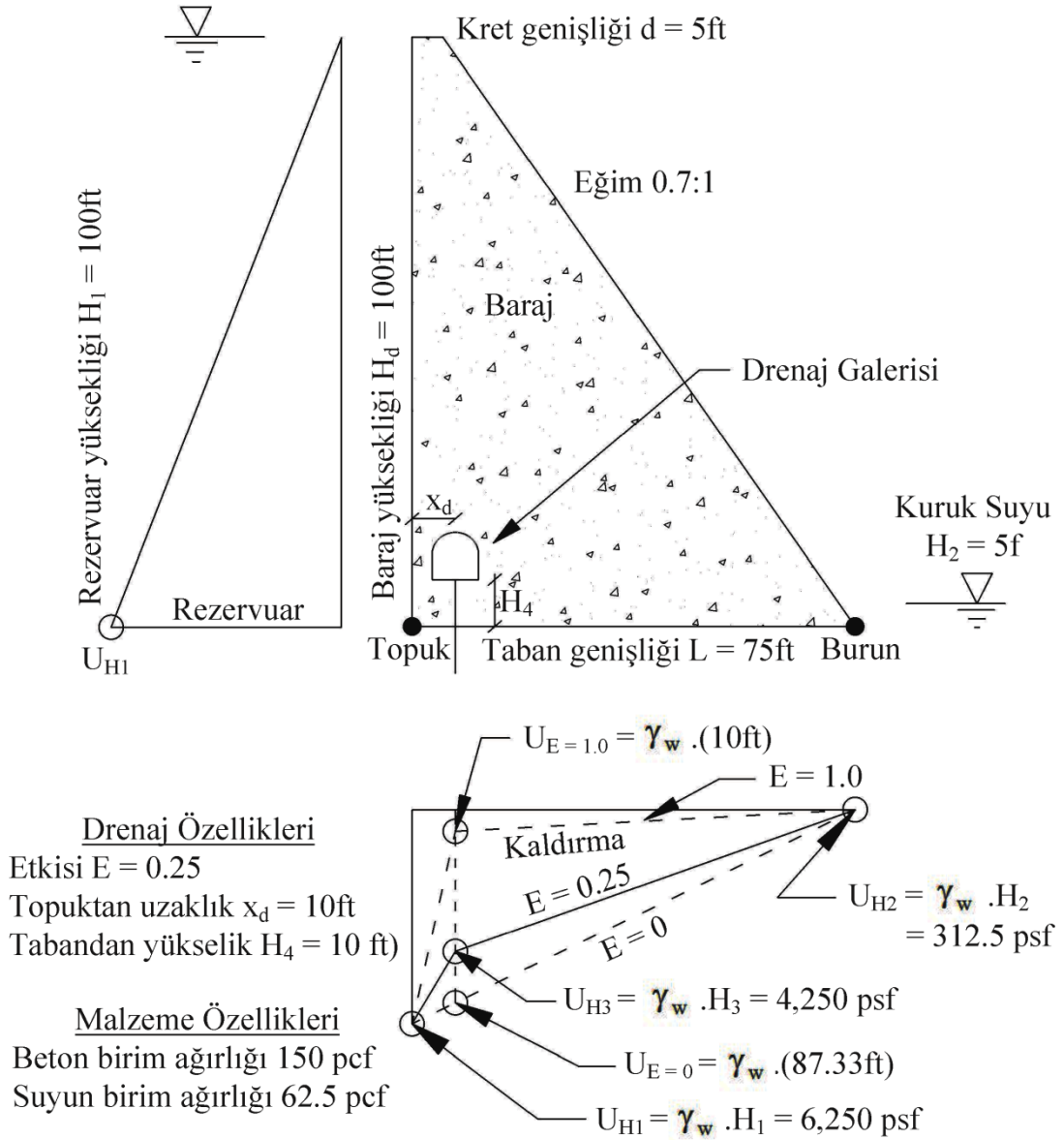
Bu bölümde, baraj modellemesinde AutoCAD ve SAP2000 programları, dinamik analizlerde SAP2000 programı kullanılmıştır. Analizlerde yakın ve uzak fay yer hareketi olarak, 1979 Imperial Valley ve 1989 Loma Prieta depreminde kaydedilen yakın ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan toplam dört kayıt kullanılmıştır. Analizler, beton ağırlık barajın çatlaklı ve çatlaksız olması durumuna göre yakın ve uzak fay yer hareketleri her iki durum için de ayrı ayrı etkittirilerek yapılmıştır.



Şekil 2.1. Sarıyar beton ağırlık baraj en kesiti

2.2. Çatlak Uzunluğunun Belirlenmesi

Bu kısımda yer alan açıklamalar, formülasyonlar ve hesap adımları USACE (2000) Ek C'de verilen çalışmadan oluşmaktadır. Ayrıca herhangi bir beton ağırlık barajdaki çatlak potansiyelini ve çatlak boyutunu hesaplamak için USACE (2000)'de yer alan ve Şekil 2.2'de gösterilen 100ft (30.48m) yüksekliğindeki beton ağırlık baraj kesiti için yapılan hesaplar ayrıntılı olarak verilmiştir.

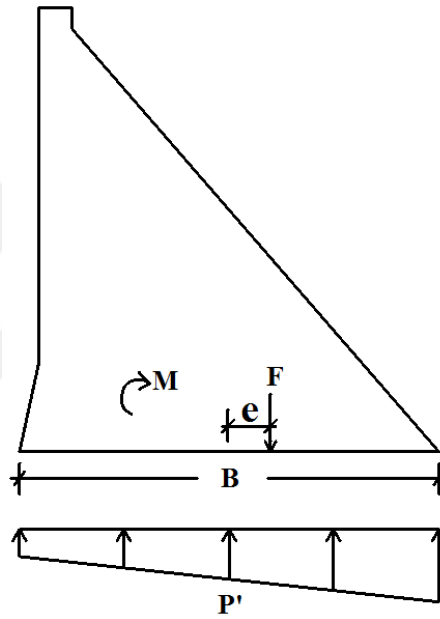


Şekil 1.3'e göre $H_3 = 68\text{ft}$

Şekil 2.2. Tam taban temasında USACE (2000) kaldırma kriteri kullanılan ağırlık baraj problemi (1 ft = 0.3048 m, 1 psf = 47.88 Pa, 1 pcf = 16.018 kg/m³)

2.2.1. Lineer Taban Basınç Dağılımının Temel Varsayımı

Kaya gibi sağlam bir zemin üzerine oturan, uzunluğu L ve genişliği w olan bir baraj tabanı düşünelim. Tabana etkiyen bütün düşey kuvvetler, kaldırma basıncı da dâhil olmak üzere N olsun. Ayrıca taban üstünde tabanın ortasına etkiyen toplam moment de M olsun. Taban statik dengede olduğunda zemin, tabana eşit ve zıt yönde bir kuvveti ve momenti taban basıncı şeklinde uygular. Rijit bir tabanda zeminden tabana uygulanan bu basıncın lineer formda olduğu kabul edilir. Bu durum Şekil 2.3’de gösterilmektedir.



Şekil 2.3. Baraj tabanı serbest cisim diyagramı

Bu durum;

$$P' = ax' + b \quad (2.1)$$

şeklinde ifade edilebilir. Burada,

P' : Taban basıncını

a : Hesaplanacak sabiti

x' : Taban ortasının sağındaki mesafeyi

b : Hesaplanacak sabiti göstermektedir.

Şekil 2.3’de B , basınç altındaki taban boyutudur.

Kuvvetlerin oluşturduğu dengeden;

$$w_t \int_{-\frac{B}{2}}^{\frac{B}{2}} P' dx' = N \quad (2.2)$$

şeklinde yazılabilir. Bu denklem çözümünden

$$w_t \left[\frac{1}{2} a(x')^2 + bx' \right]_{-\frac{B}{2}}^{\frac{B}{2}} = N \quad (2.3)$$

elde edilir. Bu denklemden

$$b = \frac{N}{Bw_t} \quad (2.4)$$

elde edilir.

Momentlerin oluşturduğu dengeden ise

$$w_t \int_{-\frac{B}{2}}^{\frac{B}{2}} P' x' dx' = M \quad (2.5)$$

denklemini yazılabilir. Bu denklemin çözümünden

$$w_t \left[\frac{1}{2} a(x')^3 + \frac{1}{2} b(x')^2 \right]_{-\frac{B}{2}}^{\frac{B}{2}} = M \quad (2.6)$$

elde edilir. Bu denklemden

$$a = \frac{12M}{B^3 w_t} \quad (2.7)$$

elde edilir. a ve b (2.1) denkleminde yeniden yazılırsa;

$$P' = \frac{12M}{B^3 w_t} x' + \frac{N}{B w_t} \quad (2.8)$$

taban basıncı denklemi elde edilir.

Eksantrisite tanımdan,

$$e = \frac{M}{N} \quad (2.9)$$

olduğu hatırlanırsa ve (2.8) denkleminde yerine yazılırsa;

$$P' = \frac{N}{B w_t} \left(\frac{12e}{B^2} x' + 1 \right) \quad (2.10)$$

zemin taban basıncı denklemi elde edilir.

2.2.2. Çatlama Durumu

Zemin taban basıncı denklemi pozitif olduğu sürece hiçbir çatlama meydana gelmez. Barajlarda en kritik yer rezervuar tarafındadır. Bu sebeple,

$$\frac{N}{B w_t} \left[\frac{12e}{B^2 w_t} \left(-\frac{B}{2} \right) + 1 \right] \geq 0 \quad (2.11)$$

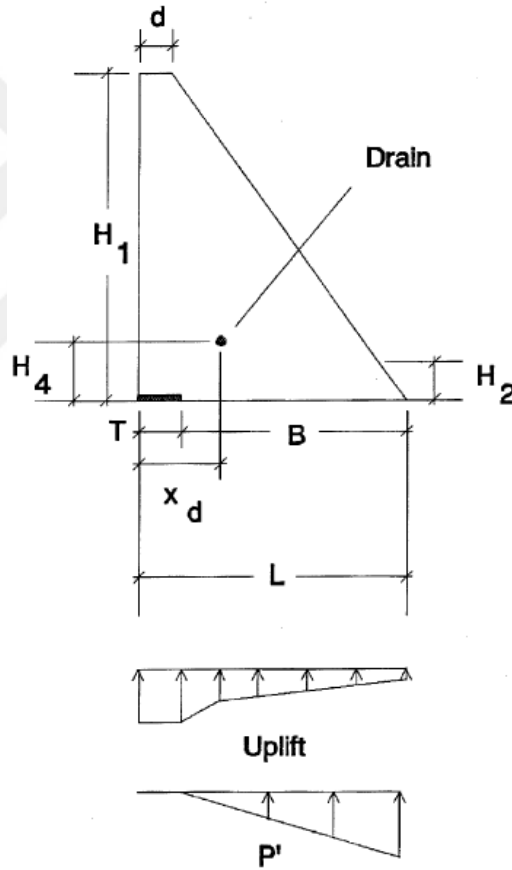
olmalıdır. Buna göre bu denklemin çözümünden;

$$e \leq \frac{B}{6} \quad (2.12)$$

elde edilir. Yani taban basıncına karşı koyan kuvvetin tabanın üçte biri içinde kalması durumunda tabanda çatlak oluşmayacağı anlamına gelir. Eğer eksantrisite bu değeri aşarsa çatlak oluşacağı (çekme bölgesi oluşacağı) aşıkardır.

2.2.3. 100 ft (30.48m) Yüksekliğindeki Ağırlık Baraj Problemi

Sayısal uygulama için örnek baraj problemi Şekil 2.4'de tanımlanmış ve baraja ait değişkenler Tablo 2.1'de verilmiştir. Burada, 1ft (0.3048m) birim genişlik için hesaplar yapılmıştır.



Şekil 2.4. Örnek problem

Tablo 2.1. Baraja ait değişken değerleri

Kret Genişliği	d	5 ft	Taban Uzunluğu	L	75 ft
Normal Su Seviyesi	H₁	100 ft	Kuyruk Suyu Yüksekliği	H₂	5 ft
Galeri Yüksekliği	H₄	10 ft	Topuktan İtibaren Dren Mesafesi	x_d	10 ft
Suyun Birim Ağırlığı	γ_w	0.0625 kip/ft ³	Betonun Birim Ağırlığı	γ_c	0.15 kip/ft ³
Drenaj Etkisi	E_d	0.25	Taban Genişliği	w_t	1 ft
Not: 1 ft = 0.3048 m; 1 kip/ft³ = 0.016018 kg/cm³					

2.2.3.1. Başlangıç Çatlak Testi

(2.9) ve (2.12) denklemleri, başlangıçta $B = L$ alınarak bir çatlak olup olmadığını test etmek için kullanılır.

a) Kuvvet Hesabı

Yapının ağırlığı W olmak üzere;

$$W = \frac{1}{2} \gamma_c (d + L) H_1 w_t \quad (2.13)$$

$$W = \frac{1}{2} \times (0.15) \times (5 + 75) \times (100) \times (1)$$

$$W = 600 \text{ kip (2,668.92 kN)}$$

şeklinde elde edilir. Burada γ_c betonun birim ağırlığıdır.

Kuyruk suyunun barajla kesiştiği mesafe;

$$x_T = (d - L) \frac{H_2}{H_1} + L \quad (2.14)$$

$$x_T = (5 - 75) \times \left(\frac{5}{100} \right) + 75$$

$$x_T = 71.5 \text{ ft (21.79 m)}$$

olarak elde edilir.

Düşey su yükü V_w olmak üzere;

$$V_w = \frac{1}{2} \gamma_w (L - x_T) H_2 w_t \quad (2.15)$$

$$V_w = \frac{1}{2} \times (0.0625) \times (75 - 71.5) \times (5) \times (1)$$

$$V_w = 0.55 \text{ kip (2.45 kN)}$$

şeklinde elde edilir. Burada γ_w suyun birim ağırlığıdır.

Şekil 2.5'den, drenaj olmaması veya $E_d = 0$ ise $x = x_d$ 'de basınç yüksekliği H'_3 ;

$$H'_3 = (H_1 - H_2) \left(\frac{L - x_d}{L - T} \right) + H_2 \quad (2.16)$$

$$H'_3 = (100 - 5) \times \left(\frac{75 - 10}{75 - 0} \right) + 5$$

$$H'_3 = 87.33 \text{ ft (26.62 m)}$$

olarak bulunur. Burada;

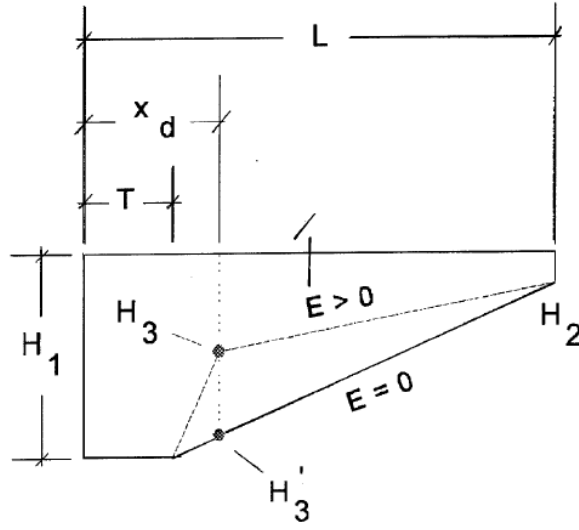
x_d : topuktan itibaren dren mesafesi,

T: çatlağın mevcut uzunluğudur.

Böylece

$$H_2 < H_4 < H'_3 \quad (2.17)$$

olarak elde edilir.



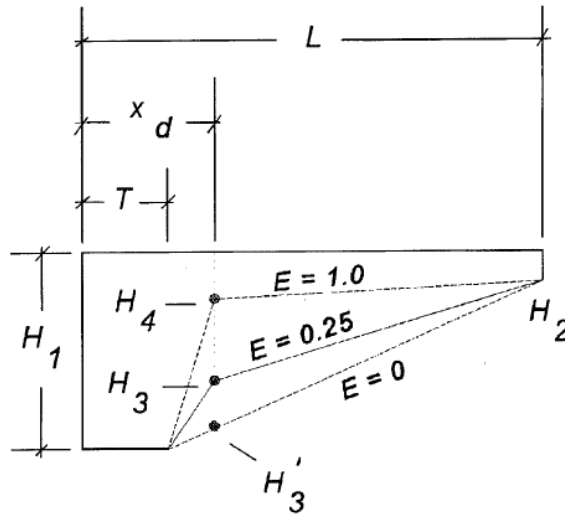
Şekil 2.5. Drenaj olmaması veya $E_d = 0$ 'a karşın H_3' basınç yüksekliği

Şekil 2.6'da gösterilen, drenaj olmasına karşın $x = x_d$ 'de basınç yüksekliği H_3 ;

$$H_3 = (H_3' - H_4)(1 - E_d) + H_4 \quad (2.18)$$

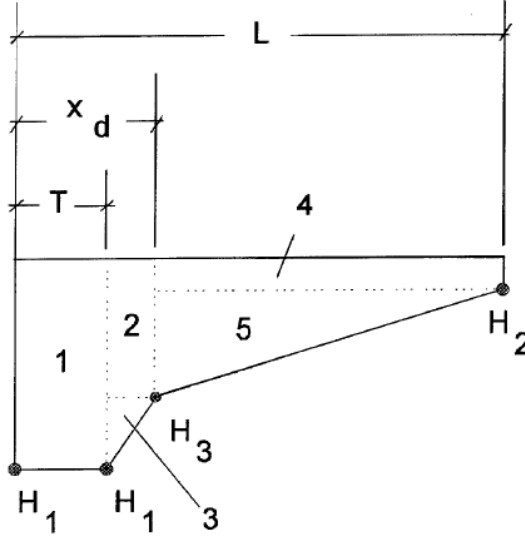
$$H_3 = (87.33 - 10) \times (1 - 0.25) + 10$$

$H_3 = 68 \text{ ft (20.73 m)}$ olarak bulunur.



Şekil 2.6. $E_d = 0.25$ 'e karşın H_3 basınç yüksekliği

Böylece kritik noktalarda tanımlanmış basınç yüksekliklerinin kaldırma basıncı diyagramında oluşturduğu beş bölge elde edilmiş olur (Şekil 2.7).



Şekil 2.7. Kritik noktalarda tanımlanmış basınç yüksekliklerinin kaldırma diyagramında oluşturduğu beş bölge

Şekil 2.17'de verilen;

- 1 bölgesindeki kaldırma kuvvetinin;

$$U_1 = \gamma_w w_t H_1 T \quad (2.19)$$

$$U_1 = (0.0625) \times (1) \times (100) \times (0)$$

$$U_1 = 0 \text{ kip (0 kN)}$$

- 2 ve 3 bölgelerindeki kaldırma kuvveti;

$$U_{23} = \frac{1}{2} \gamma_w w_t (H_1 + H_3)(x_d - T) \quad (2.20)$$

$$U_{23} = \frac{1}{2} \times (0.0625) \times (1) \times (100 + 68) \times (10 - 0)$$

$$U_{23} = 52.5 \text{ kip (233.53 kN)}$$

- 4 ve 5 bölgelerindeki kaldırma kuvveti;

$$U_{45} = \frac{1}{2} \gamma_w w_t (H_3 + H_2)(L - x_d) \quad (2.21)$$

$$U_{45} = \frac{1}{2} \times (0.0625) \times (1) \times (68 + 5) \times (75 - 10)$$

$$U_{45} = 148.28 \text{ kip (659.58 kN)}$$

olarak elde edilir.

Toplam kaldırma kuvveti ise

$$U = U_1 + U_{23} + U_{45} \quad (2.22)$$

denklemini yardımıyla

$$U = 0 + 52.5 + 148.28$$

$$U = 200.78 \text{ kip (893.11 kN) şeklinde hesaplanır.}$$

Baraj tabanındaki toplam kuvvet ise

$$N = W + V_w - U \quad (2.23)$$

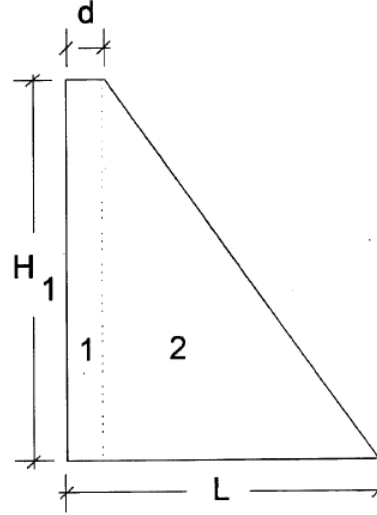
denklemini yardımıyla

$$N = 600 + 0.55 - 200.78$$

$$N = 399.77 \text{ kip (1,778.26 kN) olarak bulunur.}$$

b) Moment Hesabı

Moment hesaplarında moment, baraj taban orta noktasına göre alınmaktadır.



Şekil 2.8. Barajın bölgeleri

Şekil 2.8'de verilen barajın 1 bölgesi için yapının ağırlığına bağlı moment;

$$M_{w1} = \gamma_c w_t d H_1 \left(\frac{d}{2} - \frac{B}{2} - T \right) \quad (2.24)$$

$$M_{w1} = (0.15) \times (1) \times (5) \times (100) \times \left(\frac{5}{2} - \frac{75}{2} - 0 \right)$$

$$M_{w1} = -2,625 \text{ kip.ft } (- 3,559.5 \text{ kN.m})$$

olarak bulunur.

Şekil 2.8' de verilen barajın 2 bölgesi için yapının ağırlığına bağlı moment;

$$M_{w2} = \frac{1}{2} \gamma_c w_t (L - d) H_1 \left(\frac{1}{3} (2d + L) - \frac{B}{2} - T \right) \quad (2.25)$$

$$M_{w2} = \frac{1}{2} \times (0.15) \times (1) \times (75 - 5) \times (100) \times \left[\frac{1}{3} \times (2 \times 5 + 75) - \frac{75}{2} - 0 \right]$$

$$M_{w2} = -4,812.5 \text{ kip.ft } (-6,525.75 \text{ kN.m})$$

olarak bulunur.

Yapının ağırlığından dolayı oluşan toplam moment ise

$$M_w = M_{w1} + M_{w2} \quad (2.26)$$

denklemini yardımıyla

$$M_w = -2,625 - 4,812.5$$

$$M_w = -7,437.5 \text{ kip.ft } (-10,085.25 \text{ kN.m})$$

şeklinde elde edilir.

Düşey su yükünden dolayı oluşan moment;

$$M_1 = V_w \left[\frac{1}{3} (2L + x_t) - \frac{B}{2} - T \right] \quad (2.27)$$

$$M_1 = (0.55) \times \left[\frac{1}{3} \times (2 \times 75 + 71.5) - \frac{75}{2} - 0 \right]$$

$$M_1 = 19.98 \text{ kip.ft } (27.09 \text{ kN.m})$$

olarak bulunur.

Memba tarafındaki yatay su yükünden dolayı oluşan moment;

$$M_2 = \frac{1}{6} \gamma_w H_1^3 w_t \quad (C.28)$$

$$M_2 = \frac{1}{6} \times (0.0625) \times (100)^3 \times (1)$$

$$M_2 = 10,416.67 \text{ kip.ft (14,125.00 kN.m)}$$

olarak bulunur.

Mansap tarafındaki yatay su yükünden dolayı oluşan moment;

$$M_3 = -\frac{1}{6} \gamma_w H_2^3 w_t \quad (2.29)$$

$$M_3 = -\frac{1}{6} \times (0.0625) \times (5)^3 \times (1)$$

$$M_3 = -1.30 \text{ kip.ft (-1.76 kN.m)}$$

olarak bulunur.

Şekil 2.7'nin 1 bölgesindeki kaldırma basıncından dolayı oluşan moment;

$$M_{u1} = \gamma_w w_t H_1 T \left(\frac{B}{2} + T - \frac{T}{2} \right) \quad (2.30)$$

$$M_{u1} = (0.0625) \times (1) \times (100) \times (0) \times \left(\frac{75}{2} + 0 - \frac{0}{2} \right)$$

$$M_{u1} = 0 \text{ kip.ft (0 kN.m)}$$

olarak bulunur.

Şekil 2.7'nin 2 bölgesindeki kaldırma basıncından dolayı oluşan moment;

$$M_{u2} = \gamma_w w_t H_3 (x_d - T) \left(\frac{B}{2} + T - \frac{x_d + T}{2} \right) \quad (2.31)$$

$$M_{u2} = (0.0625) \times (1) \times (68) \times (10 - 0) \times \left(\frac{75}{2} + 0 - \frac{10 + 0}{2} \right)$$

$$M_{u2} = 1,381.25 \text{ kip.ft (1,872.98 kN.m)}$$

olarak bulunur.

Şekil 2.7'nin 3 bölgesindeki kaldırma basıncından dolayı oluşan moment;

$$M_{u3} = \frac{1}{2} \gamma_w w_t (H_1 - H_3) (x_d - T) \left(\frac{B}{2} + T - \frac{2T + x_d}{3} \right) \quad (2.32)$$

$$M_{u3} = \frac{1}{2} \times (0.0625) \times (1) \times (100 - 68) \times (10 - 0) \times \left(\frac{75}{2} + 0 - \frac{2 \times 0 + 10}{3} \right)$$

$$M_{u3} = 341.67 \text{ kip.ft (463.30 kN.m)}$$

olarak bulunur.

Şekil 2.7'nin 4 bölgesindeki kaldırma basıncından dolayı oluşan moment;

$$M_{u4} = \gamma_w w_t H_2 (L - x_d) \left(\frac{B}{2} + T - \frac{x_d + L}{2} \right) \quad (2.33)$$

$$M_{u4} = (0.0625) \times (1) \times (5) \times (75 - 10) \times \left(\frac{75}{2} + 0 - \frac{10 + 75}{2} \right)$$

$$M_{u4} = -101.56 \text{ kip.ft (-137.72 kN.m)}$$

olarak bulunur.

Şekil 2.7'nin 5 bölgesindeki kaldırma basıncından dolayı oluşan moment;

$$M_{u5} = \frac{1}{2} \gamma_w w_t (H_3 - H_2) (L - x_d) \left(\frac{B}{2} + T - \frac{2x_d + L}{3} \right) \quad (2.34)$$

$$M_{u5} = \frac{1}{2} \times (0.0625) \times (1) \times (68 - 5) \times (75 - 10) \times \left(\frac{75}{2} + 0 - \frac{2 \times 10 + 75}{3} \right)$$

$$M_{u5} = 746.48 \text{ kip.ft (1,012.23 kN.m)}$$

olarak bulunur.

Kaldırma basıncından dolayı oluşan toplam moment ise

$$M_U = M_{u1} + M_{u2} + M_{u3} + M_{u4} + M_{u5} \quad (2.35)$$

denklemini yardımıyla

$$M_U = 0 + 1381.25 + 341.67 - 101.56 + 746.48$$

$$M_U = 2,367.84 \text{ kip.ft (3,210.79 kN.m)}$$

şeklinde elde edilir.

Baraj tabanında oluşan toplam moment ise

$$M = M_w + M_1 + M_2 + M_3 + M_u \quad (2.36)$$

$$M = -7437.50 + 19.98 + 10416.67 - 1.30 + 2367.84$$

$$M = 5,365.69 \text{ kip.ft (7,275.88 kN.m)}$$

şeklinde elde edilir.

c) Çatlak Testi

Baraj tabanındaki toplam kuvvet ve toplam moment elde edildikten sonra (2.9) ve (2.12) denklemleri yardımıyla barajda çatlak oluşup oluşmayacağı kontrol edilebilir. Baraj tabanındaki eksantrisite;

$$e = \frac{M}{N} \quad (2.37)$$

$$e = \frac{5365.69}{399.77}$$

$$e = 13.42 \text{ ft (4.09 m)}$$

şeklinde elde edilir. Bu değer

$$e = 13.42\text{ft} > \frac{B}{6} = \frac{75}{6} = 12.65\text{ft} \quad (3.86\text{m}) \quad (2.38)$$

olduğundan çatlak oluşacaktır.

d) Başlangıç Çatlak Uzunluğunun Belirlenmesi

(2.10) denkleminde zemin taban basıncı sıfır alındığında,

$$x'_0 = -\frac{B^2}{12e} \quad (2.39)$$

elde edilir. Bu denklemde $e=13.42\text{ft}$ (4.09 m) yerine konursa

$$x'_0 = -\frac{75^2}{12 \times 13.42}$$

$$x'_0 = -34.92\text{ft} \quad (-10.64\text{m})$$

elde edilir. Buna göre baraj tabanındaki basınç bölgesinin yeni değeri;

$$B_{\text{new}} = \frac{1}{2} B_{\text{old}} - x'_0 \quad (2.40)$$

$$B_{\text{new}} = \frac{1}{2} \times 75 - (-34.92)$$

$$B_{\text{new}} = 72.42\text{ft} \quad (22.07\text{m})$$

şeklinde elde edilir. Böylece baraj tabanındaki başlangıç çekme bölgesi uzunluğu veya çatlak uzunluğu

$$T_{\text{new}} = L - B_{\text{new}} \quad (2.41)$$

$$T_{\text{new}} = 75 - 72.42$$

$$T_{\text{new}} = 2.58 \text{ft} (0.77 \text{ m})$$

olarak elde edilir.

2.2.3.2. Yeni Çatlak Uzunluğunun Hesabı

Başlangıç çatlak uzunluğu 2.58ft (0.77 m) olarak hesaplandıktan sonra yeni çatlak uzunluğunun hesabında, (2.16)'dan (2.41) denklemine kadar olan denklemlerde çatlak uzunluğu $T = 2.58 \text{ft} (0.77 \text{ m})$ alınarak çözüm tekrarlanır.

a) Kuvvet Hesabı

Öncelikle drenaj olmaması durumunda $x = x_d$ için basınç yüksekliği H'_3

$$H'_3 = (H_1 - H_2) \left(\frac{L - x_d}{L - T} \right) + H_2 \quad (2.42)$$

$$H'_3 = (100 - 5) \times \left(\frac{75 - 10}{75 - 2.58} \right) + 5$$

$$H'_3 = 90.27 \text{ ft} (27.51 \text{ m})$$

olarak bulunur. Daha sonra drenaj olması durumunda $x = x_d$ için basınç yüksekliği H_3 ;

$$H_3 = (H'_3 - H_4)(1 - E_d) + H_4 \quad (2.43)$$

$$H_3 = (90.27 - 10) \times (1 - 0.25) + 10$$

$$H_3 = 70.20 \text{ ft} (21.40 \text{ m})$$

olarak bulunur.

Şekil 2.7’de verilen,

- 1 bölgesindeki kaldırma kuvveti;

$$U_1 = \gamma_w w_t H_1 T \quad (2.44)$$

$$U_1 = (0.0625) \times (1) \times (100) \times (2.58)$$

$$U_1 = 16.13 \text{ kip (71.75 kN)}$$

- 2 ve 3 bölgelerindeki kaldırma kuvveti;

$$U_{23} = \frac{1}{2} \gamma_w w_t (H_1 + H_3)(x_d - T) \quad (2.45)$$

$$U_{23} = \frac{1}{2} \times (0.0625) \times (1) \times (100 + 70.20) \times (10 - 2.58)$$

$$U_{23} = 39.47 \text{ kip (175.57 kN)}$$

- 4 ve 5 bölgelerindeki kaldırma kuvveti;

$$U_{45} = \frac{1}{2} \gamma_w w_t (H_3 + H_2)(L - x_d) \quad (2.46)$$

$$U_{45} = \frac{1}{2} \times (0.0625) \times (1) \times (70.20 + 5) \times (75 - 10)$$

$$U_{45} = 152.75 \text{ kip (679.46 kN)}$$

olarak elde edilir.

Toplam kaldırma kuvveti ise

$$U = U_1 + U_{23} + U_{45} \quad (2.47)$$

$$U = 16.13 + 39.47 + 152.75$$

$$U = 208.35 \text{ kip (926.78 kN)}$$

şeklinde hesaplanır.

Baraj tabanındaki toplam kuvvet ise

$$N = W + V_w - U \quad (2.48)$$

denklemini yardımıyla

$$N = 600 + 0.55 - 208.35$$

$$N = 392.20 \text{ kip (1,744.58 kN)}$$

olarak bulunur.

b) Moment Hesabı

Şekil 2.8'de verilen barajın 1 bölgesi için yapının ağırlığına bağlı moment;

$$M_{w1} = \gamma_c w_t d H_1 \left(\frac{d}{2} - \frac{B}{2} - T \right) \quad (2.49)$$

$$M_{w1} (0.15) \times (1) \times (5) \times (100) \times \left(\frac{5}{2} - \frac{72.42}{2} - 2.58 \right)$$

$$M_{w1} = 2,721.75 \text{ kip.ft (- 3,690.69 kN.m)}$$

olarak bulunur.

Şekil 2.8'de verilen barajın 2 bölgesi için yapının ağırlığına bağlı moment;

$$M_{w2} = \frac{1}{2} \gamma_c w_t (L - d) H_1 \left(\frac{1}{3} (2d + L) - \frac{B}{2} - T \right) \quad (2.50)$$

$$M_{w2} = \frac{1}{2} \times (0.15) \times (1) \times (75 - 5) \times (100) \times \left[\frac{1}{3} \times (2 \times 5 + 75) - \frac{72.42}{2} - 2.58 \right]$$

$$M_{w2} = -5,489.75 \text{ kip.ft } (-7,444.101 \text{ kN.m})$$

olarak bulunur.

Yapının ağırlığından dolayı oluşan toplam moment ise

$$M_w = M_{w1} + M_{w2} \quad (2.51)$$

$$M_w = -2721.75 - 5489.75$$

$$M_w = -8,211.5 \text{ kip.ft } (-11,134.79 \text{ kN.m})$$

şeklinde elde edilir.

Düşey su yükünden dolayı oluşan moment;

$$M_1 = V_w \left[\frac{1}{3} (2L + x_t) - \frac{B}{2} - T \right] \quad (2.52)$$

$$M_1 = (0.55) \times \left[\frac{1}{3} \times (2 \times 75 + 71.5) - \frac{72.42}{2} - 2.58 \right]$$

$$M_1 = 19.27 \text{ kip.ft } (26.13 \text{ kN.m})$$

olarak bulunur.

Memba tarafındaki düşey su yükünden dolayı oluşan moment,

$$M_2 = \frac{1}{6} \gamma_w H_1^3 w_t \quad (2.53)$$

$$M_2 = \frac{1}{6} \times (0.0625) \times (100)^3 \times (1)$$

$$M_2 = 10,416.67 \text{ kip.ft } (14,125.00 \text{ kN.m})$$

olarak bulunur.

Mansap tarafındaki yatay su yükünden dolayı oluşan moment,

$$M_3 = -\frac{1}{6}\gamma_w H_2^3 w_t \quad (2.54)$$

$$M_3 = -\frac{1}{6} \times (0.0625) \times (5)^3 \times (1)$$

$$M_3 = -1.30 \text{ kip.ft } (-1.76 \text{ kN.m})$$

olarak bulunur.

Şekil 2.7'nin 1 bölgesindeki kaldırma basıncından dolayı oluşan moment

$$M_{u1} = \gamma_w w_t H_1 T \left(\frac{B}{2} + T - \frac{T}{2} \right) \quad (2.55)$$

$$M_{u1} = (0.0625) \times (1) \times (100) \times (2.58) \times \left(\frac{72.42}{2} + 2.58 - \frac{2.58}{2} \right)$$

$$M_{u1} = 604.69 \text{ kip.ft } (819.96 \text{ kN.m})$$

olarak bulunur.

Şekil 2.7'nin 2 bölgesindeki kaldırma basıncından dolayı oluşan moment

$$M_{u2} = \gamma_w w_t H_3 (x_d - T) \left(\frac{B}{2} + T - \frac{x_d + T}{2} \right) \quad (2.56)$$

$$M_{u2} = (0.0625) \times (1) \times (70.20) \times (10 - 2.58) \times \left(\frac{72.42}{2} + 2.58 - \frac{10 + 2.58}{2} \right)$$

$$M_{u2} = 1,058.05 \text{ kip.ft } (1,434.72 \text{ kN.m})$$

olarak bulunur.

Şekil 2.7'nin 3 bölgesindeki kaldırma basıncından dolayı oluşan moment

$$M_{u3} = \frac{1}{2} \gamma_w w_t (H_1 - H_3) (x_d - T) \left(\frac{B}{2} + T - \frac{2T + x_d}{3} \right) \quad (2.57)$$

$$M_{u3} = \frac{1}{2} \times (0.0625) \times (1) \times (100 - 70.20) \times (10 - 2.58) \times \left(\frac{72.42}{2} + 2.58 - \frac{2 \times 2.58 + 10}{3} \right)$$

$$M_{u3} = 233.12 \text{ kip.ft (316.11 kN.m)}$$

olarak bulunur.

Şekil 2.7'nin 4 bölgesindeki kaldırma basıncından dolayı oluşan moment

$$M_{u4} = \gamma_w w_t H_2 (L - x_d) \left(\frac{B}{2} + T - \frac{x_d + L}{2} \right) \quad (2.58)$$

$$M_{u4} = (0.0625) \times (1) \times (5) \times (75 - 10) \times \left(\frac{72.42}{2} + 2.58 - \frac{10 + 75}{2} \right)$$

$$M_{u4} = -75.36 \text{ kip.ft (-102.19 kN.m)}$$

olarak bulunur.

Şekil 2.7'nin 5 bölgesindeki kaldırma basıncından dolayı oluşan moment

$$M_{u5} = \frac{1}{2} \gamma_w w_t (H_3 - H_2) (L - x_d) \left(\frac{B}{2} + T - \frac{2x_d + L}{3} \right) \quad (2.59)$$

$$M_{u5} = \frac{1}{2} \times (0.0625) \times (1) \times (70.20 - 5) \times (75 - 10) \times \left(\frac{72.42}{2} + 2.58 - \frac{2 \times 10 + 75}{3} \right)$$

$$M_{u5} = 943.40 \text{ kip.ft (1,279.25 kN.m)}$$

olarak bulunur.

Kaldırma basıncından dolayı oluşan toplam moment ise

$$M_U = M_{u1} + M_{u2} + M_{u3} + M_{u4} + M_{u5} \quad (2.60)$$

denklemini yardımıyla

$$M_U = 604.69 + 1058.05 + 233.12 - 75.36 + 943.40$$

$$M_U = 2,763.90 \text{ kip.ft (3,747.85 kN.m)}$$

şeklinde elde edilir.

Baraj tabanında oluşan toplam moment ise

$$M = M_w + M_1 + M_2 + M_3 + M_u \quad (2.61)$$

denklemini yardımıyla

$$M = -8211.50 + 19.27 + 10416.67 - 1.30 + 2763.90$$

$$M = 4,987.04 \text{ kip.ft (6,762.43 kN.m)}$$

şeklinde elde edilir.

c) Çatlak Testi

Baraj tabanında elde edilen yeni toplam kuvvet ve toplam moment elde edildikten sonra (2.9) ve (2.12) denklemleri yardımıyla barajdaki çatlakların devam edip etmediği kontrol edilebilir. Baraj tabanındaki yeni eksantrisite;

$$e = \frac{M}{N} \quad (2.62)$$

$$e = \frac{4987.04}{392.20}$$

$$e = 12.72 \text{ ft (3.88 m)}$$

şeklinde elde edilir. Bu değer

$$e = 12.72 \text{ ft} > \frac{B}{6} = \frac{72.42}{6} = 12.07 \text{ ft (3.68 m)} \quad (2.63)$$

olduğundan çatlak ilerlediği veya büyüdüğü anlaşılabilir.

d) Yeni Çatlak Uzunluğunun Belirlenmesi

Yeni çatlak uzunluğunu belirlemek için ilk önce;

$$x'_0 = -\frac{B^2}{12e} \quad (2.64)$$

$$x'_0 = -\frac{72.42^2}{12 \times 12.72}$$

$$x'_0 = -34.36 \text{ ft (-10.47 m)}$$

elde edilir. Buna göre baraj tabanındaki basınç bölgesinin yeni değeri

$$B_{\text{new}} = \frac{1}{2} B_{\text{old}} - x'_0 \quad (2.65)$$

$$B_{\text{new}} = \frac{1}{2} \times 72.42 - (-34.36)$$

$$B_{\text{new}} = 70.57 \text{ ft (21.51 m)}$$

şeklinde elde edilir. Böylece baraj tabanındaki yeni çekme bölgesi uzunluğu veya yeni çatlak uzunluğu

$$T_{\text{new}} = L - B_{\text{new}} \quad (2.66)$$

$$T_{\text{new}} = 75 - 70.57$$

$$T_{\text{new}} = 4.43\text{ft} (1.35\text{ m})$$

olarak elde edilir.

2.2.3.3. Nihai Çözüm

(2.42) – (2.66) denklemleri, $T = T_{\text{new}}$ değerleri alınarak tekrarlanır. Bu işlem T çatlak değeri kabul edilebilir bir tolerans içinde değişmeden kalana kadar devam ettirilir. Böylece nihai çözüm elde edilir.

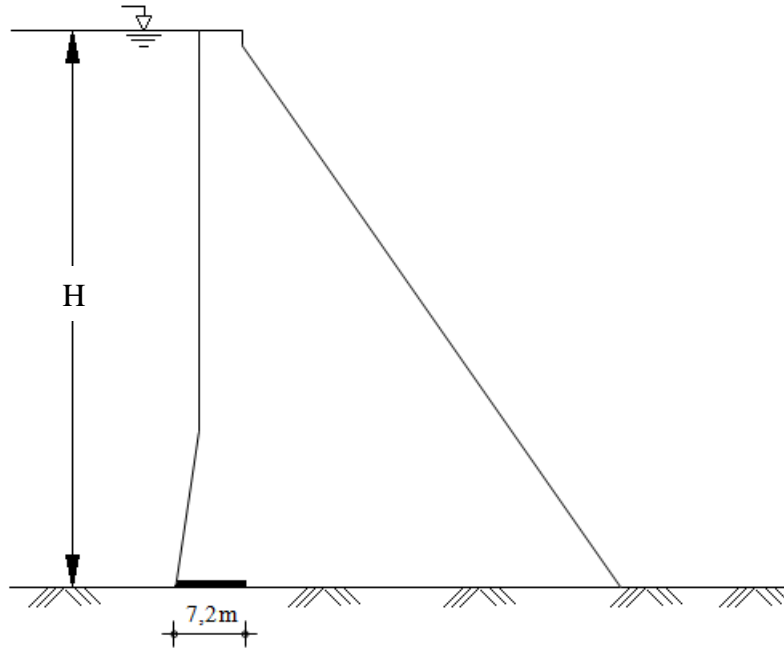
Tablo 2.2. İterasyon sonuçları

İterasyon	T_{new} ft	U kip	M_u kip.ft	N kip	M kip.ft
1	2.58	200.78	2367.84	399.77	5365.69
2	4.43	208.33	2763.25	392.22	4987.61
3	5.69	213.71	3049.44	386.84	4721.74
Çözüm	8.23	224.90	3654.04	375.65	4180.36

Not: 1 ft = 0.3048 m; 1 kip = 4.4482 kN; 1 kip.ft = 1.356 kN.m

2.3. Sarıyar Barajı İçin Çatlak Uzunluğu

Beton ağırlık barajların topuk kısmında meydana gelebilecek çatlak uzunluğunun belirlenmesi için “2.2. Çatlak Uzunluğunun Belirlenmesi” kısmında verilen örnek sayısal uygulama işlem adımları Şekil 2.1’deki Sarıyar baraj kesiti için tekrarlanmıştır. Bunun için Fortran 90’da bir program yazılmıştır. Programdaki kodlamalar Ek 1’de verilmiştir. Yazılan program sayesinde Sarıyar barajında meydana gelebilecek çatlak uzunluğu 7.20 metre olarak tespit edilmiş ve Şekil 2.9’da çatlak uzunluğu gösterilmiştir.



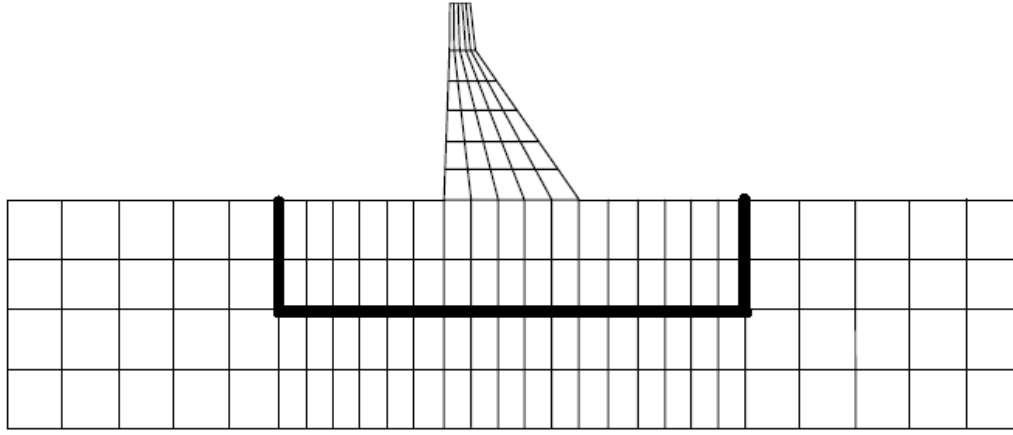
Şekil 2.9. Sarıyar beton ağırlık barajında meydana gelen çatlak uzunluğu

2.4. Sarıyar Barajının Çatlaklı ve Çatlaksız Sonlu Eleman Modellerinin Oluşturulması

Sarıyar beton ağırlık barajının zemin ile birlikte sonlu eleman modelleri hazırlanırken ilk olarak modellerin tasarımı AutoCAD programında yapılmış, daha sonra SAP2000 programına aktarılmıştır. Modeller hazırlanırken baraj-zemin etkileşim modelleme tekniklerine uygun hareket edilmiştir.

2.4.1. Baraj-Zemin Etkileşim Modelleme Teknikleri

Yapı-zemin etkileşimine maruz yapılarda, bu etkileşim farklı zemin modelleriyle temsil edilebilmektedir. Bunlardan birincisi barajın altında küçük veya büyük hacimli zemin dikkate alınarak baraj ve zemini Şekil 2.10'daki gibi modellemektir. Bu modellemede zeminin kütle atalet etkileri dikkate alınmaktadır. Bu şekilde ki baraj-zemin etkileşim modellerinde küçük veya büyük hacimli zemin modellerinin sonuçları arasındaki farkların birbirine çok yakın olduğu görülmüştür. Sonlu eleman zemin modellerinde, sönümleme etkilerinin ihmal edildiği doğrudur ancak zemin modelleri büyüdükçe yekpare zemin içerisinde normal modal sönümlemedeki enerji yayılımı, deprem tipi yüklemelerdeki sönümleme etkilerinden oldukça daha büyük olmuştur (Wilson, 2019)

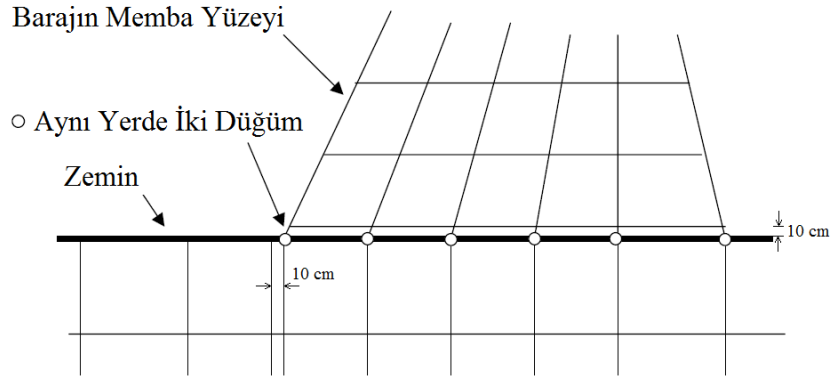


Şekil 2.10. Küçük veya büyük zeminli baraj modelleri (Wilson, 2019).

İkinci yaklaşım ise kütsüz zemin yaklaşımıdır. Yapıların deprem analizini yapan programlarda zeminin kütleini tanımlamayan ayrı bir seçenek bulunmamaktadır ve deprem kuvvetlerinin bundan bağımsız olduğu öngörülmektedir. Bu sebeple, yaygın olan bu yaklaşım, analizlerde zemin kütleini ihmal etmeyi gerektirmektedir (Wilson, 2019)

Gerçekçi bir sonlu eleman modeli oluşturulurken karşılaşılan zorluklardan biri; deprem etkisinde baraj-zemin-rezervuar etkileşim sisteminin gerçek davranışının tam olarak anlaşılabilmesidir. Mesela, eğer baraj-zemin ara yüzeyinde gerilmeler kaldırma etkisine sebep olursa, kayma gerilmeleri hala aktarılabilir mi? Ayrıca, yükleme sırasında oluşan kaldırma basıncı değişir mi? Bu ve diğer bilinmeyen faktörlerden dolayı iyi bir mühendislik ortaya koymak gerekmektedir. Böylece farklı varsayımlar kullanılarak birçok farklı sonlu eleman modeli oluşturulabilir (Wilson, 2015).

Mühendislikteki deneyimlere dayanılarak, baraj-zemin ara yüzeyinin tipik bir sonlu eleman modeli Şekil 2.11’de gösterilmiştir.



Şekil 2.11. Baraj-zemin ara yüzeyi için sonlu eleman modeli (Wilson, 2015).

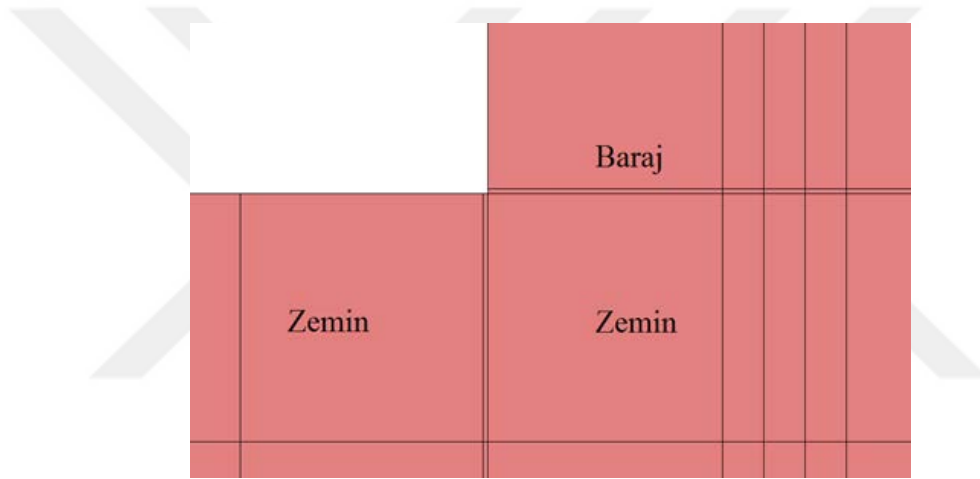
Baraj ve zeminin sonlu eleman modelini oluşturmada basit bir metot olarak sekiz düğüm noktalı katı elemanlar kullanılmaktadır. Doğru sonuçlar elde edebilmek için olabildiğince düzgün dörtgen ağılar seçilmelidir. İki farklı malzemeye sahip bütün ara yüzeylerde iki düğüm noktası kullanmanın her zaman gerekli olduğu unutulmamalıdır. Bu, farklı malzemelerden dolayı ara yüzeye paralel gerilmelerin eşit olmamasından kaynaklanmaktadır. Bu yüzden, SAP2000 programında eş gerilme eğrilerini doğru elde edebilmek için ara yüzeyde iki düğüm noktasının kullanılması gerekmektedir. Bu düğüm noktaları aynı yere yerleştirilmelidir. Baraj ve zemin için ayrı ayrı sonlu eleman ağı oluşturulduktan sonra ara yüzeydeki karşılıklı düğüm noktaları eşit deplasmana (Equal Constraints) sahip olması için gerekli sınır şartı tanımlanmalıdır (Wilson, 2015).

Ara yüzeyde iki düğüm noktası yerleştirmenin başka bir avantajı, doğrusal olmayan dinamik analizde kaldırma basıncına izin vermek için bu konum ara yüzeyde doğrusal olmayan gap elemanlarının yerleştirilmesinin gerekli olabilmesidir. Bununla birlikte, herhangi bir doğrusal olmayan analizden önce daima statik yükleme ve lineer analizin yapılması özellikle tavsiye edilmektedir. Bu mühendisin doğrusal veya doğrusal olmayan dinamik analiz öncesinde sonlu eleman modelinin geçerliliğini kontrol etmesini mümkün kılmaktadır (Wilson, 2015).

Şekil 2.11’de gösterilen sonlu eleman modeli, maksimum gerilmenin olduğu baraj tabanındaki (yaklaşık 10cm kalınlığında) ince bir katı elemanlar tabakasını göstermektedir. Ayrıca, zeminde yer değiştirmenin sürekliliğini sağlamak için baraj-zemin kesişim bölgesine küçük elemanlardan oluşan düşey bir tabakanın yerleştirilmesi tavsiye edilmektedir (Wilson, 2015).

2.4.2. Barajın İki Boyutlu Sonlu Eleman Modellerinin AutoCAD Programında Oluşturulması ve SAP2000 Programına Aktarılması

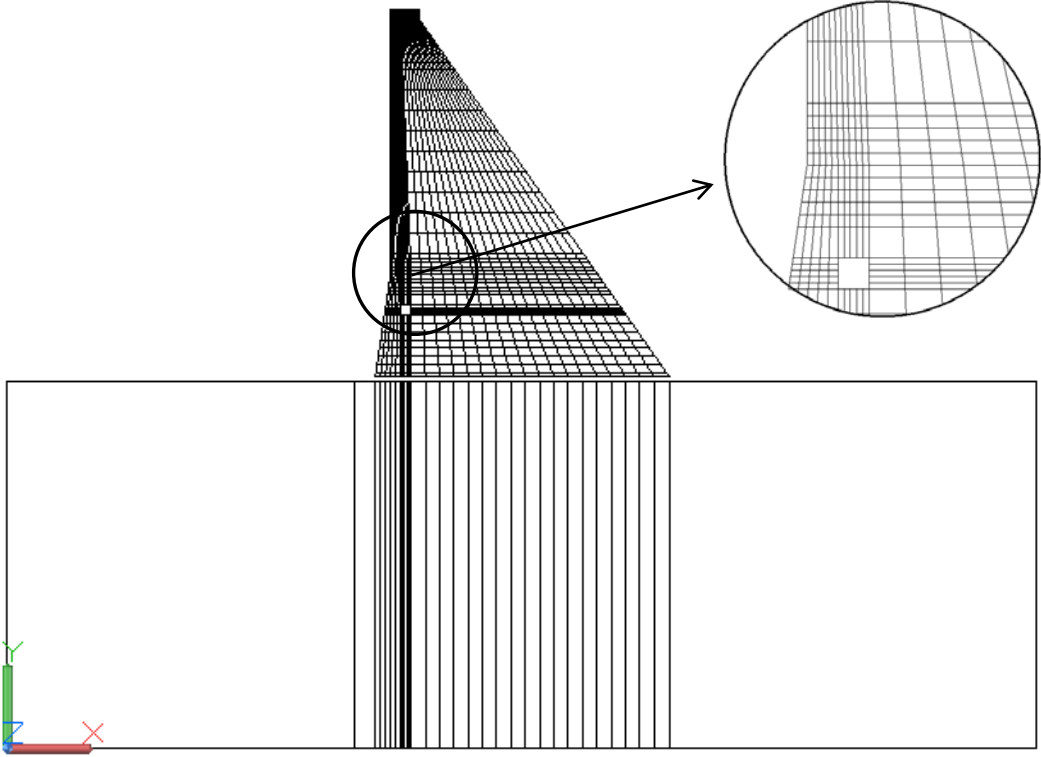
Sarıyar beton ağırlık barajının sonlu eleman modelleri AutoCAD programında oluşturulmuştur. Modeller oluşturulurken baraj tabanı ile zemin arasında boşluk elemanlarının yerleştirilebilmesi için 1cm'lik boşluk bırakılmıştır. Baraj tabanındaki çatlak için baraj tabanında 1cm yüksekliğinde dört düğüm noktalı elemanlar çizilmiştir. Ayrıca barajın topuğunda baraj ile zeminin kesiştiği noktada gerilme yığılması oluşacağından, gerilmelerin iyi gözlenebilmesi için burada 10cm'lik bir katı elemanlar tabakası oluşturulmuştur. Şekil 2.12'de kesişim yüzeyinde oluşturulan elemanlar gösterilmiştir.



Şekil 2.12. Baraj ve zemin kesişim yüzeyi için sonlu eleman örneği

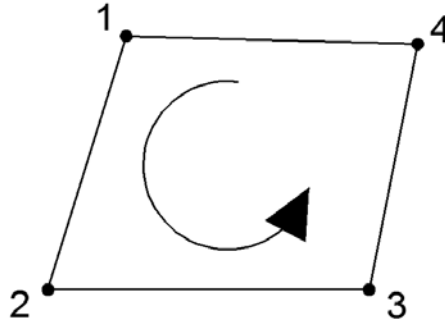
Sonlu eleman modelinin oluşturulmasındaki işlemler şu şekildedir;

- 1) AutoCAD programında Baraj adlı bir tabaka (layer) oluşturulur.
- 2) Baraj ve zemine ait sonlu eleman modeli 0 tabakası (0 layer) çizilir (Şekil 2.13).

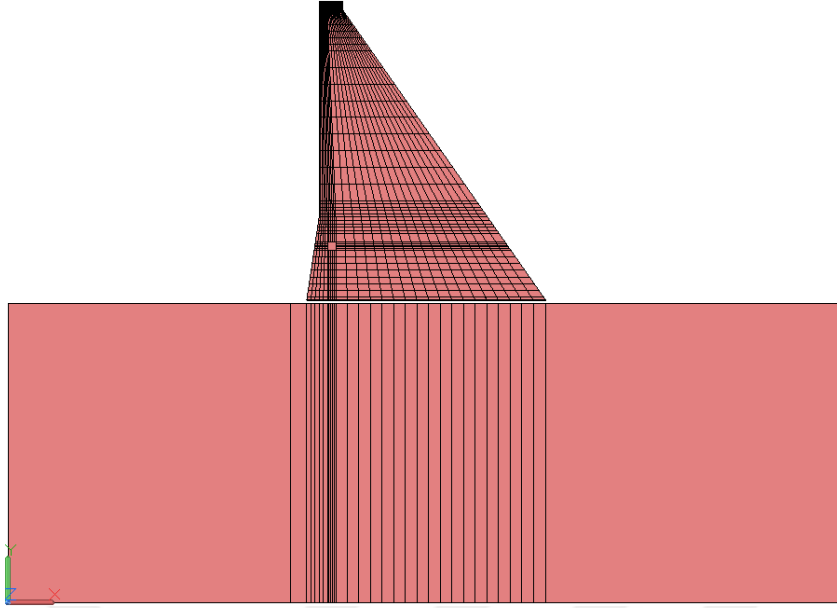


Şekil 2.13. 0 katmanında çizilen baraj-zemin sonlu eleman modeli

3) 0 katmanında çizilen baraj ve zemin sonlu eleman modeli “3dface” komutuyla yüzey haline getirmek için ilk önce Baraj katmanı seçilir. Komut satırına “3dface” komutu yazılarak, dört düğüm noktalı elemanın düğüm noktaları Şekil 2.14’de verilen sıralamaya uygun olarak seçilir ve yüzey oluşturulur (Şekil 2.15). Her bir elemenda bu işlem adımı tekrarlanır.



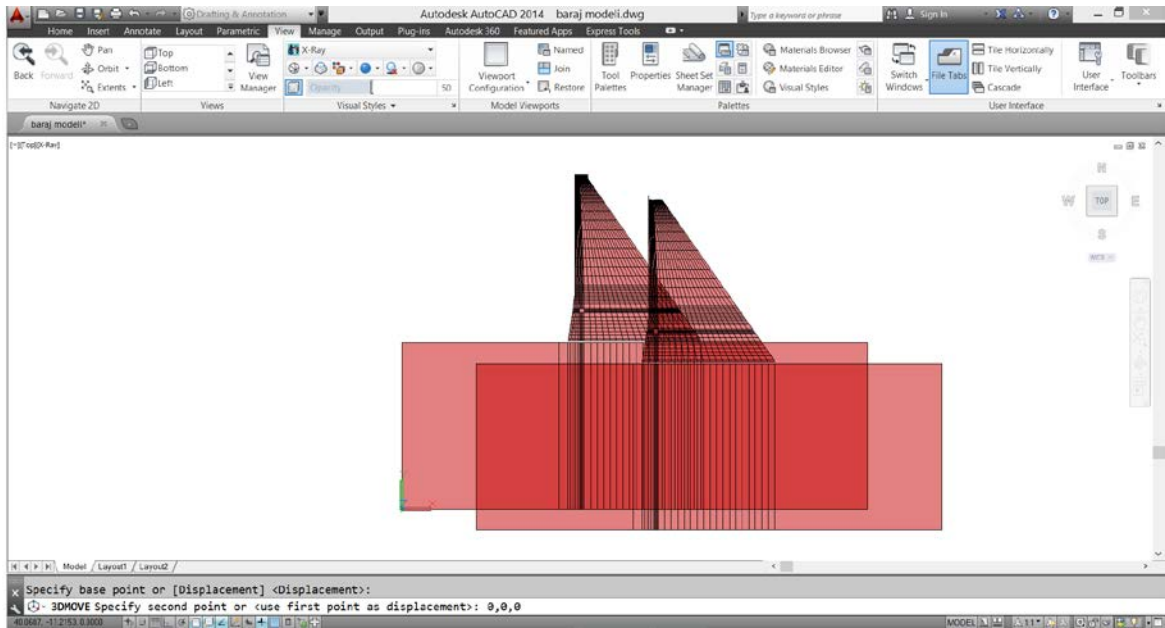
Şekil 2.14. “3dface” komutunda düğüm noktalarının seçilme sırası



Şekil 2.15. Baraj katmanında “3dface” komutuyla oluşturulan yüzeyler

Sonlu eleman modelinin AutoCAD programından SAP2000 programına aktarılmasındaki işlemler şu şekildedir:

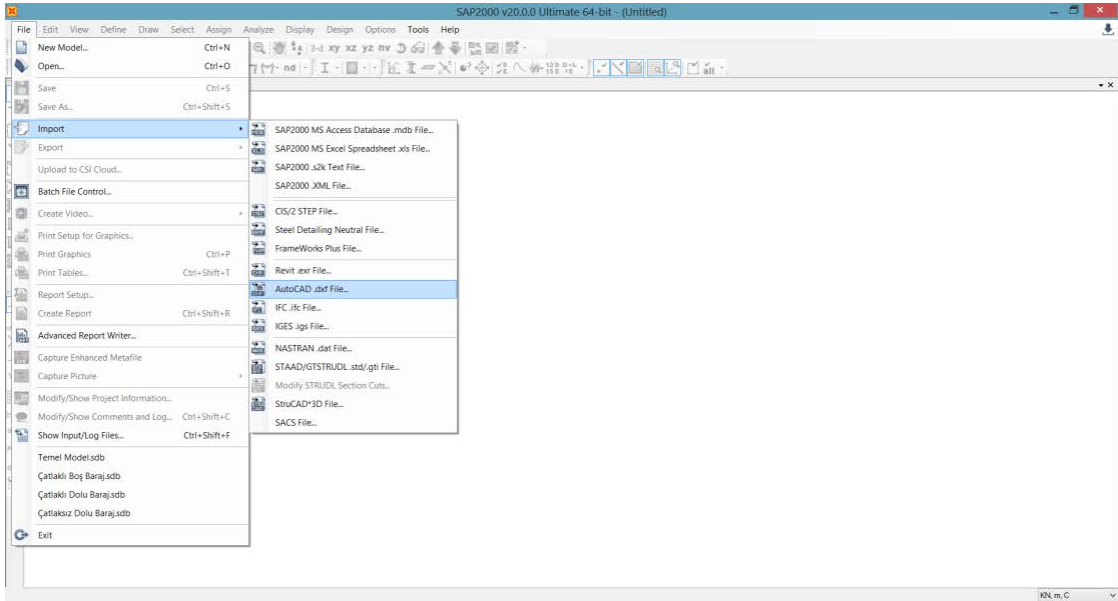
1) AutoCAD’de tüm katmanlar açık olacak şekilde sonlu eleman modeli seçilir. “3dmove” komutu yardımıyla baraj zeminin sol alt kenarı seçilir. Komut satırında 0,0,0 yazılarak model orijine taşınır. Yapılan işlem Şekil 2.16’da gösterilmiştir.



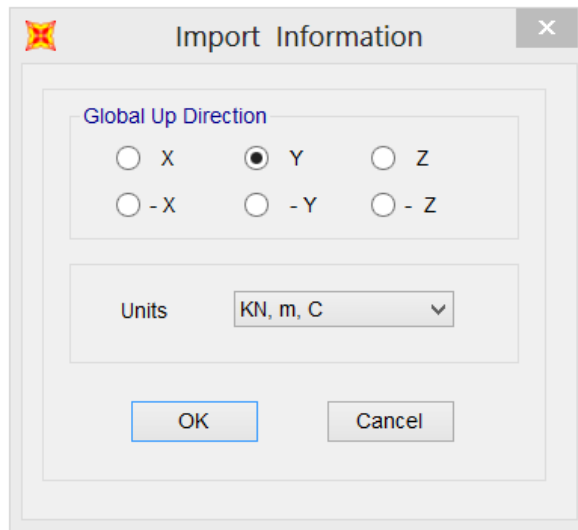
Şekil 2.16. “3dmove” komutuyla sonlu eleman modelinin orijine taşınması

2) AutoCAD dosyası “.dxf” uzantısıyla kaydedilir.

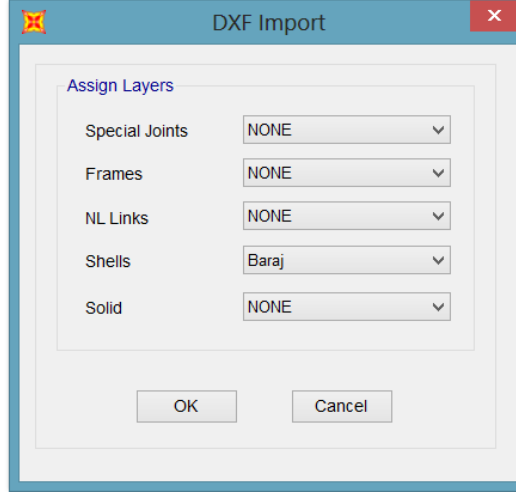
3) SAP2000 programı açılır. “File” menüsünden “Import” sekmesi tıklanır. Açılan “Import” sekmesinden “AutoCAD .dxf File...” sekmesi seçilir (Şekil 2.17). Açılır pencereden kaydedilen “.dxf” uzantılı dosya seçilir. Açılan Import Information penceresinde “Global Up Direction” sekmesinde “Y” radyo düğmesi tıklanır ve “Units” olarak “kN, m, C” seçilir (Şekil 2.18). Açılan “DXF Import” penceresinde “Shells” açılır listesinden baraj katmanı seçilir ve Ok tuşuna basılır (Şekil 2.19).



Şekil 2.17. SAP2000 programında AutoCAD .dxf dosya aktarım penceresi



Şekil 2.18. “Import information” penceresi

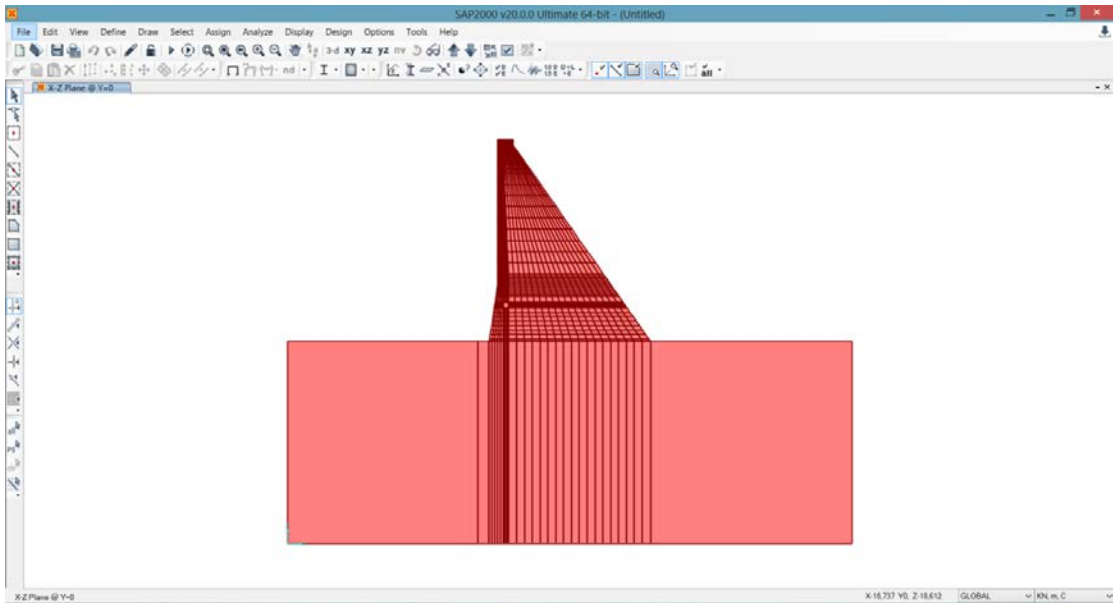


Şekil 2.19. “DXF import” penceresi

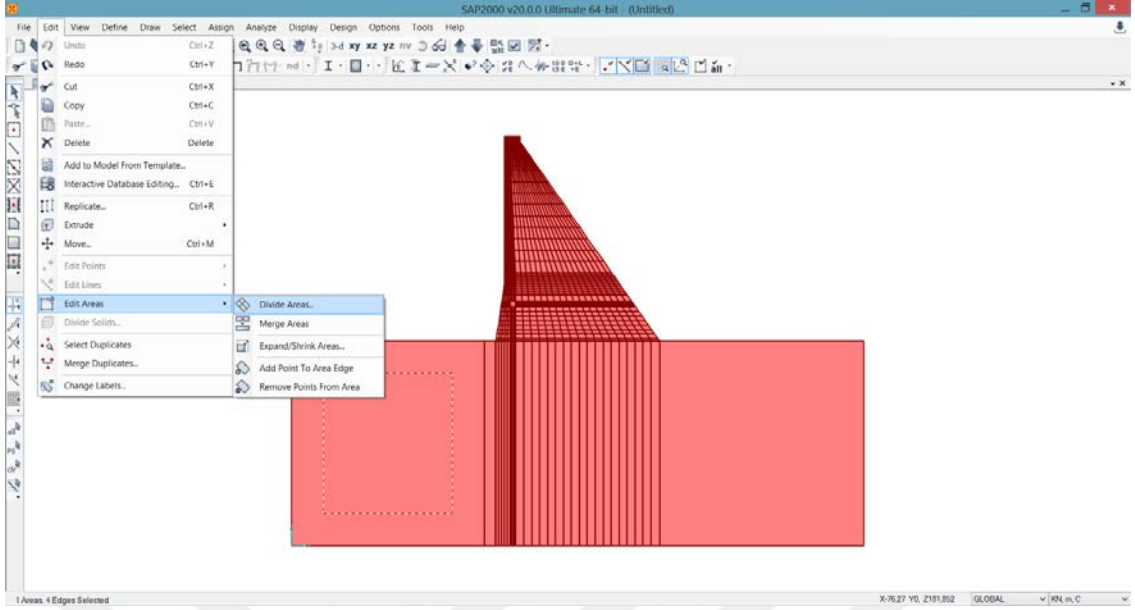
4) AutoCAD programında oluşturulan model SAP2000 programına kabuk eleman olarak aktarılmış olur (Şekil 2.20).

Bir bütün olarak SAP2000 programına aktarılan zemin modelleri edit menüsündeki “Divide Areas” sekmesiyle küçük sonlu elemanlara ayrılır. Bu işlemler sırayla şu şekilde yapılmaktadır:

- 1) Sonlu elemanlara bölünecek zemin elemanı seçilir.
- 2) Programdaki “Edit” açılır menüsünden “Edit Areas” sekmesi seçilir. Açılan sekmeden “Divide Areas” komutuna tıklanılır (Şekil 2.21).

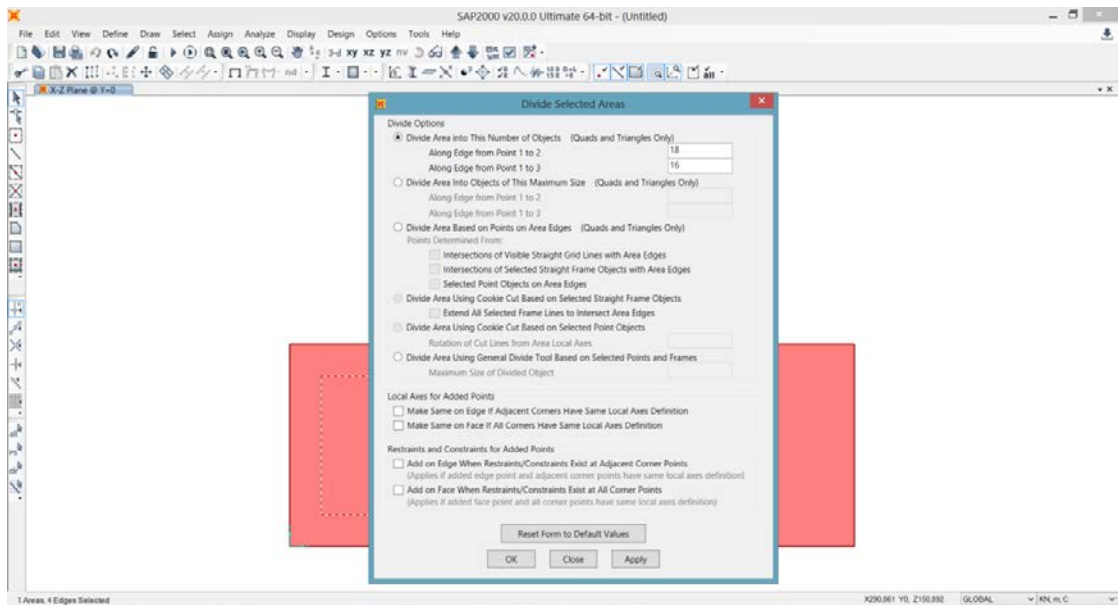


Şekil 2.20. SAP2000 programına aktarılan baraj-zemin sonlu eleman modeli

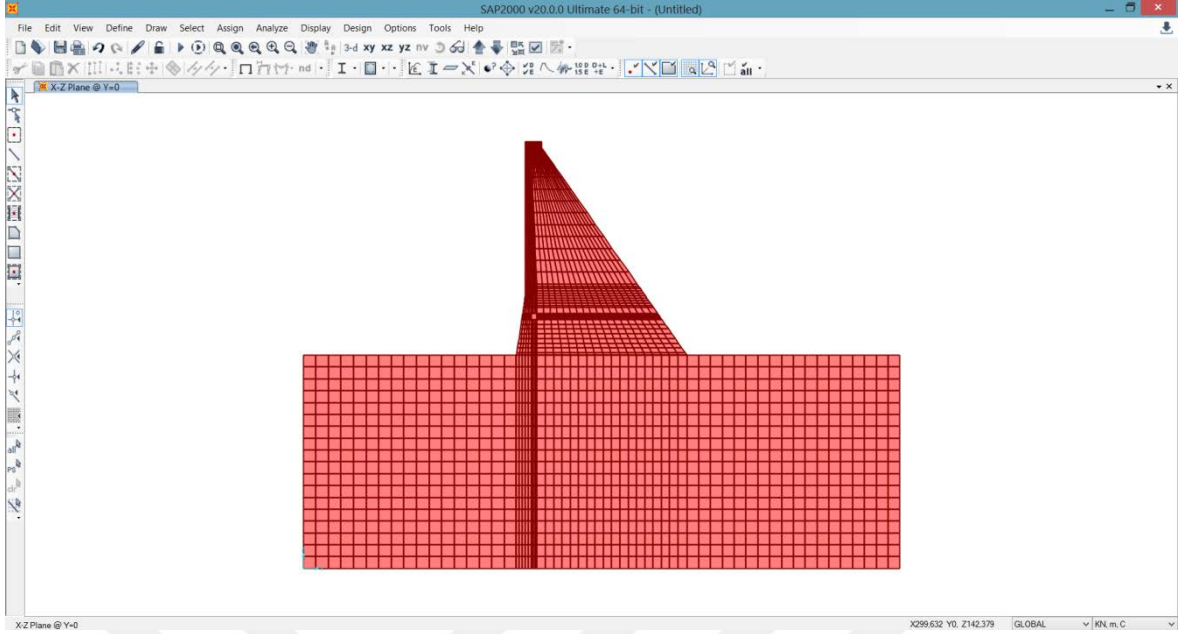


Şekil 2.21. SAP2000 programında “Divide Areas” komutu

3) Açılan “Divide Selected Areas” penceresinde “Divide Options” da “Divide Area into This Number of Objects” radyo düğmesi seçilir. Açılan sekmelerde x yönünde elde edilmek istenen sonlu eleman sayısı “Along Edge From Point 1 to 2” de ve z yönünde elde edilmek istenen sonlu eleman sayısı “Along Edge From Point 1 to 3” e yazılır (Şekil 2.22). Bu işlem diğer zemin elemanlarında da uygulanarak istenilen zemin sonlu eleman modeli elde edilmiş olur (Şekil 2.23).



Şekil 2.22. SAP2000 programında “Divide Selected Areas” penceresi



Şekil 2.23. Sonlu elemanlara bölünen zemin modeli

2.5. Malzeme ve Kesit Özelliklerinin Tanımlanması

Bir boyutu diğer iki boyutunun yanında çok büyük olan barajlarda “Düzlem Şekil Değiştirme Problemi” kabul edilmektedir. AutoCAD’den SAP2000’e iki boyutlu sonlu elemanlar kabuk (shell) eleman olarak aktarıldığından dolayı SAP2000’de sonlu elemanların kesit özelliklerinin düzlem şekil değiştirme yani “plane-strain” olarak değiştirilmesi gerekmektedir. Analizler bir birim genişlik için yapılacağından kesit kalınlıkları bir birim olarak alınmıştır. Baraj ve zemine ait malzeme özellikleri Tablo 2.3’de verilmiştir.

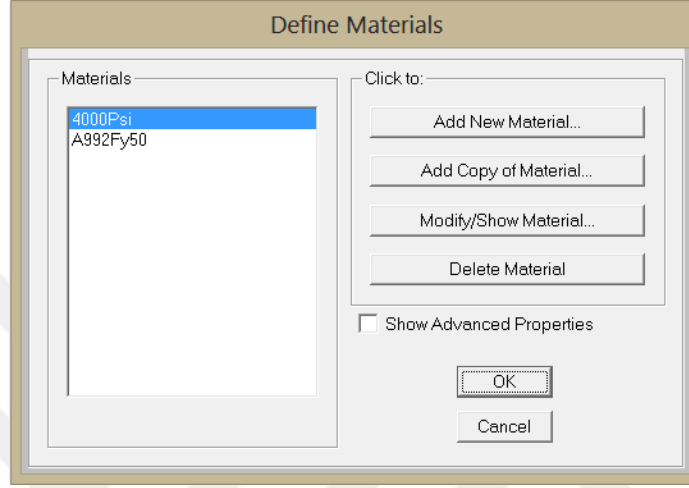
Tablo 2.3. Baraj ve zemine ait malzeme özellikleri

Baraj Malzeme Özellikleri			Zemin Malzeme Özellikleri		
E_b (kN/m^2)	V_b	γ_b (kN/m^3)	E_z (kN/m^2)	V_z	γ_z (kN/m^3)
2.7579×10^7	0.2	23.20	5.5158×10^7	0.2	0

2.5.1. Baraj Malzeme Özelliklerinin Tanımlanması

Barajın malzeme özelliklerinin tanımlanmasındaki işlemler sırasıyla şu şekildedir;

1) “Define” menüsünde “Materials...” sekmesi seçilir.

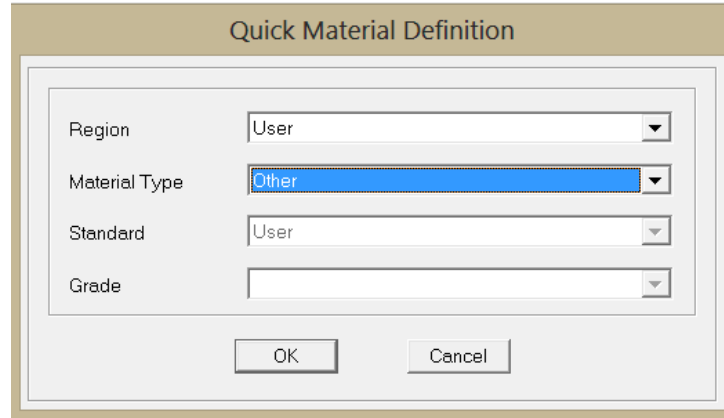


Şekil 2.24. “Define Materials” penceresi

2) Ekranı gelen ileti kutusundan yeni bir malzeme tanımlamak için “Add New Material...” tıklanılır.

3) Açılan pencerede “Quick Material Definition” ileti kutusunda;

- “Region” açılır listesinden User (Kullanıcı) seçeneği
- Material Type açılır listesinden Other seçeneğini seçilir ve OK tuşuna basılır.



Şekil 2.25. “Quick Material Definition” penceresi

4) Ekranı malzeme özelliklerini gösteren “Material Property Data” ileti kutusu gelecektir. Bu ileti kutusunda;

- “Material Name” kutucuğuna BETON,
- “Weight per unit Volume” (Birim Hacim Ağırlığı) yazı kutucuğuna 23.20,
- “Modulus of Elasticity, E” (Elastisite Modülü) yazı kutucuğuna 2.7579E7,
- “Poisson’s Ratio, U” (Poisson Oranı) yazı kutucuğuna 0.2,
- “Coefficient of Thermal Expansion, A” (Isıl Genleşme Katsayısı) yazı kutucuğuna 0 yazılır.

“Material Property Data” ileti kutusunda yazılanlar Şekil 2.26’da verilmiştir.

Şekil 2.26. Baraj malzeme özelliklerinin tanımlanması

2.5.2. Zemin Malzeme Özelliklerinin Tanımlanması

Zemin malzeme özelliklerinin tanımlanmasındaki işlem adımları barajda olduğu gibi tekrarlanır. “Material Property Data” ileti kutusunda aşağıdaki değerler yazılır.

- “Material Name” kutucuğunda KAYA,
- “Weight per unit Volume” (Birim Hacim Ağırlığı) yazı kutucuğunda 0,

- “Modulus of Elasticity, E” (Elastisite Modülü) yazı kutucuğunda 5.5158E7,
- “Poisson’s Ratio, U” (Poisson Oranı) yazı kutucuğunda 0.2,
- “Coefficient of Thermal Expansion, A” (Isıl Genleşme Katsayısı) yazı kutucuğunda 0

“Material Property Data” ileti kutusunda yazılanlar Şekil 2.27’de verilmiştir.

Şekil 2.27. Zemin malzeme özelliklerinin tanımlanması

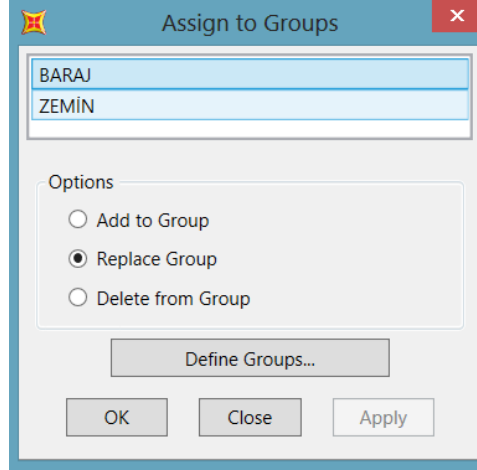
2.5.3. Baraj ve Zemin Kesit Özelliklerinin Tanımlanması

Baraj ve zemin kesit özelliklerinin tanımlanmasındaki işlemler sırasıyla şu şekildedir:

1) Programda BARAJ ve ZEMİN olarak iki grup oluşturulur.

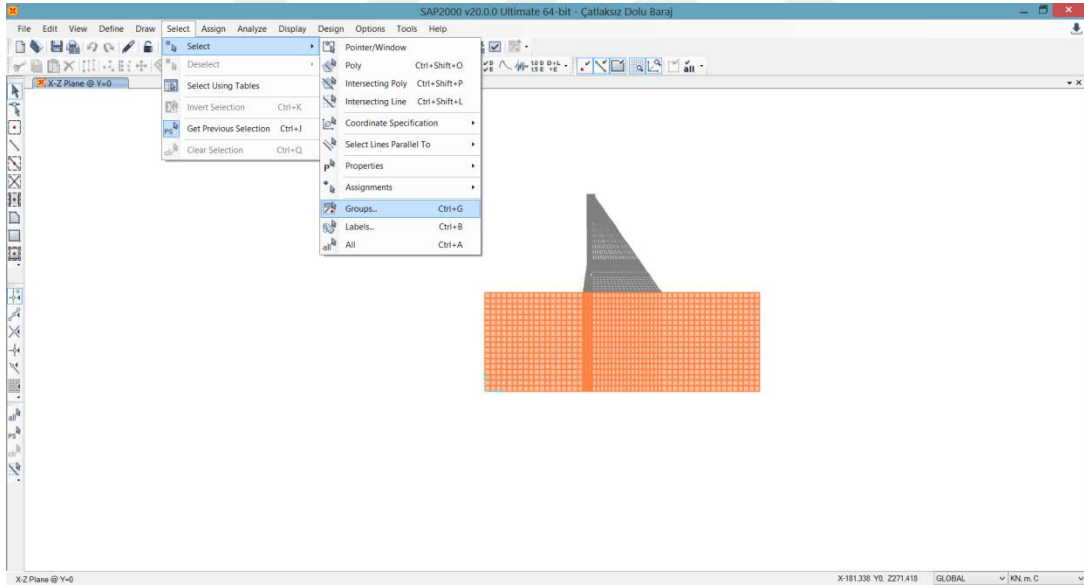
2) Baraj sonlu elemanları seçilir.

3) “Assign” sekmesindeki “Assign to Group...” sekmesi seçilir. Açılan “Assign to Groups” penceresinde BARAJ seçilerek, “Replace Group” radyo düğmesi tıklanır (Şekil 2.28). OK tuşuna basıldıktan sonra baraj sonlu elemanları BARAJ grubuna aktarılmış olur. Aynı işlem zemin sonlu elemanları için de tekrarlanır.



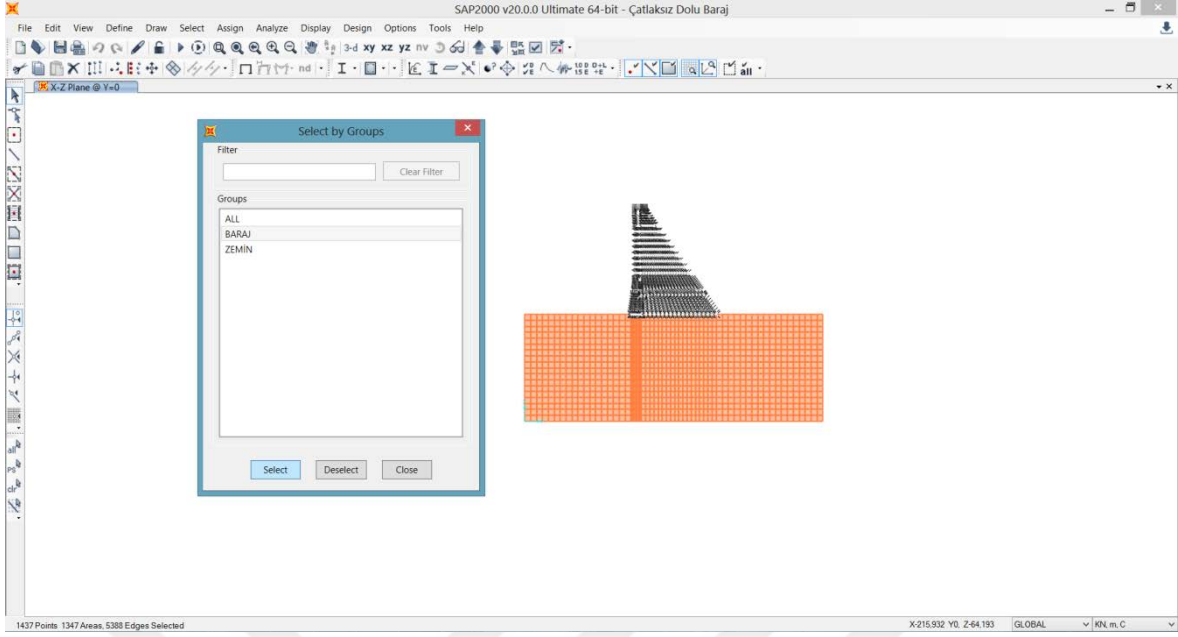
Şekil 2.28. “Assign to Groups” penceresi

4) “Select” menüsünden “Select” sekmesi tıklanır ve “Groups...” komutu seçilir (Şekil 2.29)



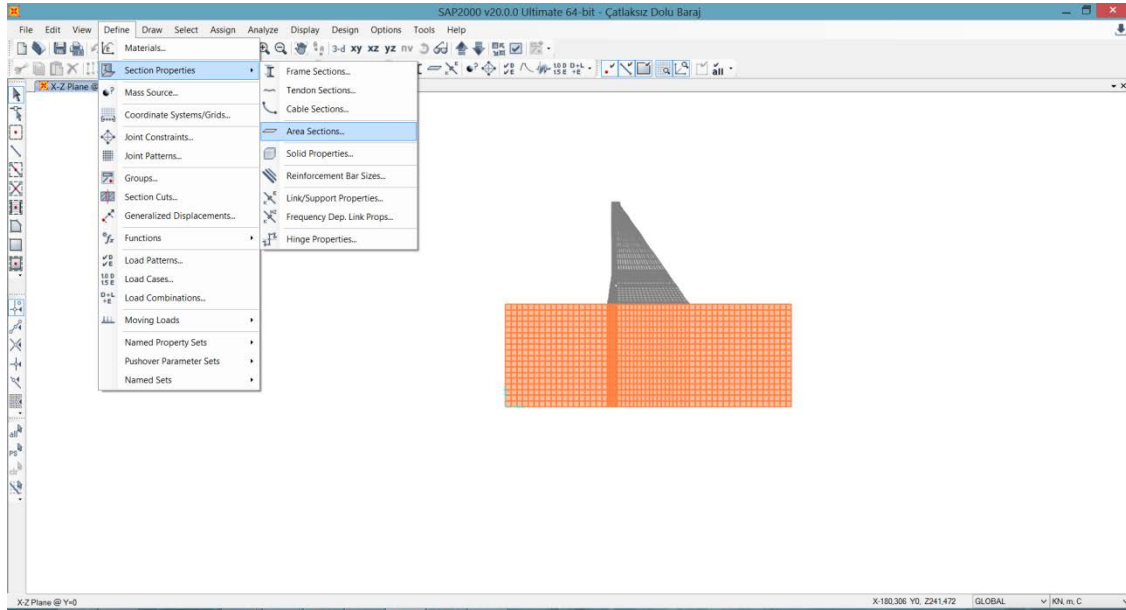
Şekil 2.29. SAP2000 programında “Groups” komutu

5) Açılan “Select by Groups” penceresinden BARAJ seçilerek, baraj sonlu elemanları seçilmiş olur (Şekil 2.30).



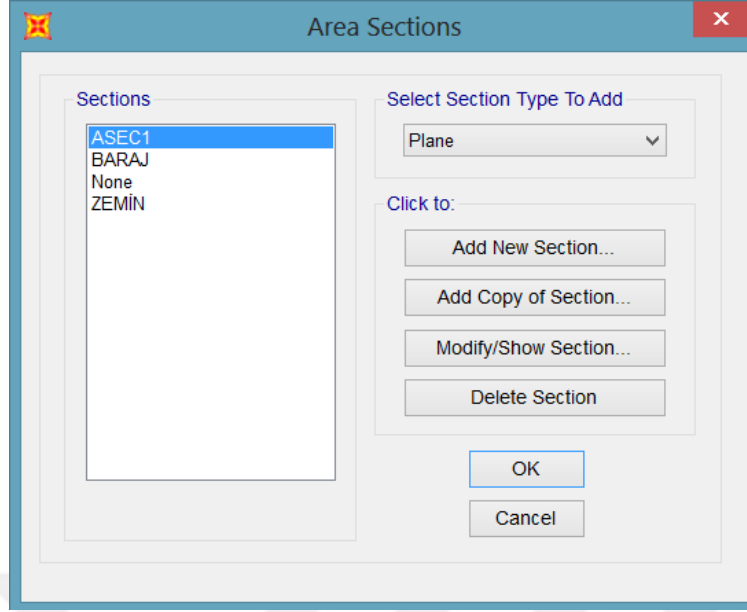
Şekil 2.30. “Select by Groups” penceresiyle sonlu eleman seçme

6) “Define” menüsünden “Section Properties” sekmesindeki “Area Sections...” komutu seçilir (Şekil 2.31).



Şekil 2.31. SAP2000 programında “Area Sections” komutu

7) Açılan “Area Sections” penceresinde “Select Section Type To Add” açılır listesinden “Plane” seçilip, “Add New Section...” düğmesine basılır (Şekil 2.32).



Şekil 2.32. “Area Sections” penceresi

8) “Plane Section Data” ileti kutusunda sırayla;

- “Section Name” yazı kutucuğuna BARAJ yazılır,
- “Type” radyo düğmelerinde “Plane-Strain” seçilir,
- “Material Name” açılır listesinden BETON seçilir,
- “Material Angle” yazı kutucuğunu 0 yazılır,
- “Thickness” yazı kutucuğuna 1 yazılır.

Zemin kesit özelliklerinin tanımlanabilmesi için 4. adımdan itibaren yapılan işlem adımları tekrarkanır. “Plane Section Data” ileti kutusunda zemin için sırasıyla;

- “Section Name” yazı kutucuğuna ZEMİN yazılır,
- “Type” radyo düğmelerinde “Plane-Strain” seçilir,
- “Material Name” açılır listesinden KAYA seçilir,
- “Material Angle” yazı kutucuğunu 0 yazılır,
- “Thickness” yazı kutucuğuna 1 yazılır.

“Plane Section Data” ileti kutusunda baraj ve zemin kesiti için yapılan tanımlamalar sırasıyla Şekil 2.33 ve Şekil 2.34’de verilmiştir.

Plane Section Data

Section Name BARAJ

Section Notes

Display Color

Type

Plane-Stress

Plane-Strain

Incompatible Modes

Material

Material Name + BETON

Material Angle 0,

Thickness

Thickness 1,

Stiffness Modifiers

Temp Dependent Properties

Şekil 2.33. Baraj kesiti için “Plane Section Data” penceresi

Plane Section Data

Section Name ZEMİN

Section Notes

Display Color

Type

Plane-Stress

Plane-Strain

Incompatible Modes

Material

Material Name + KAYA

Material Angle 0,

Thickness

Thickness 1,

Stiffness Modifiers

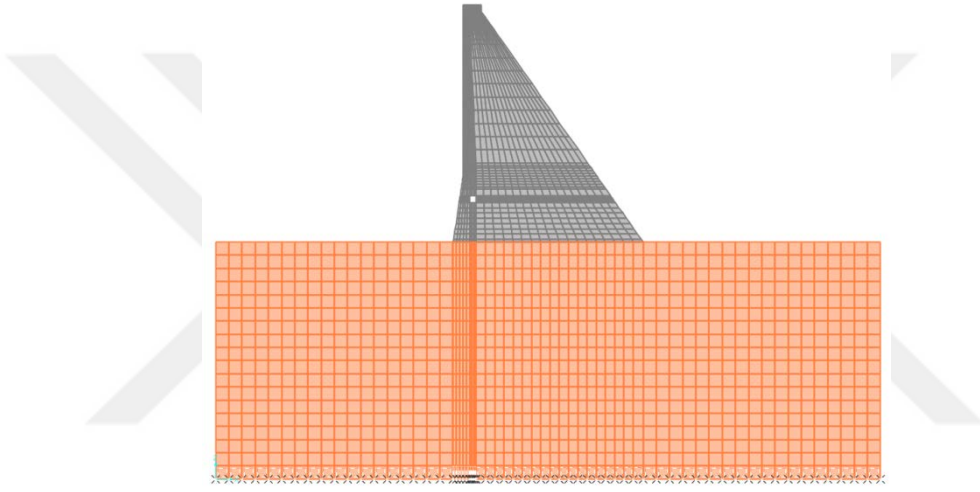
Temp Dependent Properties

Şekil 2.34. Zemin kesiti için “Plane Section Data” penceresi

2.6. Dügüm Noktalarına Mesnetlerin Atanması

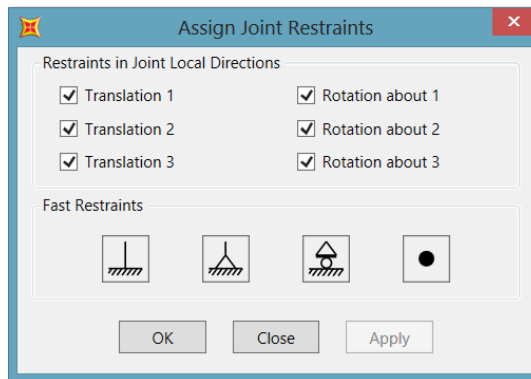
Baraj-zemin modelinde zeminin alt yüzeyinin hiçbir doğrultusunda yer değiştirme ve dönme olmayacağı için ankastre mesnet tanımlanmıştır. Zemin yan yüzeylerinde sadece z doğrultusunda ve modelin geri kalan kısımlarında x ve z doğrultusunda yer değiştirme olduğu, dönmenin olmadığı kabul edilmiştir. SAP2000 programında modelin ilgili düğüm noktalarına mesnetler şu şekilde tanımlanmıştır:

- 1) Baraj-zemin modelinin zemin alt düğüm noktaları seçilir (Şekil 2.35)



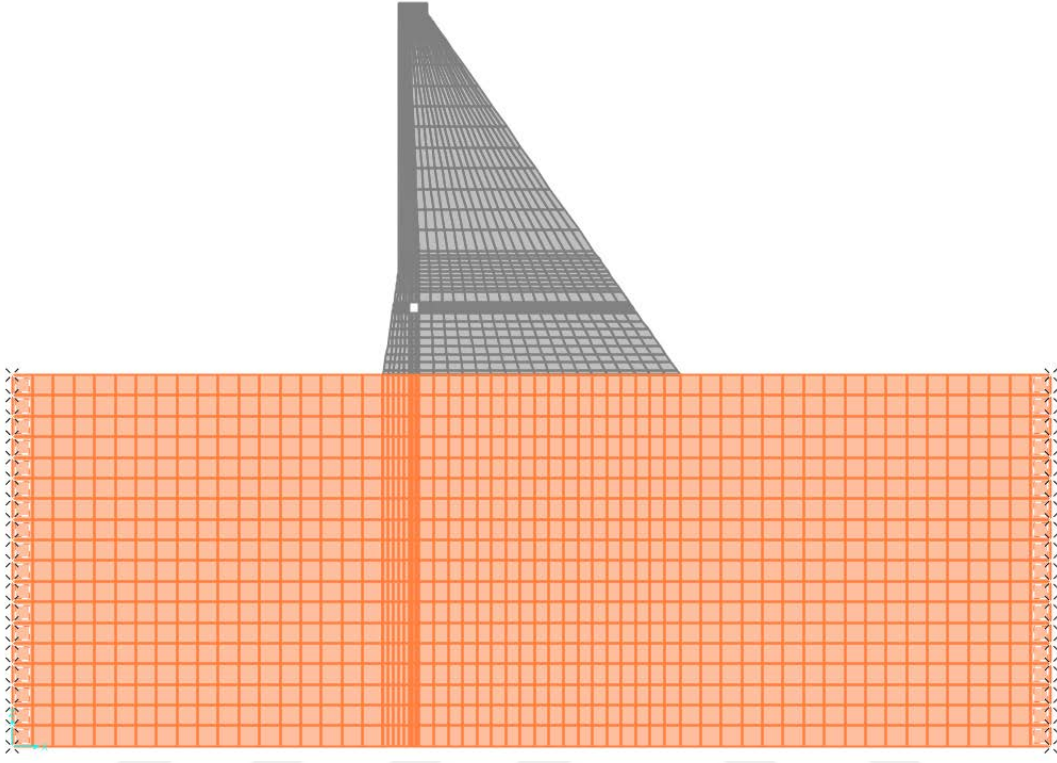
Şekil 2.35. Zemin alt yüzeyinde seçilen düğüm noktaları

- 2) “Assign” menüsünde “Joint” sekmesinde ki “Restaints...” komutu seçilir. Açılan “Assign Joint Restaints” penceresi Şekil 2.36’daki gibi düzenlenir.



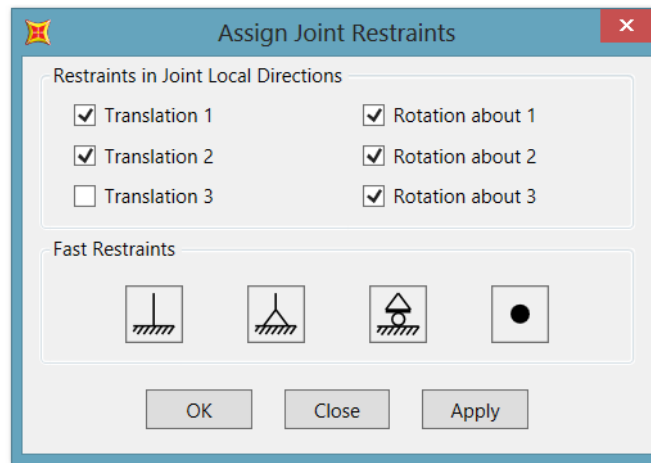
Şekil 2.36. Zemin alt yüzeyindeki düğüm noktaları için “Assign Joint Restaints” penceresi

3) Zemin yan yüzeylerindeki düğüm noktaları seçilir (Şekil 2.37).



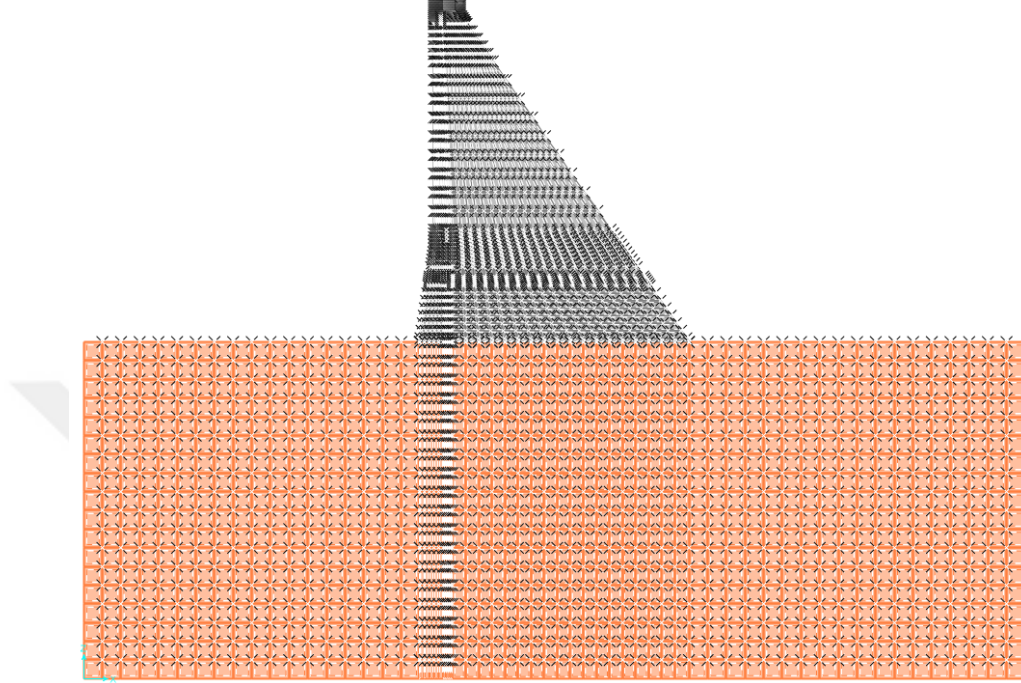
Şekil 2.37. Zemin yan yüzeyinde seçilen düğüm noktaları

4) “Assign” menüsünde “Joint” sekmesinde ki “Restaints...” komutu seçilir. Açılan “Assign Joint Restaints” penceresi Şekil 2.38’deki gibi düzenlenir.



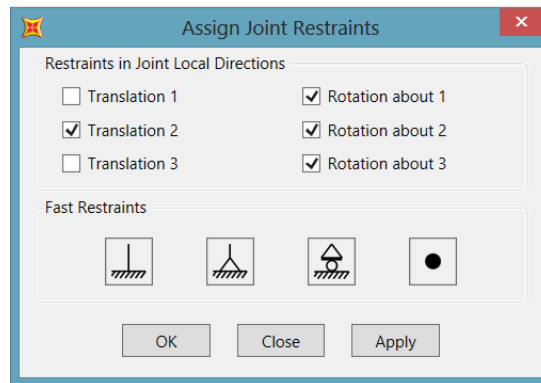
Şekil 2.38. Zemin yan yüzeylerindeki düğüm noktaları için “Assign Joint Restraints” penceresi

5) Modelde zeminin yan ve alt yüzeyindeki düğüm noktalarının dışındaki bütün düğüm noktaları seçilir (Şekil 2.39).



Şekil 2.39. Zemin yan ve alt yüzeyi dışında geriye kalan düğüm noktalarının seçilmesi

6) “Assign” menüsünde “Joint” sekmesinde ki “Restaints...” komutu seçilir. Açılan “Assign Joint Restaints” penceresi Şekil 2.40’deki gibi düzenlenir.

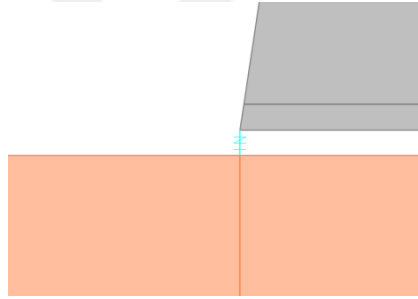


Şekil 2.40. Zemin yan ve alt yüzeyi dışında geriye kalan düğüm noktaları için “Assign Joint Restraints” penceresi

2.7. Boşluk (Gap) Elemanı, Eş Yer Değiştirme (Equal Constraint) Elemanı ve Çatlak Elemanı Tanımlaması

Bu çalışmada barajdaki çatlak, SAP2000 programında boşluk elemanlarıyla tanımlanmıştır. SAP2000 programında çatlak eleman kullanımı Karaca (2016)'da verilen örneklerle karşılaştırılarak doğrulanmıştır. Karaca bu çalışmadaki örneklerini ANSYS analiz programında gerçekleştirmiştir. SAP2000 programında yapılan analizlerden elde edilen değerler Karaca'nın ANSYS programında elde ettiği değerlerle benzerlik göstermektedir.

Bu çalışmada çatlaksız ve çatlaklı beton ağırlık baraj modelleri ayrı ayrı oluşturulmuştur. Çatlaksız sonlu eleman modellerinde baraj-zemin ara yüzündeki karşılıklı düğüm noktalarına boşluk elemanı ve eş yer değiştirme elemanı tanımlanmıştır (Şekil 2.41). Çatlaklı modellerde ise çatlaksız modellerdeki gibi boşluk elemanı ve eş yer değiştirme elemanı baraj-zemin ara yüzündeki karşılıklı düğüm noktalarına tanımlandıktan sonra baraj alt yüzeyinde oluşturulan 7.20m uzunluğundaki kısma denk gelen düğüm noktalarında çatlakları temsilen boşluk elemanı tanımlanmıştır (Şekil 2.42).



Şekil 2.41. Çatlaksız sonlu eleman modellerinde baraj-zemin ara yüzündeki karşılıklı düğüm noktalarına boşluk elemanı ve eş yer değiştirme elemanı tanımlanması



Şekil 2.42. Çatlaklı sonlu eleman modellerinde baraj-zemin ara yüzündeki karşılıklı düğüm noktalarına boşluk elemanı tanımlanması

2.7.1. Boşluk Elemanların Tanımlanması ve Çizilmesi

Doğrusal olmayan boşluk elemanının amacı, model yüzeylerindeki sadece basınç kuvvetlerini transfer etmeye zorlamak ve yüzeyler temasta değilken çekme kuvvetlerinin gelişmesine izin vermemektir. Bu, uzayda aynı noktada bulunan iki yüzeydeki düğümlerin yüzeye normal bir boşluk elemanı ile bağlanmasıyla gerçekleştirilebilir. Boşluk elemanının aksenal rijitliği yüzeydeki düğümlerin rijitliğine kıyasla, boşluktaki basınç kuvvetlerini, boşluktaki en az deformasyon ile basınç kuvvetlerini transfer etmek için yeterince büyük seçilmelidir. Bununla birlikte, boşluk elemanın rijitliği çok büyükse, çözüm aşamasında sayısal problemler ortaya çıkabilir.

Modern kişisel bilgisayarlar, 15 önemli rakam kullanarak tüm hesaplamaları yaparlar. Bir boşluk elemanı bitişik düğüm rijitliğinden 1000 kat daha rijitse, doğru bir çözüm elde etmek için yaklaşık 12 önemli rakam korunur. Bu nedenle, arabirim yüzey düğümlerinde normal rijitliği tahmin etmek gerekir. Yaklaşık yüzey düğümü rijitliği, aşağıdaki basit denklemden hesaplanabilir:

$$k = \frac{A_s E}{t_n} \quad (2.67)$$

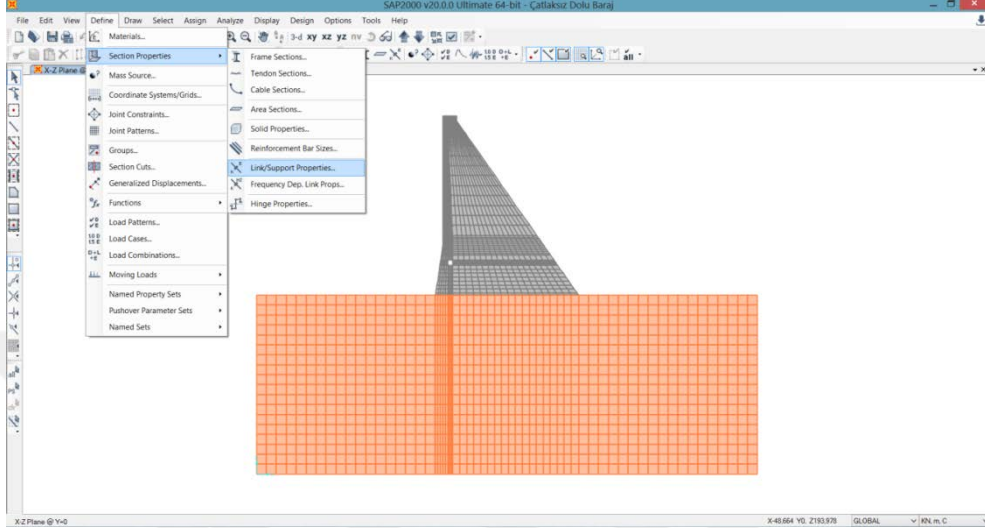
Burada; A_s , normal boşluk elemanı ile ilişkili yaklaşık yüzey alanı, E barajın elastisite modülü ve t_n , yüzey için normal olan sonlu eleman boyutudur. Bu nedenle, boşluk eleman rijitliği;

$$k_g = 1000 \frac{A_s E}{t_n} \quad (2.68)$$

formülüyle verilir. Bu değer 10 kat artırılması ya da azaltılması sonuçları önemli ölçüde değiştirmemektedir (Wilson, 2015)

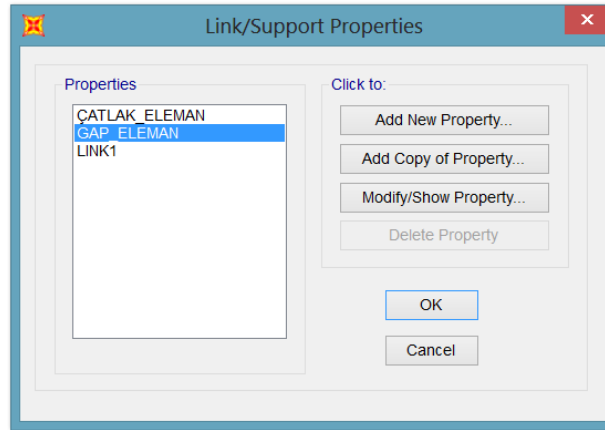
SAP2000 programında boşluk elemanları şu şekilde tanımlanmıştır:

1) “Define” menüsünden “Section Properties” sekmesindeki “Link/Support Properties...” komutu seçilir (Şekil 2.43).



Şekil 2.43. SAP2000 programında “Link/Support Properties...” komutu

2) Açılan “Link/Support Properties” penceresinde “Add New Property...” düğmesine basılır (Şekil 2.44).



Şekil 2.44. “Link/Support Properties” penceresi

3) Açılan “Link/Support Property Data” penceresinde “Link/Support Type” açılır listesinden “Gap” seçilir. “Property Name” olarak “GAP_ELEMAN” yazılır. “Directional Properties” bölümünde “U₁” ve “Nonlinear” kutucukları seçilir (Şekil 2.45).

The image shows a software dialog box titled "Link/Support Property Data". It contains several sections for configuring a "Gap" link type. The "Property Name" is set to "GAP_ELEMAN". The "Directional Properties" section has a table with columns for "Direction", "Fixed", "NonLinear", and "Properties". The "U1" direction is checked in the "Fixed" column, and the "NonLinear" column is checked. The "Properties" column contains buttons for "Modify/Show for U1...", "Modify/Show for U2...", "Modify/Show for U3...", "Modify/Show for R1...", "Modify/Show for R2...", and "Modify/Show for R3...". There are also "Fix All" and "Clear All" buttons at the bottom left. The "P-Delta Parameters" section has an "Advanced..." button. The "OK" and "Cancel" buttons are at the bottom right.

Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

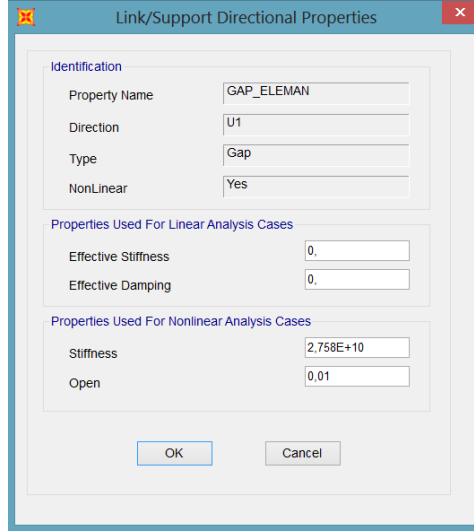
Şekil 2.45. “Link/Support Property Data” penceresi

4) “Link/Support Property” Data penceresinde “Properties” sütununda bulunan “Modify/Show for U₁...” düğmesine tıklanılır. Açılan “Link/Support Directional Properties” penceresinde “Properties Used For Nonlinear Analysis Cases” bölümünde;

- “Stiffness” kutucuğuna barajın elastisite modülünün 1000 katı olan 2.7579E10 değeri yazılır.

- “Open” kutucuğuna baraj zemin ara yüzey uzaklık değeri olan 0.01 m yazılır.

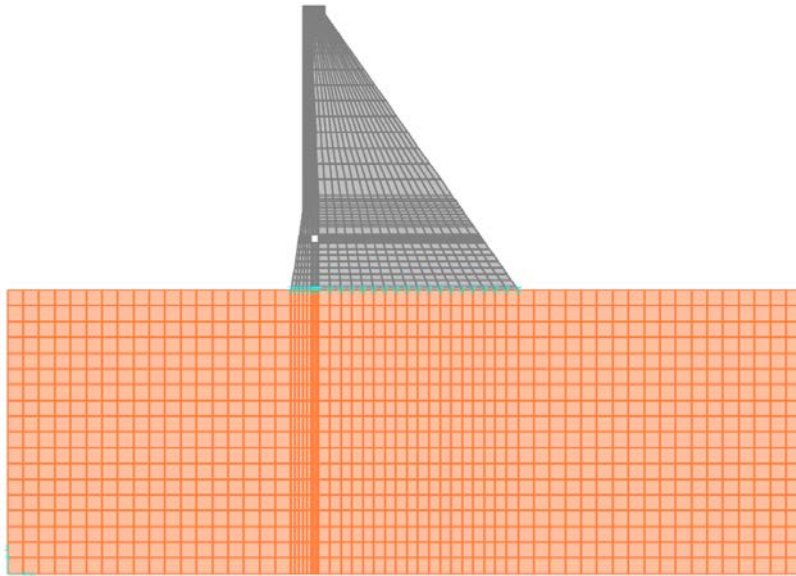
“Link/Support Directional Properties” penceresinde yazılanlar Şekil 2.46’da gösterilmiştir.



Şekil 2.46. “GAP_ELEMAN” için “Link/Support Directional Properties” penceresi

Tanımlanan boşluk elemanlar baraj-zemin ara yüzeyindeki düğüm noktalarında çizilirken yapılan işlemler şu şekilde sıralanmıştır:

- 1) “Draw” menüsünden “Draw 2 Joint Link” komutu seçilir.
- 2) “Açılan Properties of Object” penceresinde “Property” olarak “GAP_ELEMAN” seçilir ve sırasıyla baraj-zemin ara yüzeyinde karşılıklı düğüm noktaları birleştirilerek boşluk elemanlar oluşturulur. Oluşturulan boşluk elemanlar model üzerinde mavi renkli yay şeklinde gözükmetedir (2.47).

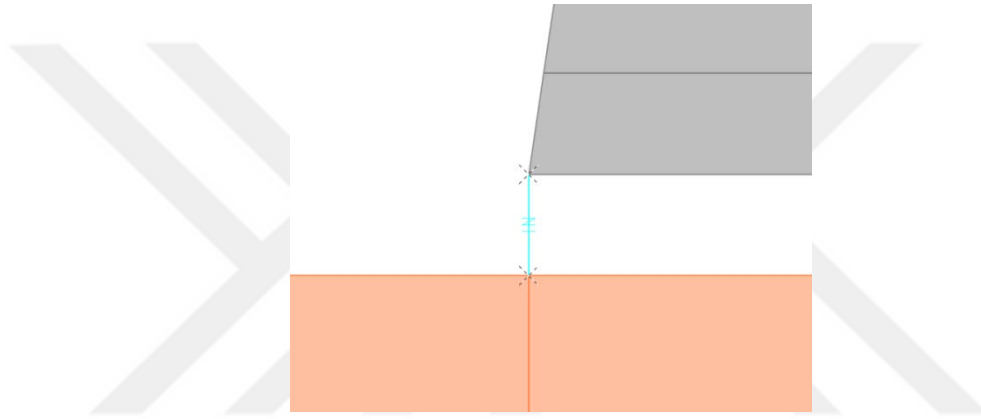


Şekil 2.47. Boşluk elemanlı baraj-zemin modeli

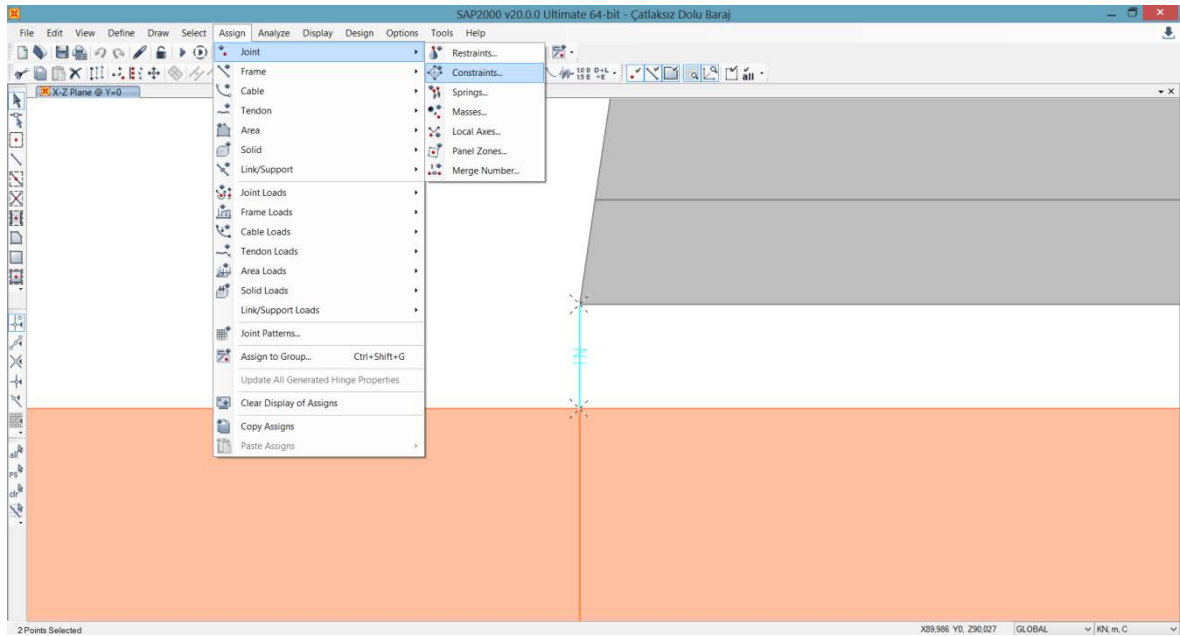
2.7.2. Eş Yer Değiştirme Elemanı Oluşturulması ve Düğüm Noktalarına Atanması

Baraj-zemin ara yüzündeki karşılıklı iki düğüm noktalarının eşit yer değiştirmeye sahip olabilmesi için SAP2000 programında eş yer değiştirme elemanı tanımlaması yapılmıştır. Eş yer değiştirme elemanı programda oluşturulurken aşağıdaki işlem adımları izlenmiştir:

1) Baraj zemindeki karşılıklı düğüm noktası seçilir (Şekil 2.48) ve “Assign” menüsünde “Joint” sekmesindeki “Constraints...” tıklanılır (Şekil 2.49).

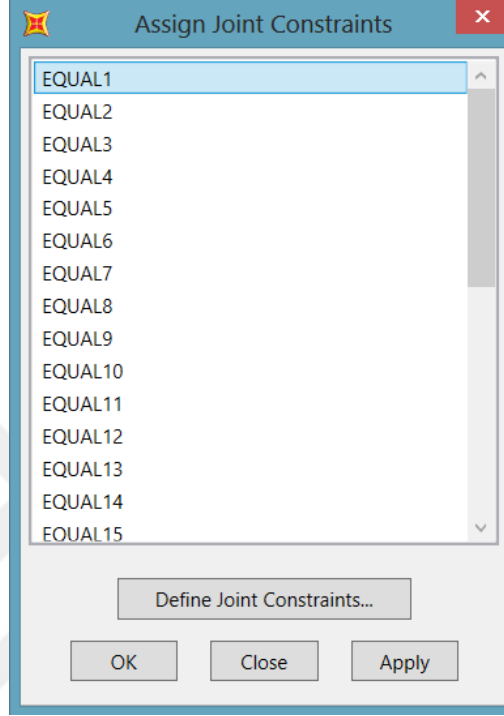


Şekil 2.48. Baraj ve zemindeki karşılıklı düğüm noktalarının seçilmesi



Şekil 2.49. SAP2000 programında “Constraints...” komutu

2) Açılan “Assign Joint Constraints” penceresinde “EQUAL 1” seçilerek (Şekil 2.50), ilk karşılıklı düğüm noktasına eş yer değiştirme elemanı atanmış olur. Diğer düğüm noktaları için de aynı işlem adımları tekrarlanır.

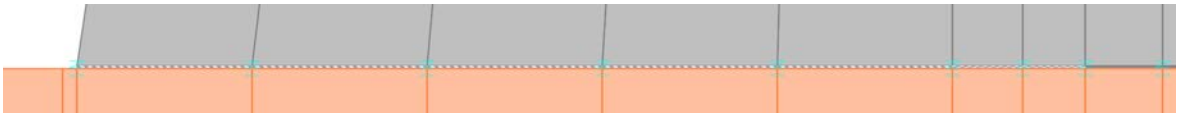


Şekil 2.50. “Assign Joint Constraints” penceresi

2.7.3. Çatlak Elemanının Tanımlanması

Hazırlanan baraj-zemin sonlu eleman modelinde çatlak elemanı tanımlanırken yapılan işlemler aşağıda sıralanmıştır;

1) Baraj modelinin taban kısmında bulunan 1 cm yüksekliğindeki sonlu elemanlar çatlak uzunluğu (7.20m) kadar seçilir (Şekil 2.51).



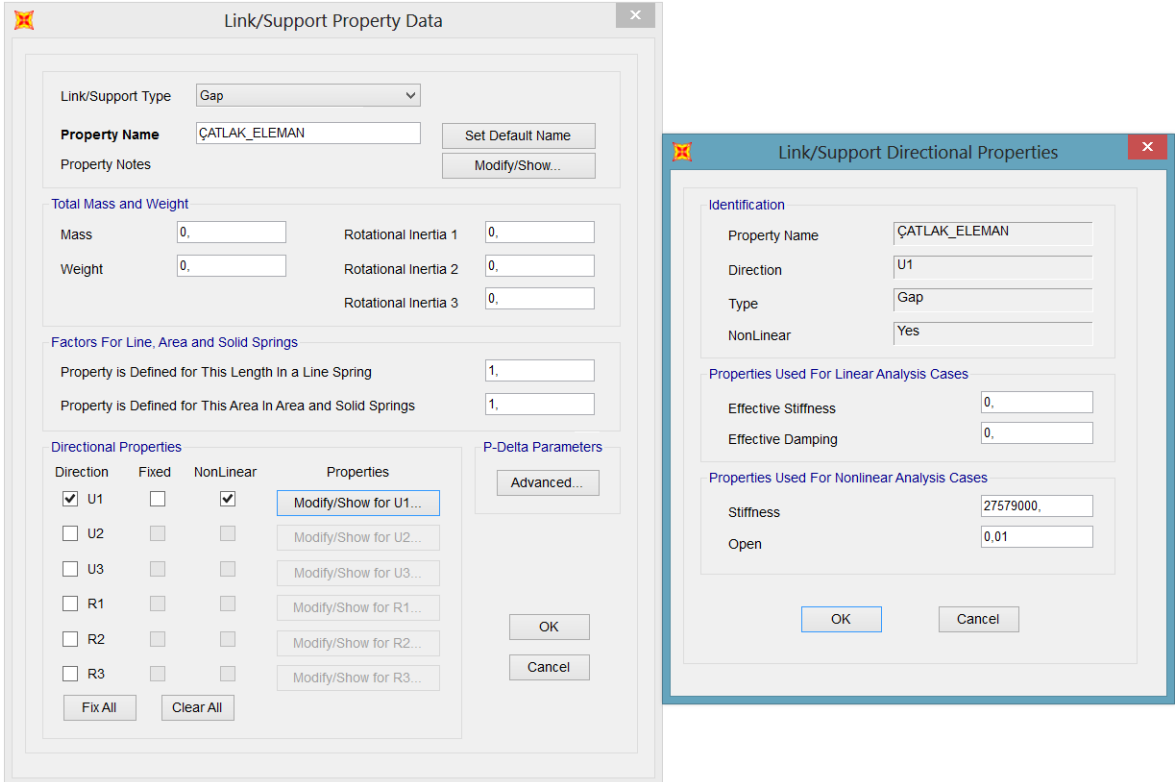
Şekil 2.51. Baraj tabanındaki 1 cm yüksekliğindeki sonlu elemanların seçilmesi

2) Seçim yapıldıktan sonra sonlu elemanlar silinir (Şekil 2.52).



Şekil 2.52. Silinen sonlu elemanlar

3) Bu tez çalışmasının “2.7.1. Boşluk Elemanların Tanımlanması ve Çizilmesi” kısmında verilen boşluk eleman tanımlama işlemleri tekrarlanarak çatlak tanımlanması yapılır. Tanımlanan çatlak elemanın programda rijitliği (kN/m) (Stiffness) barajın elastisite modül değeriyle (2.7579×10^7).aynı alınır (Şekil 2.53).



Şekil 2.53. Çatlak elemanı için “Link/Support Property Data” ve “Link/Support Directional Properties” penceresi

4) “Draw” menüsünden “Draw 2 Joint Link” komutu seçilir.

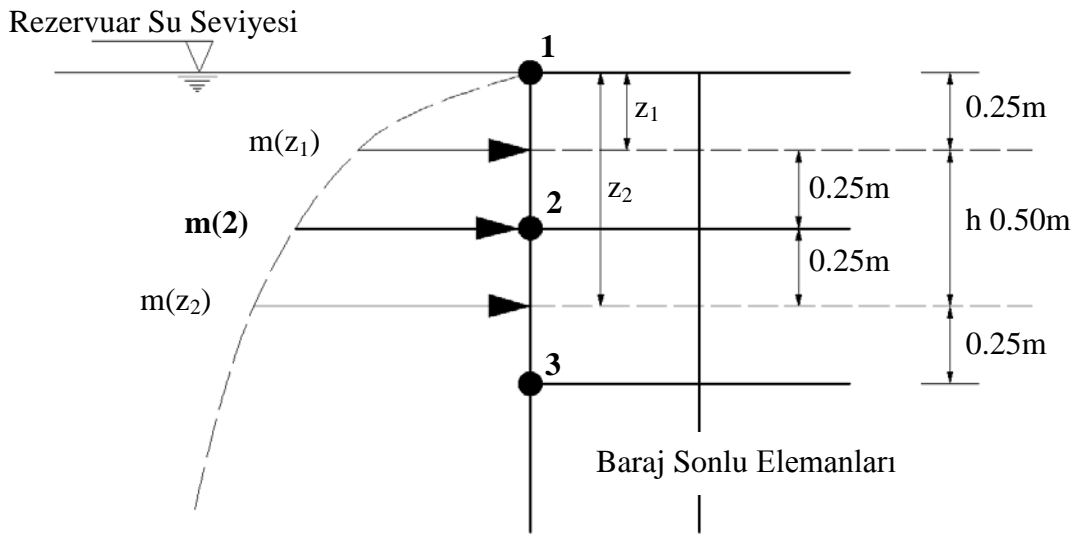
5) Açılan “Properties of Object” penceresinde “Property” olarak “ÇATLAK_ELEMAN” seçilir ve baraj ve zemindeki karşılıklı düğüm noktaları birleştirilerek çatlak elemanlar oluşturulur. Oluşturulan çatlak elemanlar model üzerinde kırmızı renkli yay şeklinde gözükmemektedir (Şekil 2.54).



Şekil 2.54. Baraj-zemin ara yüzündeki çatlak ve boşluk elemanlar

2.8. Hidrodinamik Basınç Yükünün Kütle Olarak Düğüm Noktalarına Atanması

Bu tez çalışmasının “1.12. Kütle Ekleme Yaklaşımı” kısmında verilen kütle ekleme yaklaşımı kullanılarak hidrodinamik basınç yükleri kütle (kg) şeklinde hesaplanmıştır. 2 nolu düğüm noktası için hesaplanacak kütle bileşenleri Şekil 2.55’de gösterilmiştir.



Şekil 2.55. 2 nolu düğüm noktası için hesaplanacak kütle bileşenleri

2 nolu düğüm noktasındaki kütle hesabında kullanılacak formülasyonlar aşağıda verilmiştir.

$$m(z_1) = \frac{7}{8} \frac{\gamma_w}{g} \sqrt{Hz_1} \quad (2.69)$$

$$m(z_2) = \frac{7}{8} \frac{\gamma_w}{g} \sqrt{Hz_2} \quad (2.70)$$

$$m(2) = \frac{m(z_1) + m(z_2)}{2} ht \quad (2.71)$$

Denklem (2.69), (2.70) ve (2.71)'de verilen ifadelerde;

$m(z)$: Rezervuar derinliğine bağlı kütle dağılımını,

γ_w : Suyun birim ağırlığını (10000 N/m²),

g : Yerçekimi ivmesini, (9.81 m/s²),

H : Rezervuar derinliğini (90 m),

z : Su yüzeyinden itibaren su derinliğini temsil etmektedir.

Şekil 2.51'de verilen değerler (2.71) denkleminde yerine yazılırsa;

$$m(2) = \frac{\frac{7}{8} \times \frac{10000}{9.81} \times \sqrt{90 \times 0.25} + \frac{7}{8} \times \frac{10000}{9.81} \times \sqrt{90 \times 0.75}}{2} \times 0.5 \times 1$$

$$m(2) = \left(\frac{\frac{N}{m^2}}{\frac{m}{s^2}} \times \sqrt{m \times m} + \frac{\frac{N}{m^2}}{\frac{m}{s^2}} \times \sqrt{m \times m} \right) \times m \times m$$

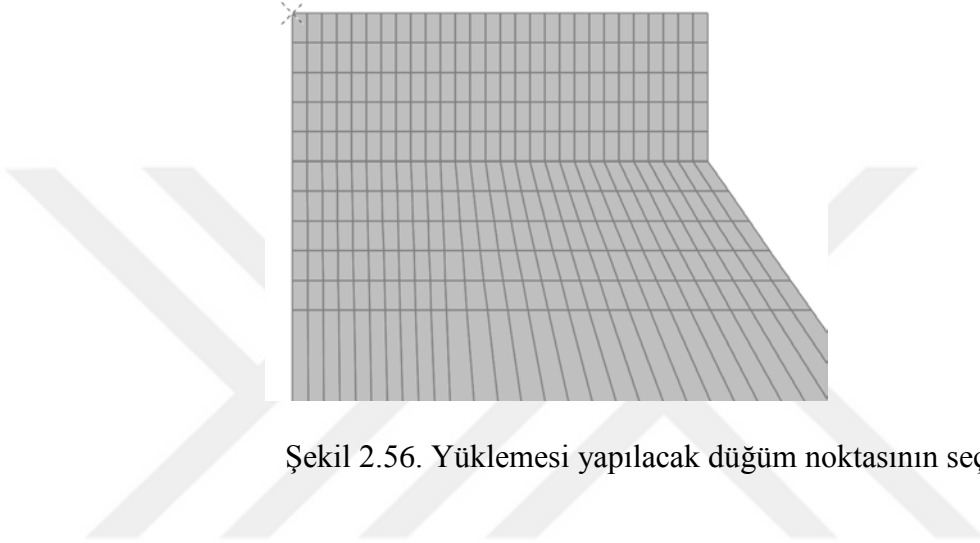
$$m(2) = \frac{N \times s^2}{m} = \text{kg}$$

$m(2) = 2889.742$ kg olarak bulunur.

Hazırlanan çatlaklı ve çatlaksız baraj modellerinin rezervuar ve kuyruk suyunun yapmış olduğu hidrodinamik basınç değerleri Microsoft Excel programı yardımıyla hesaplanmıştır.

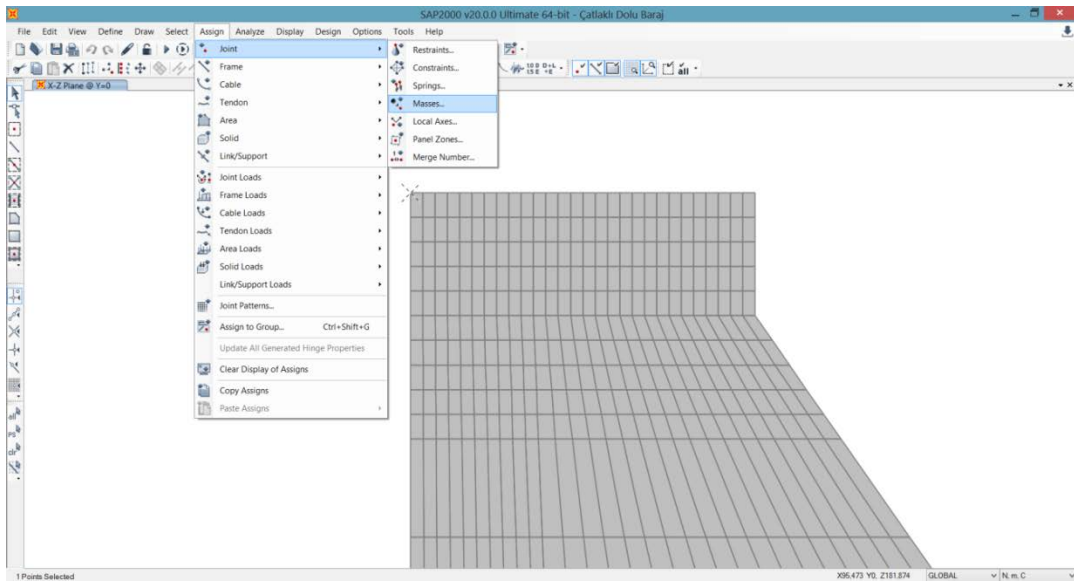
SAP2000 programında hesaplanan kütleler model üzerindeki ilgili düğüm noktalarına şu şekilde eklenmiştir:

- 1) Kütle eklenecek düğüm noktası seçilir (Şekil 2.56).



Şekil 2.56. Yükleme yapılacak düğüm noktasının seçilmesi

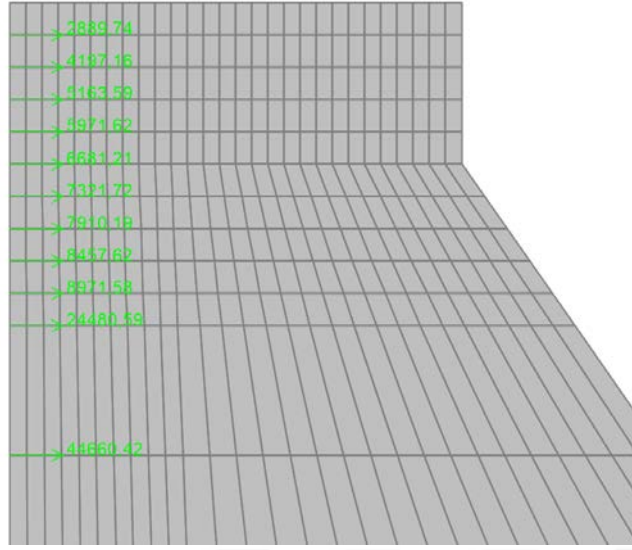
- 2) “Assign” menüsünde “Joint” sekmesindeki “Masses...” komutu seçilir (Şekil 2.57).



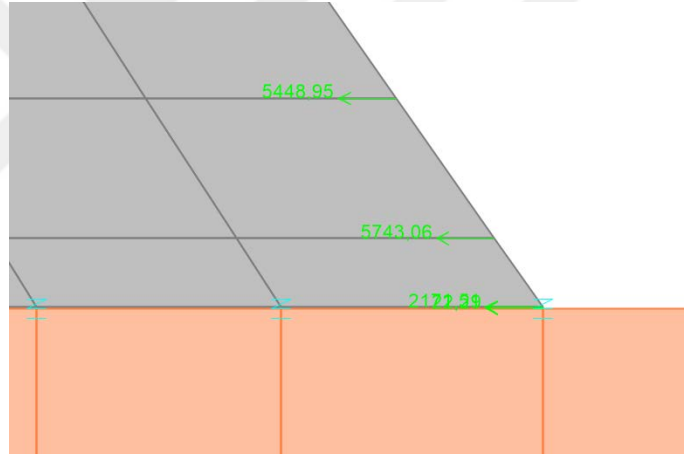
Şekil 2.57. SAP2000 programında “Masses...” komutu

3) Açılan “Assign Joint Masses” penceresinde “Specify Joint Mass” sekmesinde “As Mass”, “Mass Coordinate System” bölümünde “Direction” açılır penceresinde “GLOBAL” seçilir. “Mass” bölümünde “Translation Global X” yazı kutucuğuna ilgili düğüm noktası için hesaplanan kütle (kg) değeri yazılır (Şekil 2.58). Kullanılan baraj modelinde, memba yüzeyindeki düğüm noktalarına Global X doğrultusunda ekleme yapıldığından kütle (+) pozitif işaret, mansap yüzeyinde yapılan Global X’in ters doğrultusunda ekleme yapıldığından kütle negatif (-) işaret almıştır. Barajın mansap ve memba tarafında düğüm noktalarına yapılan kütle eklemeleri sırasıyla Şekil 2.59 ve Şekil 2.60’da gösterilmiştir.

Şekil 2.58. SAP2000 programında “Assign Joint Masses” penceresi



Şekil 2.59. Memba tarafında yapılan kütle eklemesi

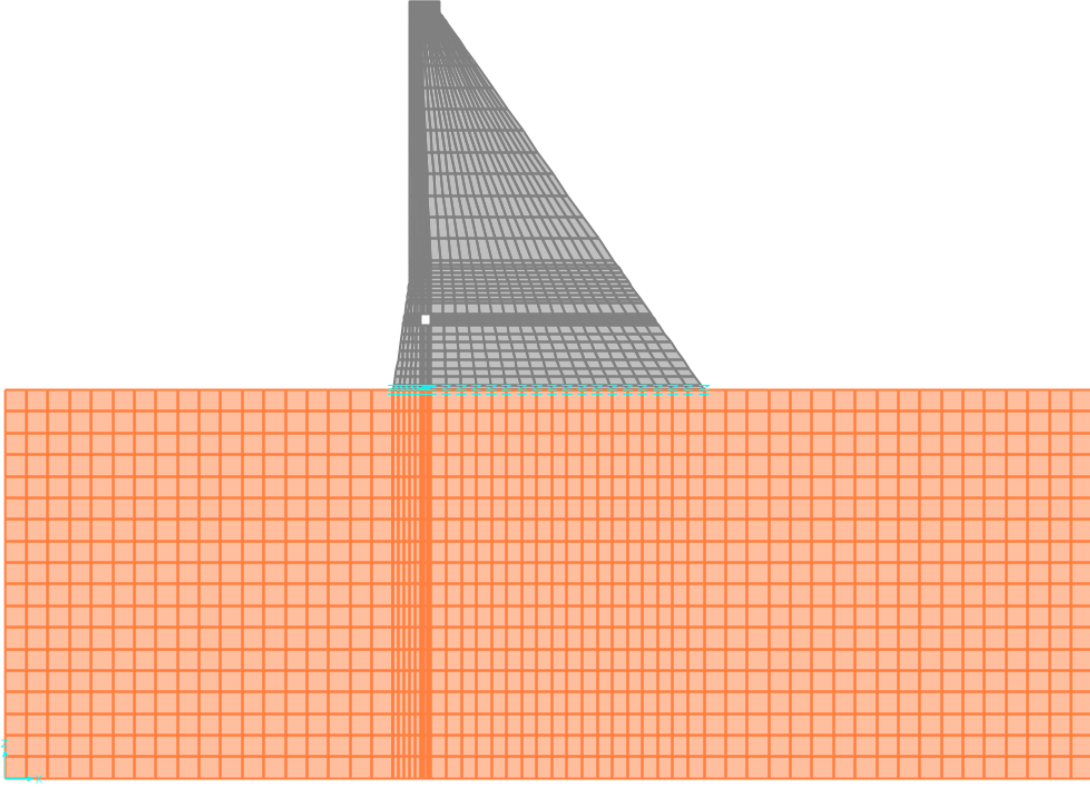


Şekil 2.60. Mansap tarafında yapılan kütle eklemesi

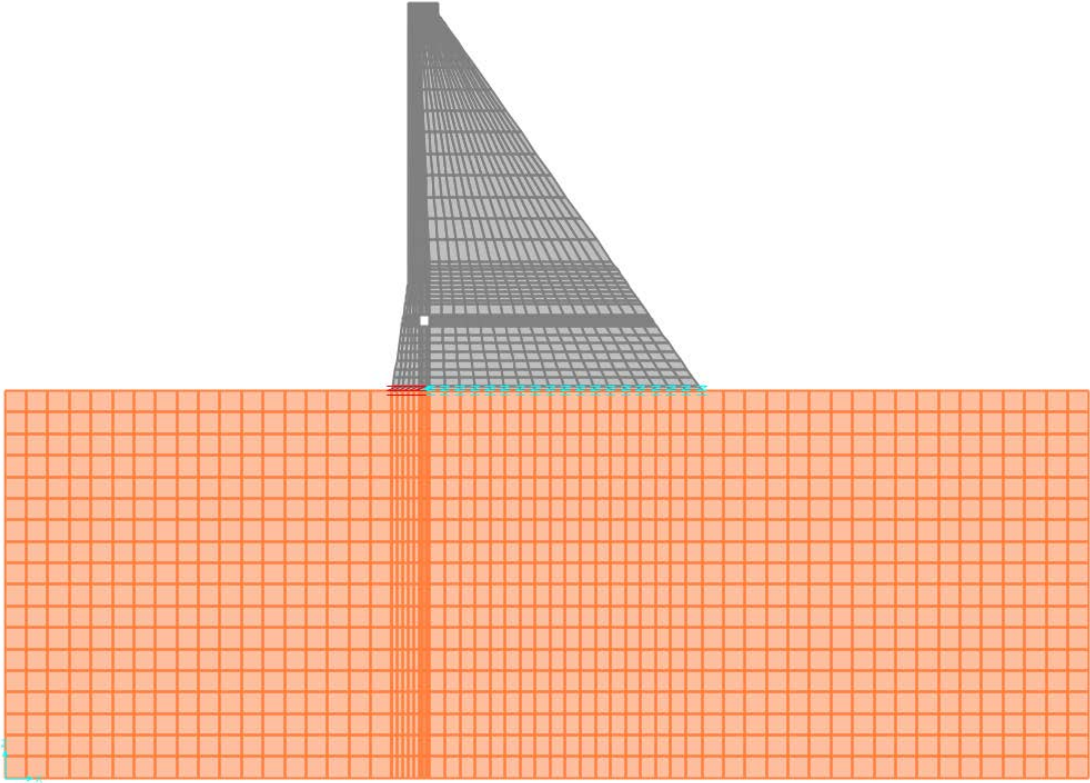
2.9. Sarıyar Beton Ağırlık Barajın Dinamik Analizi

İki boyutlu dinamik analizlerde Şekil 2.61’de gösterilen çatlaksız baraj-zemin modeli ve Şekil 2.62’de gösterilen çatlaklı baraj-zemin modeli kullanılmıştır.

Analizlerde rezervuarın su ile dolu olup olmaması durumlarında yakın ve uzak fay etkisinin baraja yapmış olduğu etkiler incelenmiştir.



Şekil 2.61. Çatlaksız Sarıyar beton ağırlık barajına ait baraj-zemin modeli



Şekil 2.62. Çatlaklı Sarıyar beton ağırlık barajına ait baraj-zemin modeli

Dinamik analizde yer hareketi olarak 1989 Loma Prieta ve 1979 Imperial Valley depremlerinde kaydedilen yakın ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan toplam dört kayıt kullanılmıştır. Bu kayıtlara ait bazı bilgiler Tablo 2.4 ve Tablo 2.5'te verilmiştir. Bu bilgiler “<https://ngawest2.berkeley.edu/site>” adresinden alınmıştır. Bu tez çalışmasında, 1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen yakın ve uzak fay yer hareketlerinin etkisini inceleyebilmek için yer hareketleri 0.40g'ye ölçeklendirilmiştir. Yakın ve uzak fay yer hareketleri, baraja memba-mansap doğrultusunda (yatay) uygulanmıştır. Seçilen her iki depremde en büyük ivmeler ilk 20 saniye içerisinde olduğundan analizlerde kayıtların sadece ilk 20 saniyesi kullanılmıştır.

Tablo 2.4. 1989 Loma Prieta depreminde kaydedilen yakın ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan iki kayıt

Yer Hareketi	İstasyon	Kayıt Bileşeni	Faya Uzaklık (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGV/PGA (s)
Yakın-fay	Corralitos	CLS090	5.1	0.48	45.2	0.10
Uzak-fay	Coyote Lake Dam	CYC285	21.8	0.48	39.7	0.08

Tablo 2.5. 1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen yakın ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan iki kayıt

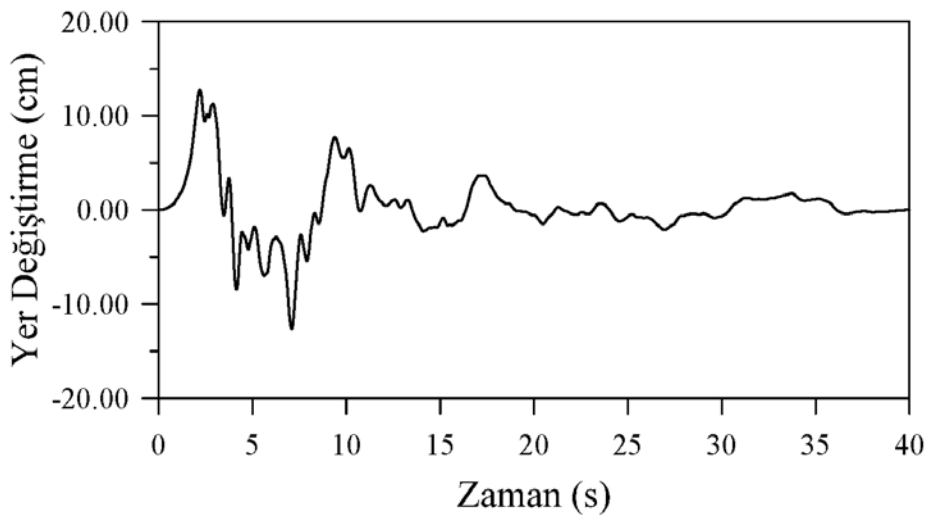
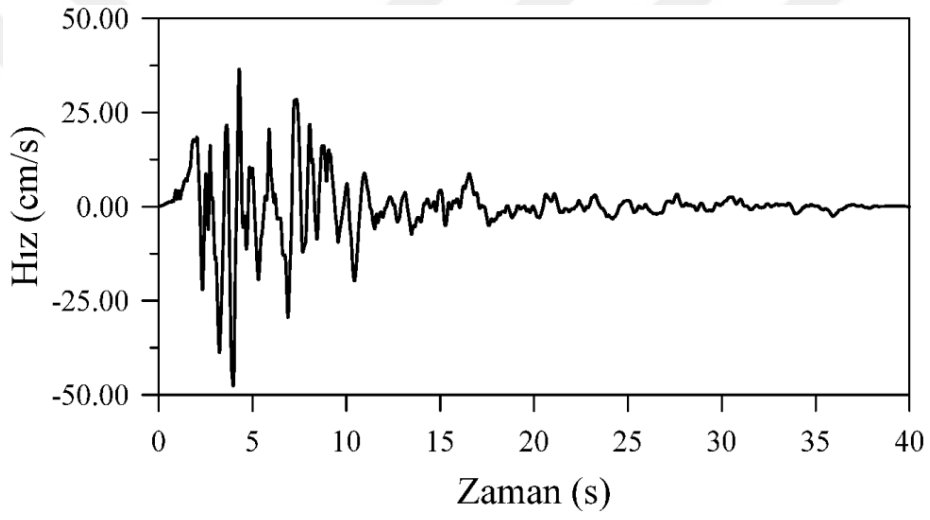
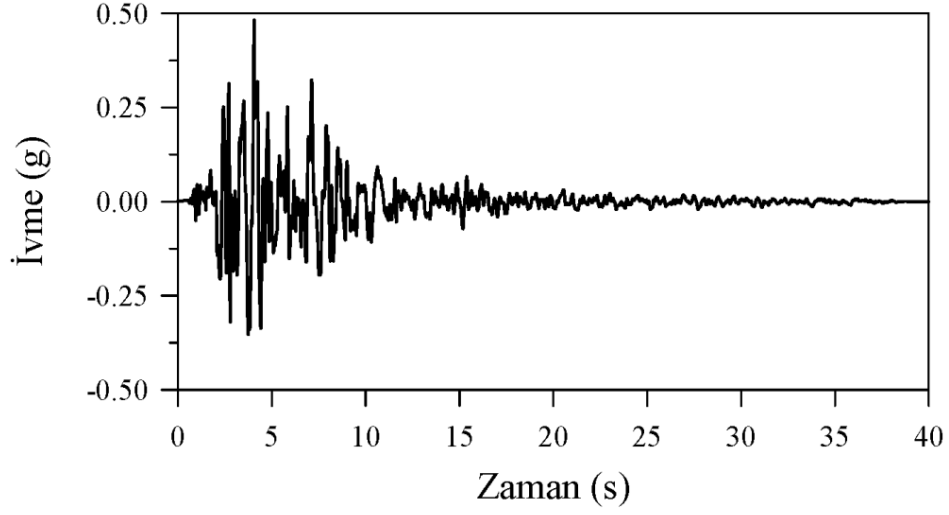
Yer Hareketi	İstasyon	Kayıt Bileşeni	Faya Uzaklık (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGV/PGA (s)
Yakın-fay	El Centro Array#5	IMPVALL/H-E05230	1.0	0.379	90.5	0.243
Uzak-fay	El Centro Array#13	IMPVALL/H-E13230	21.9	0.139	13.0	0.095

1989 Loma Prieta depreminde kaydedilen yakın ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan kayıtların ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri Şekil 2.63 ve 2.64'de, frekans grafikleri Şekil 2.65 ve Şekil 2.66'da verilmiştir. Bu depreme ait yakın ve uzak fay yer hareketlerinin maksimum ivme değerleri 0.48g'dir.

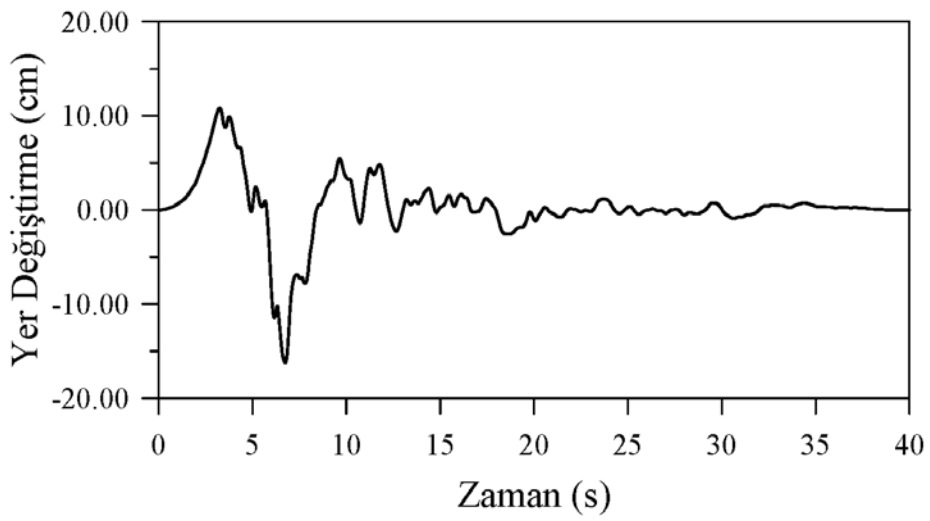
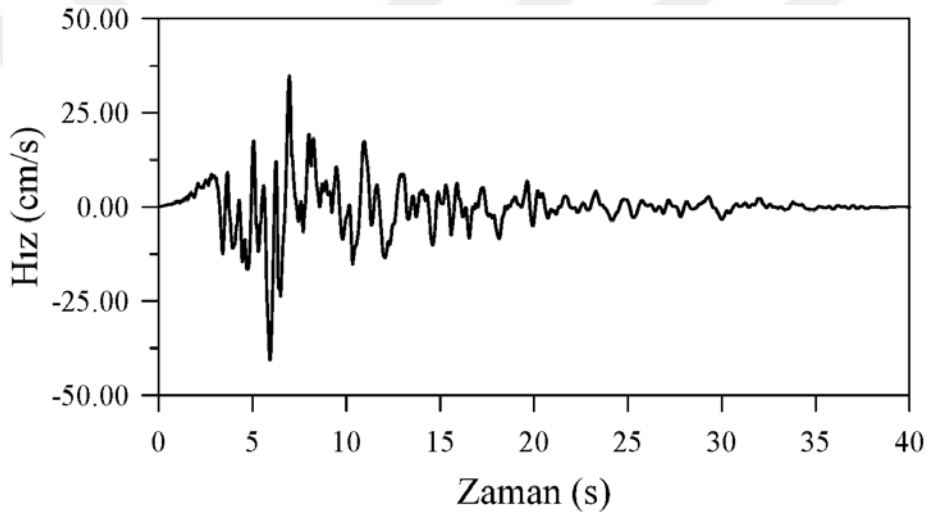
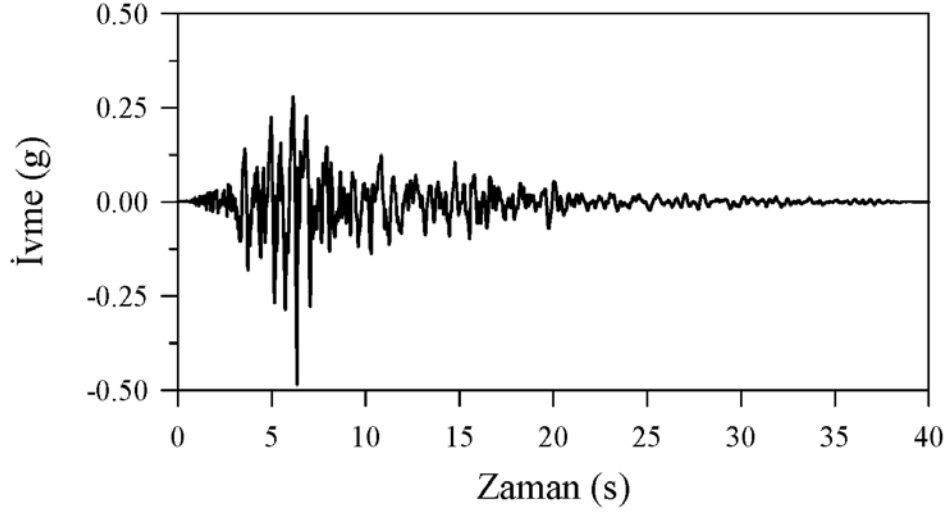
1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen yakın ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan kayıtların ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri Şekil 2.67 ve Şekil 2.68'da verilmiştir. Bu depreme ait yakın ve uzak fay yer hareketlerinin maksimum ivme değerleri sırasıyla 0.379g ve 0.139g olup, bu yer hareketlerinin ölçeklendirilmiş ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri Şekil 2.69 ve 2.70'de, frekans grafikleri Şekil 2.71 ve Şekil 2.72'de sunulmuştur.

Analizler, adım-adım integrasyon tekniği ile Newmark ortalama ivme metodu kullanılarak gerçekleştirilmiştir. İntegrasyon için zaman adımı 0.005 olarak alınmıştır. Beton ağırlık baraj kesitinin dinamik analizleri SAP2000 programında gerçekleştirilmiştir.

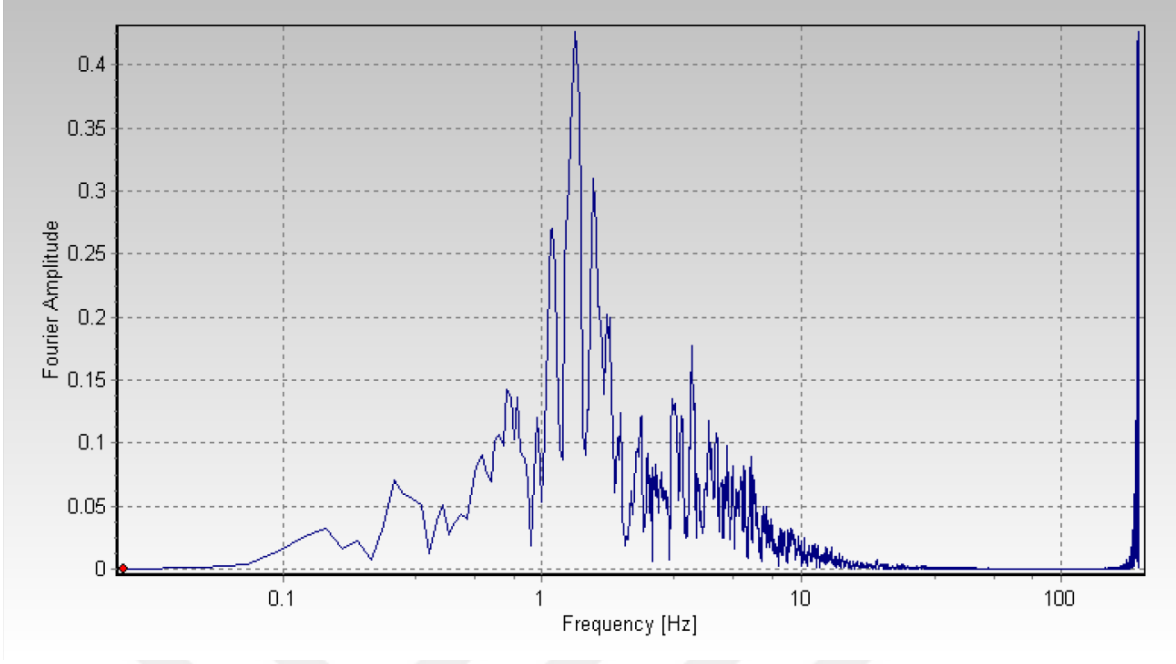




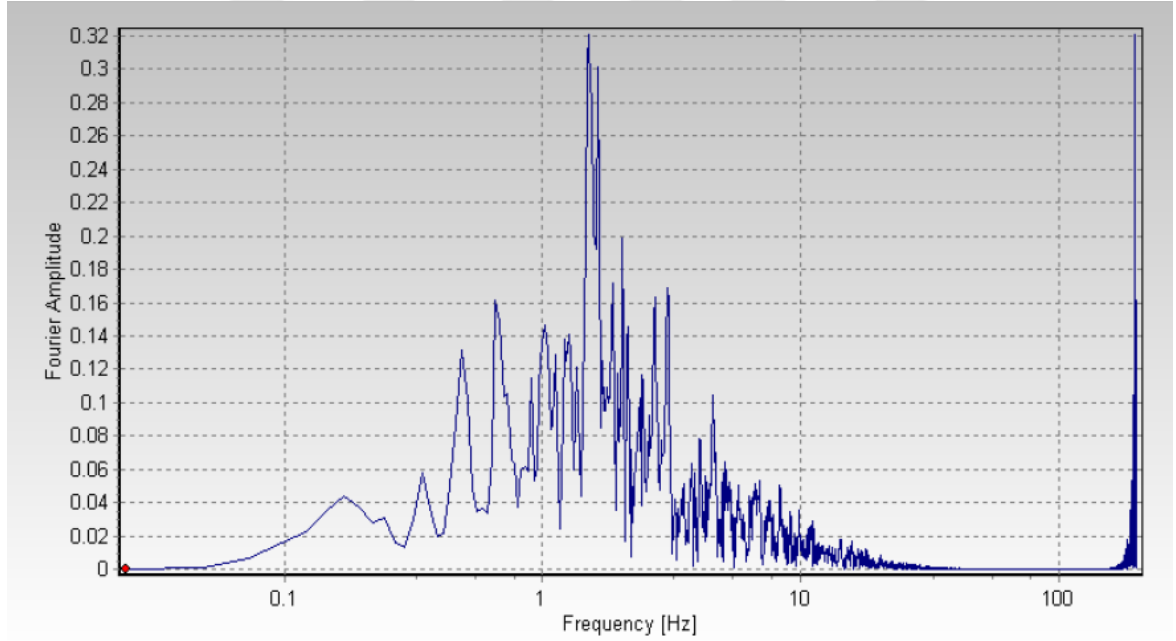
Şekil 2.63. 1989 Loma Prieta depreminde kaydedilen ve yakın fay yer hareketi özelliği taşıyan CLS090 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri



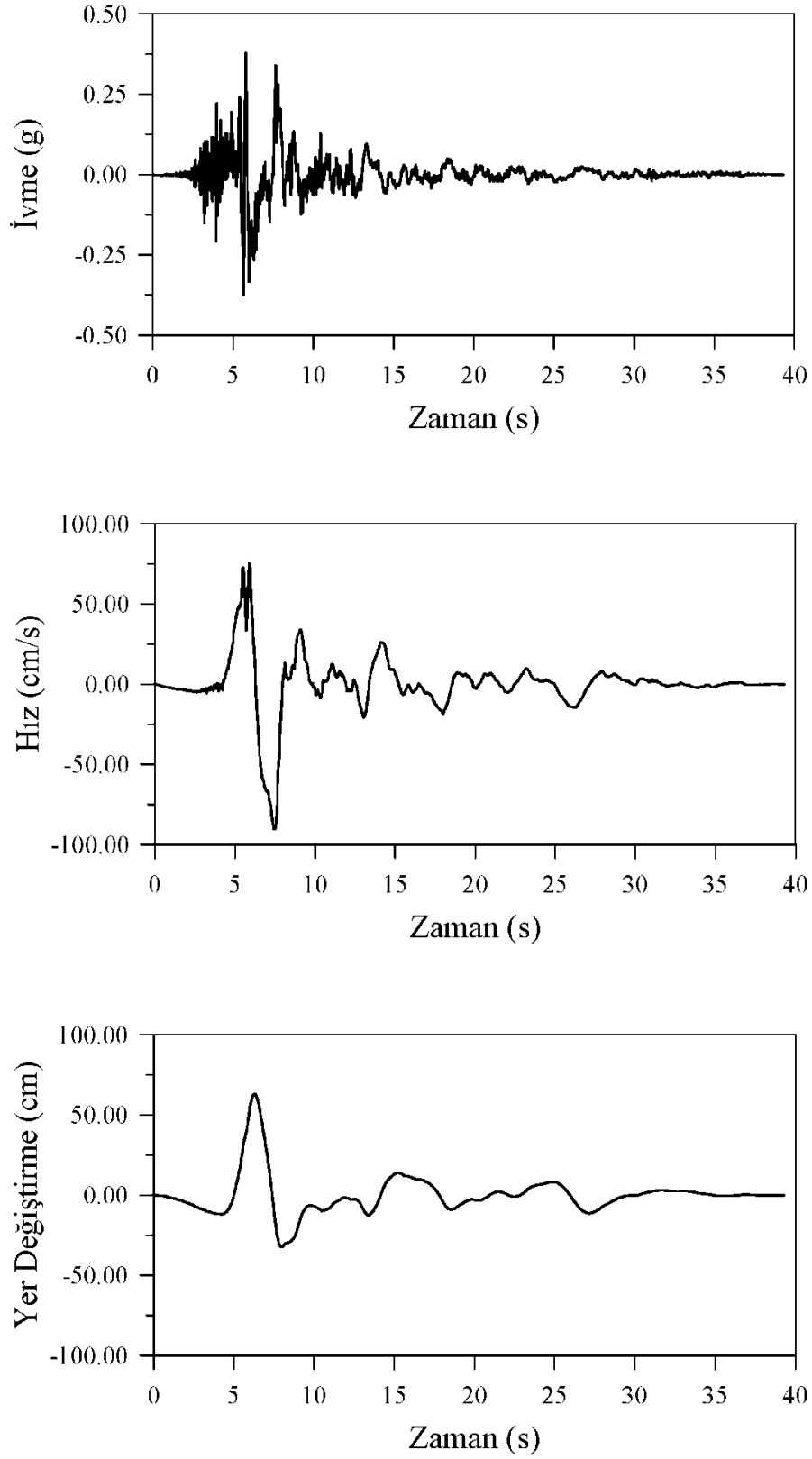
Şekil 2.64. 1989 Loma Prieta depreminde kaydedilen ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan CYC285 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri



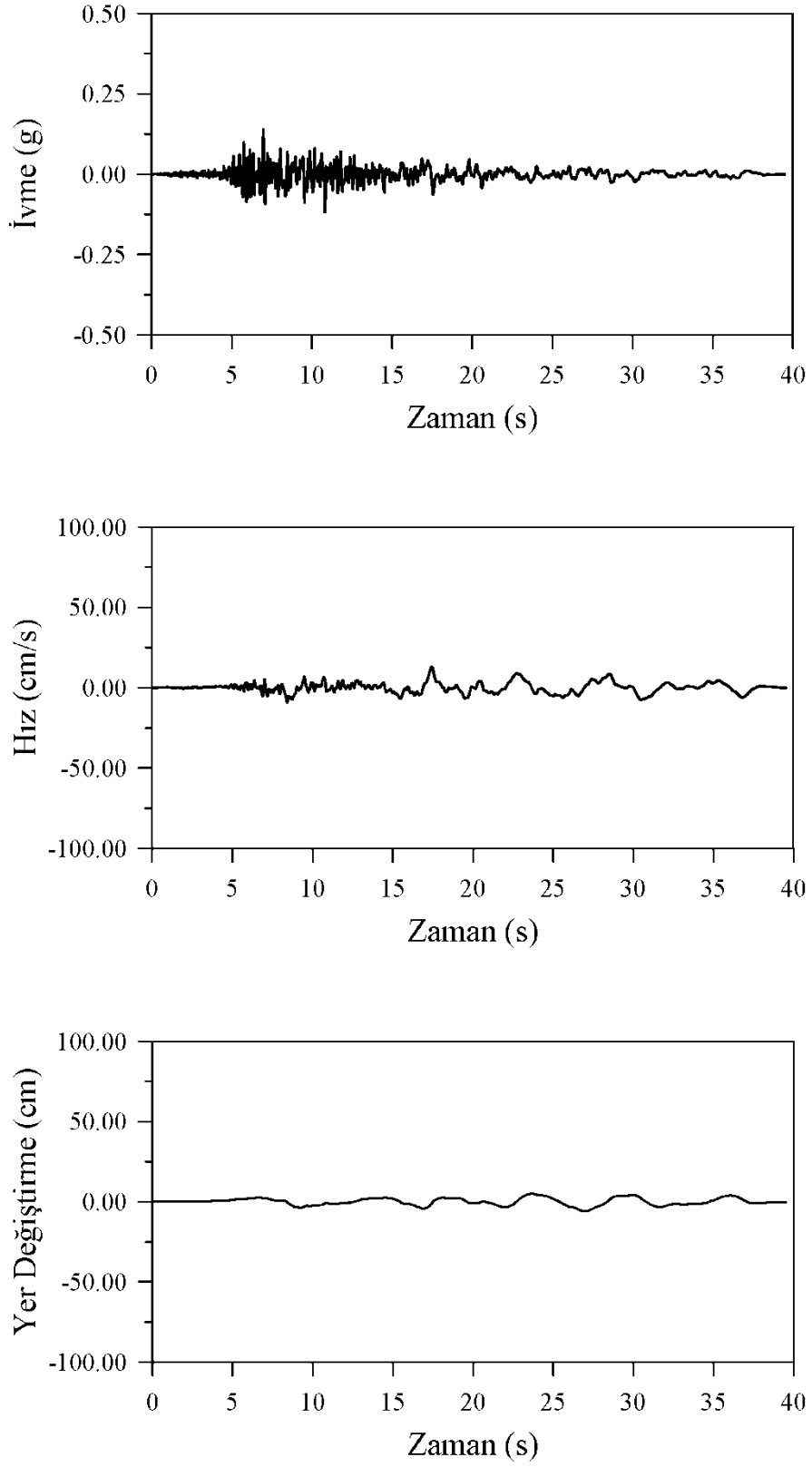
Şekil 2.65. 1989 Loma Prieta depreminde kaydedilen ve yakın fay yer hareketi özelliği taşıyan CLS090 kaydının frekans grafiği



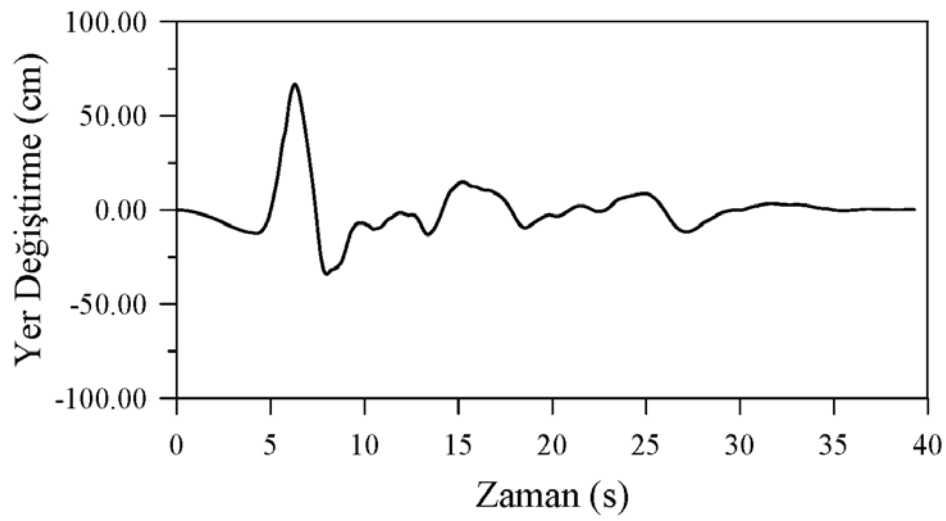
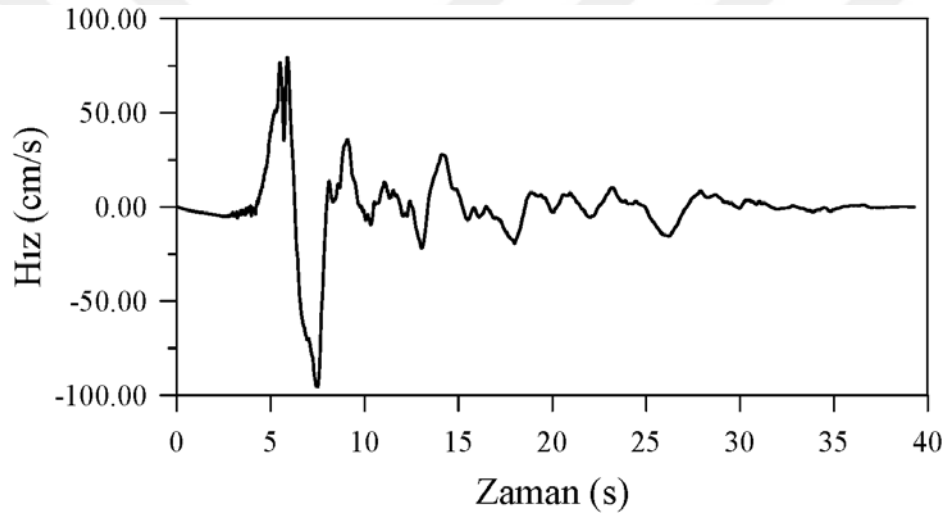
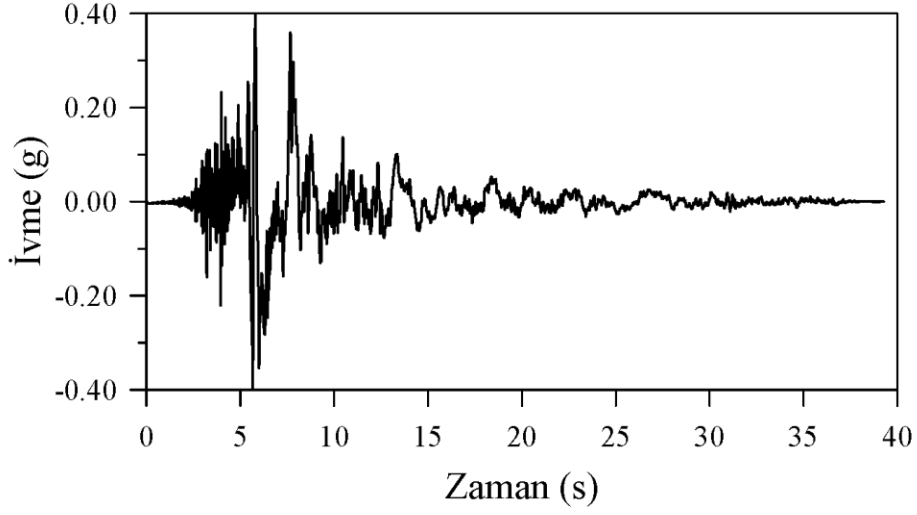
Şekil 2.66. 1989 Loma Prieta depreminde kaydedilen ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan CYC285 kaydının frekans grafiği



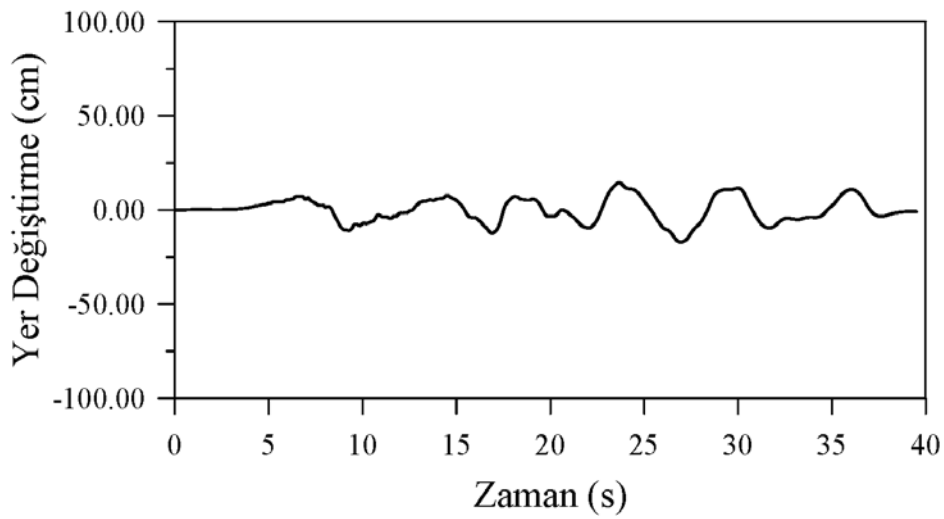
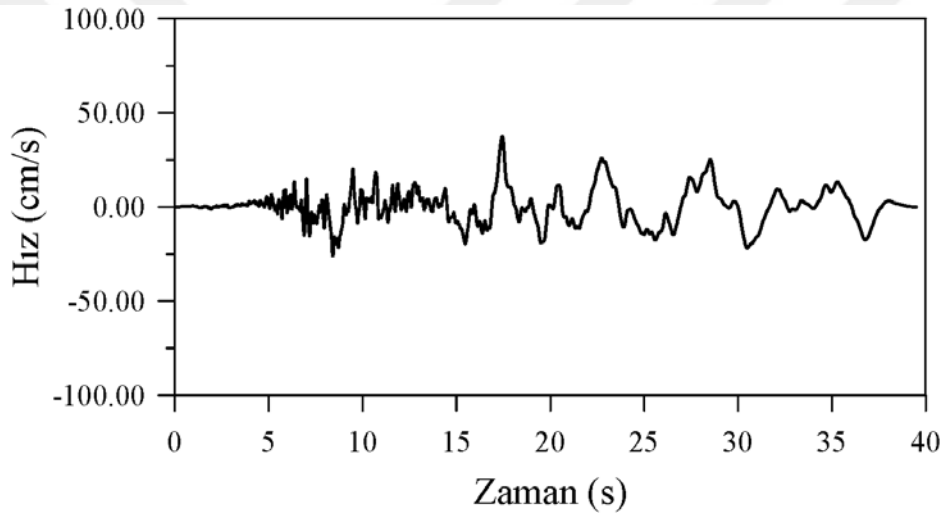
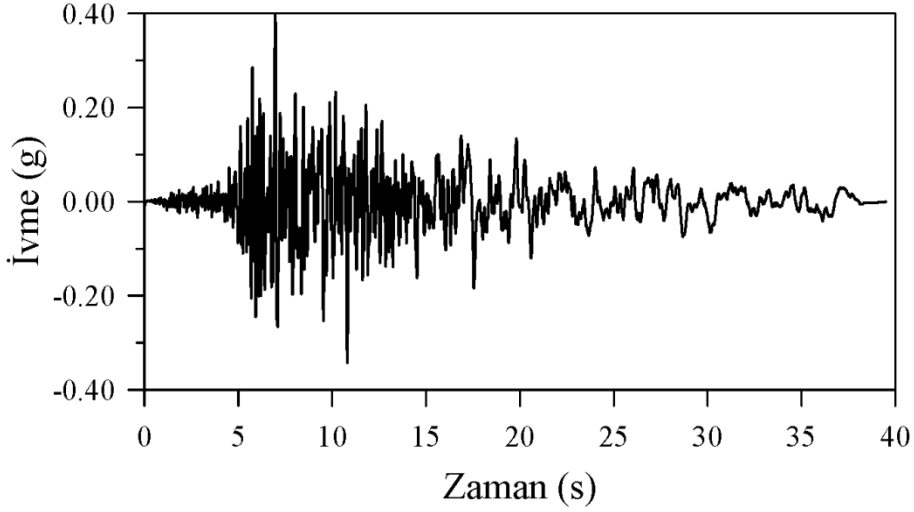
Şekil 2.67. 1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen ve yakın fay yer hareketi özelliği taşıyan H-E05230 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değişirme-zaman grafikleri



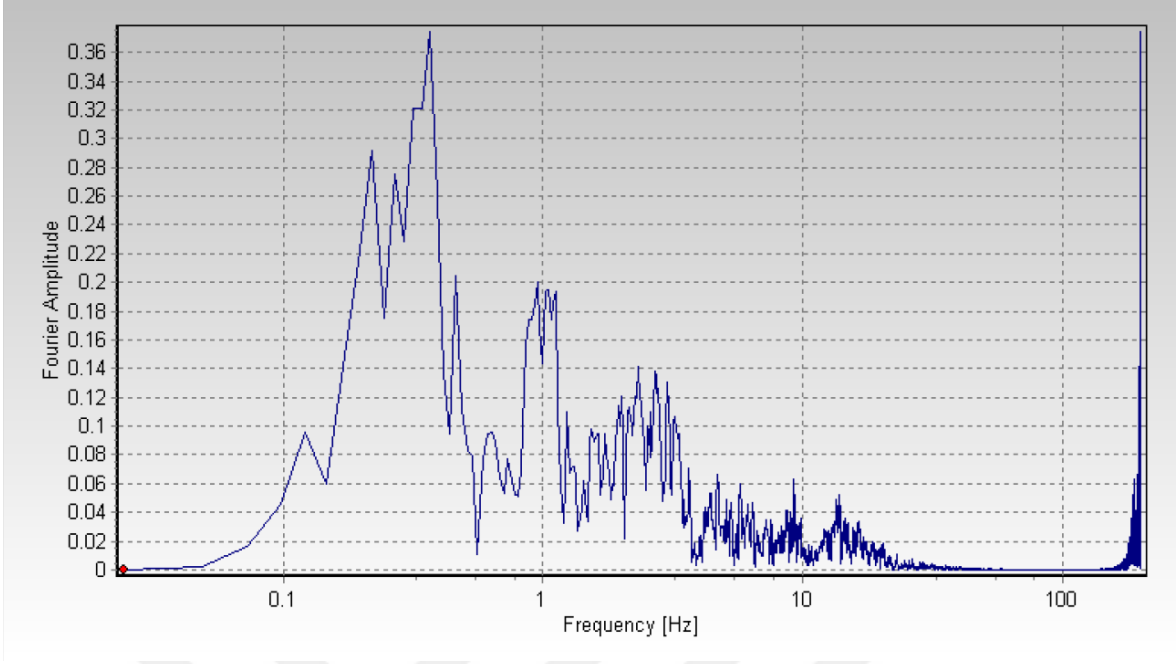
Şekil 2.68. 1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan H-E13230 kaydının ivme-zaman, hız-zaman ve yer değişirme-zaman grafikleri



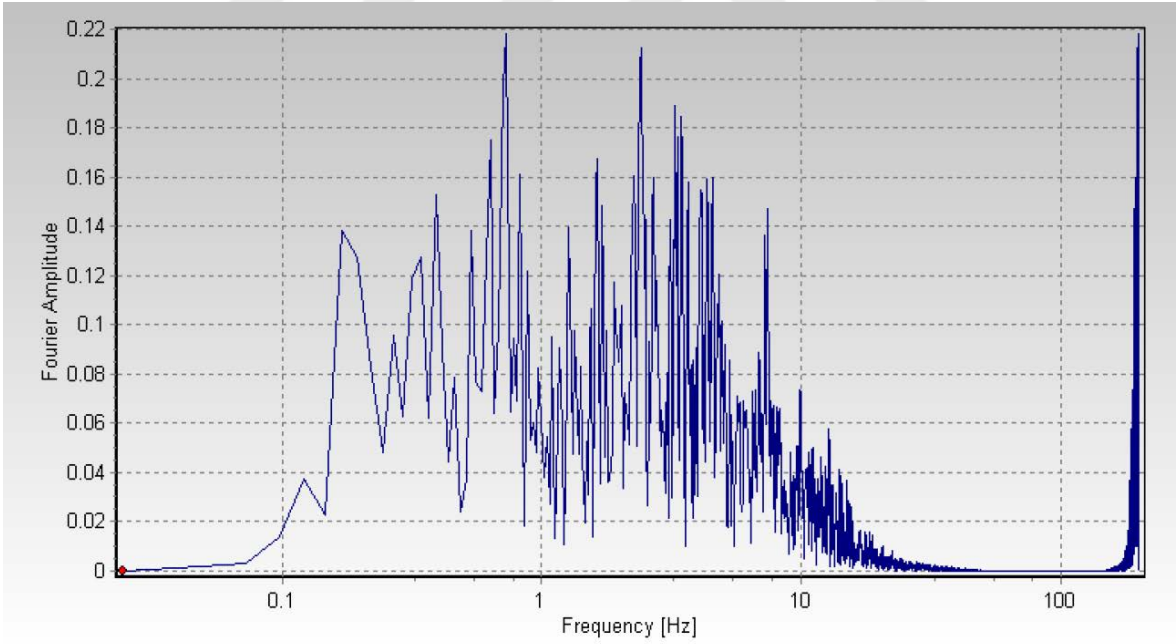
Şekil 2.69. 1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen ve yakın fay yer hareketi özelliği taşıyan H-E05230 kaydının 0.4g ölçeklendirilmiş ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri



Şekil 2.70. 1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan H-E13230 kaydının 0.4g ölçeklendirilmiş ivme-zaman, hız-zaman ve yer değiştirme-zaman grafikleri



Şekil 2.71. 1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen ve yakın fay yer hareketi özelliği taşıyan H-E105230 kaydının 0.4g ölçeklendirilmiş frekans grafiği

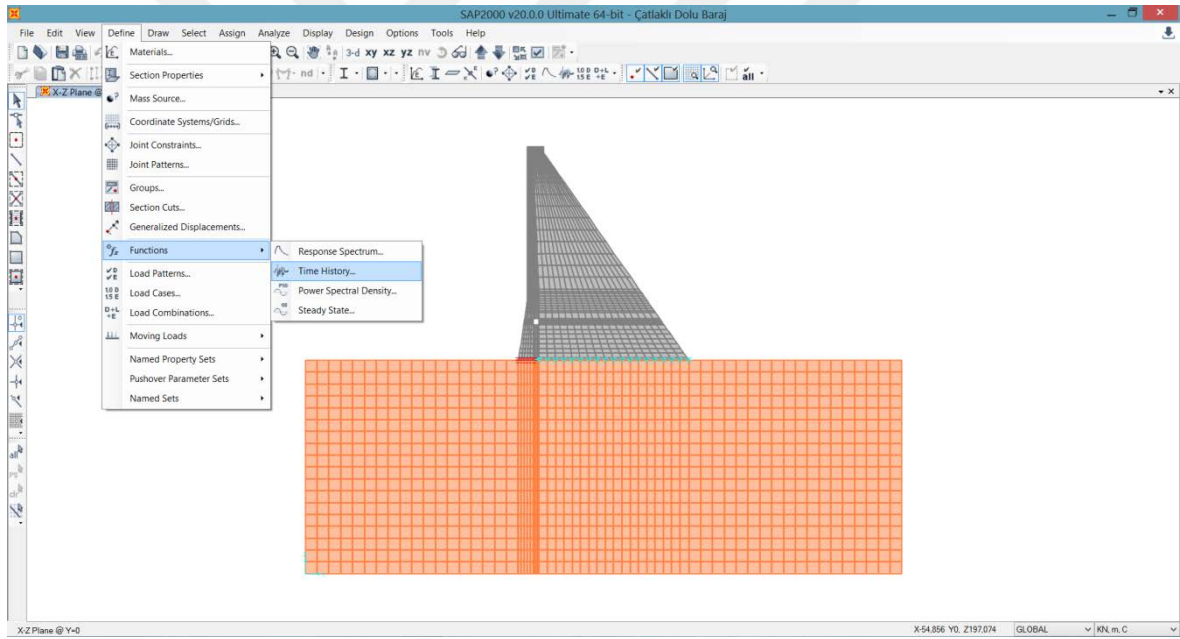


Şekil 2.72. 1979 Imperial Valley depreminde kaydedilen ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan H-E13230 kaydının 0.4g ölçeklendirilmiş frekans grafiği

2.9.1. Dinamik Analiz Parametrelerinin SAP2000 Programında Tanımlanması

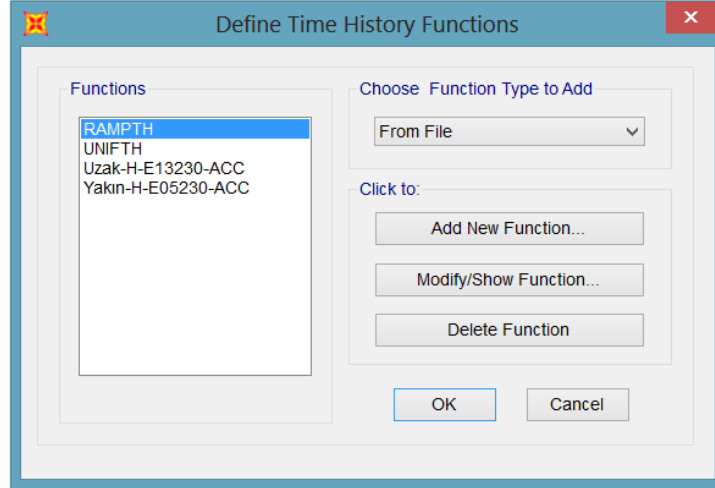
Dinamik analiz için 1979 Imperial Valley ve 1989 Loma Prieta deprem kayıtlarının yakın ve uzak fay yer hareketi ivme-zaman grafikleri programa tanımlanmıştır. Daha sonra sistemin yükleme durumları tanımlanırken Newmark ortalama ivme metodunun parametreleri programa girilip, her bir model için aynı işlemler tekrarlanarak analizler başlatılmıştır. Programda 1979 Imperial Valley deprem kayıtlarının tanımlanmasına ait işlem adımları sırasıyla şu şekilde yapılmıştır;

1) Tanımlamalar yapılmadan parametre birimleri programda “N, m, C” olarak seçilir. Deprem kayıtları programa tanımlanmasında, “Define” menüsündeki “Fuctions” sekmesindeki “Time History...” komutu seçilir (Şekil 2.73).



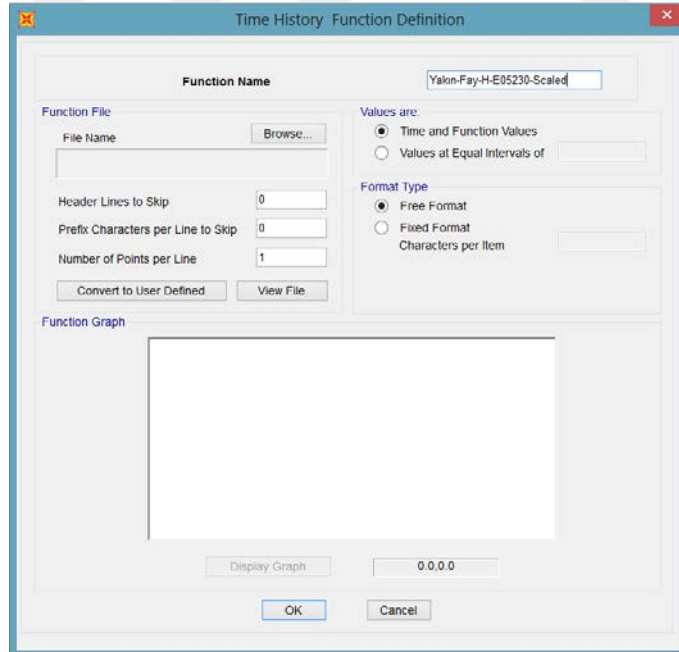
Şekil 2.73. SAP2000 programında “Time History...” komutu

2) Açılan “Define Time History Functions” penceresinde “Choose Function Type to Add” açılır penceresinde “From File” seçilip “Add New Function...” düğmesine basılır (Şekil 2.74).



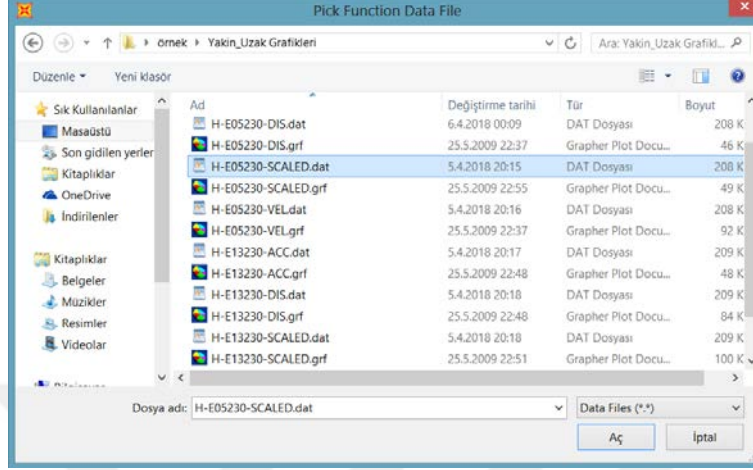
Şekil 2.74. “Define Time History Functions” penceresi

3) Açılan “Time History Function Definition” penceresinde “Function Name” yazı kutucuğuna “Yakin-Fay-H-E-05230-Scaled” yazılır. “Values are” bölümünde “Time and Function Values” seçilir. Deprem kaydının alınacağı dosyayı seçmek için “Browse” düğmesine basılır (Şekil 2.75).



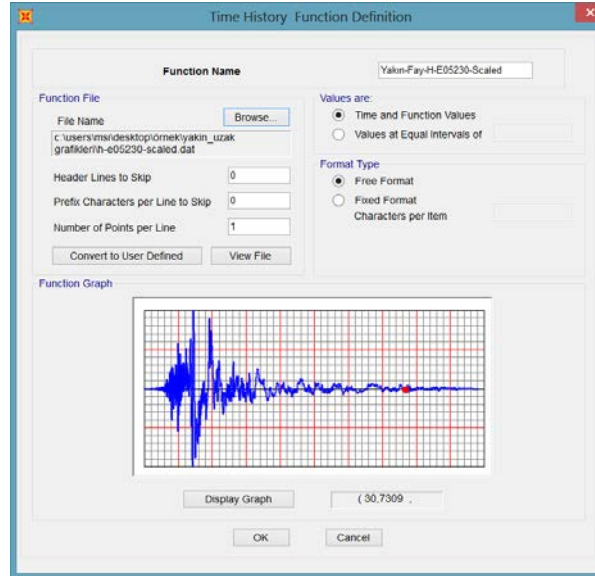
Şekil 2.75. “Time History Function Definition” penceresi

4) Açılan “Pick Function Data File” penceresinde istenilen deprem kaydı seçilir (Şekil 2.76).



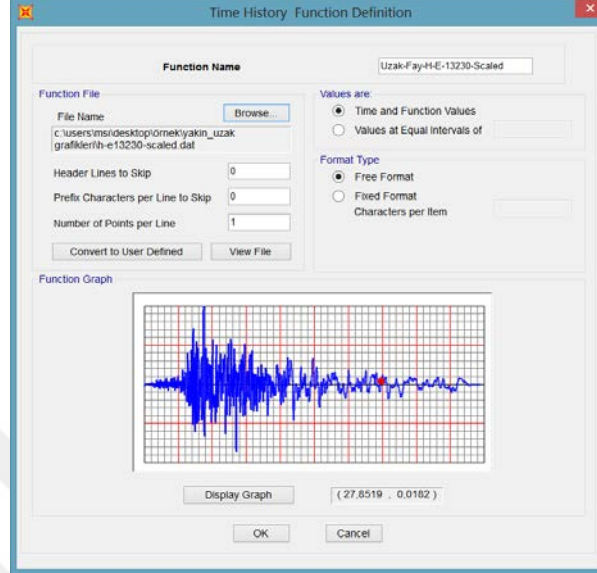
Şekil 2.76. “Pick Function Data File” penceresi

5) “Time History Function Definition” penceresinde ölçeklenmiş yakın fay ivme-zaman grafiği tanımlanmış olur (Şekil 2.77).



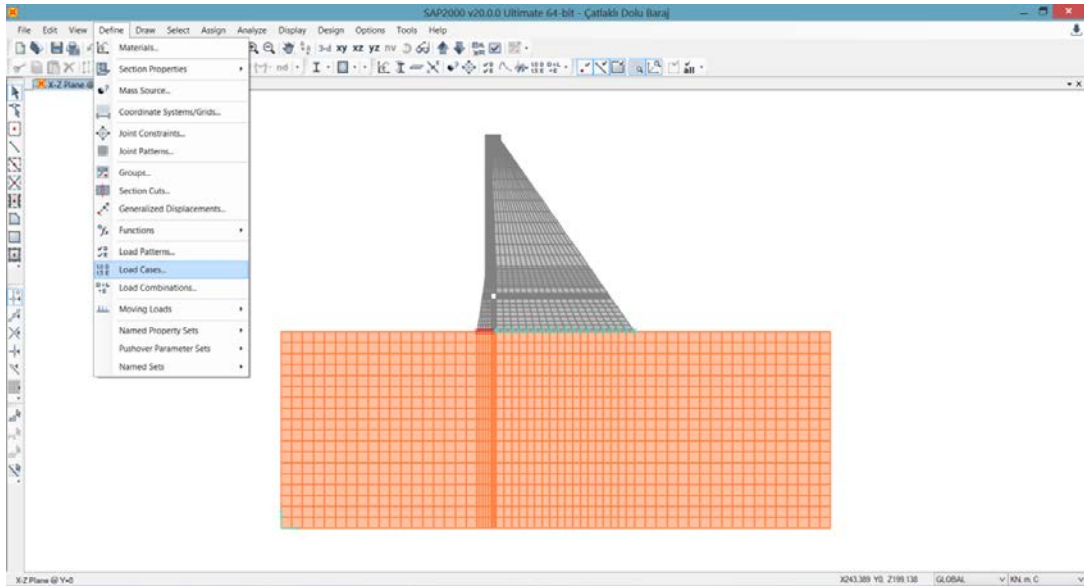
Şekil 2.77. SAP2000 de tanımlanan ölçeklenmiş yakın fay ivme-zaman grafiği

6) Uzak-fay yer hareketinin ivme zaman grafiğini tanımlamak için aynı işlemler yapılır. Tanımlanan ölçeklenmiş uzak fay ivme zaman grafiği Şekil 2.78’de verilmiştir.



Şekil 2.78. SAP2000’de tanımlanan ölçeklenmiş uzak fay ivme-zaman grafiği

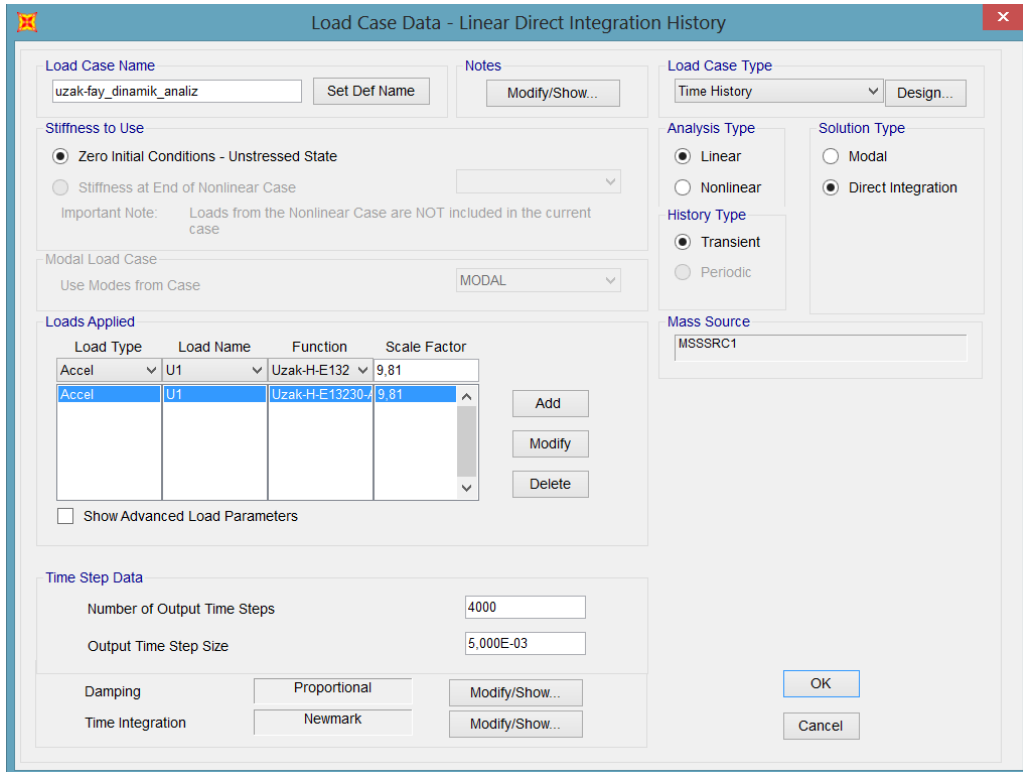
7) Yükleme durumları programda tanımlamak için “Define” menüsündeki “Load Cases...” komutu seçilir (Şekil 2.79).



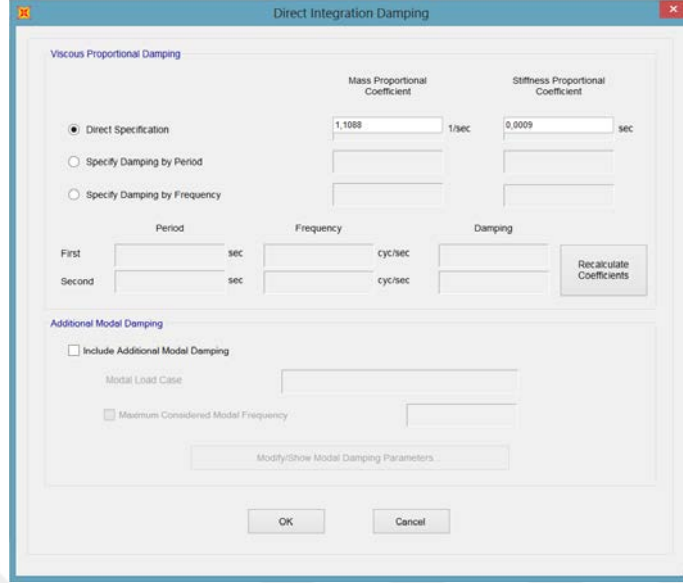
Şekil 2.79. SAP2000 programında “Load Cases...” komutu

8) Açılan “Load Case Data Penceresinde”; “Load Case Name” yazı kutucuğuna uzak-fay_dinamik_analiz yazılır. “Load Case Type” bölümündeki açılır pencereden “Time History” seçilir. “Analysis Type” olarak “Linear”, “Solution Type” olarak “Direct Integration” seçilir. “Loads Applied” bölümünde “Load Type” açılır penceresinde “Accel”, “Load Name” açılır penceresinde “U1”, “Function” açılır penceresinde “Uzak-Fay-H-E-13230-Scaled” seçilir ve “Scale Factor” yazı kutucuğuna 9.81 yazılır. İvme-zaman grafiği 9.81 yazılmasıyla birlikte tanımlanmış olur. “Time Step Data” bölümünde, “Number of Output Time Steps” yazı kutucuğuna 4000, “Output Time Step Size” yazı kutucuğuna 0.005 yazılır. Böylelikle ivme-zaman grafiğinin ilk 20 saniyesinin dikkate alınacağı programa tanımlanmış olur (Şekil 2.80).

“Damping” sekmesinde “Modify/Show...” düğmesi tıklanılır ve açılan “Direct Integration Damping” penceresinde “Direct Specification” seçilir. “Mass Proportional Coefficient” (Kütle oransal katsayısı α) yazı kutucuğuna 1.1088, “Stiffness Proportional Coefficient” (Rijitlik oransal katsayısı β) yazı kutucuğuna 0.000936 yazılır (Şekil 2.81). Böylece Rayleigh sönüm katsayıları tanımlanmış olur. Burada bu sönüm katsayıları baraj ve zemin modellerinde 2 Hz ile 15 Hz frekans aralığı için hesaplanmıştır.

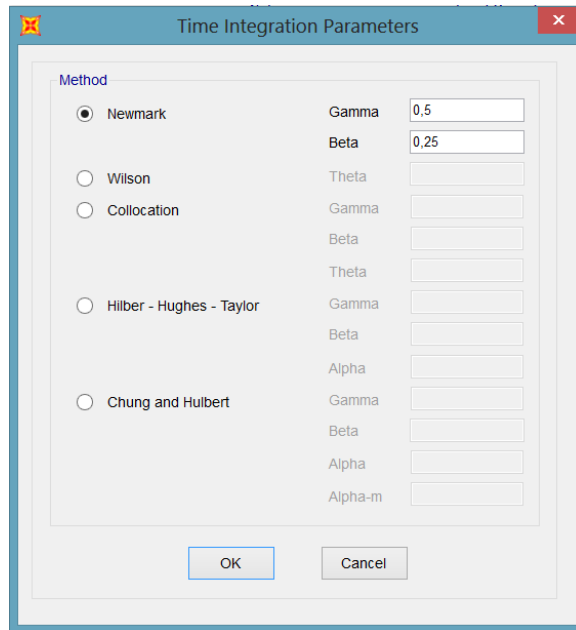


Şekil 2.80. SAP2000 programında “Load Case Data” penceresi



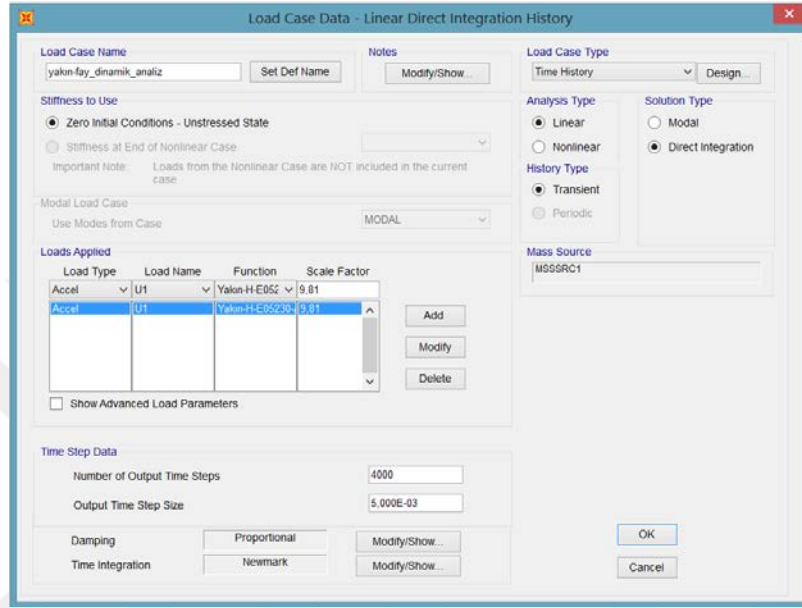
Şekil 2.81. SAP2000 programında “Direct Integration Damping” penceresi

“Time Integration” sekmesinde “Modify/Show” düğmesine tıklanır ve açılan “Time Integration Parameters” penceresinde “Newmark” seçilip Gamma (γ) yazı kutucuğuna 0.5, Beta (β) yazı kutucuğuna 0.25 yazılarak Newmark ortalama ivme metodu tanımlanmış olur (Şekil 2.82).



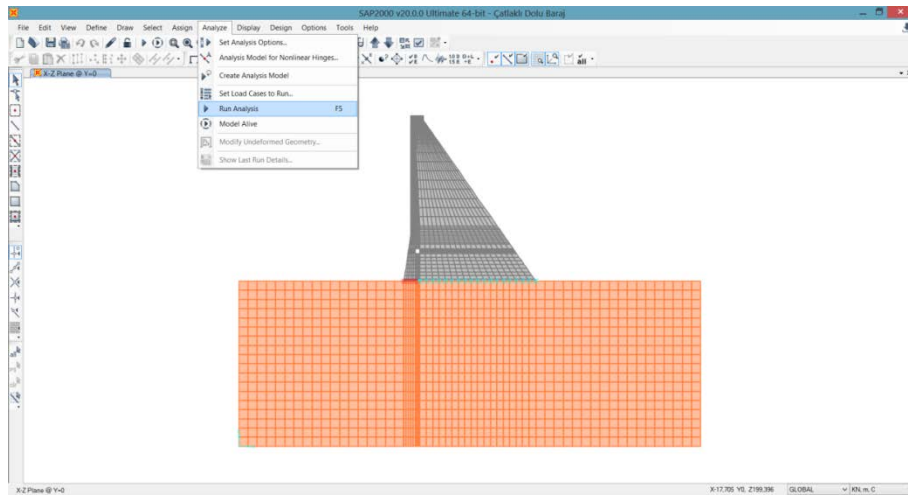
Şekil 2.82. SAP2000 programında “Time Integration Parameters” penceresi

9) Aynı işlem adımları 1979 Imperial Valley depreminin yakın fay yer hareketi kaydı ve 1989 Loma Prieta yakın ve uzak fay yer hareketi kayıtları içinde tekrarlanır. 1979 Imperial Valley depreminin yakın fay yer hareketine ait dinamik analiz parametreleri Şekil 2.83'te verilmiştir.



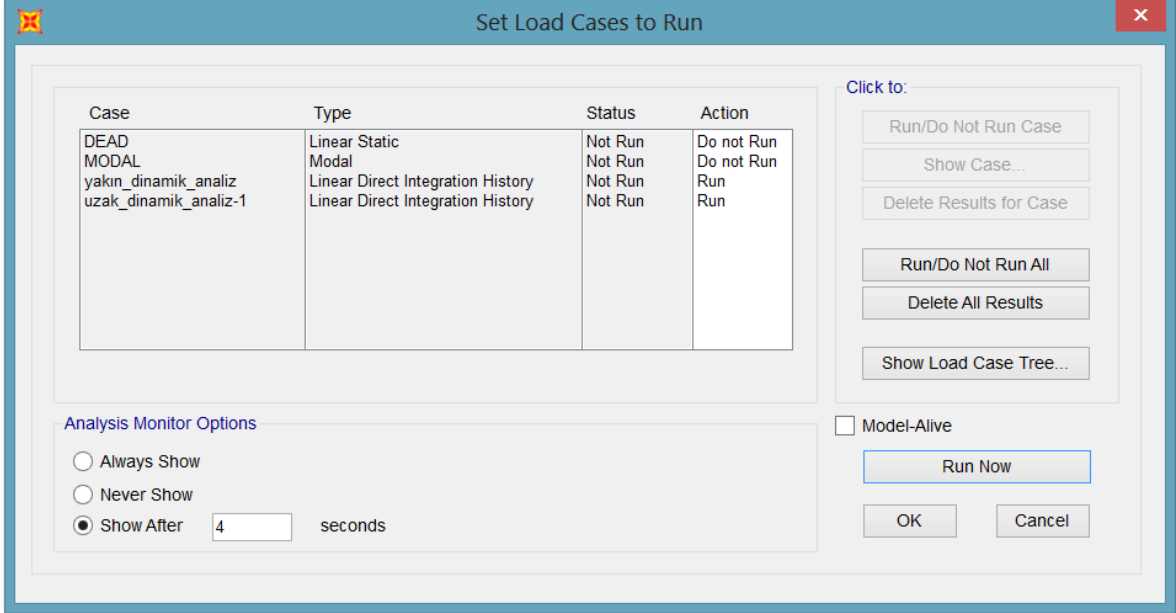
Şekil 2.83. SAP2000 programında “Load Case Data” penceresi yakın fay dinamik analiz parametreleri

10) Dinamik analizlerin başlatılması için programda “Analyze” menüsünde “Run Analysis” komutu seçilir (Şekil 2.84).



Şekil 2.84. SAP2000 programında “Run Analysis” komutu

11) Açılan “Set Load Cases to Run” penceresinde “DEAD” ve “MODAL” durumlar seçilip, “Do Not Run” komutuna tıklanarak seçili analizler kapatılır. Yakın ve uzak fay dinamik analizlerinin başlatılması için “Run Now” düğmesine tıklanılır (Şekil 2.85)



Şekil 2.85. SAP2000 programında “Set Load Cases to Run” penceresi

Her bir modelin dinamik analizi için bu işlem adımları tekrarlanır.

3. BULGULAR VE İRDELEMELER

3.1. Giriş

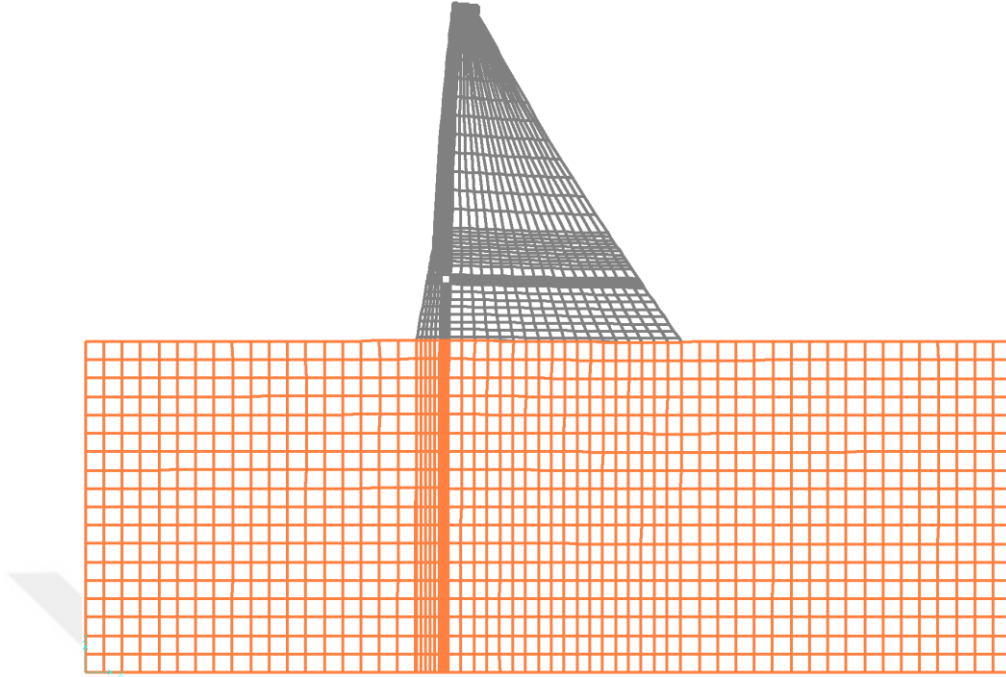
Tezin bu bölümünde Sarıyar Beton Ağırlık Barajı'nın dinamik analizinden elde edilen bulgular verilmiştir. Analizlerde dinamik etki olarak 1979 Imperial Valley ve 1989 Loma Prieta depreminde kaydedilen yakın ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan toplam dört kayıt kullanılmıştır. Barajın dört farklı durumu için analizler gerçekleştirilmiştir. Bunlar barajın çatlaksız-boş, çatlaksız-dolu, çatlaklı-boş ve çatlaklı-dolu olması durumlarıdır.

Baraj davranışının değerlendirilmesinde kret yer değiştirmeleri çok önemlidir. Kret yer değiştirmelerinin değişimleri sonuçların geçerliliğini denetlemekte görsel bir araç olarak kullanılabilmesi gibi büyüklükleri de barajın genel stabilitesini değerlendirmede kullanılabilir. Bu sebeple, kret yer değiştirmelerinin deprem süresince değişimi incelenmiştir.

Analizlerde esas olarak beton ağırlık barajın baraj-su ve çatlak etkileşimi incelenmiştir. Barajın çatlaklı ve çatlaksız durumları rezervuarın boş ve dolu olması durumlarında analizlerin yapılması dinamik davranışta çatlak ve rezervuardaki su etkisi belirlenmeye çalışılmıştır. Bu amaçla baraj modelinde meydana gelen gerilmeler incelenmiştir.

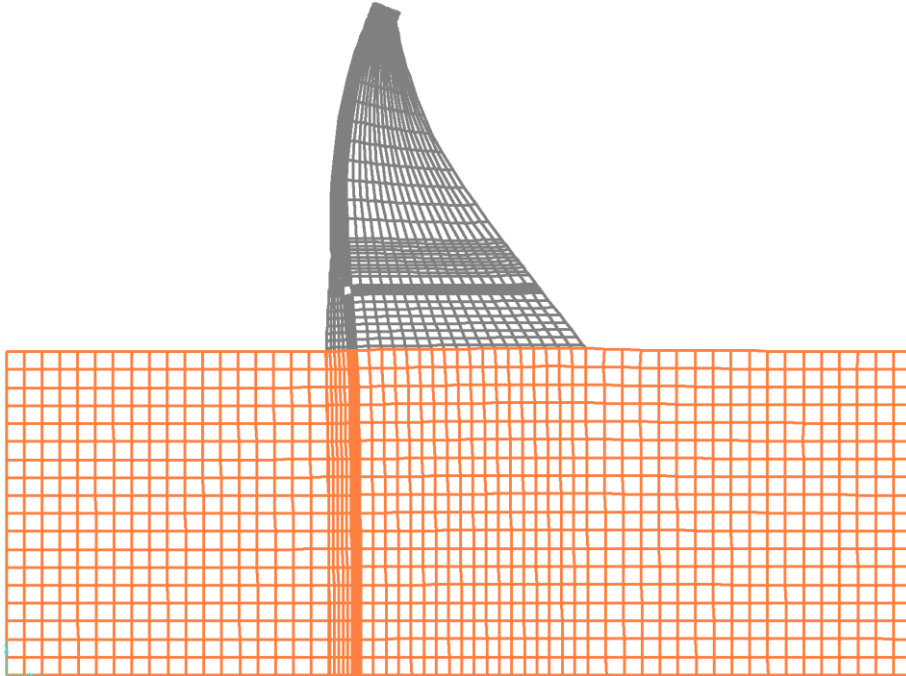
3.2. Modal Analiz Sonuçları

Çatlaklı ve çatlaksız Sarıyar Beton Ağırlık Barajı'nın modal analizine ait sonuçlar Tablo 3.1'de verilmiştir. Yapılan modal analizlerde baraj-zemin modelinde çatlak etkisi gözlemlenmiştir. Tezde çatlak etkisini göstermek için barajın 1., 2. ve 3. modları verilmiştir. Şekil 3.1 ile Şekil 3.12 arasında baraj-zemin modellerinin 1., 2. ve 3. modlarındaki deforme olmuş baraj-zemin modelleri gösterilmiştir.



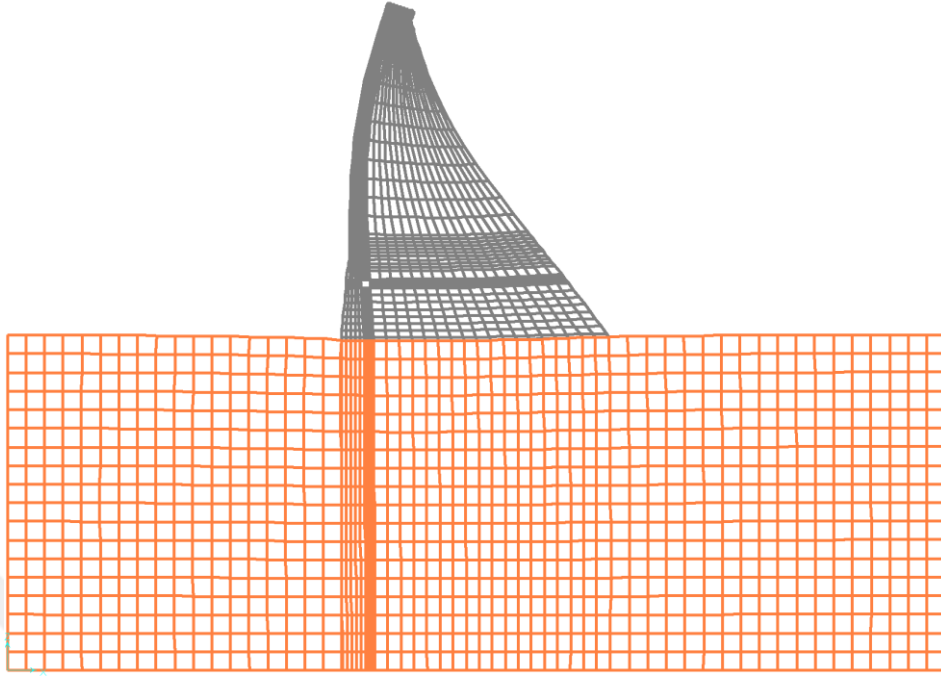
Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 0,23827; f = 4,19693

Şekil 3.1. Çatlaksız barajın boş olması durumunda baraj-zemin modelinin 1. modu (T = 0.23827 s, f = 4.19693 Hz)



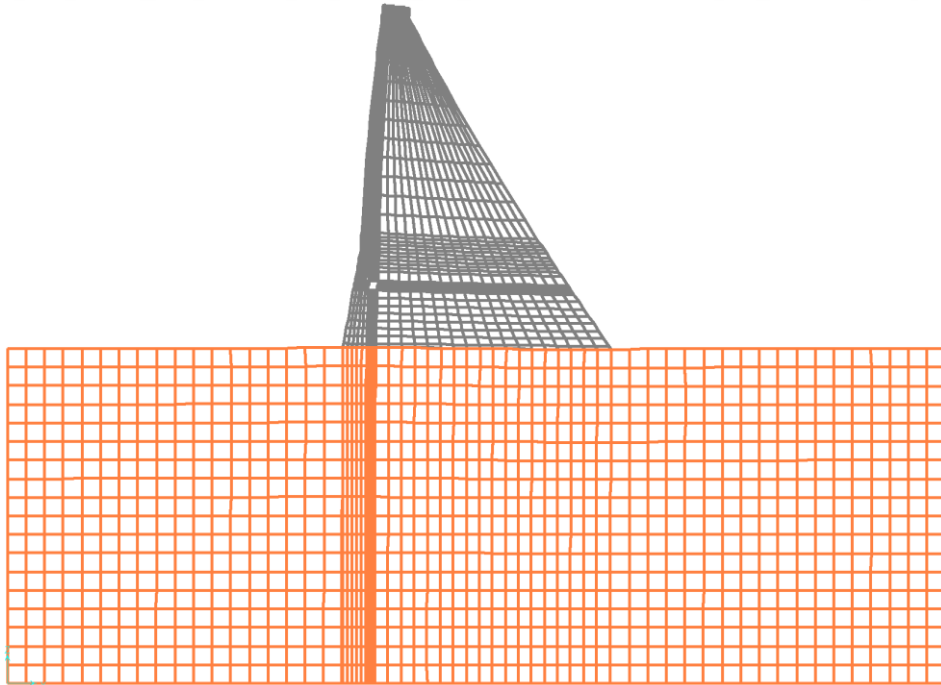
Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; T = 0,1041; f = 9,60623

Şekil 3.2. Çatlaksız barajın boş olması durumunda baraj-zemin modelinin 2. modu (T = 0.1041 s, f = 9.60623 Hz)



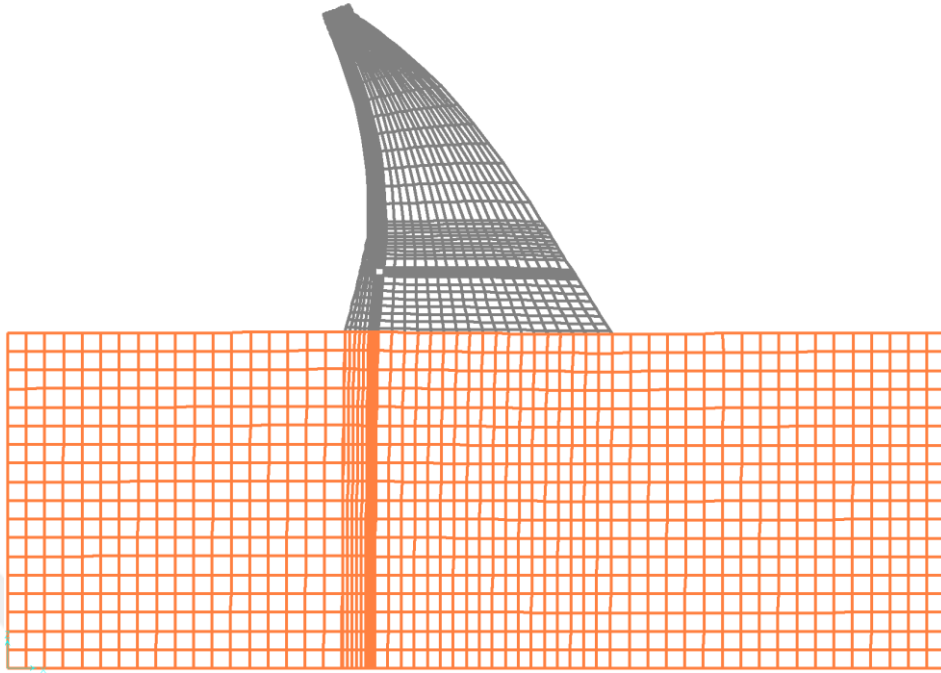
Deformed Shape (MODAL) - Mode 3; T = 0,09515; f = 10,50928

Şekil 3.3. Çatlaksız barajın boş olması durumunda baraj-zemin modelinin 3. modu (T = 0.09515 s, f = 10.50928 Hz)



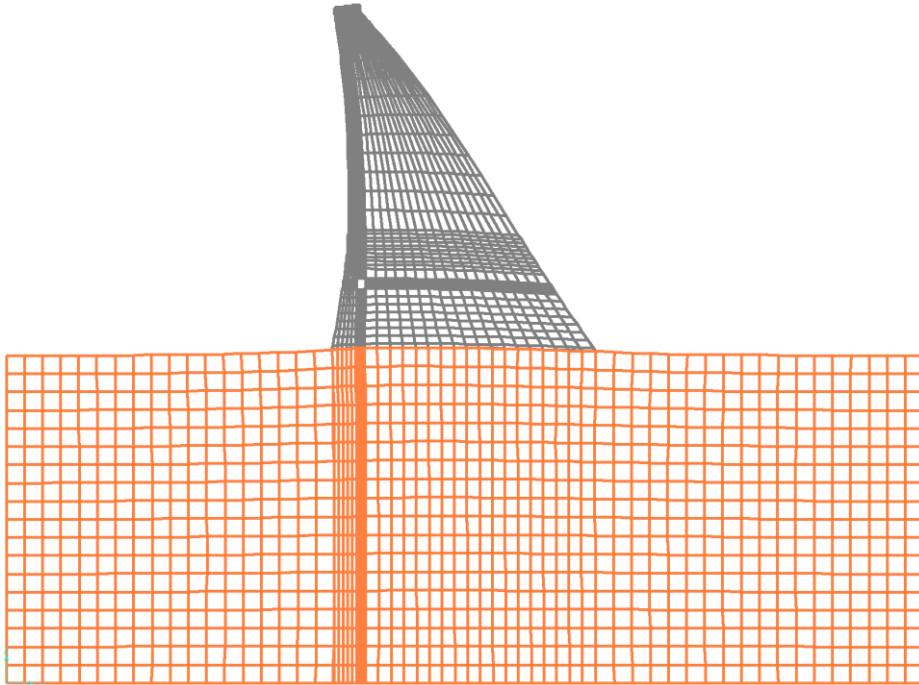
Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 0,31259; f = 3,19911

Şekil 3.4. Çatlaksız barajın dolu olması durumunda baraj-zemin modelinin 1. modu (T = 0.31259 s, f = 3.19911 Hz)



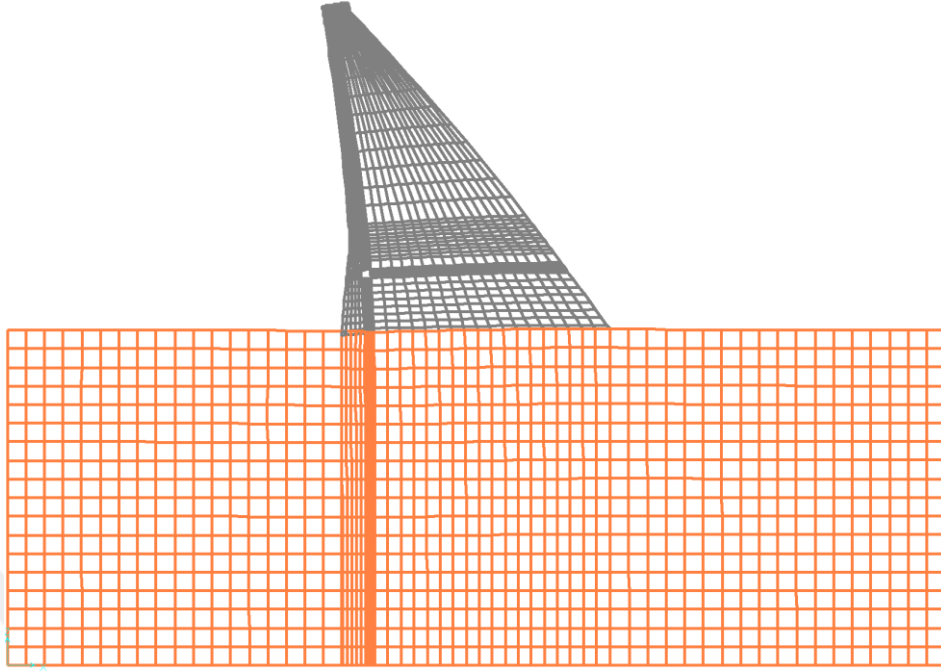
Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; T = 0,13042; f = 7,6677

Şekil 3.5. Çatlaksız barajın dolu olması durumunda baraj-zemin modelinin 2. modu ($T = 0.13042$ s, $f = 7.6677$ Hz)



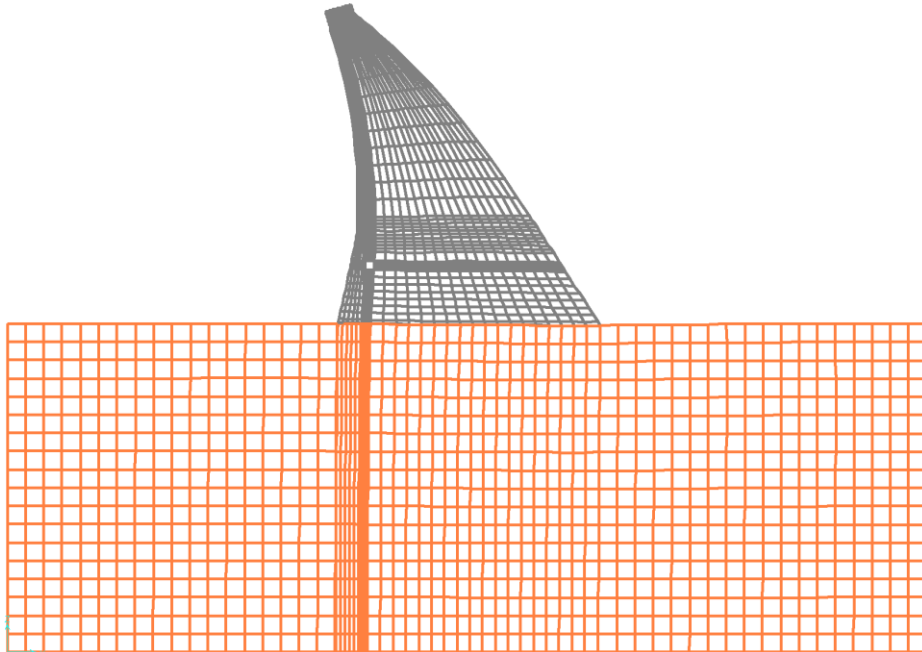
Deformed Shape (MODAL) - Mode 3; T = 0,09808; f = 10,19562

Şekil 3.6. Çatlaksız barajın dolu olması durumunda baraj-zemin modelinin 3. modu ($T = 0.09808$ s, $f = 10.19562$ Hz)



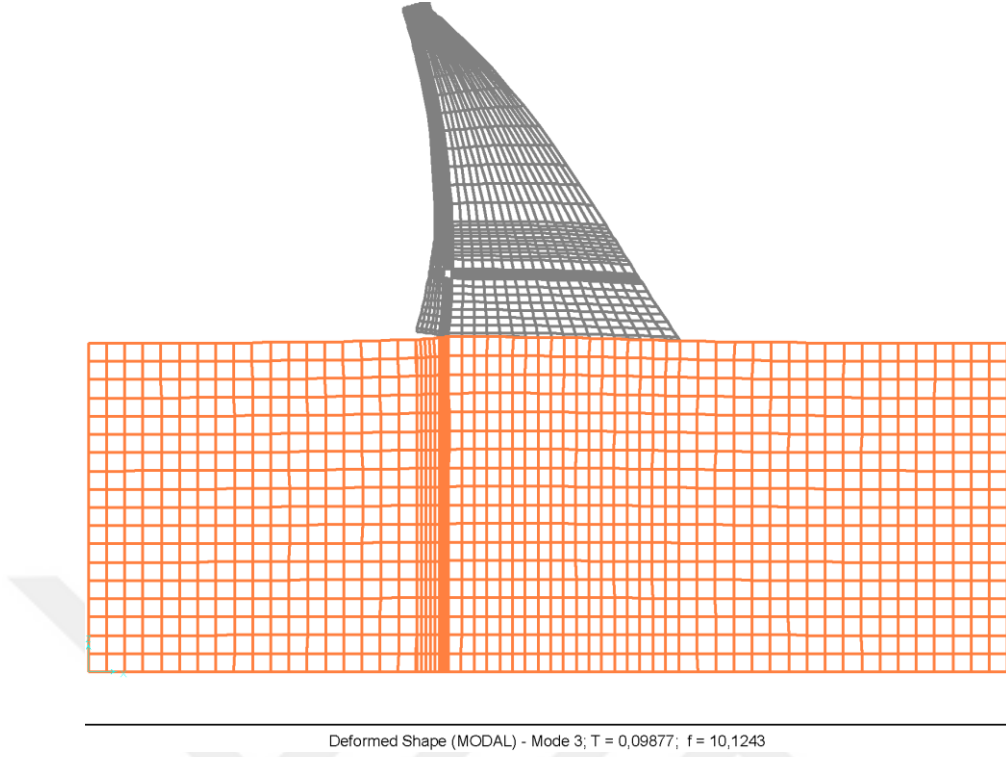
Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 0,25372; f = 3,9414

Şekil 3.7. Çatlaklı barajın boş olması durumunda baraj-zemin modelinin 1. modu
(T = 0.25372 s, f = 3.9414 Hz)

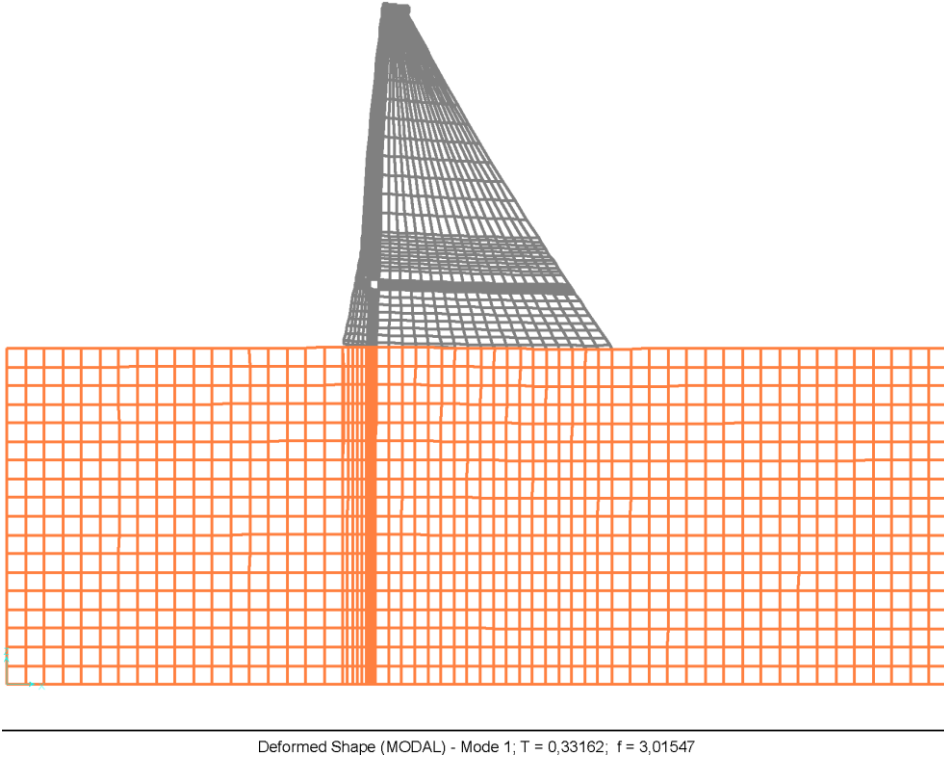


Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; T = 0,10452; f = 9,56763

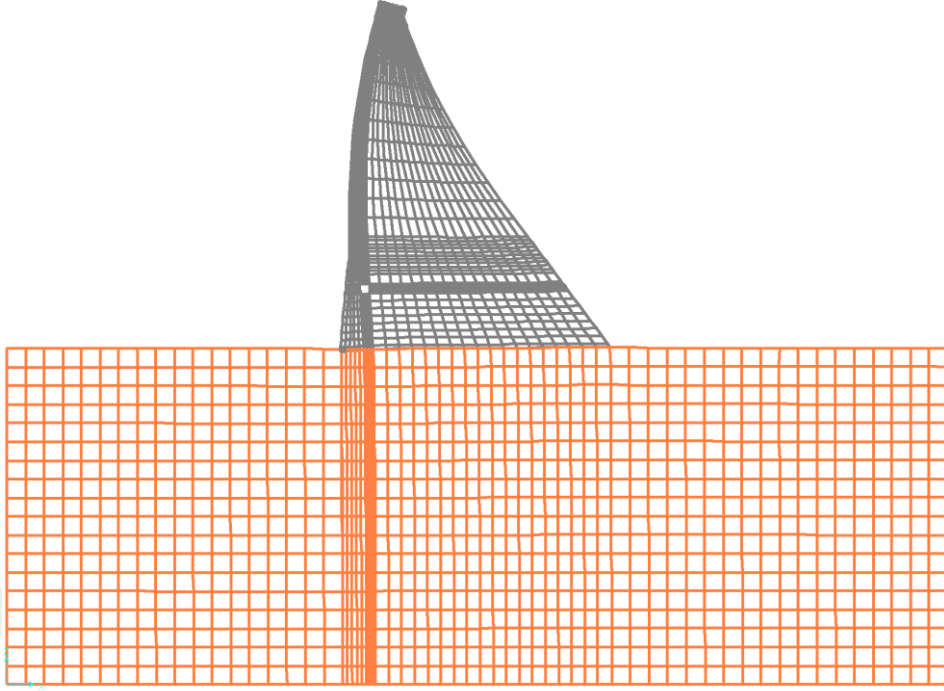
Şekil 3.8. Çatlaklı barajın boş olması durumunda baraj-zemin modelinin 2. modu
(T = 0.10452 s, f = 9.56763 Hz)



Şekil 3.9. Çatlaklı barajın boş olması durumunda baraj-zemin modelinin 3. modu (T = 0.09877 s, f = 10.1243 Hz)

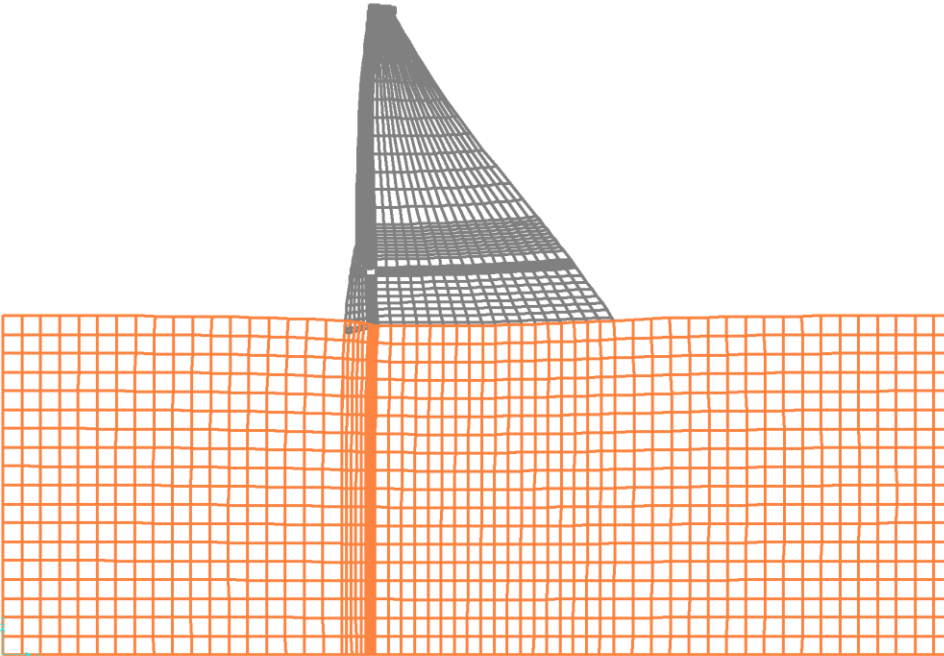


Şekil 3.10. Çatlaklı barajın dolu olması durumunda baraj-zemin modelinin 1. modu (T = 0.33162 s, f = 3.01547 Hz)



Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; T = 0,13282; f = 7,52874

Şekil 3.11. Çatlaklı barajın dolu olması durumunda baraj-zemin modelinin 2. modu (T = 0.13282 s, f = 7.52874 Hz)



Deformed Shape (MODAL) - Mode 3; T = 0,10079; f = 9,92187

Şekil 3.12. Çatlaklı barajın dolu olması durumunda baraj-zemin modelinin 3. modu (T = 0.10079 s, f = 9.92187 Hz)

Tablo 3.1. Çatlaklı ve çatlaksız baraj-zemin modellerinin modal analiz değerleri

		T (s)	f (Hz)			T (s)	f (Hz)	
ÇATLAKSIZ BARAJ	Boş	1.Mod	0.23827	4.19693		1.Mod	0.25372	3.94140
		2. Mod	0.10410	9.60623		2. Mod	0.10452	9.56763
		3. Mod	0.09515	10.50928		3. Mod	0.09877	10.12430
	Dolu	1. Mod	0.31259	3.19911	ÇATLAKLI BARAJ	1. Mod	0.33162	3.01547
		2. Mod	0.13042	7.66770		2. Mod	0.13282	7.52874
		3. Mod	0.09809	10.19562		3. Mod	0.10079	9.92187

3.3. Dinamik Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Yakın ve uzak fay yer hareketine maruz çatlaklı ve çatlaksız Sarıyar Beton Ağırlık Barajı'nın dinamik davranışı, 1979 Imperial Valley ve 1989 Loma Prieta depremleri kullanılarak tespit edilmeye çalışılmıştır. Analizlerde, 1979 Imperial Valley depreminin H-E05230 bileşeni ve H-E13230 bileşeni, 1989 Loma Prieta depreminin CLS090 bileşeni ve CYC285 bileşeni kullanılmıştır. Bu bileşenlerden ilki yakın fay, ikincisi ise uzak fay özelliği taşımaktadır (Tablo 2.4; Tablo 2.5). Deprem etkisi baraja memba-mansap doğrultusunda uygulanmıştır. Analizden elde edilen gerilmeler baraj-zemin modelinden elde edilen kontur grafikleriyle, kret yer değiştirmeleri de modelin 1 nolu düğüm noktasından elde edilmiştir.

Analizler sonucu elde edilen kret yer değiştirmeleri, baraj-zemin sonlu eleman modellerine ait yatay (S_{11}), düşey (S_{22}) ve kayma gerilmeleri (S_{12}) incelenmiştir. Analizler sonucu elde edilen bu yer değiştirme ve gerilmeler tezde ayrıntılı olarak verilmiştir.

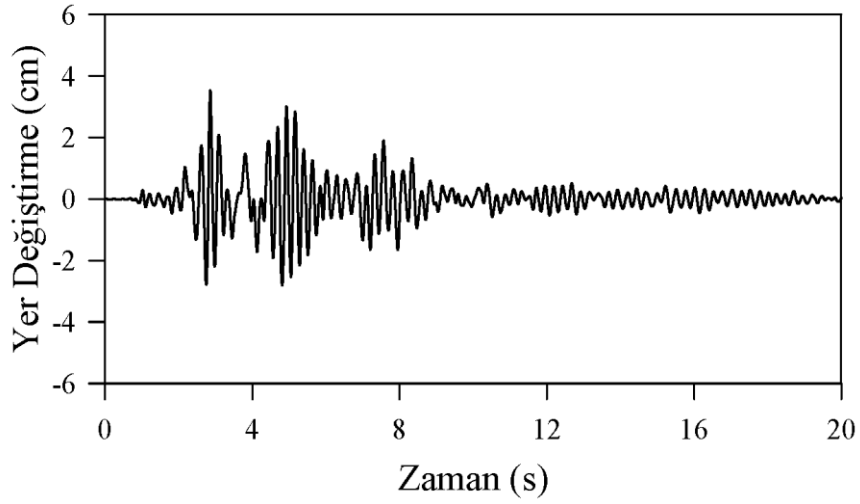
3.3.1. Yer Değiştirmeler

Baraj davranışının değerlendirilmesinde kret yer değiştirmeleri çok önemli olduğundan, bu yer değiştirmelerin dinamik etki süresince değişimi incelenmiştir. Bu incelemede, 1979 Imperial Valley ve 1989 Loma Prieta depremlerinin yakın ve uzak fay yer hareketine maruz baraj modellerin çatlaklı, çatlaksız, boş ve dolu olması durumları dikkate alınmıştır.

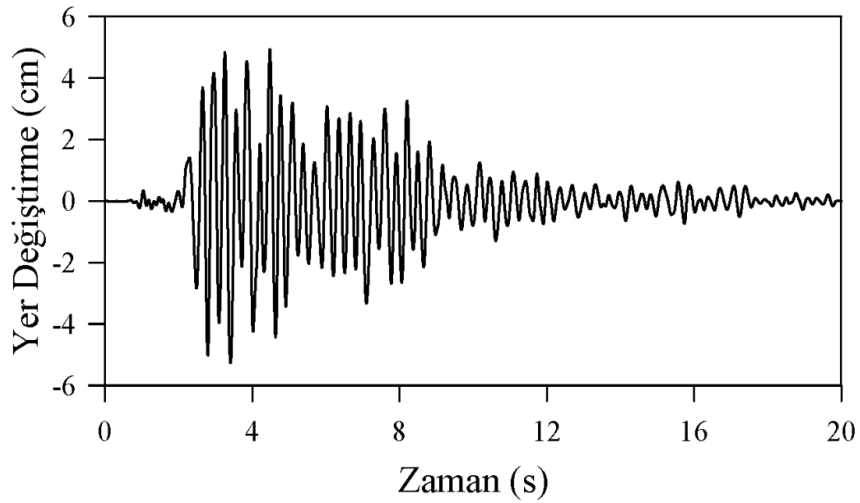
a) 1989 Loma Prieta Depremi İçin Yer Değişirmeler

Şekil 3.13 ile Şekil 3.20 arasında rezervuarın boş ve dolu olması dikkate alınarak yakın ve uzak fay yer hareketine maruz Sarıyar beton ağırlık barajın kretinde memba-mansap doğrultusunda elde edilen yer değişirmelerin dinamik etki süresince değişimi verilmiştir.

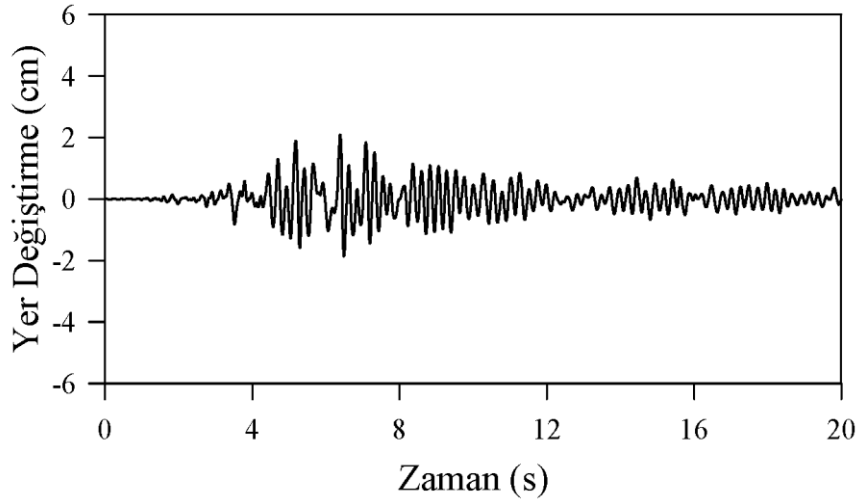
Bu yer değişirmeler incelendiğinde kret noktasının (1 nolu düğüm noktası) maksimum yer değişirmesi uzak fay etkisindeki çatlaklı-dolu barajda olduğu görölmektedir. Ancak yer değişirme değerleri bir bütün olarak incelendiğinde yakın fay etkisinin daha etkili olduğu anlaşılmaktadır. Yakın ve uzak fayın barajın kret noktasındaki yer değişirmesinin hangi faylanma durumunda fazla olduğunun incelenmesi için analizler farklı baraj modelleri için de tekrarlanması gerekmektedir.



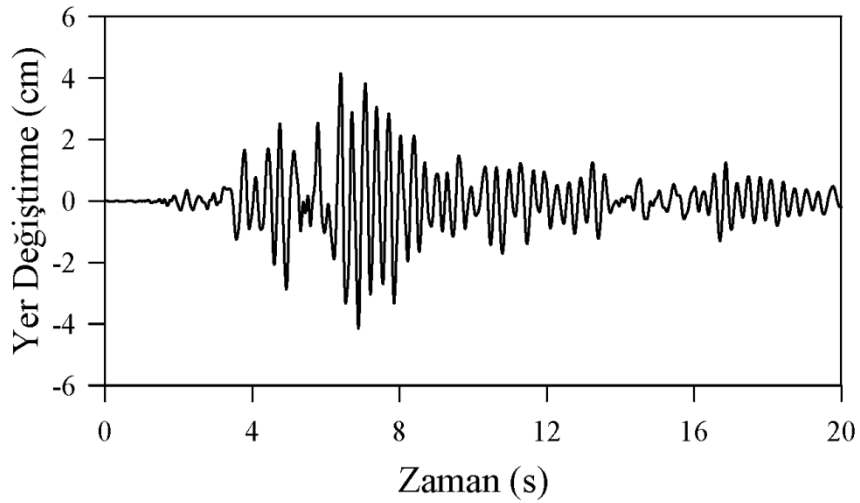
Şekil 3.13. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 3.53 cm)



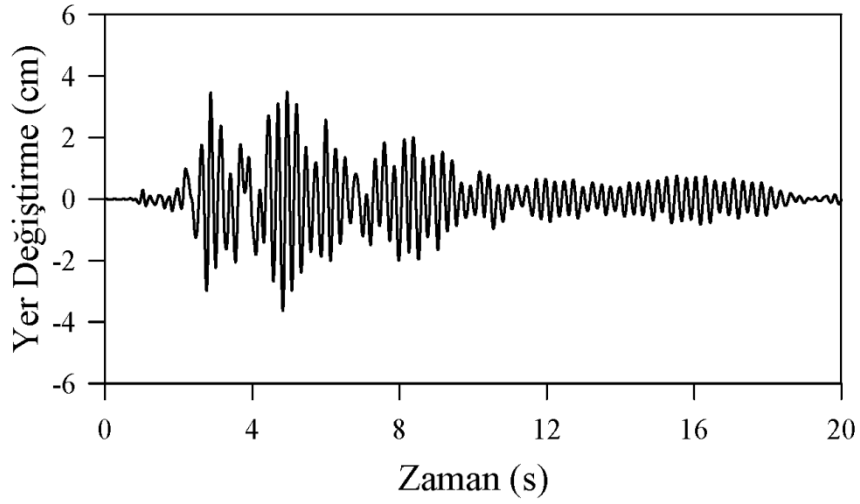
Şekil 3.14. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 5.26 cm)



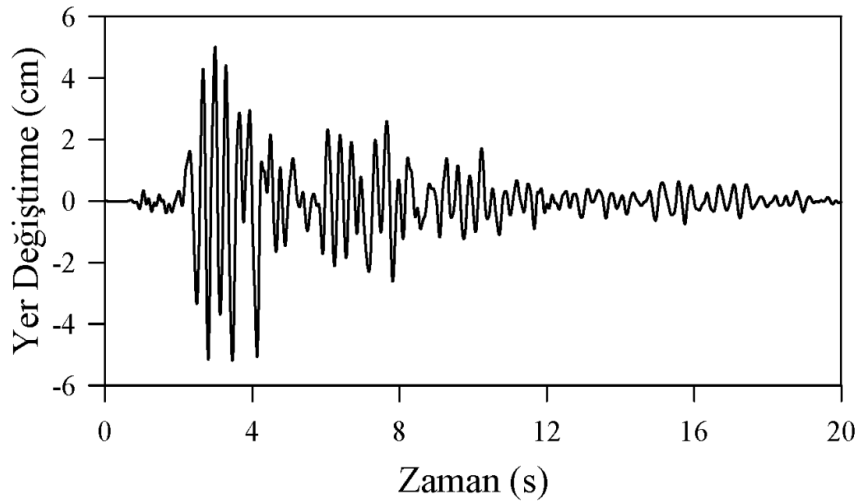
Şekil 3.15. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 2.09 cm)



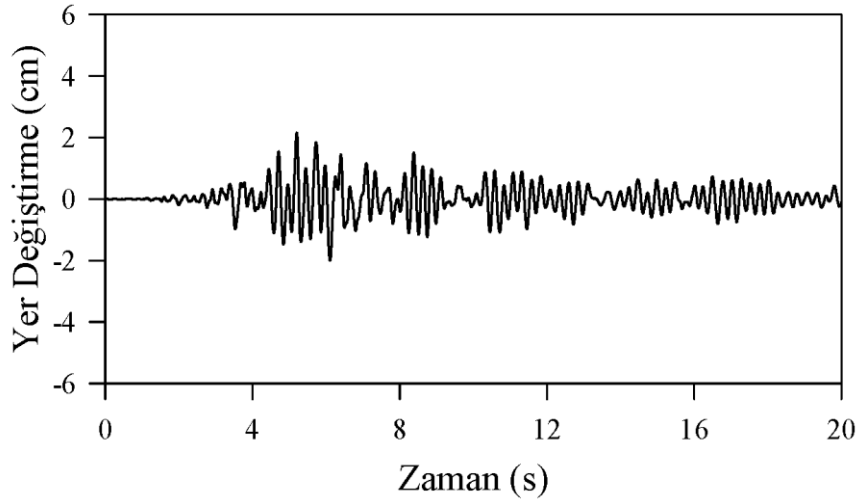
Şekil 3.16. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 4.16 cm)



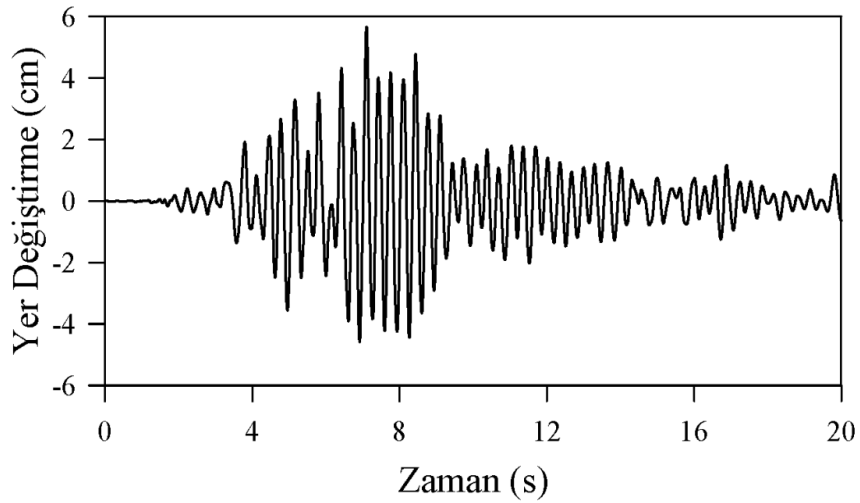
Şekil 3.17. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 3.64 cm)



Şekil 3.18. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 5.19 cm)



Şekil 3.19. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 2.16 cm)



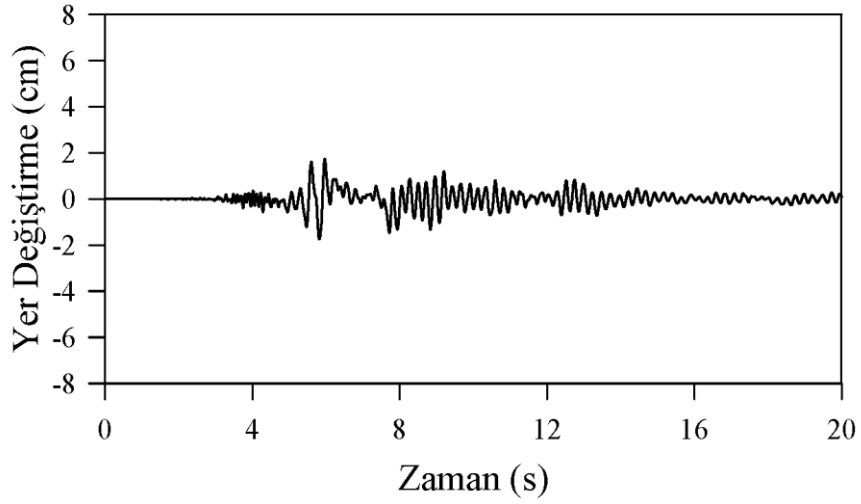
Şekil 3.20. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 5.66 cm)

b) 1979 Imperial Valley Depremi İçin Yer Değiştirmeler

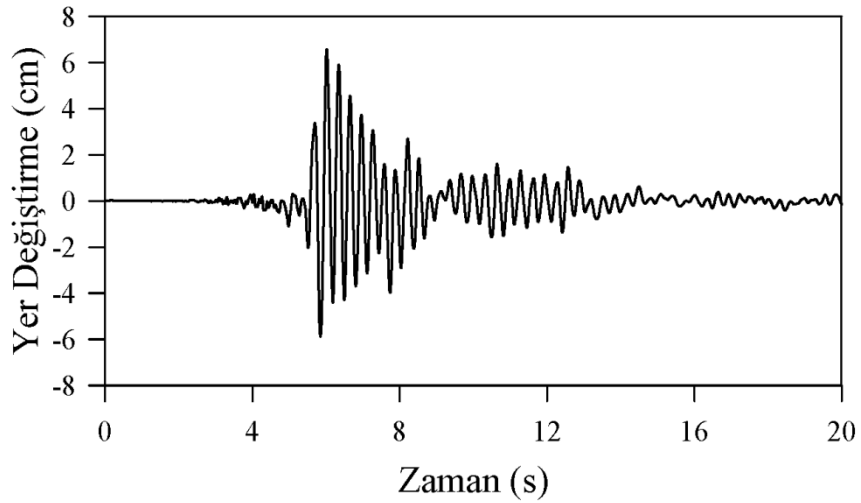
şekil 3.21 ile şekil 3.28 arasında rezervuarın boş ve dolu olması dikkate alınarak yakın ve uzak fay yer hareketine maruz Sarıyar beton ağırlık barajın kretinde memba-mansap doğrultusunda elde edilen yer değiştirmelerin dinamik etki süresince değişimi verilmiştir.

Bu yer değiştirmeler incelendiğinde kret noktasının (1 nolu düğüm noktası) maksimum yer değiştirmesi yakın fay etkisindeki çatlaklı-dolu barajda olduğu görölmektedir. Yakın ve uzak fayın barajın kret noktasındaki yer değiştirmesinin hangi faylanma durumunda fazla olduğunun incelenmesi için analizler farklı baraj modelleri için de tekrarlanması gerekmektedir.

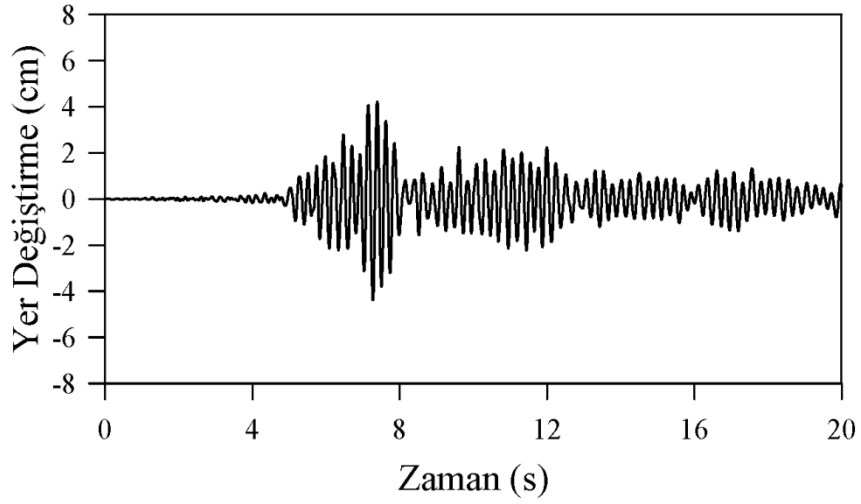




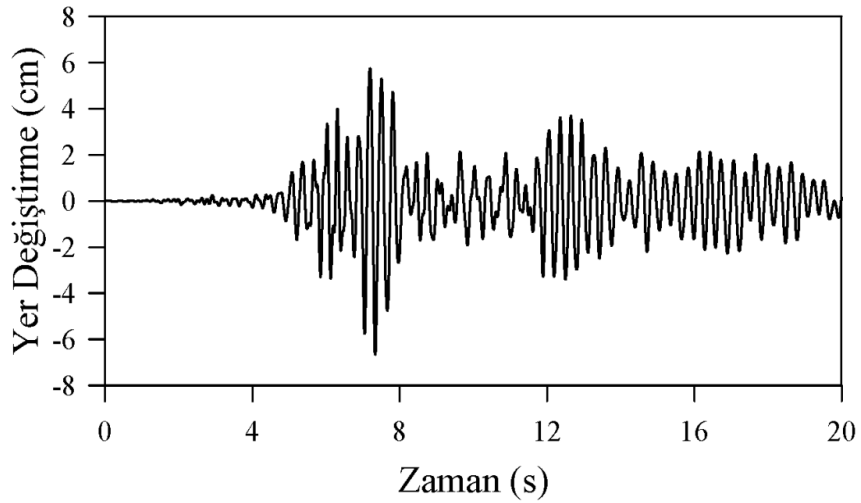
Şekil 3.21. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 1.74 cm)



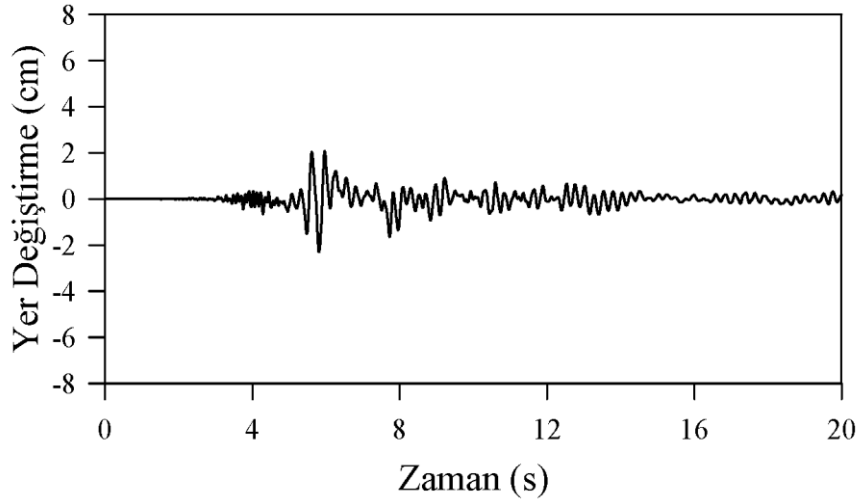
Şekil 3.22. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 6.57 cm)



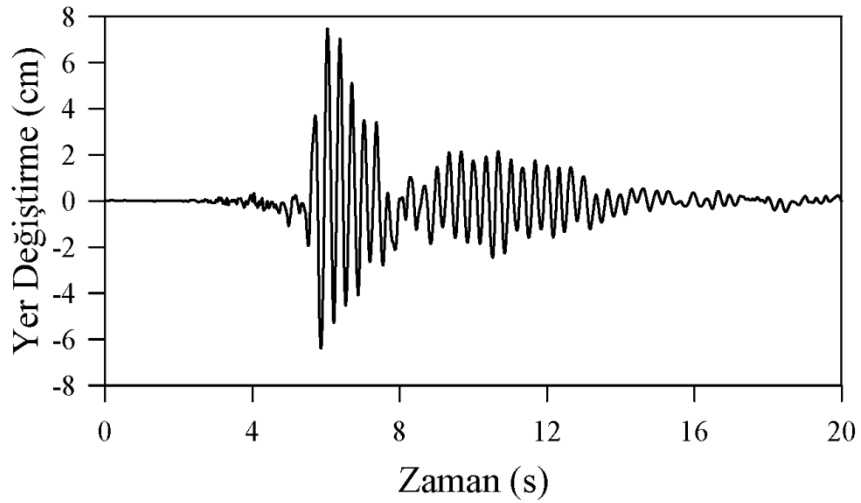
Şekil 3.23. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 4.83 cm)



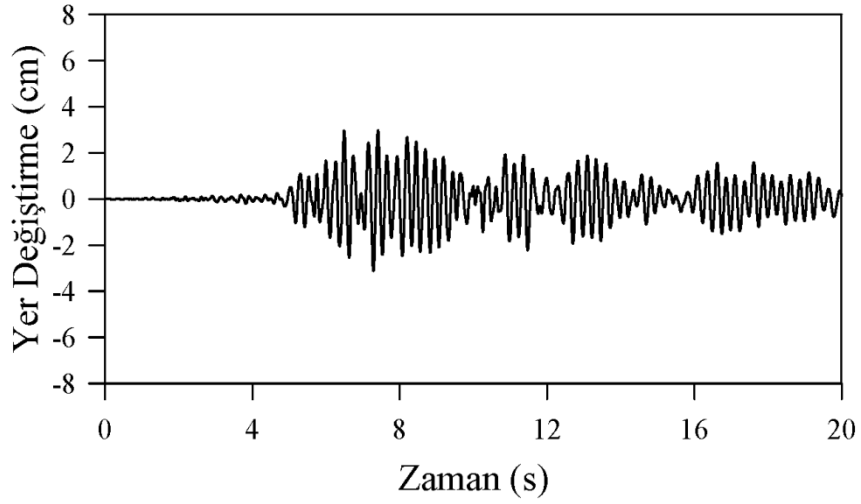
Şekil 3.24. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 6.65 cm)



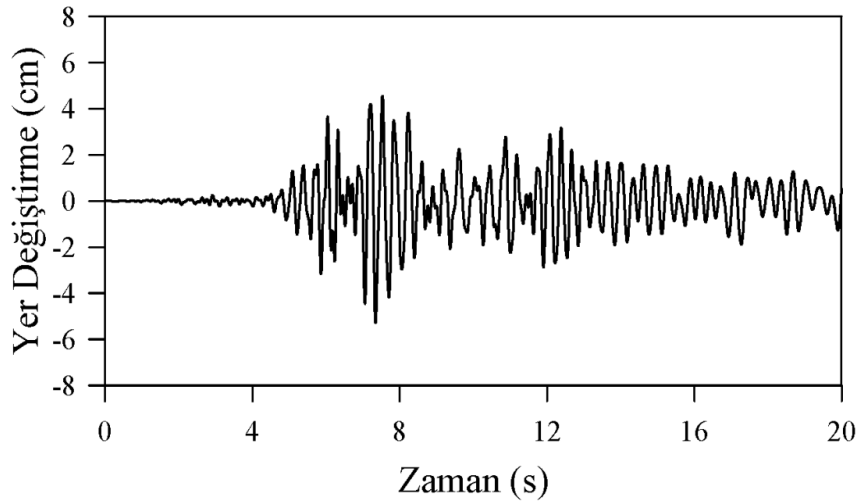
Şekil 3.25. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 2.30cm)



Şekil 3.26. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 7.48 cm)



Şekil 3.27. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 3.12cm)



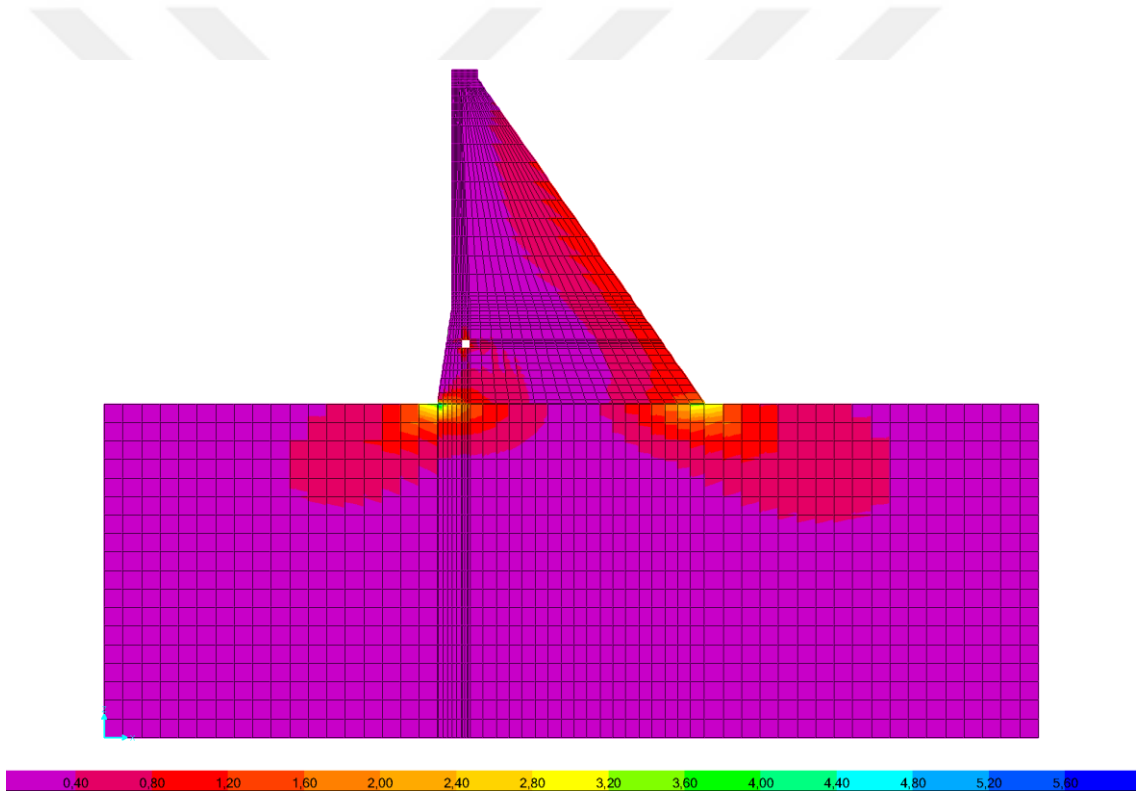
Şekil 3.28. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde kret noktasında (1 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay yer değiştirmelerin zamanla değişimi (Maksimum yer değiştirme 5.27 cm)

3.3.2. Gerilmeler

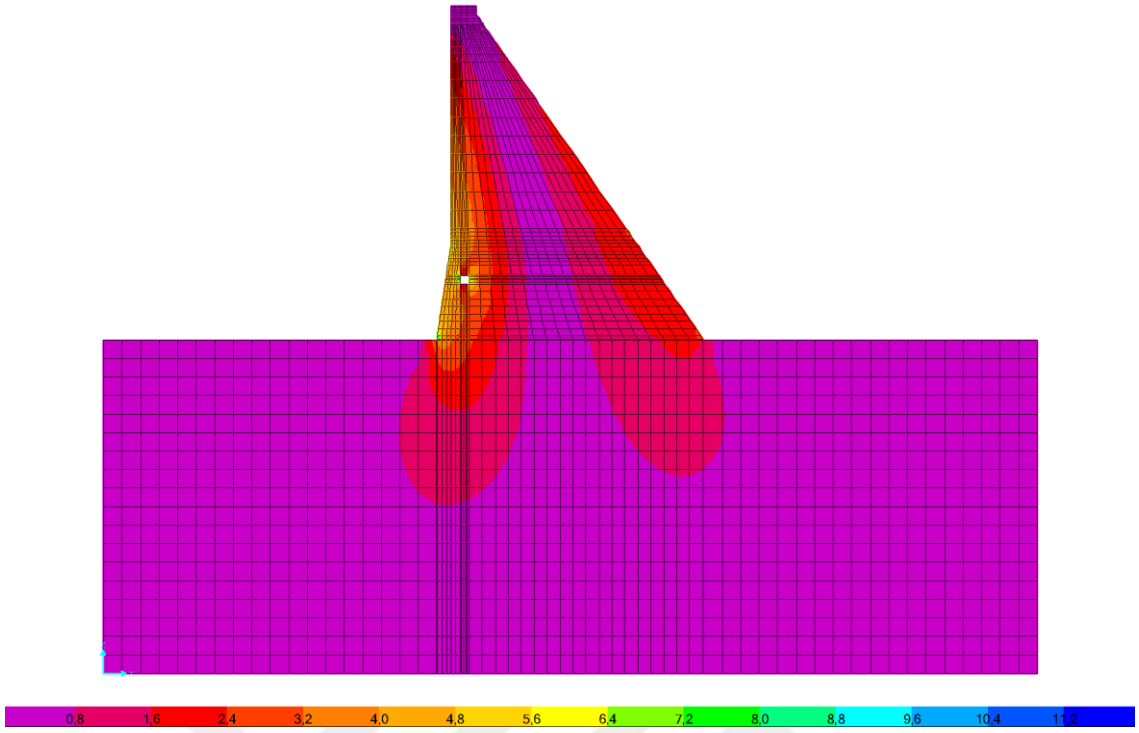
1979 Imperial Valley ve 1989 Loma Prieta depremlerinin yakın ve uzak fay yer hareketine maruz çatlaklı ve çatlaksız Sarıyar Beton Ağırlık Barajı'nın dinamik davranışı sonucunda baraj-zemin modelinde oluşan S_{11} , S_{22} ve S_{12} gerilmeleri elde edilmiştir.

a) 1989 Loma Prieta Depremi İçin Gerilmeler

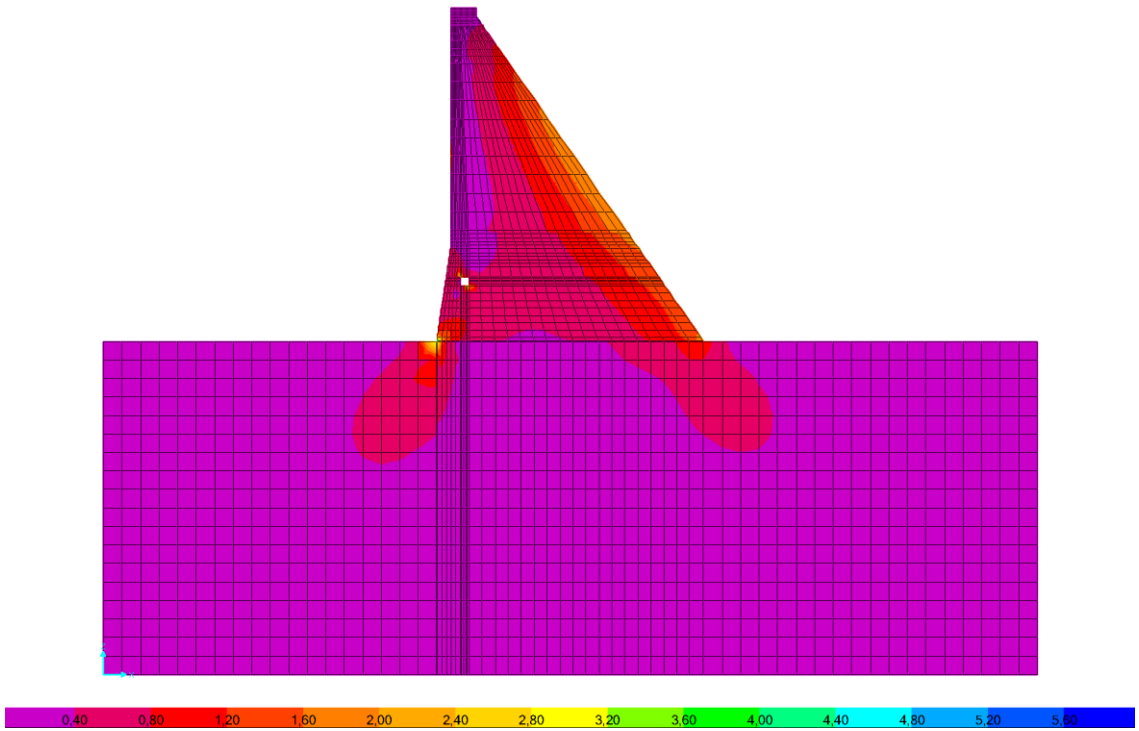
Şekil 3.29 ile Şekil 3.52 arasında verilen bu gerilmeler rezervuarın boş ve dolu olması durumu için ayrı ayrı verilmiştir.



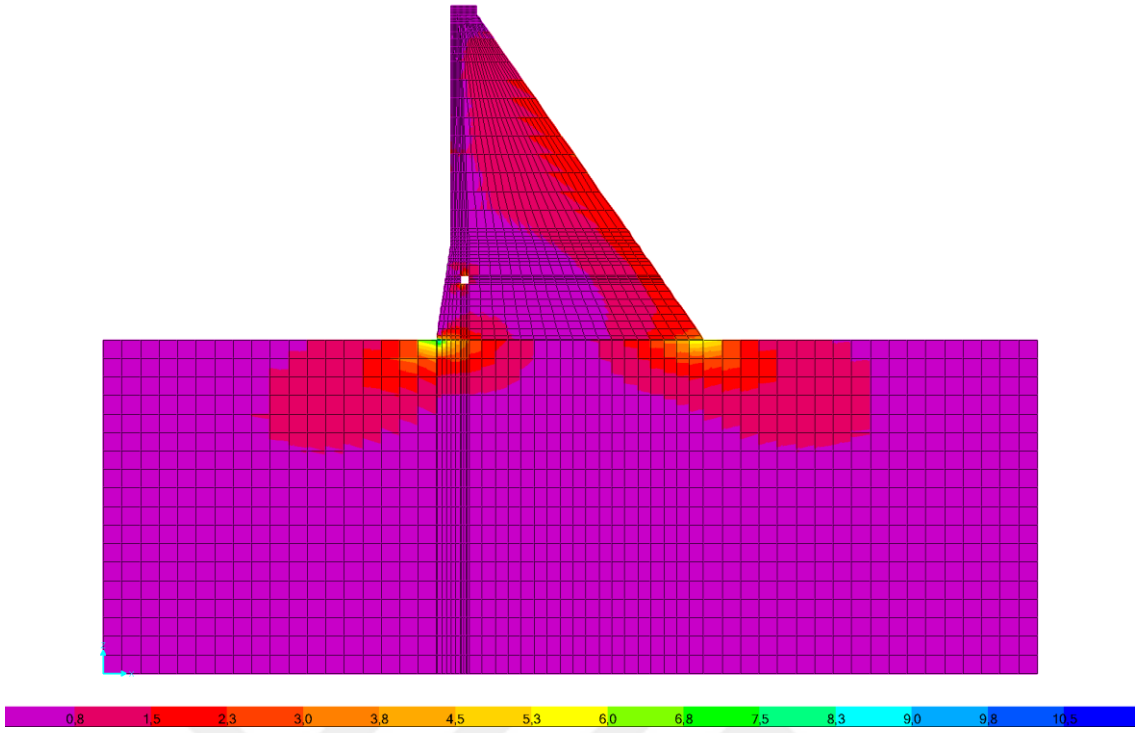
Şekil 3.29. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 5.481$ MPa, $\min S_{11} = 5.843 \times 10^{-4}$ MPa)



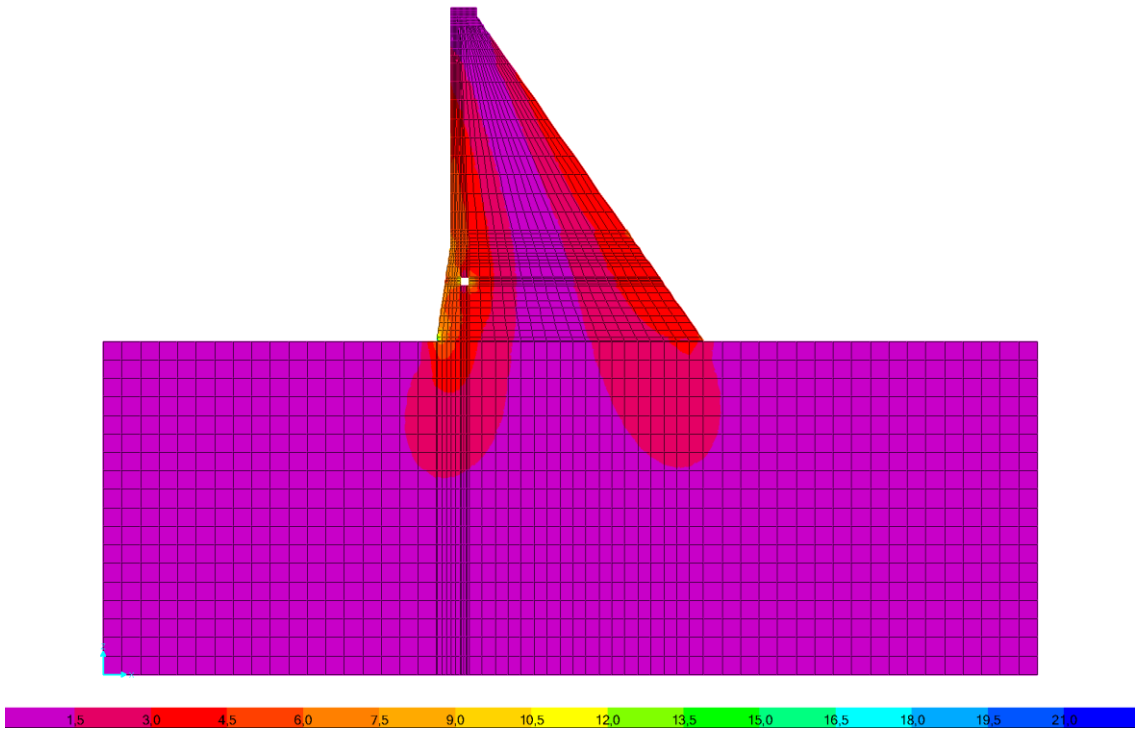
Şekil 3.30. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 11.775$ MPa, $\min S_{22} = 4.077 \times 10^{-4}$ MPa)



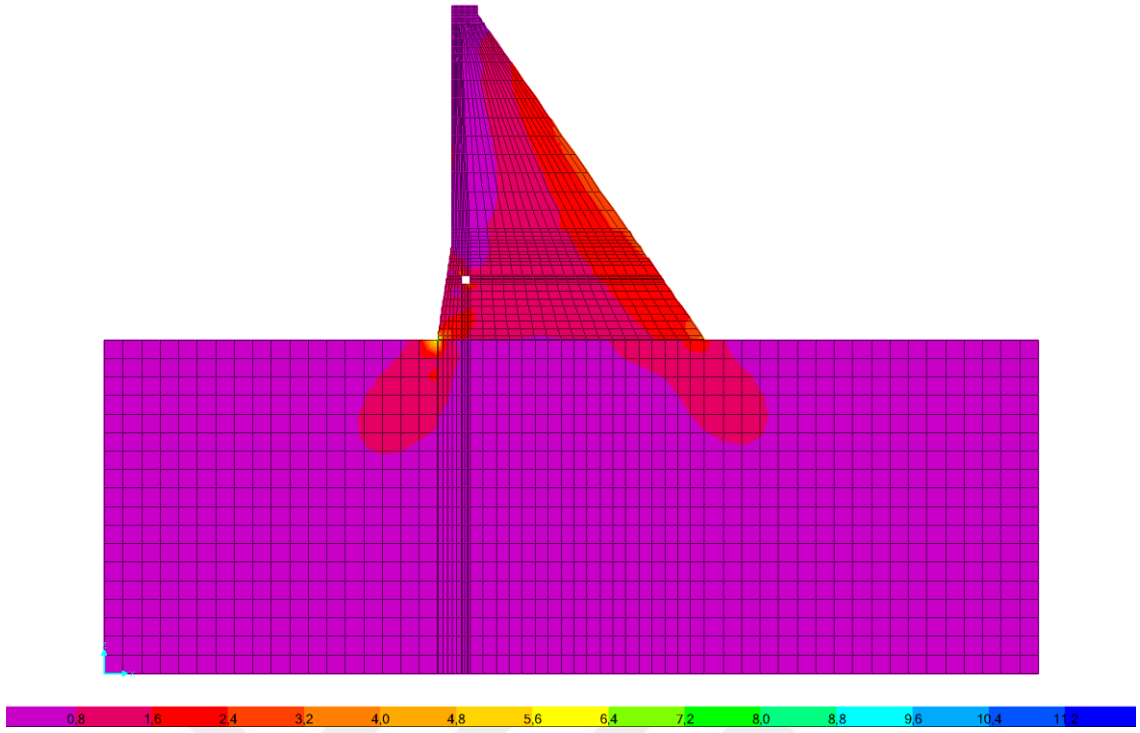
Şekil 3.31. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 5.932$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)



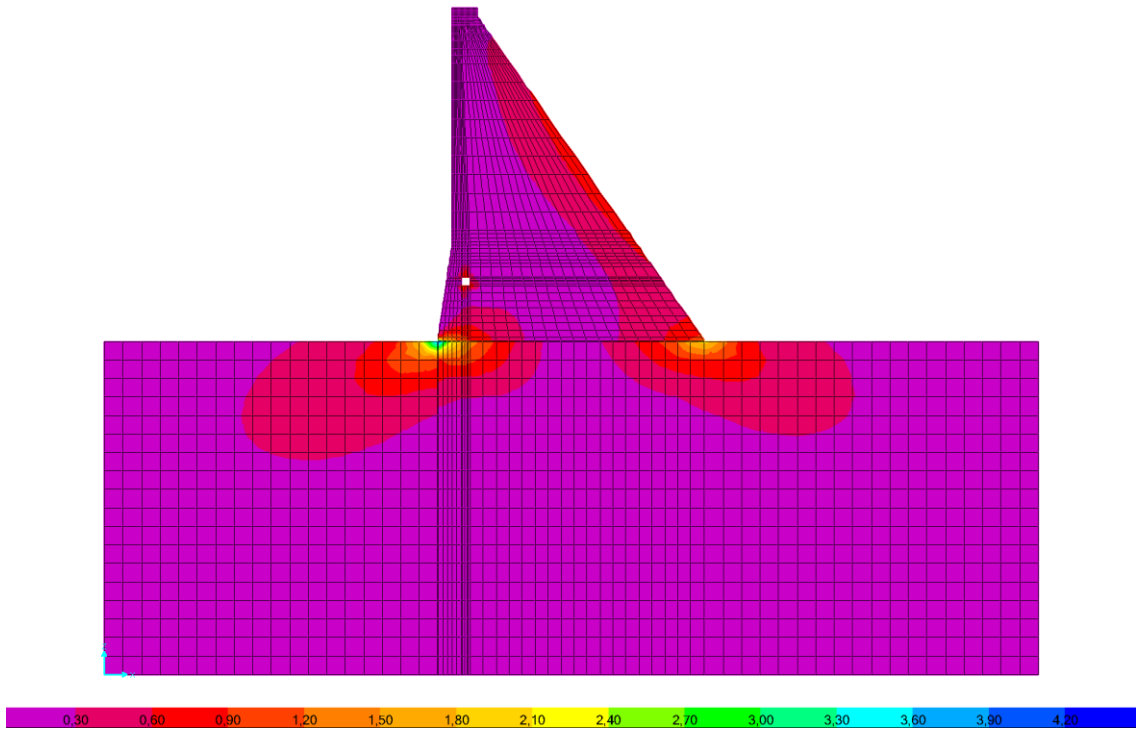
Şekil 3.32. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 10.871$ MPa, $\min S_{11} = 2.632 \times 10^{-4}$ MPa)



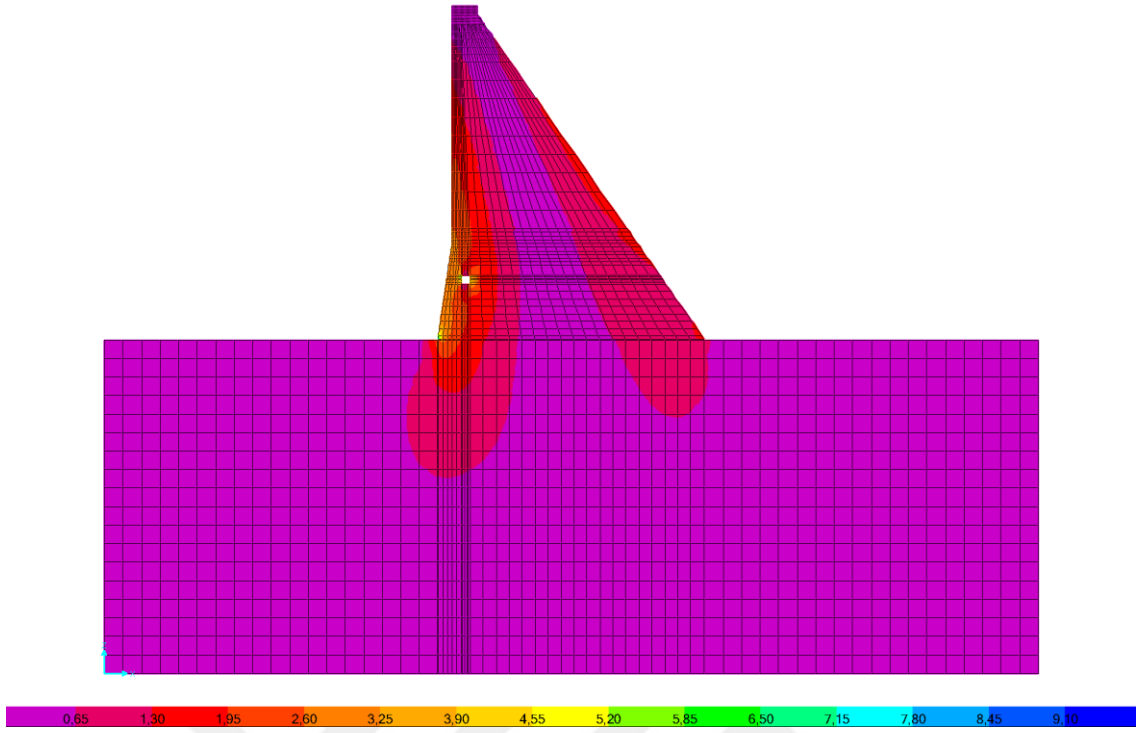
Şekil 3.33. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 21.889$ MPa, $\min S_{22} = 5.751 \times 10^{-4}$ MPa)



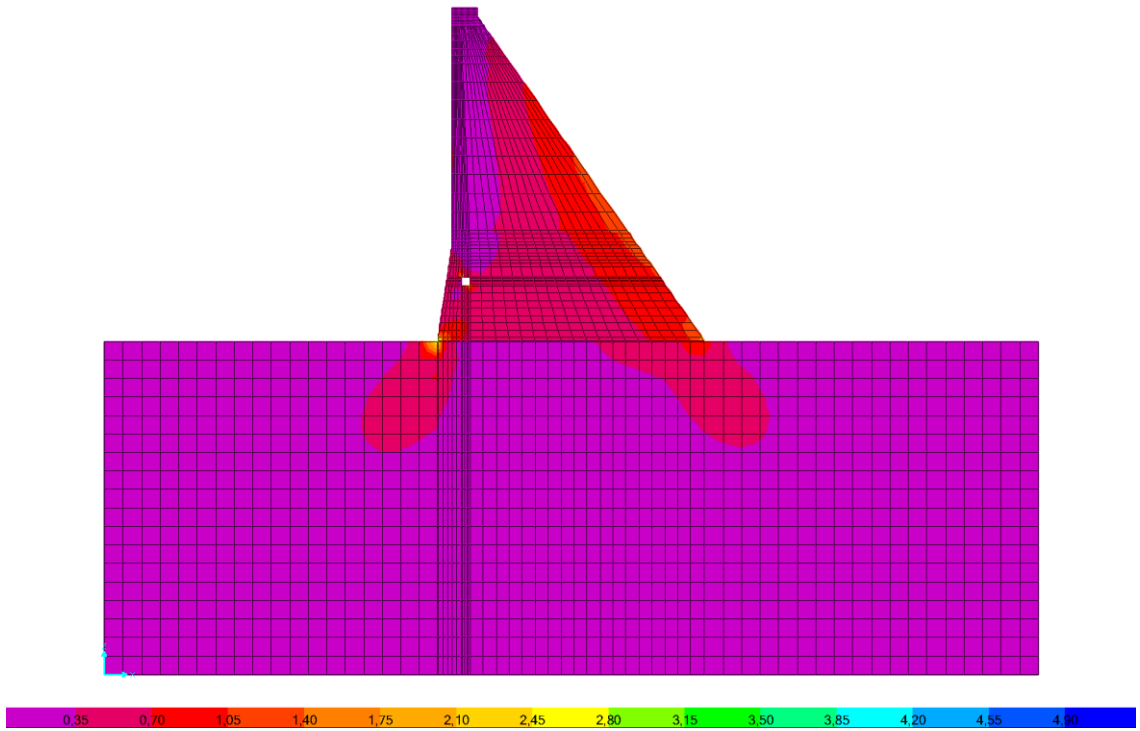
Şekil 3.34. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 11.709$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)



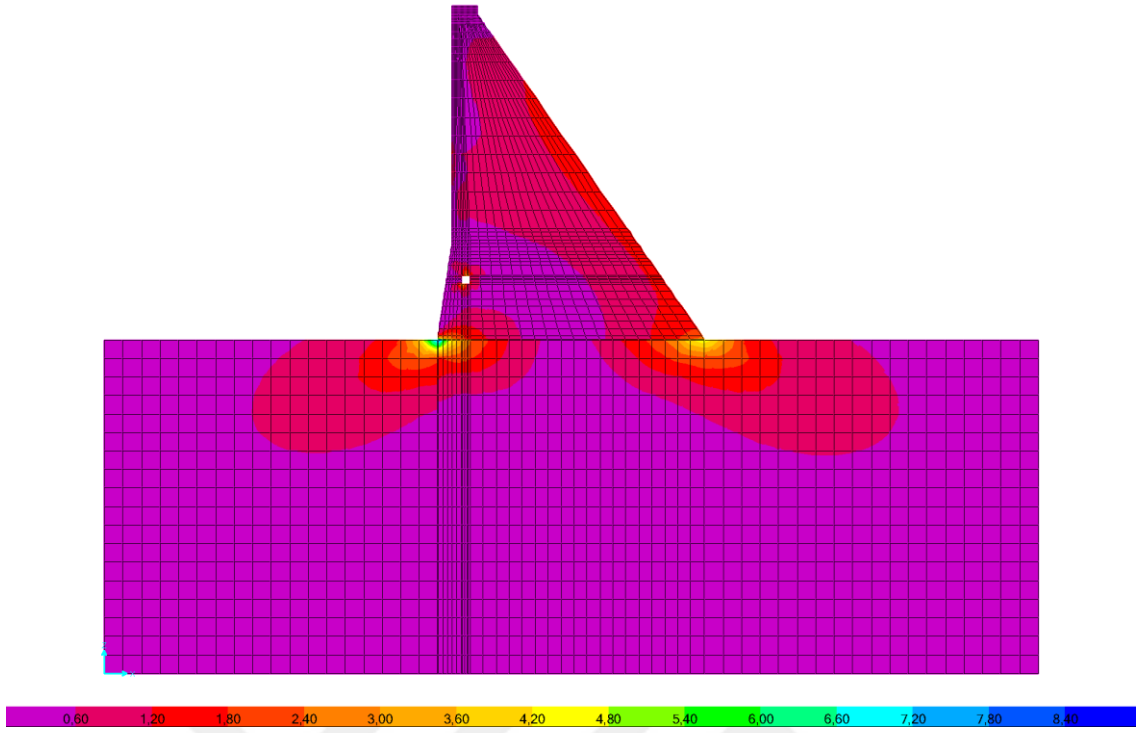
Şekil 3.35. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 4.474$ MPa, $\min S_{11} = 5.021 \times 10^{-4}$ MPa)



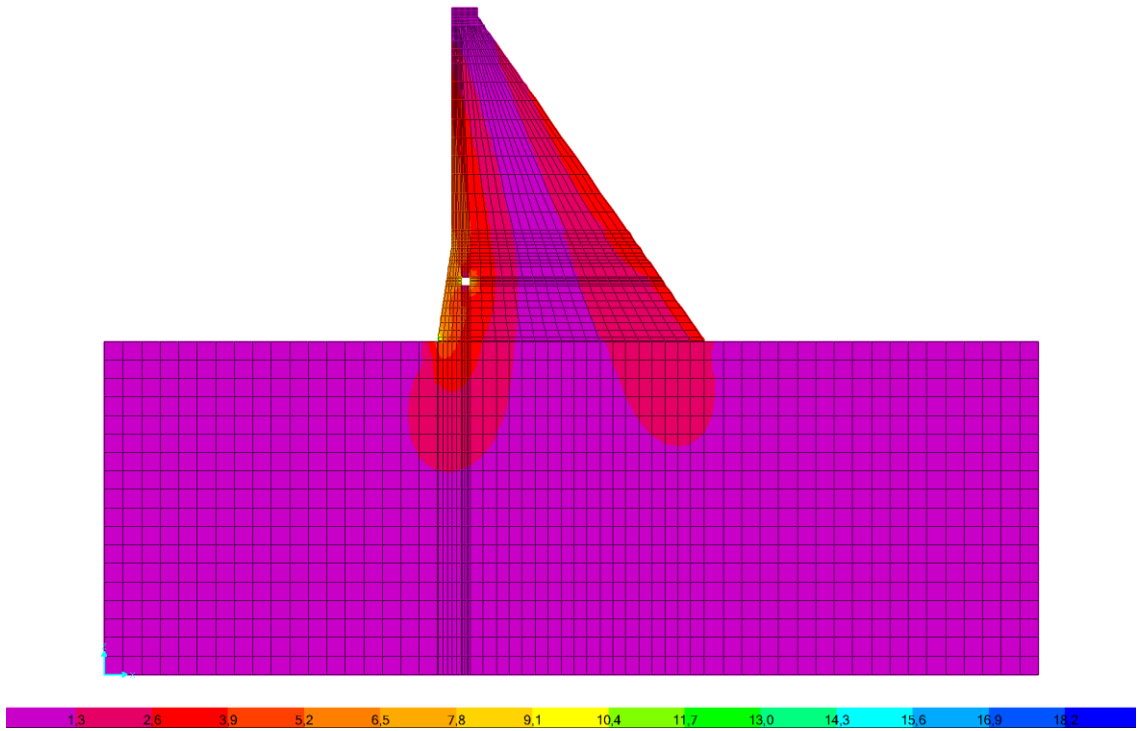
Şekil 3.36. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 9.031$ MPa, $\min S_{22} = 3.556 \times 10^{-4}$ MPa)



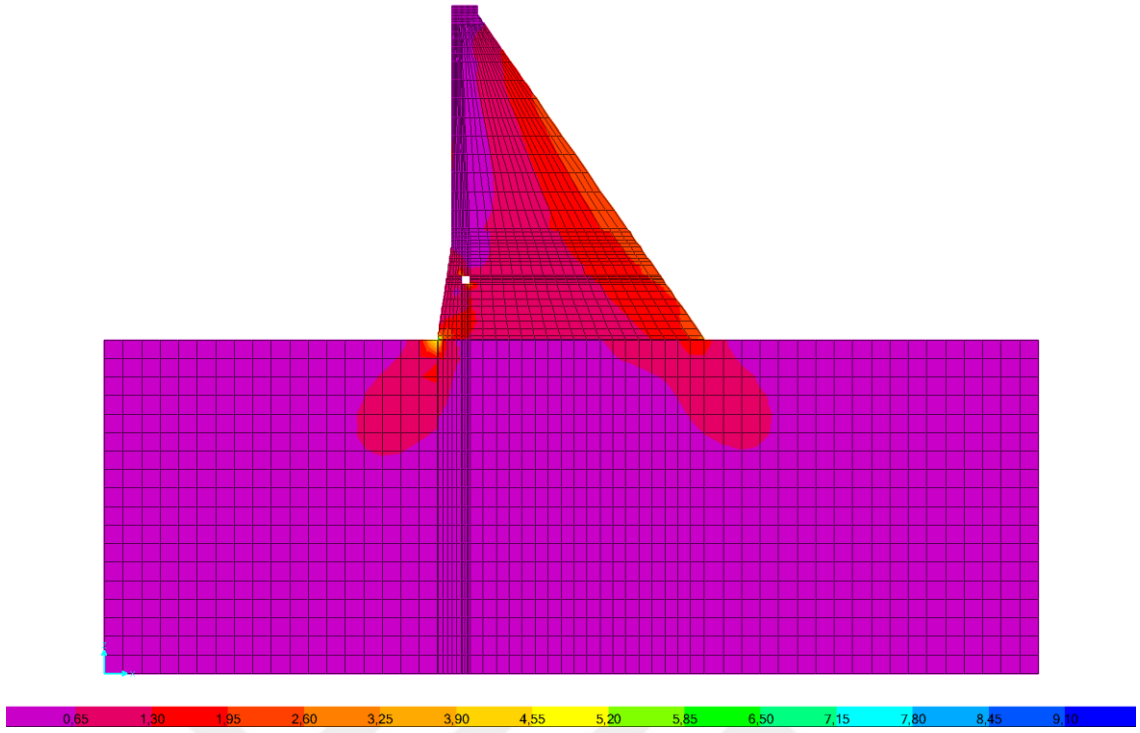
Şekil 3.37. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 4.731$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)



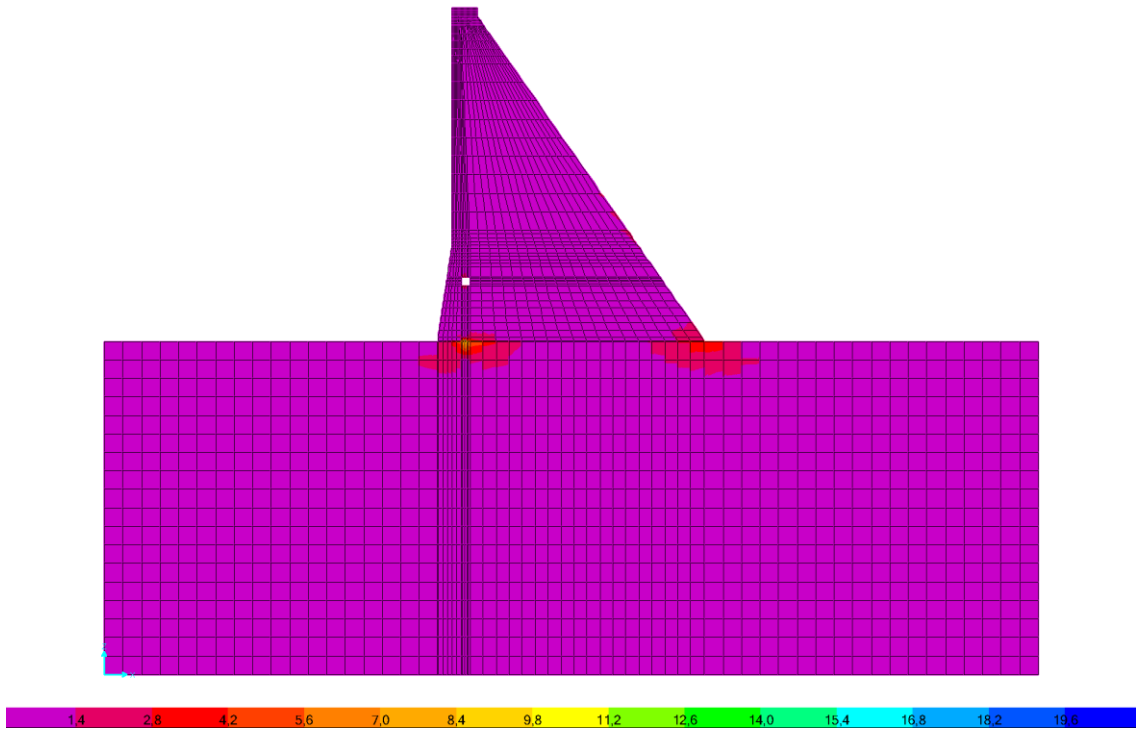
Şekil 3.38. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 8.973$ MPa, $\min S_{11} = 4.213 \times 10^{-4}$ MPa)



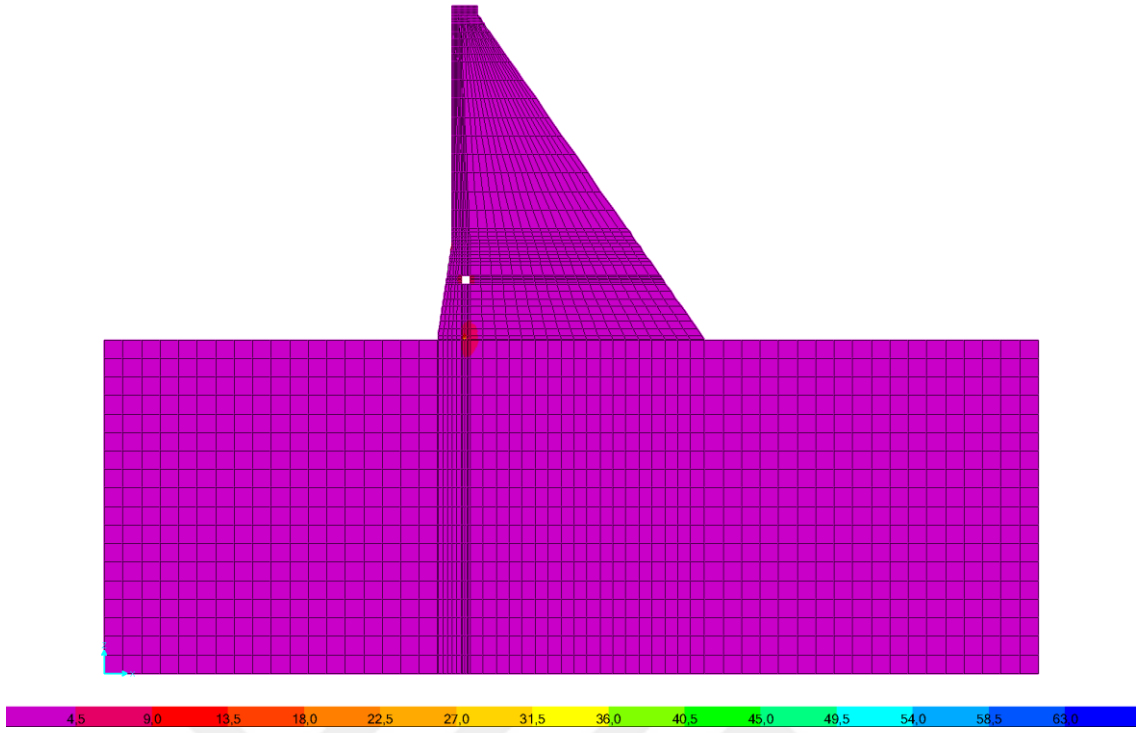
Şekil 3.39. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 18.151$ MPa, $\min S_{22} = 8.752 \times 10^{-4}$ MPa)



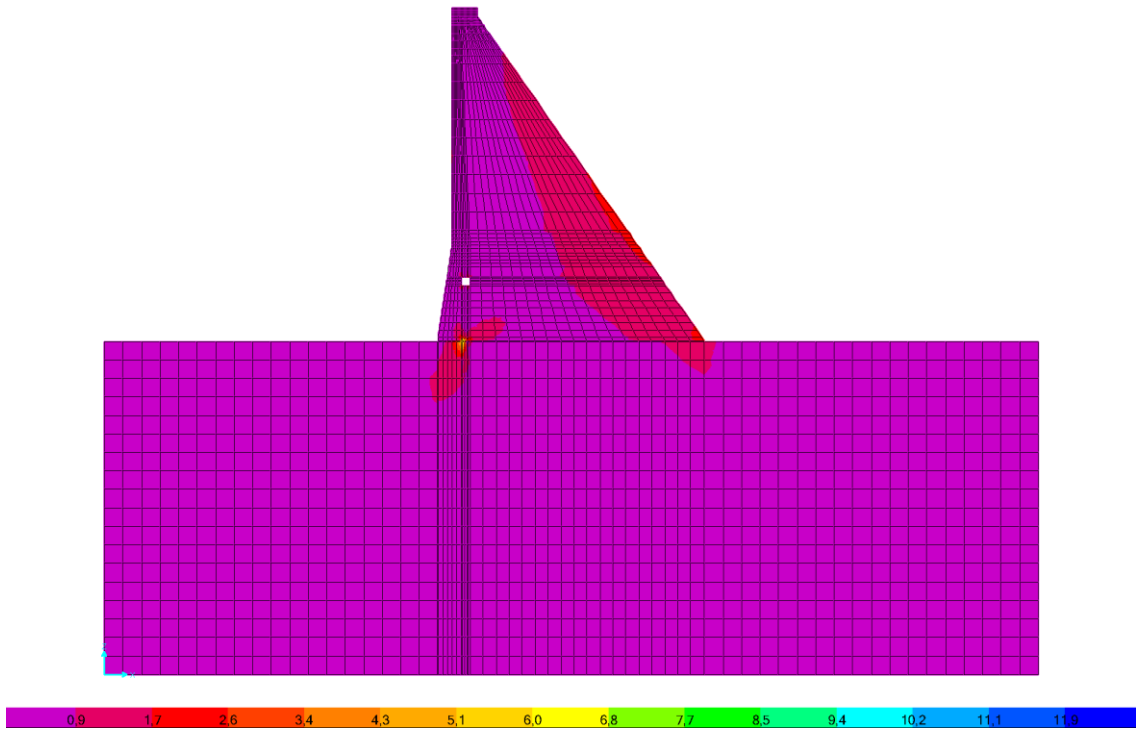
Şekil 3.40. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 9.664$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)



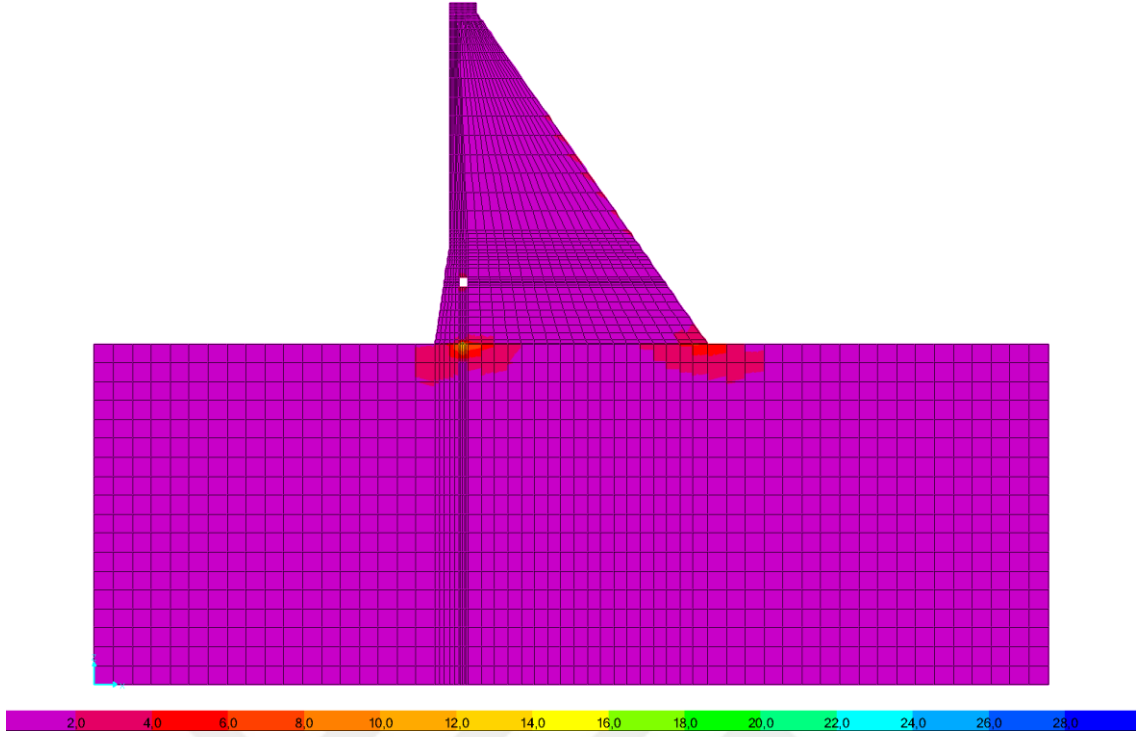
Şekil 3.41. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 20.152$ MPa, $\min S_{11} = 5.150 \times 10^{-4}$ MPa)



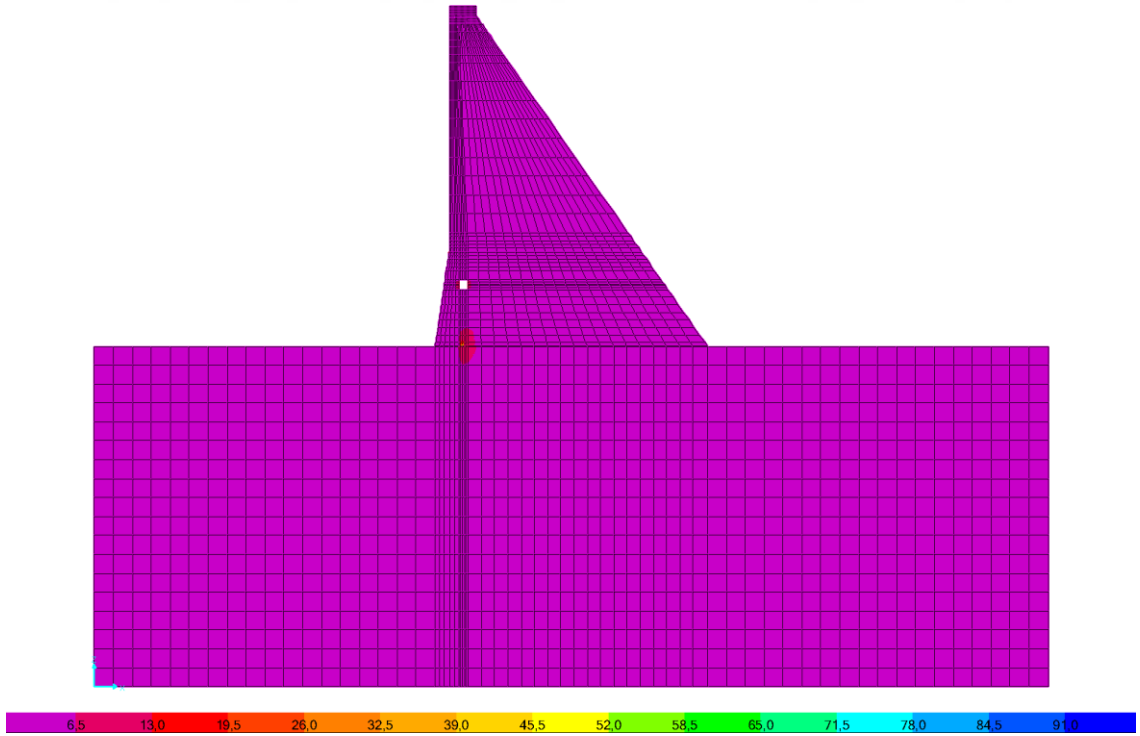
Şekil 3.42. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 67.124$ MPa, $\min S_{22} = 3.667 \times 10^{-4}$ MPa)



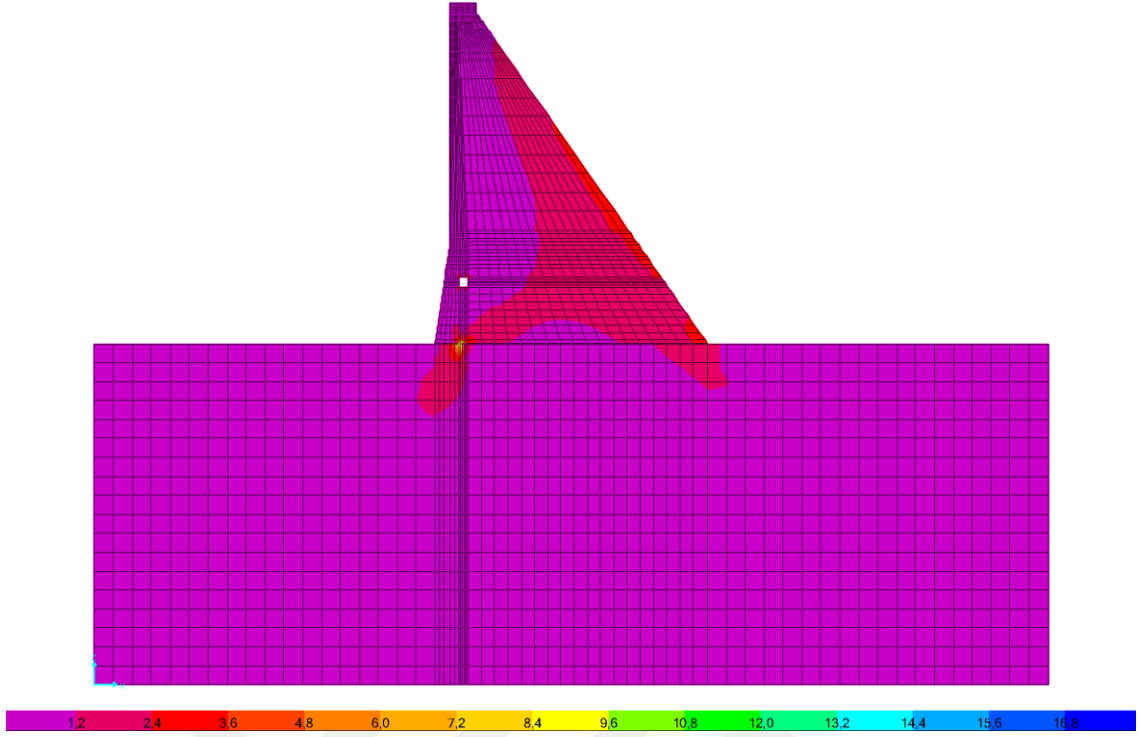
Şekil 3.43. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 12.625$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)



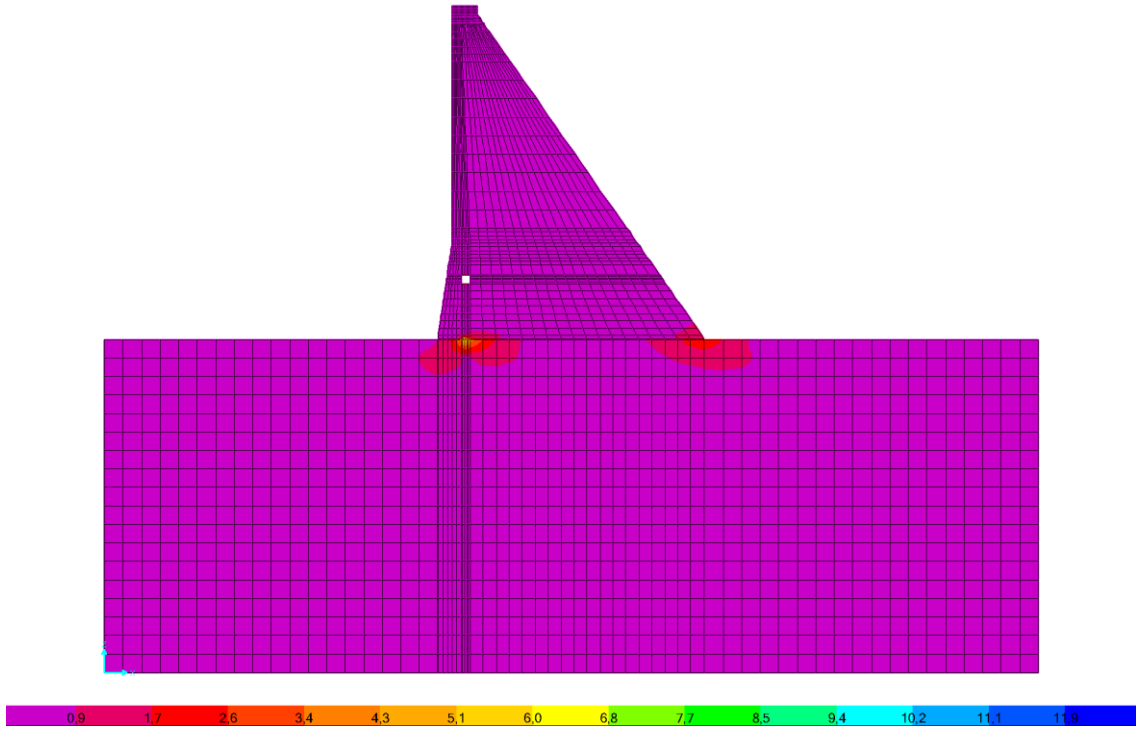
Şekil 3.44. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 29.3$ MPa, $\min S_{11} = 3.495 \times 10^{-4}$ MPa)



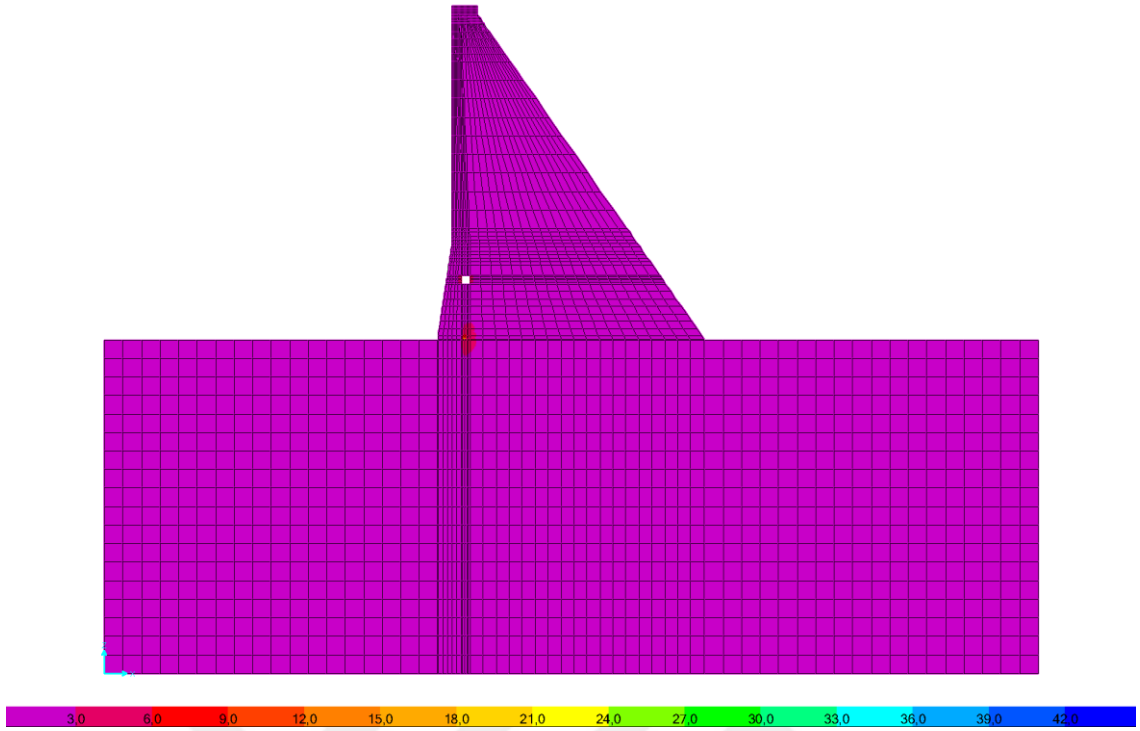
Şekil 3.45. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 97.396$ MPa, $\min S_{22} = 8.833 \times 10^{-4}$ MPa)



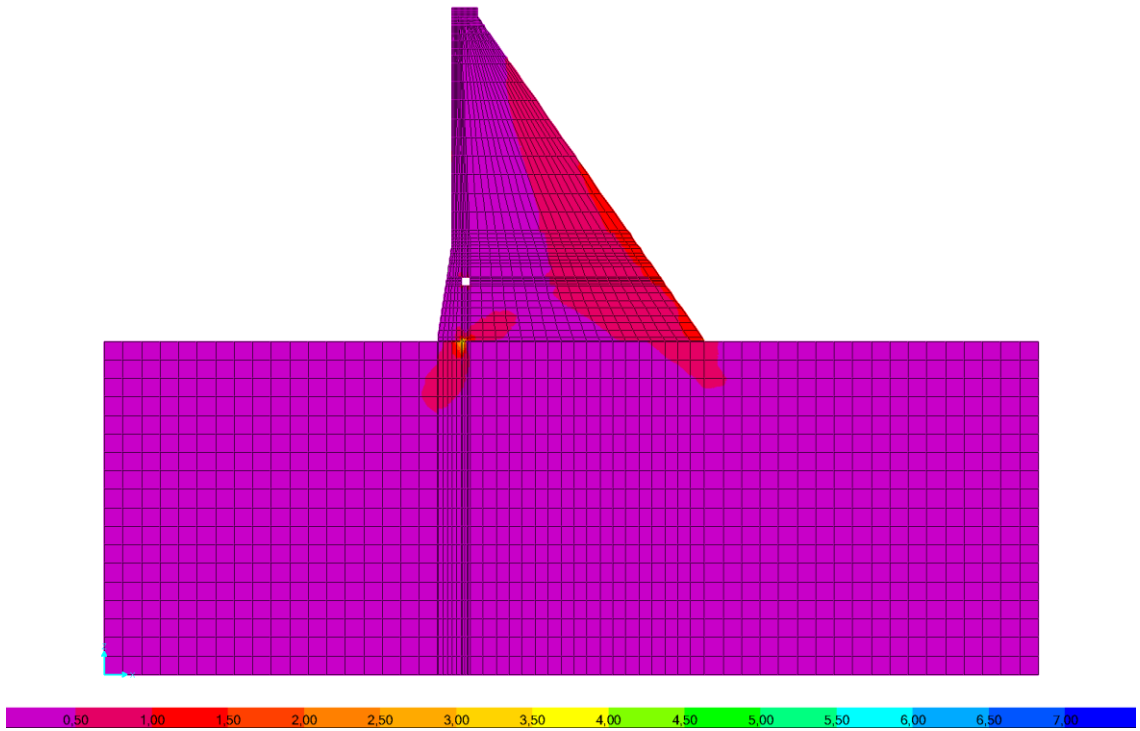
Şekil 3.46. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 17.088$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)



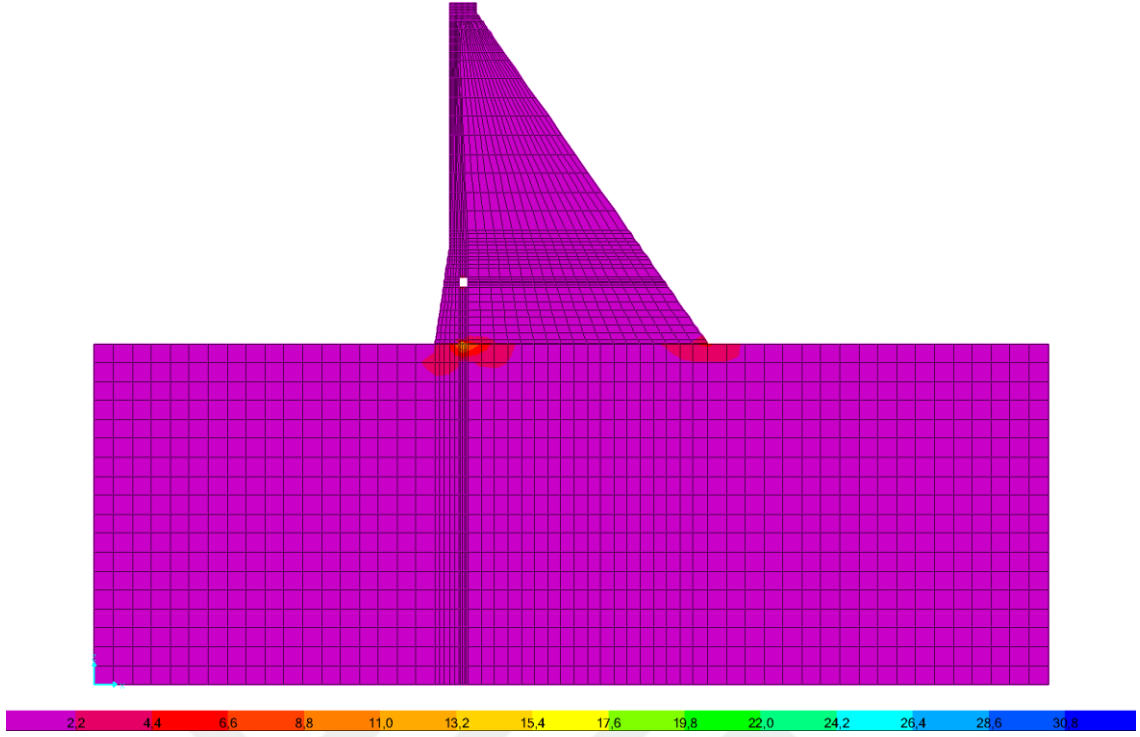
Şekil 3.47. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 12.662$ MPa, $\min S_{11} = 4.305 \times 10^{-4}$ MPa)



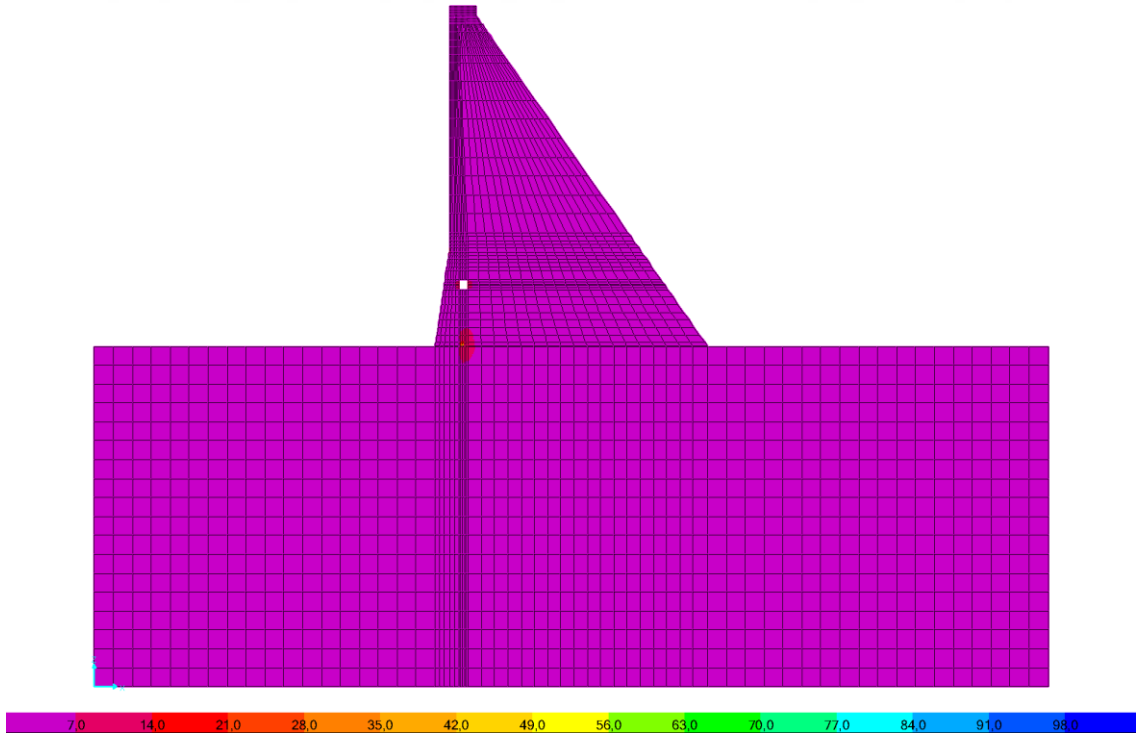
Şekil 3.48. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 42.116$ MPa, $\min S_{22} = 2.388 \times 10^{-4}$ MPa)



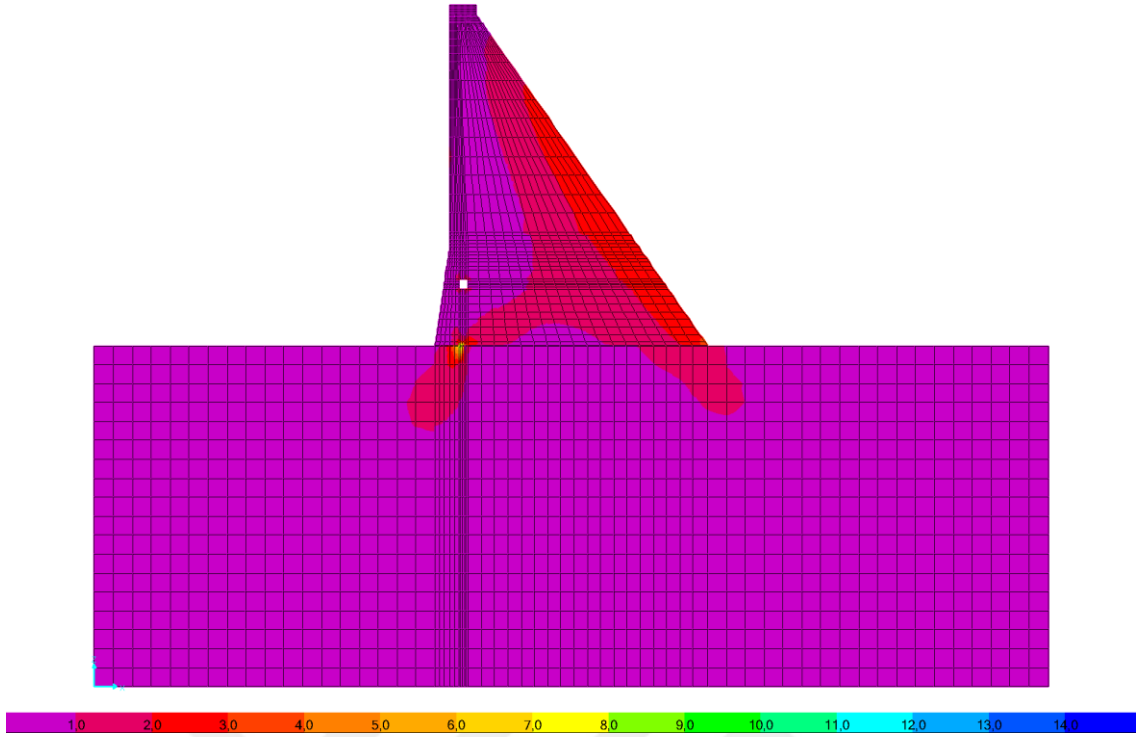
Şekil 3.49. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 6.875$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)



Şekil 3.50. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 30.129$ MPa, $\min S_{11} = 4.273 \times 10^{-4}$ MPa)



Şekil 3.51. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 100.369$ MPa, $\min S_{22} = 7.641 \times 10^{-4}$ MPa)

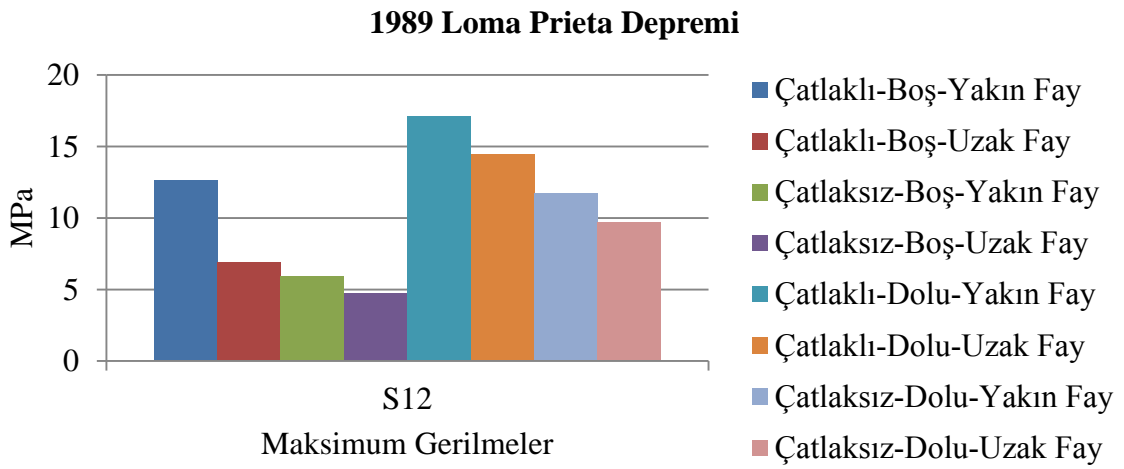
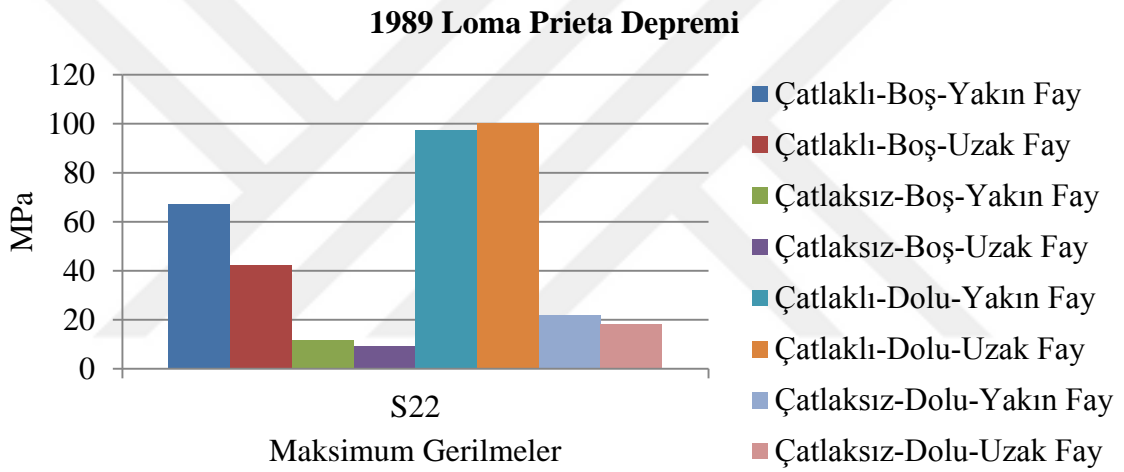
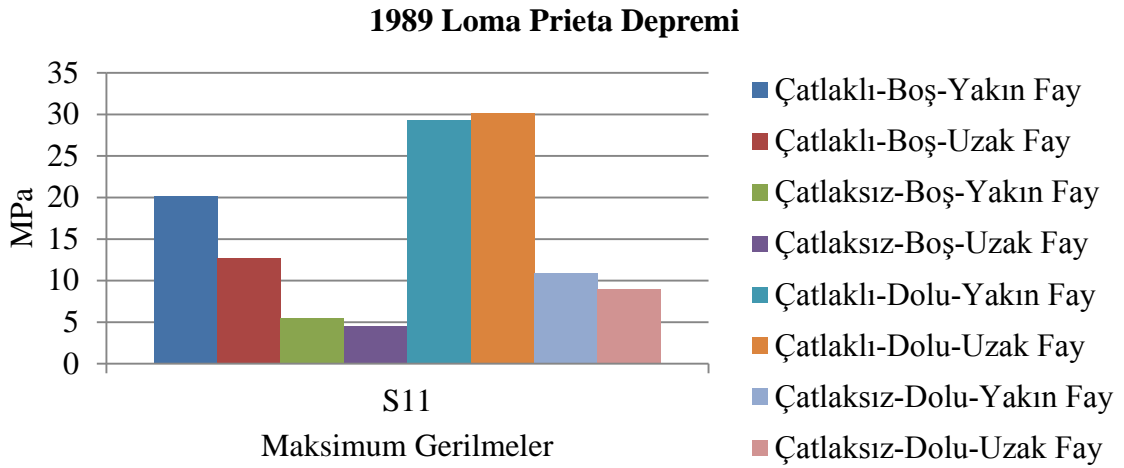


Şekil 3.52. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 14.472$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)

Şekil 3.29 ile Şekil 3.52 arasında verilen bu gerilmeler incelendiğinde maksimum gerilmenin yakın fay etkisindeki çatlaklı-dolu barajın S_{22} gerilmesi olduğu görülmektedir. Beton ağırlık barajlarda deprem etkisinde gerilmelerin barajın topuk, burun ve mansap gövdesin olması beklenmektedir. Yapılan incelemelerde bu durum çatlaksız barajın yakın ve uzak fay etkisindeki modellerinde görülmektedir. Çatlaklı barajda ise gerilmeler genel olarak çatlağın bittiği yüzeyde, topuk, burun ve barajın mansap yüzünde oluşmuştur. Şekiller genel olarak incelendiğinde maksimum gerilmenin S_{22} çekme gerilmesi olduğu görülmüştür. Analizlerden önce yakın fay etkisinin uzak fay etkisinden daha büyük olması beklenmiştir. Yapılan analizler sonucunda uzak fay etkisindeki çatlaklı barajda maksimum S_{22} gerilmesi görülmüştür. Ancak yapılan analiz sonuçları incelendiğinde barajlarda yakın fay etkisinin daha etkili olduğu görülmüştür. Çatlaklı barajlarda gerilmeler çatlağın bittiği yüzeyde oluşmuştur. Tablo 3.2’de elde edilen gerilmelerin maksimum ve minimum değerleri ve Şekil 3.53’te de maksimum gerilmelerin karşılaştırılması verilmiştir.

Tablo 3.2. Yakın ve uzak fay etkisinde çatlaklı ve çatlaksız baraj-zemin modellerinde oluşan gerilme değerleri (1989 Loma Prieta Depremi)

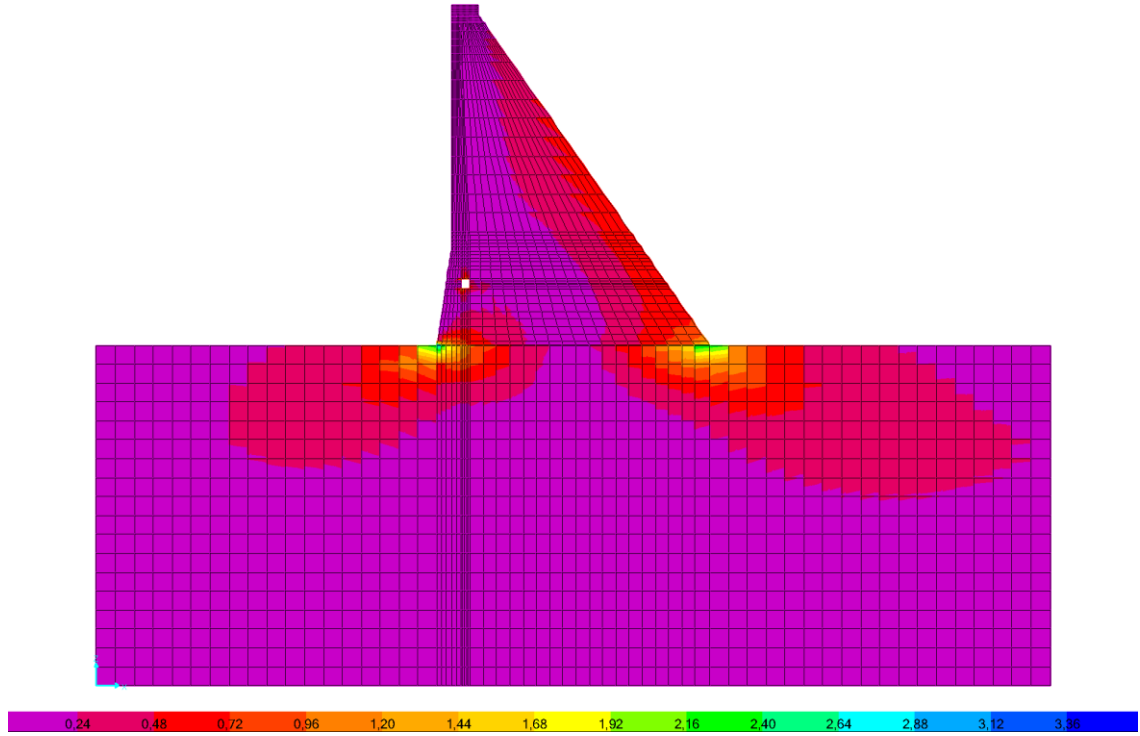
		Yakın Fay		Uzak Fay		
ÇATLAKLI BARAJ	Boş	S ₁₁	min= 5.150x10 ⁻⁴ MPa max= 20.152 MPa	Boş	S ₁₁	min= 4.305x10 ⁻⁴ MPa max= 12.662 MPa
		S ₂₂	min= 3.667x10 ⁻⁴ MPa max= 67.124 MPa		S ₂₂	min= 2.388x10 ⁻⁴ MPa max= 42.116 MPa
		S ₁₂	min= 0 MPa max= 12.625 MPa		S ₁₂	min= 0 MPa max= 6.875 MPa
	Dolu	S ₁₁	min= 3.495x10 ⁻⁴ MPa max= 29.30 MPa	Dolu	S ₁₁	min= 4.273x10 ⁻⁴ MPa max= 30.129 MPa
		S ₂₂	min= 8.833x10 ⁻⁴ MPa max= 97.396 MPa		S ₂₂	min= 7.641x10 ⁻⁴ MPa max= 100.369 MPa
		S ₁₂	min= 0 MPa max= 17.088 MPa		S ₁₂	min= 0 MPa max= 14.472 MPa
ÇATLAKSIZ BARAJ	Boş	S ₁₁	min= 5.843x10 ⁻⁴ MPa max= 5.481 MPa	Boş	S ₁₁	min= 5.021x10 ⁻⁴ MPa max= 4.474 MPa
		S ₂₂	min= 4.077x10 ⁻⁴ MPa max= 11.775 MPa		S ₂₂	min= 3.556x10 ⁻⁴ MPa max= 9.031 MPa
		S ₁₂	min= 0 MPa max= 5.932 MPa		S ₁₂	min= 0 MPa max= 4.731 MPa
	Dolu	S ₁₁	min= 2.632x10 ⁻⁴ MPa max= 10.871 MPa	Dolu	S ₁₁	min= 4.213x10 ⁻⁴ MPa max= 8.973 MPa
		S ₂₂	min= 5.751x10 ⁻⁴ MPa max= 21.889 MPa		S ₂₂	min= 8.752x10 ⁻⁴ MPa max= 18.151 MPa
		S ₁₂	min= 0 MPa max= 11.709 MPa		S ₁₂	min= 0 MPa max= 9.664 MPa



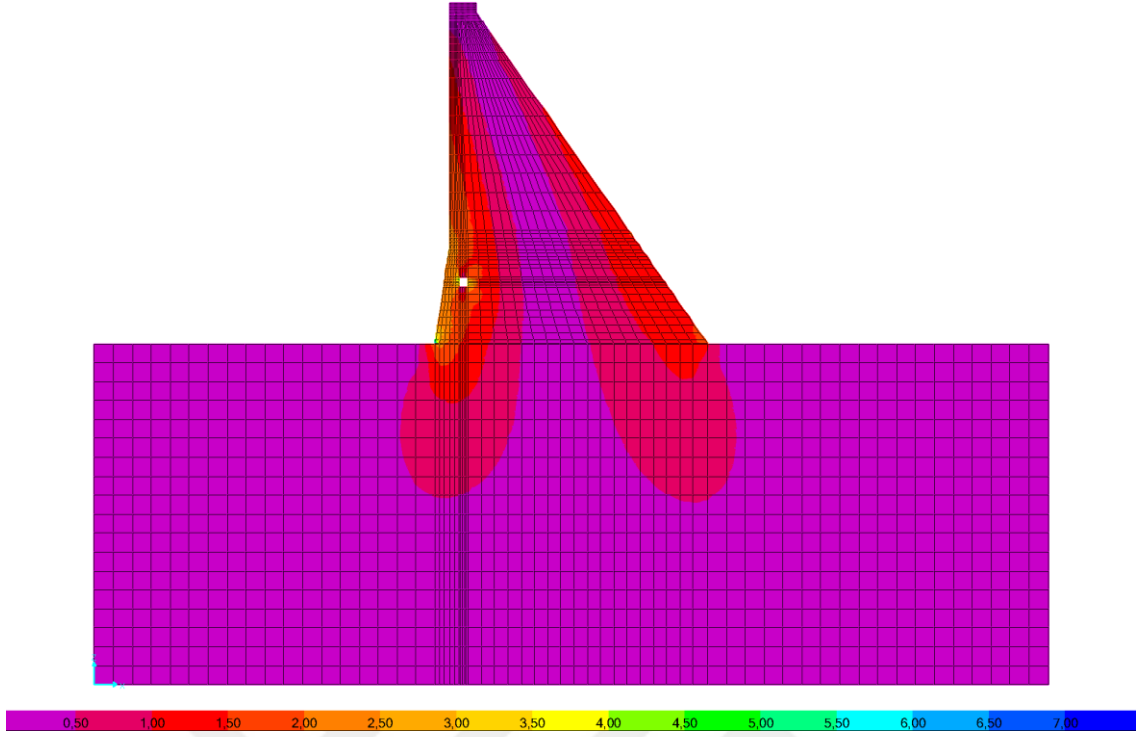
Şekil 3.53. Yakın ve uzak fay etkisinde çatlaklı ve çatlaksız baraj-zemin modellerinde oluşan gerilme değerlerinin karşılaştırılması (1989 Loma Prieta Depremi)

b) 1979 Imperial Valley Depremi İçin Gerilmeler

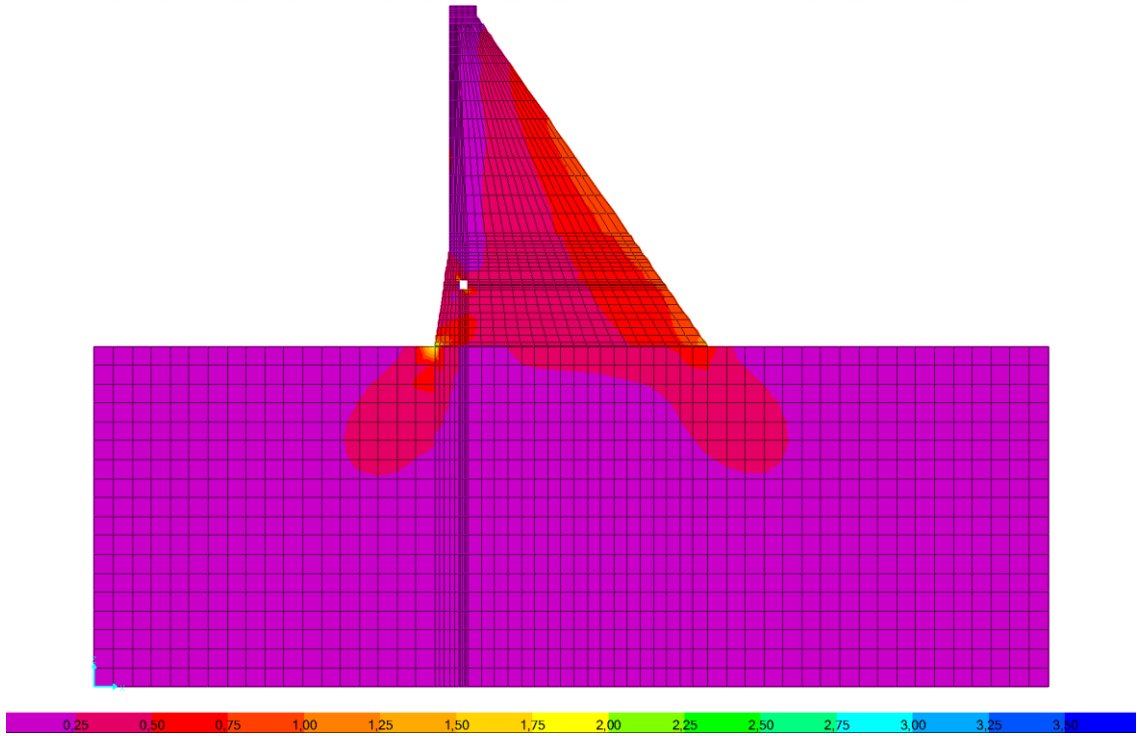
Şekil 3.53 ile Şekil 3.76 arasında verilen bu gerilmeler rezervuarın boş ve dolu olması durumu için ayrı ayrı verilmiştir.



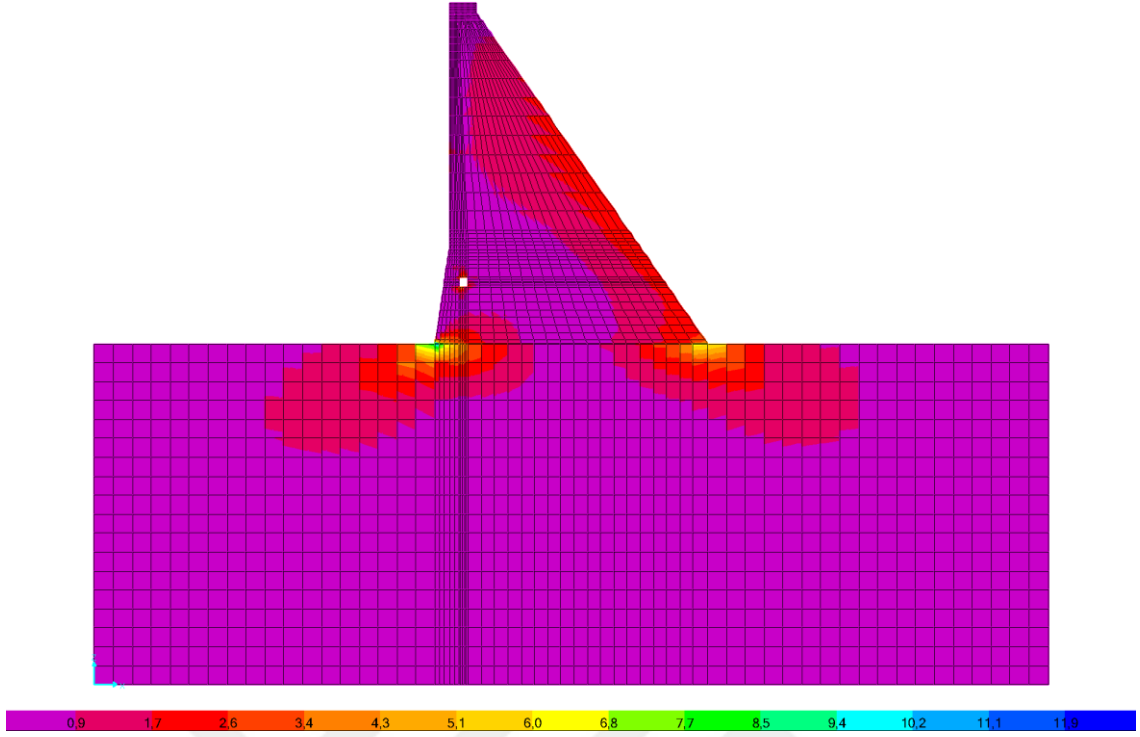
Şekil 3.54. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 3.538$ MPa, $\min S_{11} = 8.471 \times 10^{-4}$ MPa)



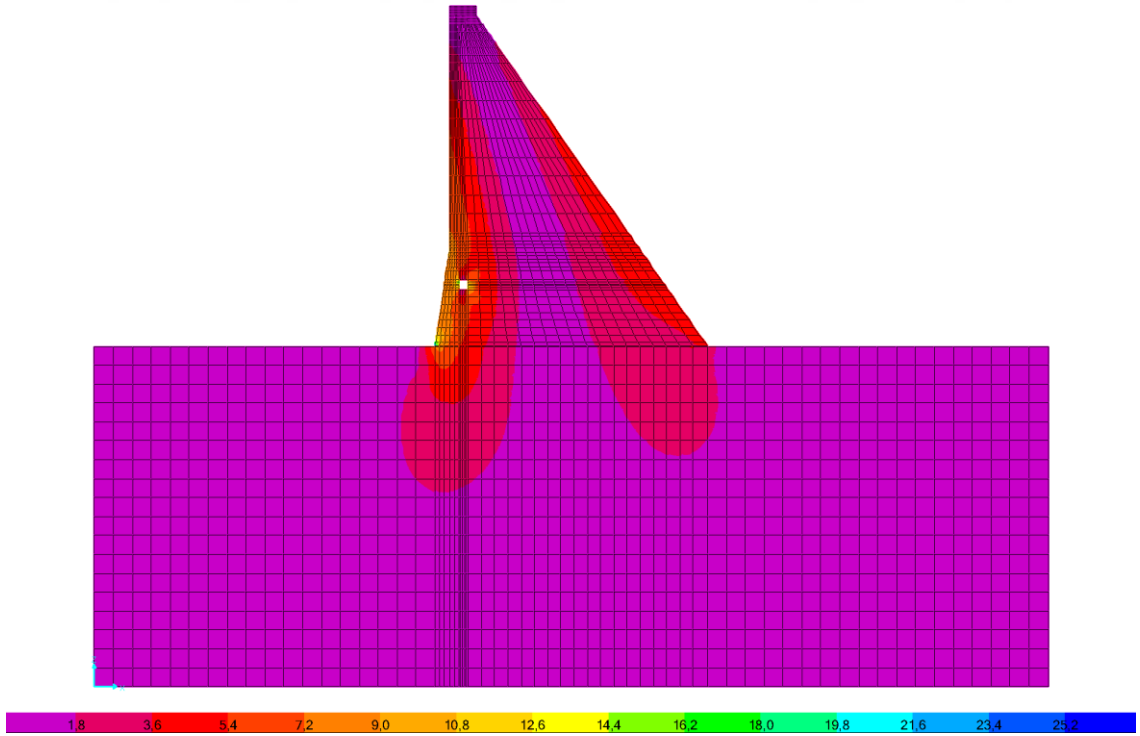
Şekil 3.55. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 7.163$ MPa, $\min S_{22} = 4.058 \times 10^{-4}$ MPa)



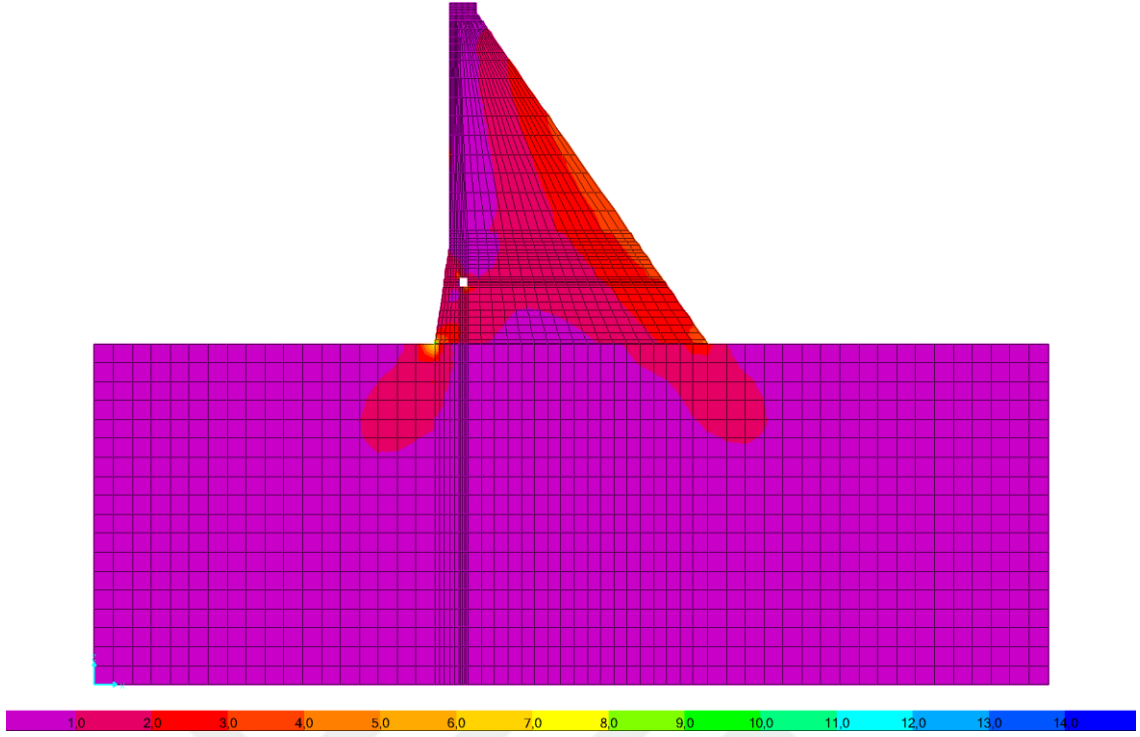
Şekil 3.56. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 3.749$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)



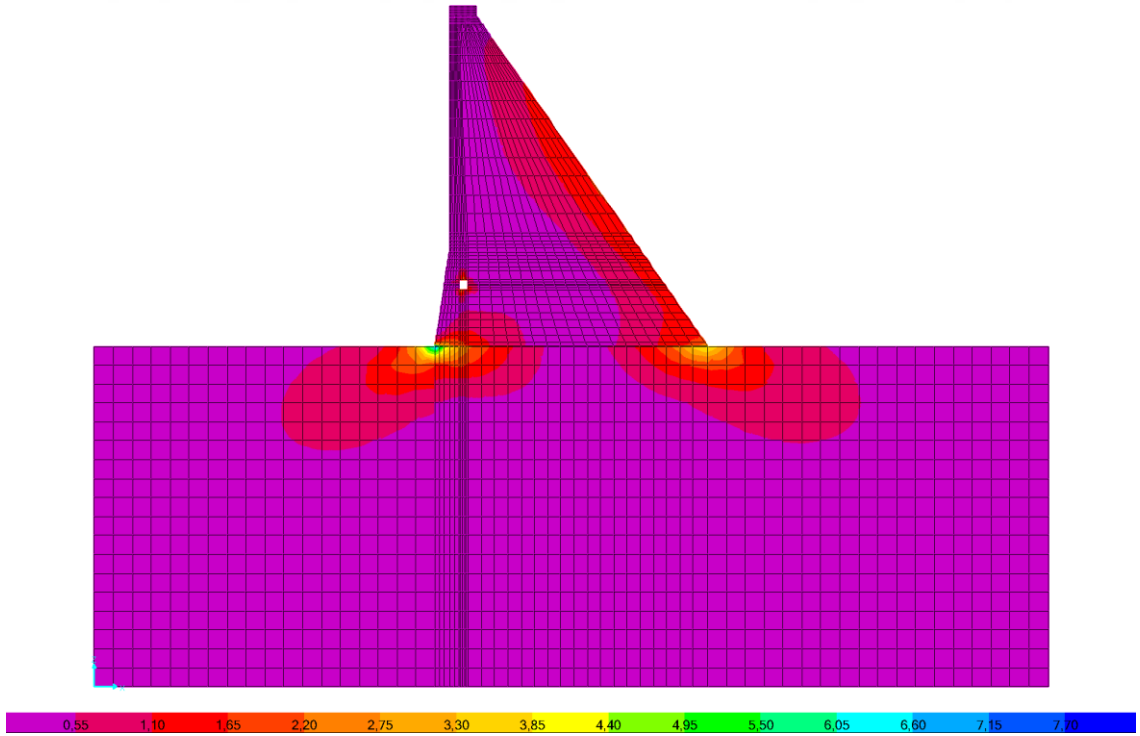
Şekil 3.57. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 12.579$ MPa, $\min S_{11} = 7.713 \times 10^{-4}$ MPa)



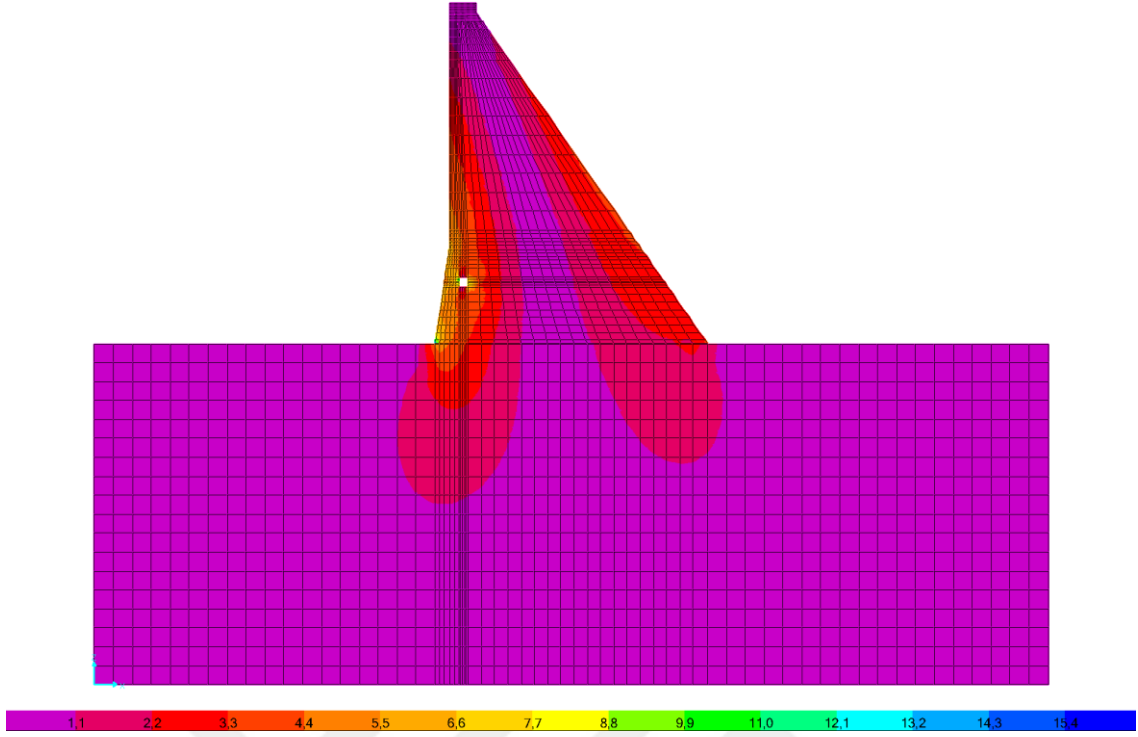
Şekil 3.58. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 26.241$ MPa, $\min S_{22} = 0.001$ MPa)



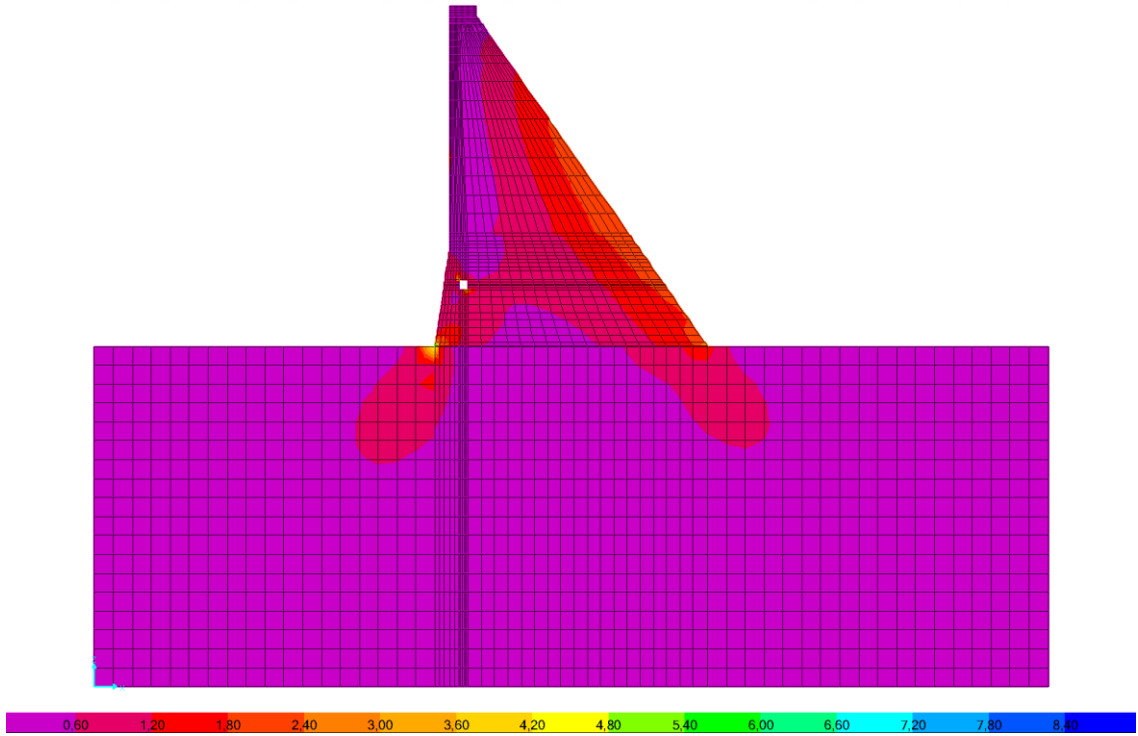
Şekil 3.59. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 13.753$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)



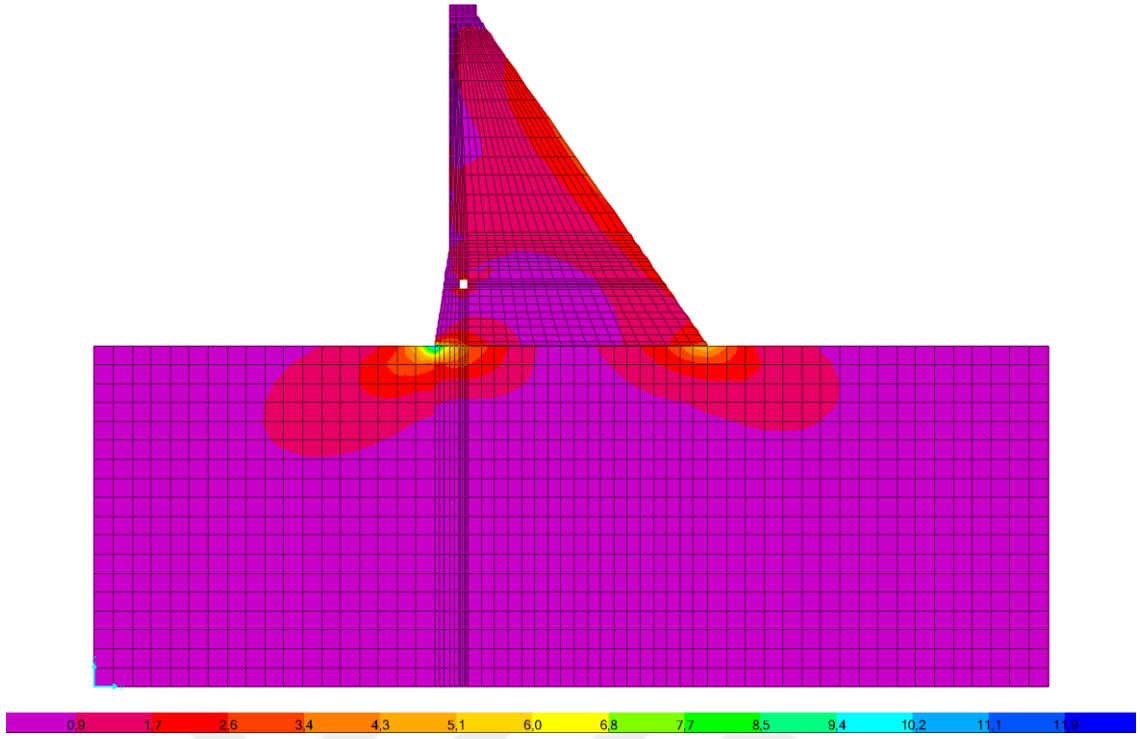
Şekil 3.60. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 7.765$ MPa, $\min S_{11} = 8.782 \times 10^{-4}$ MPa)



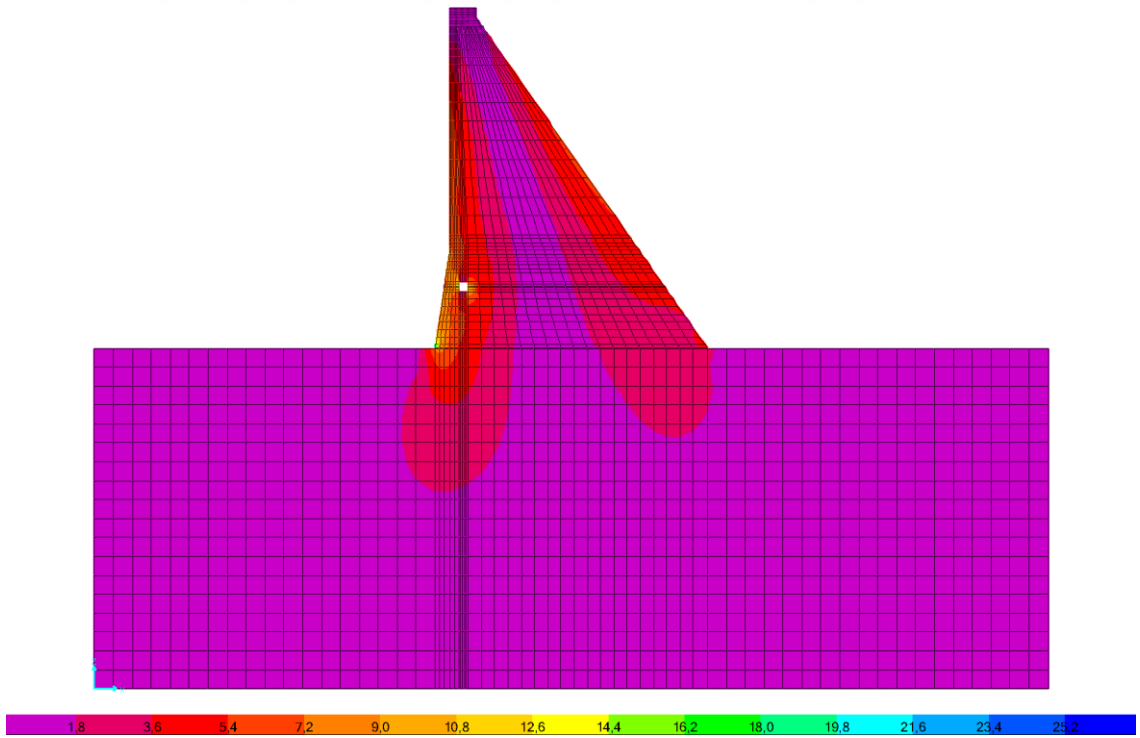
Şekil 3.61. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 16.393$ MPa, $\min S_{22} = 5.318 \times 10^{-4}$ MPa)



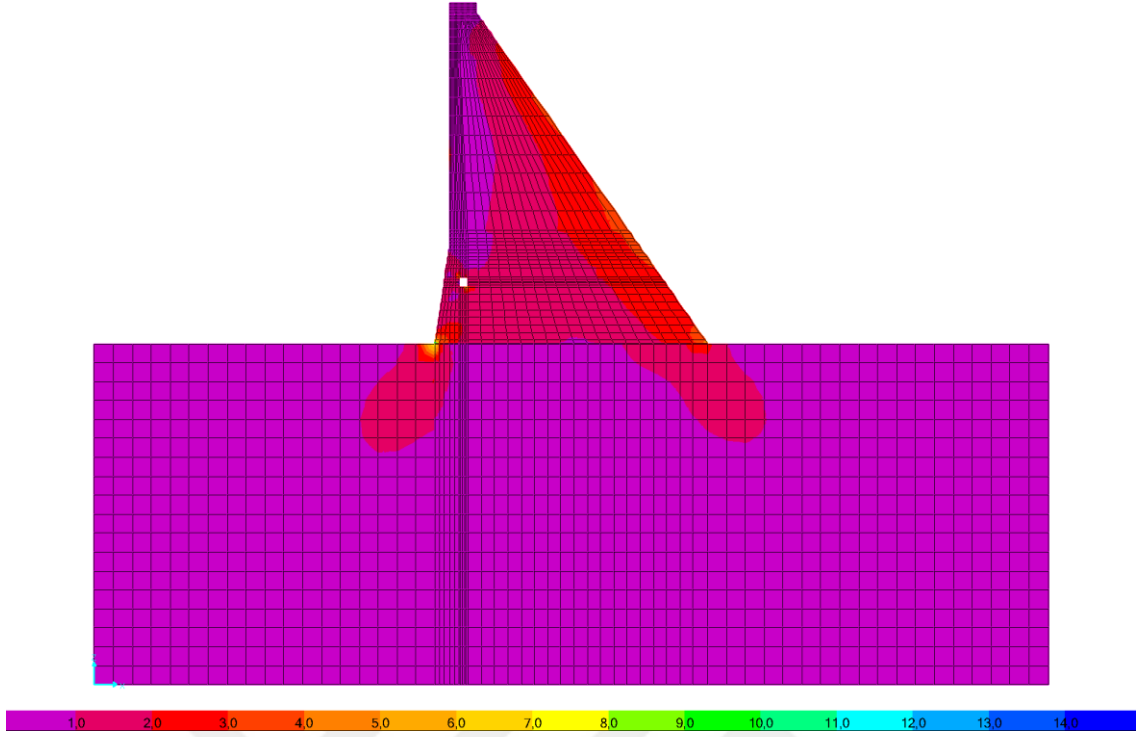
Şekil 3.62 İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 8.426$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)



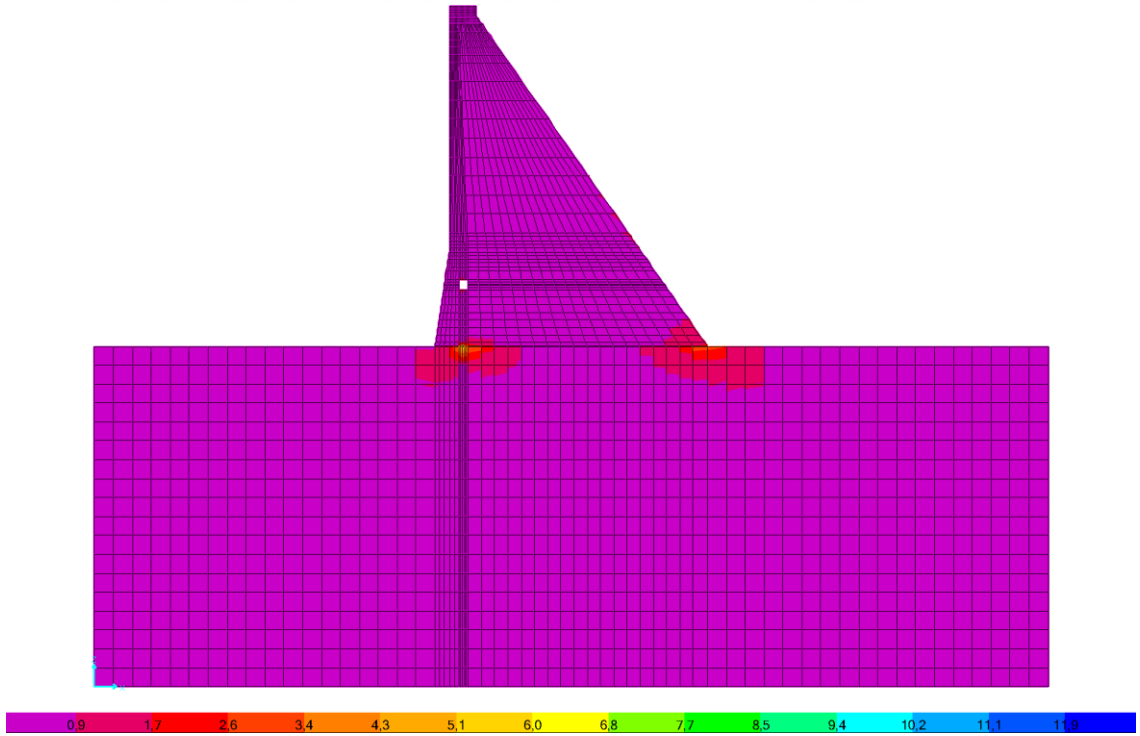
Şekil 3.63. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 12.585$ MPa, $\min S_{11} = 5.438 \times 10^{-4}$ MPa)



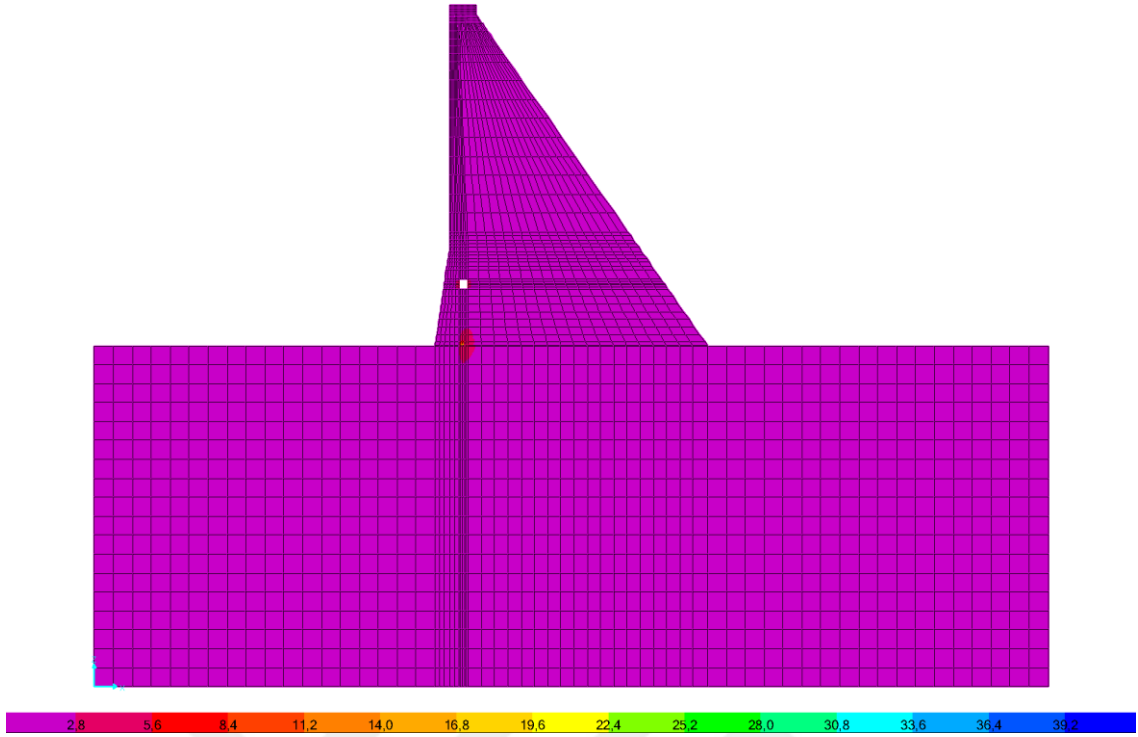
Şekil 3.64. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 26.069$ MPa, $\min S_{22} = 0.001$ MPa)



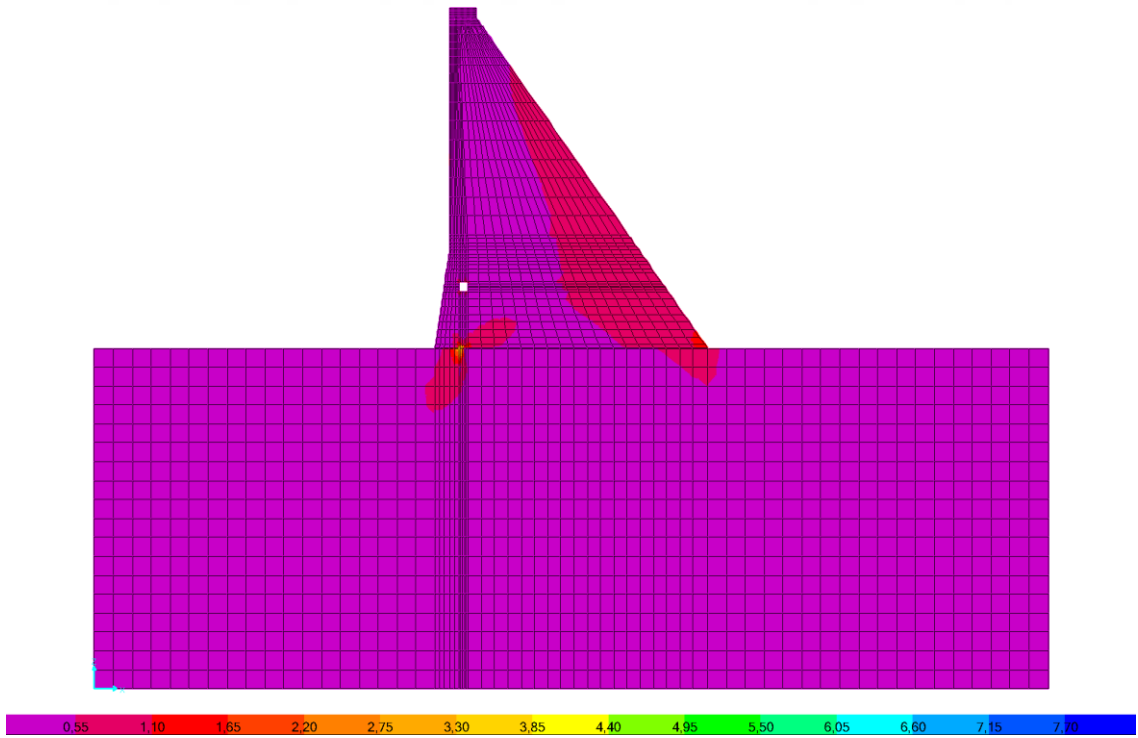
Şekil 3.65. İki boyutlu dinamik analizde çatlaksız barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 13.592$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)



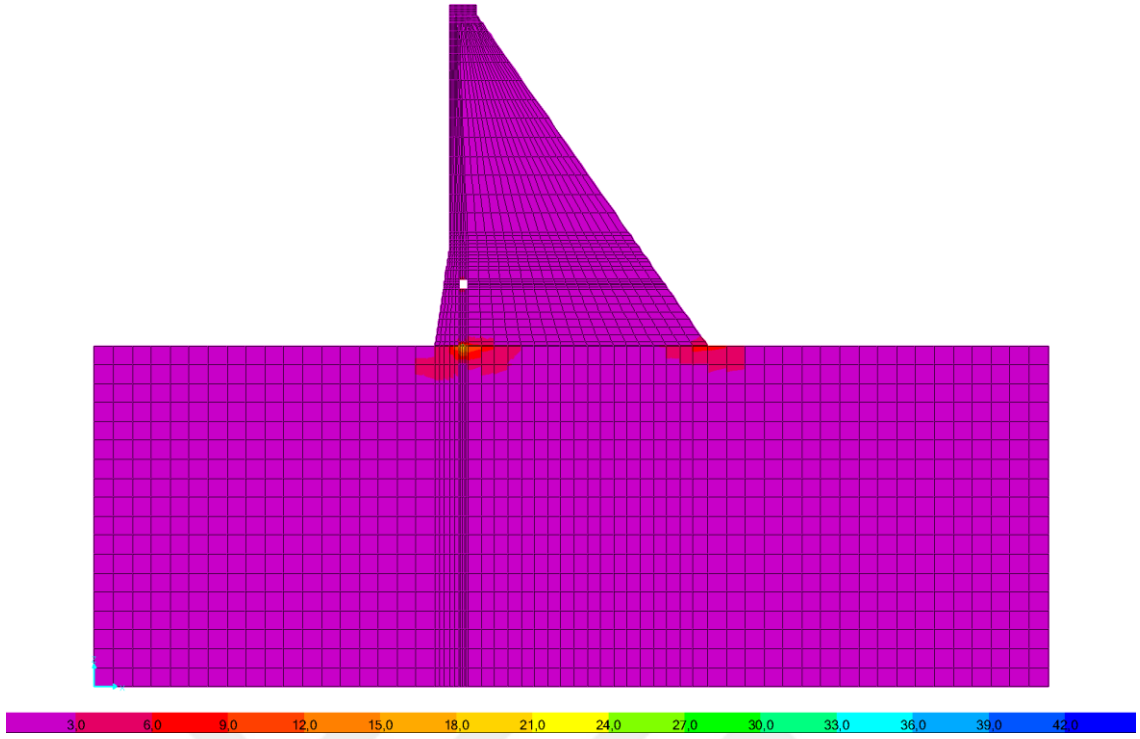
Şekil 3.66. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 12.161$ MPa, $\min S_{11} = 7.894 \times 10^{-4}$ MPa)



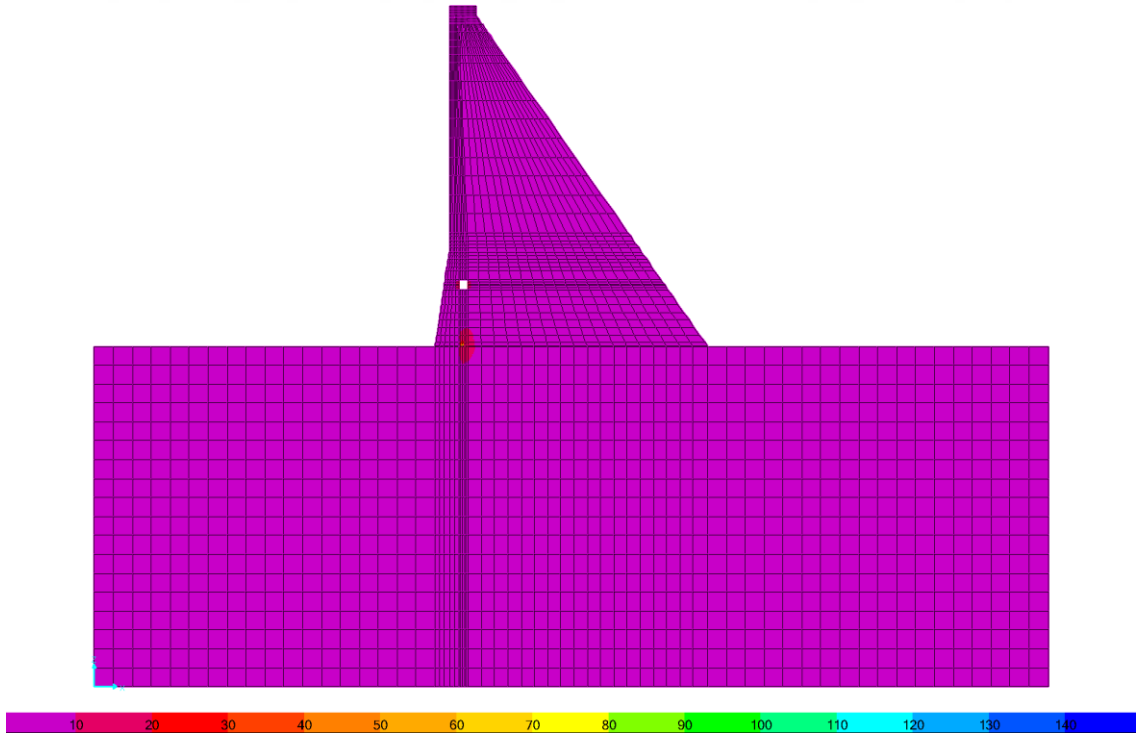
Şekil 3.67. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 40.337$ MPa, $\min S_{22} = 3.434 \times 10^{-4}$ MPa)



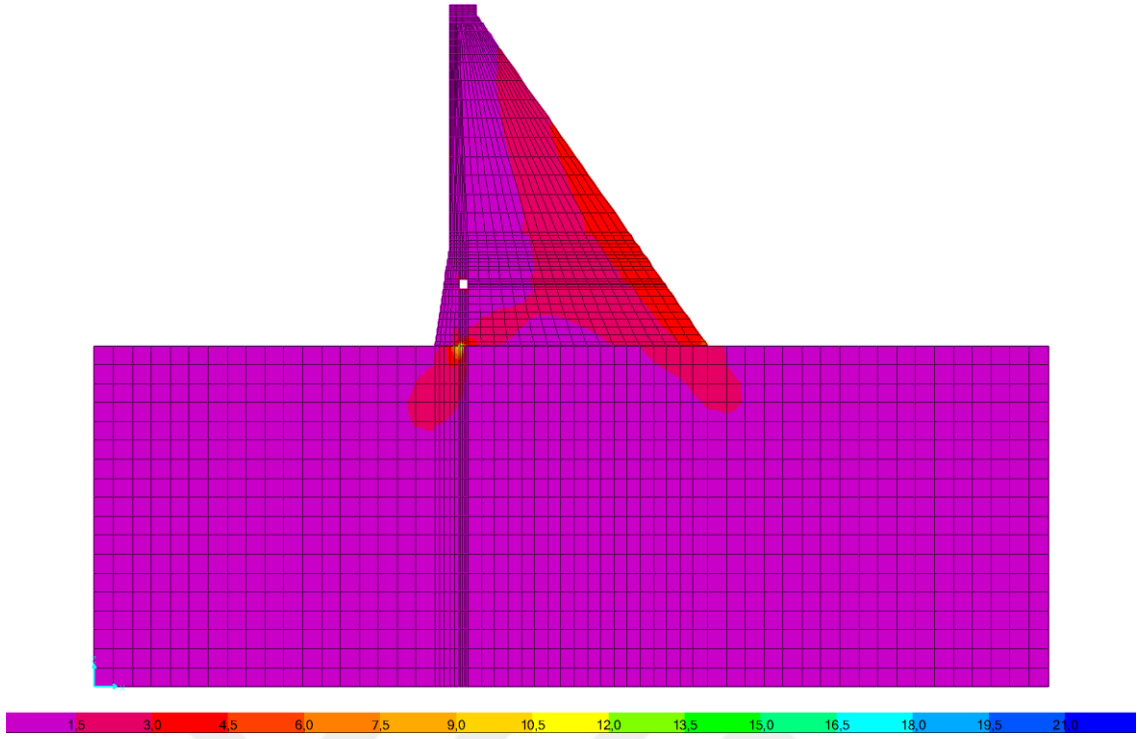
Şekil 3.68. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 7.742$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)



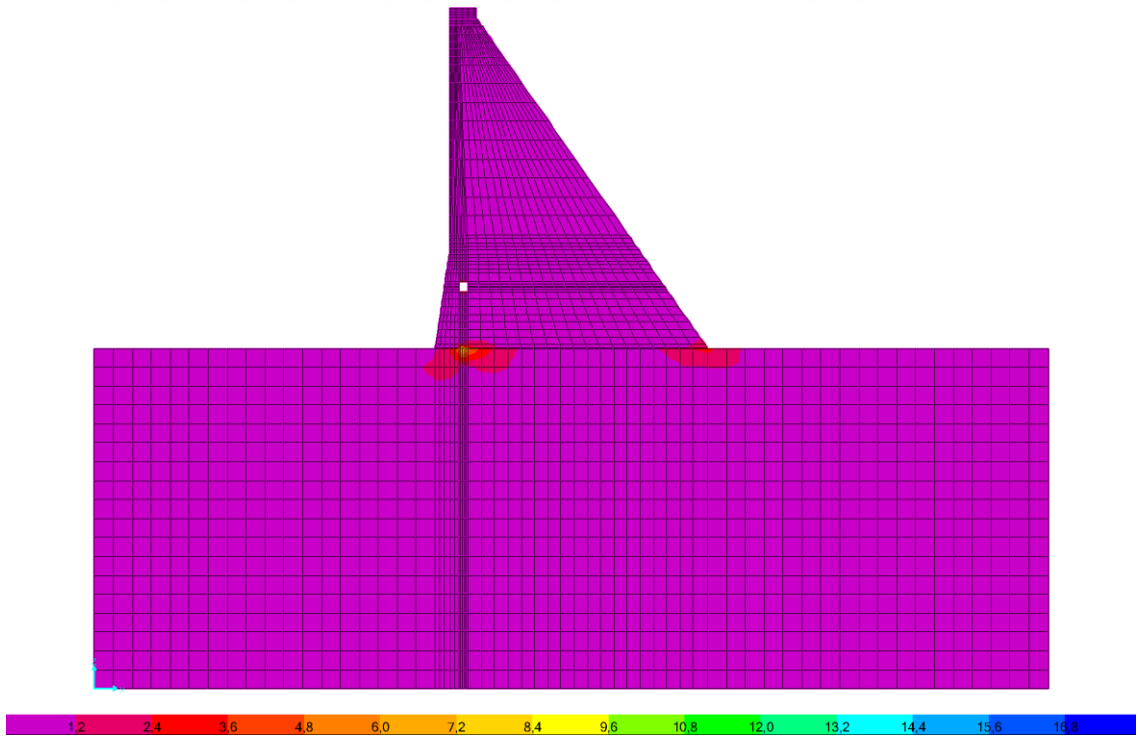
Şekil 3.69. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 43.943$ MPa, $\min S_{11} = 7.384 \times 10^{-4}$ MPa)



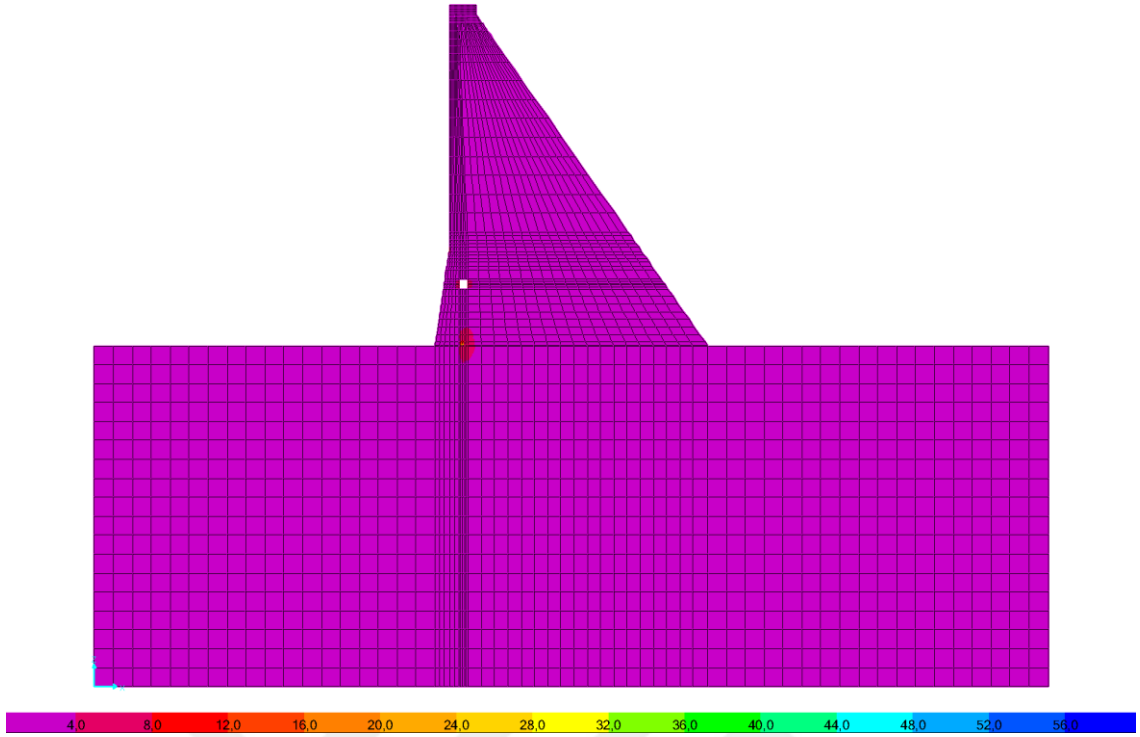
Şekil 3.70. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 146.238$ MPa, $\min S_{22} = 8.425 \times 10^{-4}$ MPa)



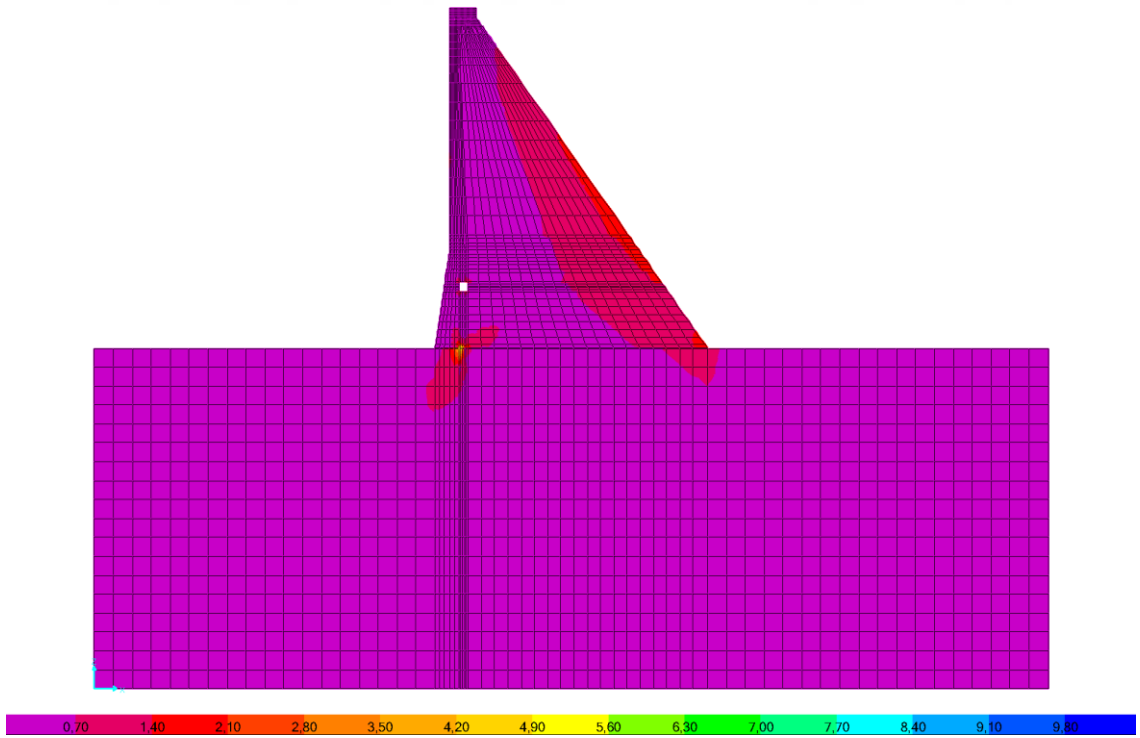
Şekil 3.71. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda yakın fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 21.607$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)



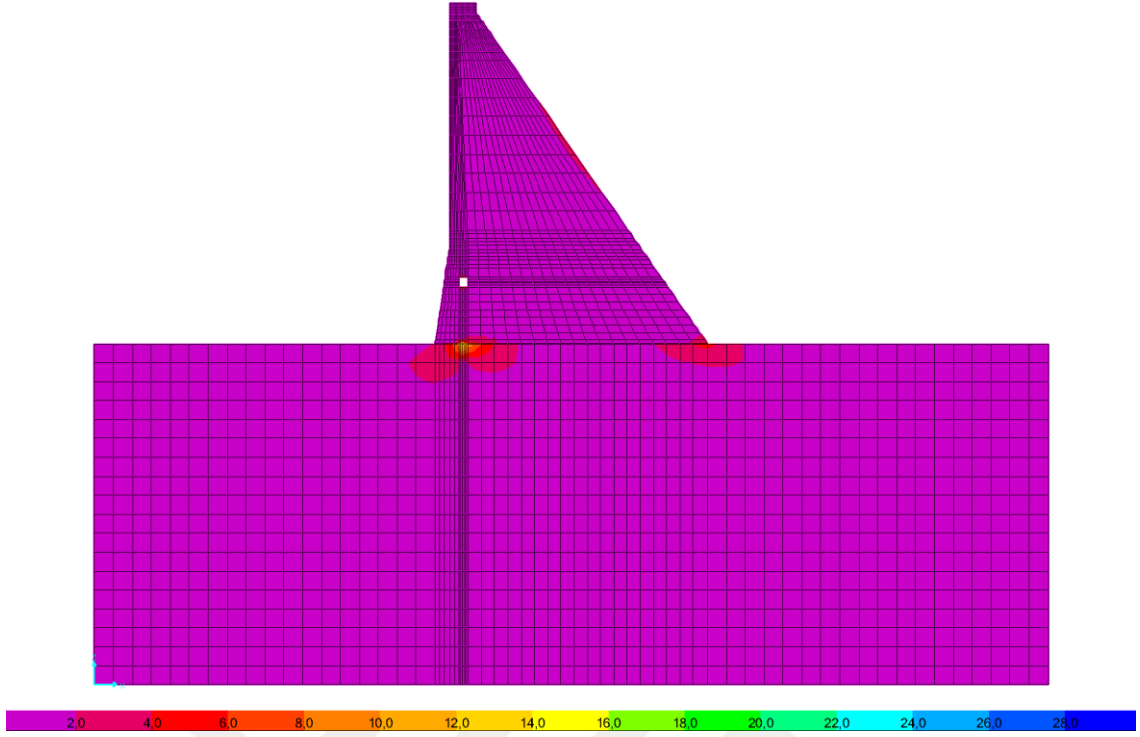
Şekil 3.72. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 17.067$ MPa, $\min S_{11} = 4.877 \times 10^{-4}$ MPa)



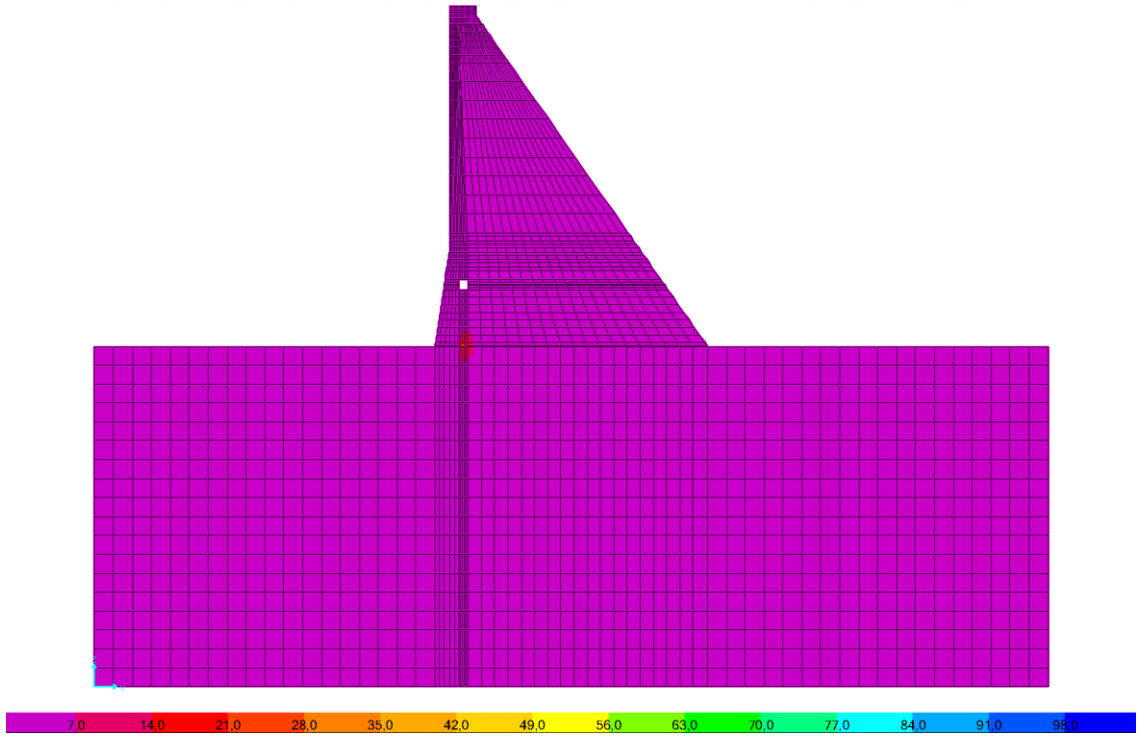
Şekil 3.73. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 56.928$ MPa, $\min S_{22} = 3.273 \times 10^{-4}$ MPa)



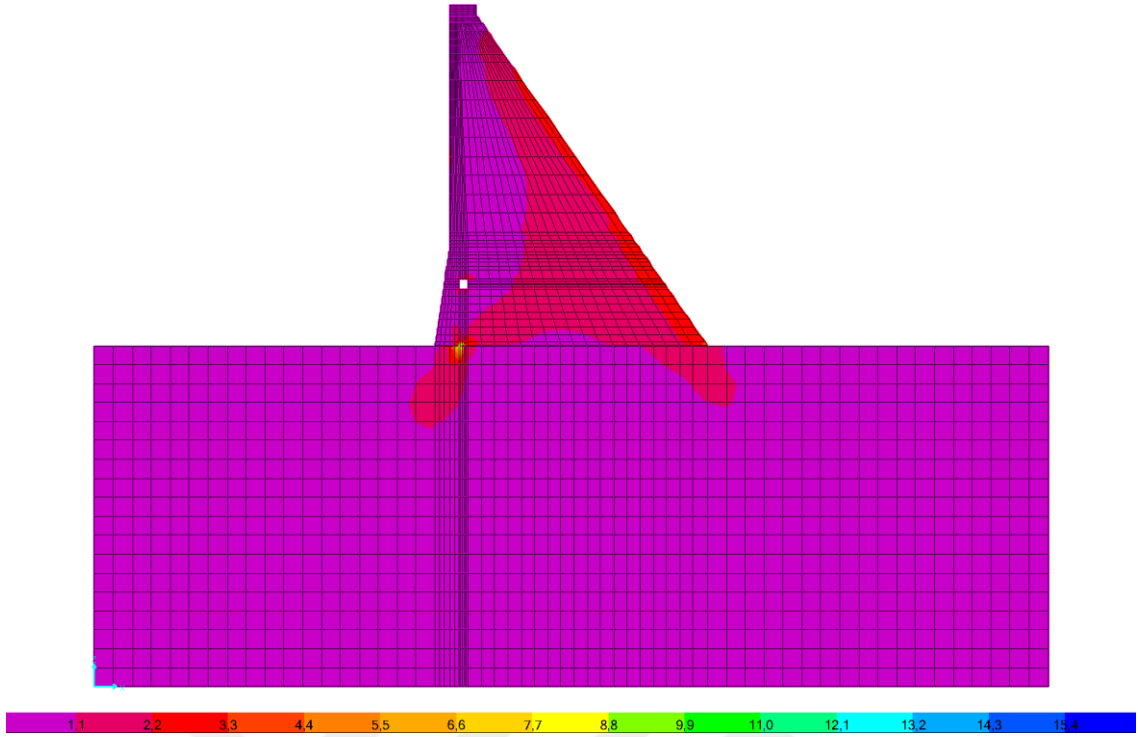
Şekil 3.74. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın boş olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 10.234$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)



Şekil 3.75. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{11} gerilmeleri ($\max S_{11} = 29.812$ MPa, $\min S_{11} = 7.143 \times 10^{-4}$ MPa)



Şekil 3.76. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{22} gerilmeleri ($\max S_{22} = 98.906$ MPa, $\min S_{22} = 0.001$ MPa)

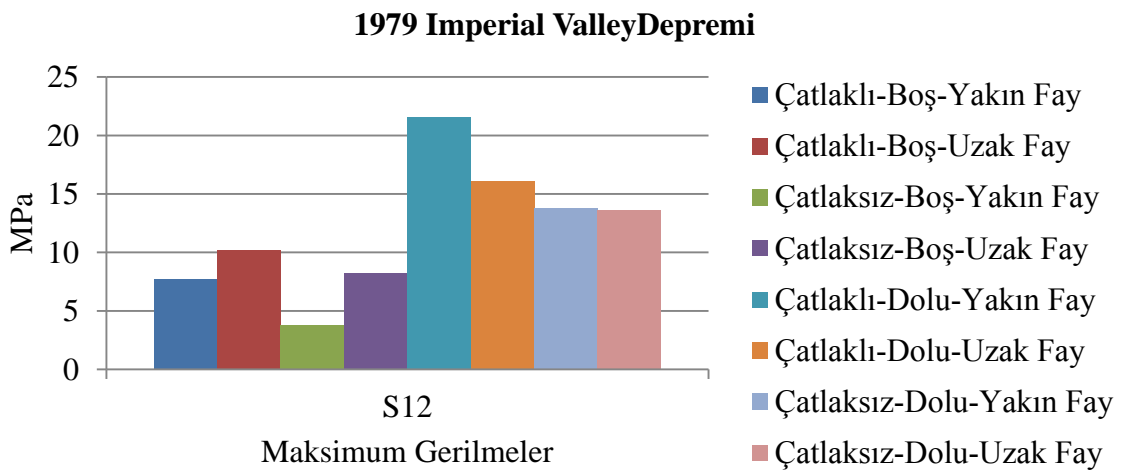
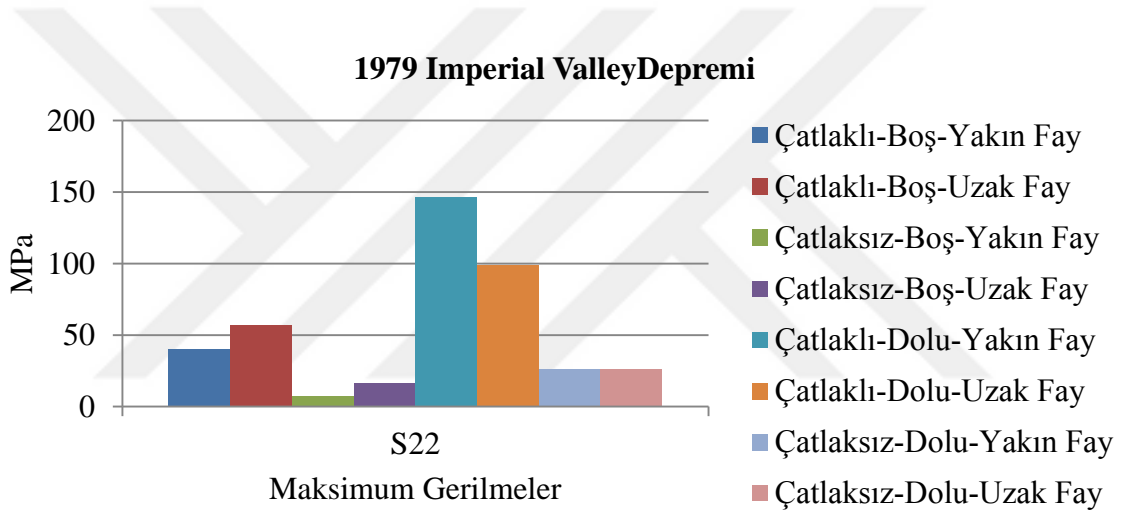
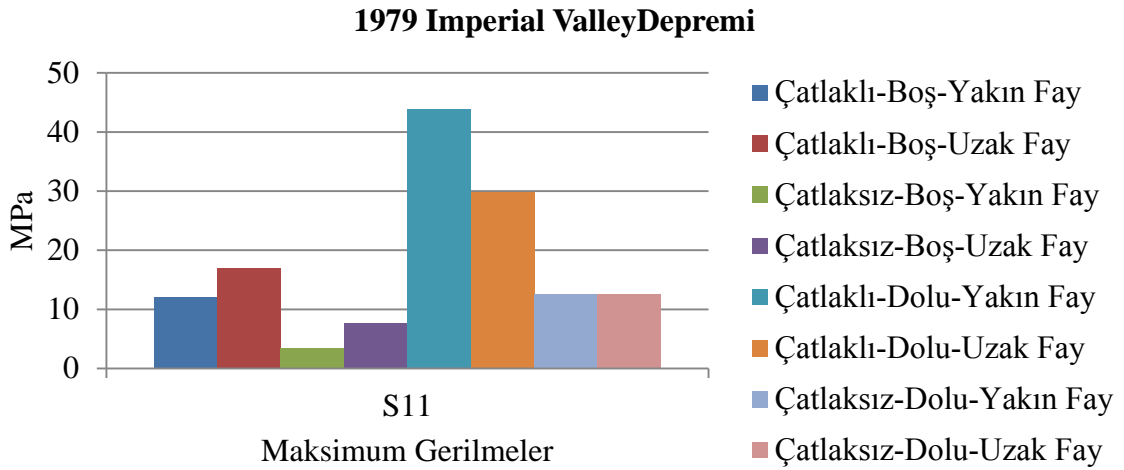


Şekil 3.77. İki boyutlu dinamik analizde çatlaklı barajın dolu olması durumunda uzak fay etkisinde baraj-zemin modelinde meydana gelen S_{12} gerilmeleri ($\max S_{12} = 16.091$ MPa, $\min S_{12} = 0$ MPa)

Şekil 3.53 ile Şekil 3.76 arasında verilen bu gerilmeler incelendiğinde maksimum gerilmenin yakın fay etkisindeki çatlaklı-dolu barajın S_{22} gerilmesi olduğu görülmektedir. Beton ağırlık barajlarda deprem etkisinde gerilmelerin barajın topuk, burun ve mansap gövdesinde olması beklenmektedir. Yapılan incelemelerde bu durum çatlaksız barajın yakın ve uzak fay etkisindeki modellerinde görülmektedir. Çatlaklı barajda ise gerilmeler genel olarak çatlağın bittiği yüzeyde, topuk, burun ve barajın mansap yüzünde oluşmuştur. Şekiller genel olarak incelendiğinde maksimum gerilmenin S_{22} çekme gerilmesi olduğu görülmüştür. Analizlerden önce yakın fay etkisinin uzak fay etkisinden daha büyük olması beklenmiştir. Yapılan analizler sonucunda yakın fay etkisindeki çatlaklı barajda maksimum S_{22} gerilmesi görülmüştür. Çatlaklı barajlarda gerilmeler çatlağın bittiği yüzeyde oluşmuştur. Tablo 3.3'te elde edilen gerilmelerin maksimum ve minimum değerleri ve Şekil 3.78'de de maksimum gerilmelerin karşılaştırılması verilmiştir.

Tablo 3.3. Yakın ve uzak fay etkisinde çatlaklı ve çatlaksız baraj-zemin modellerinde oluşan gerilme değerleri (1979 Imperial Valley Depremi)

		Yakın Fay		Uzak Fay		
ÇATLAKLI BARAJ	Boş	S ₁₁	min= 7.894x10 ⁻⁴ MPa max= 12.161 MPa	Boş	S ₁₁	min= 4.877x10 ⁻⁴ MPa max= 17.067 MPa
		S ₂₂	min= 3.434x10 ⁻⁴ MPa max= 40.337 MPa		S ₂₂	min= 3.273x10 ⁻⁴ MPa max= 56.928 MPa
		S ₁₂	min= 0 MPa max=7.742 MPa		S ₁₂	min= 0 MPa max= 10.234 MPa
	Dolu	S ₁₁	min= 7.384x10 ⁻⁴ MPa max= 43.943 MPa	Dolu	S ₁₁	min= 7.143x10 ⁻⁴ MPa max= 29.812 MPa
		S ₂₂	min= 8.425x10 ⁻⁴ MPa max= 146.238 MPa		S ₂₂	min= 0.001 MPa max= 98.906 MPa
		S ₁₂	min= 0 MPa max= 21.607 MPa		S ₁₂	min= 0 MPa max= 16.091 MPa
ÇATLAKSIZ BARAJ	Boş	S ₁₁	min= 8.471x10 ⁻⁴ MPa max= 3.538 MPa	Boş	S ₁₁	min= 8.782x10 ⁻⁴ MPa max= 7.765 MPa
		S ₂₂	min= 4.058x10 ⁻⁴ MPa max= 7.163 MPa		S ₂₂	min= 5.318x10 ⁻⁴ MPa max= 16.393 MPa
		S ₁₂	min= 0 MPa max= 3.749 MPa		S ₁₂	min= 0 MPa max= 8.426 MPa
	Dolu	S ₁₁	min= 7.713x10 ⁻⁴ MPa max= 12.579 MPa	Dolu	S ₁₁	min= 5.438x10 ⁻⁴ MPa max= 12.582 MPa
		S ₂₂	min= 0.001 MPa max= 26.241 MPa		S ₂₂	min= 0.001 MPa max= 26.069 MPa
		S ₁₂	min= 0 MPa max= 13.753 MPa		S ₁₂	min= 0 MPa max= 13.592 MPa



Şekil 3.78. Yakın ve uzak fay etkisinde çatlaklı ve çatlaksız baraj-zemin modellerinde oluşan gerilme değerlerinin karşılaştırılması (1979 Imperial Valley Depremi)

4. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu tez çalışmasında, baraj-su-zemin etkileşimi dikkate alınarak yakın ve uzak fay yer hareketine maruz çatlaklı beton ağırlık barajların dinamik davranışı incelenmiştir. Bu amaçla, Ankara'nın 120km kuzey batısında Sakarya nehri üzerinde 1956 yılında inşa edilmiş olan Sarıyar beton ağırlık barajı kullanılmıştır.

Analizler, adım-adım integrasyon tekniği ile Newmark metodu kullanılarak gerçekleştirilmiştir. İntegrasyon için zaman adımı 0.005 saniyedir. Bu çalışmada Rayleigh sönüm sabitleri, %5 sönüm oranı kabul edilerek 2 ile 15Hz frekans aralığı için hesaplanmıştır. Seçilen beton ağırlık baraj çatlaklı ve çatlaksız kesitlerinin dinamik analizleri, SAP2000 yapı analiz programı ile gerçekleştirilmiştir.

Bu tezde, 1979 Imperial Valley ve 1989 Loma Prieta depreminde kaydedilen yakın ve uzak fay yer hareketi özelliği taşıyan toplam dört kayıt kullanılmıştır. 1979 Imperial Valley depreminin yakın ve uzak fay yer hareketleri sırasıyla 0.379g ve 0.139g maksimum ivme değerlerine sahiptir. Tezde, bu yakın ve uzak fay yer hareketlerinin etkisini inceleyebilmek için bu yer hareketleri 0.40g'ye ölçeklendirilmiştir. 1989 Loma Prieta depreminin yakın ve uzak fay yer hareketleri de sırasıyla 0.48g ve 0.48g maksimum ivme değerlerine sahiptir. Yakın ve uzak fay yer hareketi, baraja memba-mansap doğrultusunda (yatay) uygulanmıştır. 1979 Imperial Valley ve 1879 Loma Prieta depremlerinde en büyük ivmeler ilk 20 saniye içerisinde olduğu için analizlerde seçilen yakın ve uzak fay yer hareketi kayıtlarının sadece ilk 20 saniyesi kullanılmıştır.

Bu tez çalışmasında ilk olarak, Sarıyar beton ağırlık barajında meydana gelebilecek çatlak boyu tespit edilmiştir. Bunun için USACE (2000)'deki yöntem kullanılmıştır. Çatlak boyu tespit edildikten sonra çatlaklı ve çatlaksız Sarıyar beton ağırlık barajının sonlu eleman modeli önce AutoCAD programında çizilmiş daha sonra SAP2000 programına aktarılmıştır.

Yakın ve uzak fay yer hareketine maruz çatlaklı ve çatlaksız beton ağırlık barajların dinamik analizleri neticesinde, barajın kret yer değiştirmeleri, baraj-zemin sonlu eleman modellerine ait yatay (S_{11}), düşey (S_{22}) ve kayma gerilmeleri (S_{12}) incelenmiştir. Analizler sonucu elde edilen bu yer değiştirme ve gerilmeler tezde ayrıntılı olarak verilmiştir.

Yapılan analizler sonucu elde edilen bulgulardan çıkarılan sonuçlar maddeler halinde sıralamak gerekirse;

- 1) Analizlerde görülmüştür ki; rezervuar varlığı baraj davranışını önemli ölçüde etkilemektedir. Bu sebeple, beton ağırlık barajların dinamik analizlerinde baraj-zemin ve baraj-rezervuar-zemin etkileşimi dikkate alınmalıdır.
- 2) Dinamik analiz sonuçlarına göre, çatlaksız ve çatlaklı baraj için en elverişsiz durum barajın dolu olması halidir.
- 3) Yakın ve uzak fay yer hareketine maruz beton ağırlık baraj davranışına hidrodinamik etki, rezervuarın boş ve dolu olması durumunda elde edilen yer değiştirme ve gerilme değerlerinde açıkça görülmektedir.
- 4) Yakın fay yer hareketine maruz çatlaksız ve çatlaklı beton ağırlık barajının kret yer değiştirmeleri karşılaştırıldığında, beklenildiği gibi rezervuarın boş ve dolu olması durumunda barajın çatlaklı olması durumunda çatlaksız olduğu durumdakine göre daha büyük yer deriştirmeler elde edilmiştir.
- 5) Bu çalışmada iki farklı zamanda meydana gelen depremlerde kaydedilen yakın ve uzak fay yer hareketleri kullanılmıştır. Dinamik analiz sonuçları değerlendirildiğinde; 1979 Imperial Valley depreminde uzak fay yer hareketinin, 1989 Loma Prieta depreminde ise yakın fay yer hareketinin daha etkili olduğu gözlemlenmiştir. Sonuçların genelleştirilebilmesi için deprem kayıtlarının artırılması gerekmektedir.
- 6) Dinamik analiz sonuçlarına göre, çatlaksız ve çatlaklı baraj davranışının her iki depremin yakın ve uzak fay yer hareketinde yukarıda bahsedildiği gibi değişik bir durum sergilemesine sebep olarak barajın frekans içeriğinin yakın ve uzak fay yer hareketi frekans içeriklerinden farklı olması gösterilebilir.

1979 Imperial Valley depremi dikkate alındığında;

- a) Uzak fay yer hareketine maruz çatlaksız ve çatlaklı beton ağırlık barajının kret yer değiştirmeleri karşılaştırıldığında, rezervuarın boş ve dolu olması durumunda barajın çatlaklı olması halinde çatlaksız olduğu zamankine göre daha büyük yer değiştirmeler beklenirken, beklenenin aksine daha küçük çıkmıştır.
- b) Yakın fay yer hareketine maruz çatlaksız ve çatlaklı beton ağırlık baraj davranışı karşılaştırıldığında, çatlaklı barajda elde edilen yer değiştirme ve gerilmeler çatlaksız barajda elde edilenlere göre daha büyük değerler almıştır. Uzak fay yer

hareketine maruz çatlaksız ve çatlaklı beton ağırlık baraj davranışı karşılaştırıldığında ise, yer değiştirmede çatlaksız barajda elde edilenler daha büyük değerler almışken, gerilmelerde ise çatlaklı barajda elde edilenler daha büyük değerler almıştır.

1989 Loma Prieta depremi dikkate alındığında;

- a) Uzak fay yer hareketine maruz çatlaksız ve çatlaklı beton ağırlık barajının kret yer değiştirmeleri karşılaştırıldığında, rezervuarın boş ve dolu olması durumunda barajın çatlaklı olması halinde çatlaksız olduğu zamankine göre daha büyük yer değiştirmeler elde edilmiştir.
- b) Yakın fay yer hareketine maruz çatlaksız ve çatlaklı beton ağırlık baraj davranışı karşılaştırıldığında, çatlaklı barajda elde edilen yer değiştirme ve gerilmeler çatlaksız barajda elde edilenlere göre daha büyük değerler almıştır. Uzak fay yer hareketine maruz çatlaksız ve çatlaklı beton ağırlık baraj davranışı karşılaştırıldığında ise, çatlaklı barajda elde edilen yer değiştirme ve gerilmeler çatlaksız barajda elde edilenlere göre daha büyük değerler almıştır.

Yakın ve uzak fay yer hareketine maruz çatlaksız ve çatlaklı Sarıyar beton ağırlık barajının dinamik analizinden çıkarılan yukarıdaki sonuçlar, tüm beton ağırlık barajlar için uygun olmayabilir. Çünkü baraj-zemin ve baraj-su-zemin etkileşimi, baraj ve yer hareketlerine bağlı olarak farklılık gösterebilir. Bununla birlikte, elde edilen genel sonuçlar çoğu durum için geçerlidir.

Sarıyar beton ağırlık barajının dinamik analizlerinden elde edilen sonuçlardan sonra, aşağıdaki hususların üzerinde durulması, araştırma ve incelemelerin devam ettirilmesi tavsiye edilmektedir:

- 1) Bu çalışma ile deprem etkilerinin yön değiştirebilir olması nedeni ile beton malzemeden inşa edilen beton ağırlık barajların büyük çekme gerilmelerine maruz kaldığı analizler sonucu görülmüştür. Betonun basınca oranla çekme gerilmelerine dayanımı çok küçüktür. Dolayısıyla beton ağırlık barajlarda yakın ve uzak fay yer hareketi ile hidrodinamik etki sonucu oluşacak muhtemel çekme gerilmelerinin oluşturacağı çatlakların oluşumu ve yayılışı detaylı olarak incelenmelidir.

- 2) Bu çalışmada, beton ağırlık barajın dinamik analizinde yakın ve uzak fay yer hareketinin sadece yatay bileşeni dikkate alınmıştır. Yer hareketinin düşey bileşeni de dikkate alınarak, yatay ve düşey yer hareketine maruz beton ağırlık barajın dinamik davranışı incelenmelidir.
- 3) Rezervuar tabanında biriken sediment tabakasının beton ağırlık barajının dinamik davranışına etkisi de incelenmelidir.



5. KAYNAKLAR

- Ahmadi, M. and Razavi, S., 1992. A Three-Dimensional Joint Opening Analysis of An Arch Dam, Computers & Structures, 44,1-2, 187-192.
- Akköse, M. ve Gül, F., 2009. Yakın Ve Uzak-Fay Yer Hareketine Maruz Beton Ağırlık Barajlarda Boyut Etkisi, Uluslararası Katılımlı II. Ulusal Baraj Güvenliği Sempozyumu ve Sergisi, Eskişehir, Bildiriler Kitabı, 553-556.
- Akköse, M., 1997. Kemer Barajların Lineer ve Lineer Olmayan İki ve Üç Boyutlu Statik ve Dinamik Analizi, Yüksek Lisans Tezi, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, Türkiye.
- Akköse, M., 2004. Lagrange Yaklaşımı İle Kemer Baraj-Su-Zemin Sistemlerinin Malzeme Bakımından Lineer ve Lineer Olmayan Dinamik Analizi, Doktora Tezi, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, Türkiye.
- AutoCAD, 2014. Autodesk AutoCAD 2014, USA.
- Bathe, K.J., 1982. Finite Element Procedures in Engineering Analysis, Prentice-Hall, New Jersey.
- Bathe, K.J., 1996. Finite Element Procedures in Engineering Analysis, Prentice-Hall, New Jersey.
- Bayraktar, A., 1995. Asinkronize Yer Hareketi Etkisindeki Baraj-Rezervuar-Temel Sistemlerinin Dinamik Davranışı, Doktora Tezi, K.T.Ü, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, Türkiye.
- Bfer, G., 1985. An Isoparametric Joint/Interface Element for Finite Element Analysis, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 21,4, 585-600.
- Calayır, Y., 1994. Beton Ağırlık Barajların Euler ve Lagrange Yaklaşımları Kullanılarak Dinamik Analizi, Doktora Tezi, K.T.Ü, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, Türkiye.
- Chopra, A. K., 1995. Dynamics of Structures, A Primer, 2, Earthquake Engineering Research.
- Chou, P. and Pagano, N., Elasticity, D. 1967. Van Nostrand Company, Inc., Princeton, New Jersey, 20.
- Dowling, M. J. and Hall, J. F., 1989. Nonlinear Seismic Analysis of Arch Dams, Journal of Engineering Mechanics, 115,4, 768-789.
- Dowling, M.J, 1989. Nonlinear Seismic Analysis of Arch Dams, Doktora Tezi, California Institute of Technology, Pasadena, California.

- Dumanoğlu, A. ve Oskouei, V., 1999. Beton Ağırlık Barajlarının Dinamik Davranışına atlak Etkisi, Türkiye Deprem Vakfı, TDV/TR 021-35.
- Durieux, J. H. and Van Rensburg, B., 2016. Development of A Practical Methodology for The Analysis of Gravity Dams Using The Non-Linear Finite Element Method, Journal of The South African Institution of Civil Engineering, 58,2, 2-13.
- Fenves, G. L., Mojtahedi, S. and Reimer, R. B., 1992. Effect of Contraction Joints on Earthquake Response of An Arch Dam, Journal of Structural Engineering, 118,4, 1039-1055.
- Gedik, N., Su Yapıları Ders Notu, Balıkesir Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü. <http://insaat.balikesir.edu.tr/dokumanlar/suyapilari/barajlar.pdf> 15 Mart 2019
- Graves, R. H. and Derucher, K. N., 1987. Interface Smeared Crack Model Analysis of Concrete Dams in Earthquakes, Journal of Engineering Mechanics, 113,11, 1678-1693.
- Gül, F., 2009. Yakın ve Uzak-Fay Yer Hareketine Maruz Beton Ağırlık Barajların Yapısal Performansına Boyut Etkisinin İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, Türkiye.
- Hillerborg, A. and Rots, J., 1989. Crack Concepts and Numerical Modelling, Fracture Mechanics of Concrete Structures: From Theory to Applications, 128-146.
- Jiang, S.-y. and Du, C.-b., 2012. Seismic Stability Analysis of Concrete Gravity Dams With Penetrated Cracks, Water Science and Engineering, 5,1, 105-119.
- Kanenawa, K.-i., Sasaki, T. and Yamaguchi, Y., 2003. Advanced Research Activities on Dynamic Analysis for Concrete Dams in Japan and an Study on Seismic Performance of Concrete Gravity Dams by Smeared Crack Model, Proc. 35th Joint Meeting US-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, 17.
- Karaca, S., 2016, atlaklı Elastik Kirişlerin Dinamik Davranışlarının Analitik, Sayısal Ve Deneysel Yöntemlerle İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, Türkiye.
- Kayabalı, K., 2003. Geoteknik Deprem Mühendisliği, Gazi Kitabevi, Ankara.
- Liao, W.-I., Loh, C.-H. and Lee, B.-H., 2004. Comparison of Dynamic Response of Isolated and Non-Isolated Continuous Girder Bridges Subjected to Near-Fault Ground Motions, Engineering Structures, 26,14, 2173-2183.
- Nitikitpaiboon, C. and Bathe, K., 1993. An arbitrary Lagrangian-Eulerian Velocity Potential Formulation for Fluid-Structure Interaction, Computers & Structures, 47,4-5, 871-891.
- Öziş, Ü. ve Alsan, M., 1990. Beton Baraj İnşaatının Türkiye’de Gelişimi, İMO Teknik Dergi, 3, 147-158.

- Polat, Ö., Silindirle Sıkıştırılmış Beton Baraj Uygulamaları.
<https://www.slideshare.net/OncuPolat/silindirle-sktrlm-beton-baraj-uygulamaları>
 15 Mart 2019
- Rot, G., 1989. Smearred Crack Approach, Fracture Mechanics of Concerete Structures, Elfgren, L., Chapman and Hall.
- SAP2000, 2008. Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.
- Schnobrich, W.C., Salem, M.H., Pecknold, D.A. and Mohraz, B., 1972. Nonlinear Stress Analysis of Reinforced Concrete, Journal of the Structural Division, 98,10, 2327-2328.
- Timoshenko, S., and Goodier, E., 1969. Elastisite Teorisi (Çev., Kayan İ. ve Şuhubi E.), Arı Kitabevi, İstanbul.
- URL-1, <https://ngawest2.berkeley.edu/site>, 23 Haziran 2019
- USACE, 1995. Gravity Dam Design, Engineer Research and Development Center, Washington.
- USACE, 2000. Evaluation and comparison of stability analysis and uplift criteria for concrete gravity dams by three federal agencies, Engineer Research and Development Center, Washington.
- USACE, 2003. Time history dynamic analysis of concrete hydraulic structures, Engineer Research and Development Center, Washington.
- Wang, G., Zhang, S., Wang, C. and Yu, M., 2014. Seismic Performance Evaluation of Dam-Reservoir-Foundation Systems to Near-Fault Ground Motions, Natural Hazards, 72,2, 651-674.
- Westergaard, H. M., 1933. Water Pressures on Dams During Earthquakes, Trans. ASCE, 95, 418-433.
- Wilson, E. L. ve Khalvati, M., 1983. Finite Elements for The Dynamic Analysis of Fluid Solid Systems, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 19,11, 1657-1668.
- Wilson, E.L., Ed Wilson's Web Site, Fluid-Structure Interaction.
<http://www.edwilson.org/Book/23-Fluid.pdf> 19 Mayıs 2015
- Wilson, E.L., Ed Wilson's Web Site, Soil-Structure Interaction.
<http://www.edwilson.org/BOOK-Wilson/16-SSI.pdf> 12 Mayıs 2019
- Yamaguchi, Y., Hall, R., Sasaki, T., Matheu, E., Kanenawa, K.-i., Chudgar, A. and Yule, D., 2004. Seismic Performance Evaluation of Concrete Gravity Dams, Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering.

- Zhang, S. and Wang, G., 2013. Effects of Near-Fault and Far-Fault Ground Motions on Nonlinear Dynamic Response and Seismic Damage of Concrete Gravity Dams, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 53, 217-229.
- Zhang, S., Wang, G. and Yu, X., 2013. Seismic Cracking Analysis of Concrete Gravity Dams With Initial Cracks Using The Extended Finite Element Method, Engineering Structures, 56, 528-543.
- Zienkiewicz, O. and Bettess, P., 1978. Fluid Structure Dynamic Interaction and Wave Forces. An Introduction to Numerical Treatment, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 13,1, 1-16.
- Zienkiewicz, O., 1964. Hydrodynamic pressures due to earthquakes, Water Power, 8, 382-388.

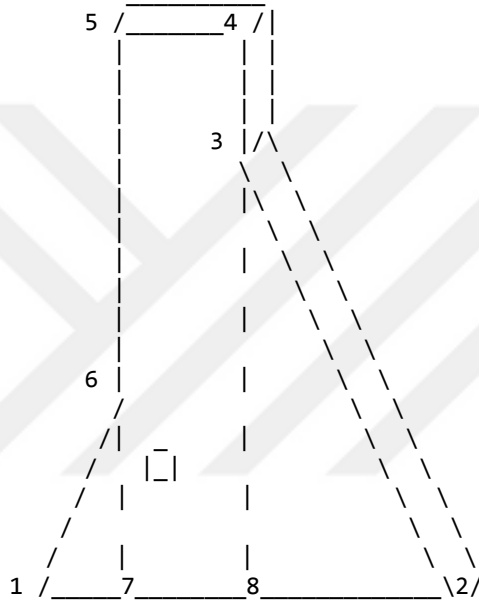


6. EKLER

Ek 1. Fortran 90 Çatlak Uzunluğu Hesabı Kodu

- Veri girişi yapılacak dosya içeriği (.txt uzantılı dosya);

-----Baraj Tip Kesiti-----



---Barajın Düğüm Noktası Sayısını Giriniz (d)---

6

---Barajın Köşe Koordinatlarını (i,j) Şeklinde Şekle Göre Sırasıyla Giriniz (m)---

0 0

72 0

1075 87.5

10.75 90

3.75 90

3.75 25

3.75 0

10.75 0

---Taban Genişliğini giriniz (l) (m)---

1

---Hazne Suyu Seviyesini (H1) giriniz (Memba Su Seviyesi) (m)---

90

---Kuyruk Suyu Seviyesini (H2) giriniz (Mansap Su Seviyesi) (m)---

5

---Beton Yoğunluğunu giriniz (gamaC) (kN/m³)---

23.20

---Su Yoğunluğunu giriniz (gamaW) (kN/m³)---

10

---Drenaj etkisini giriniz (E)---

0.25

Ek 1'in devamı

```

read(10,*)
read(10,*) d !Barajın düğüm noktası sayısı dosyadan okutulur

allocate (A(d+2,2)) !Barajın köşe noktalarının koordinatlarını içeren matris
oluşturulur

read(10,*)
Do i=1,d+2
  read(10,*)(A(i,j),j=1,2) !Matrise koordinat değerleri girdirtilir
enddo

read(10,*)
read(10,*) l !Baraj 1 birim genişlik için çözümleneceğinden taban genişliği 1
olarak okutulur

read(10,*)
read(10,*) H1 !Hazne suyu seviyesi okutulur

read(10,*)
read(10,*) H2 !Kuyruk suyu seviyesi okutulur

read(10,*)
read(10,*) gamaC !Beton yoğunluğu okutulur

read(10,*)
read(10,*) gamaW !Su yoğunluğu okutulur

read(10,*)
read(10,*) E !Drenaj etkisi okutulur

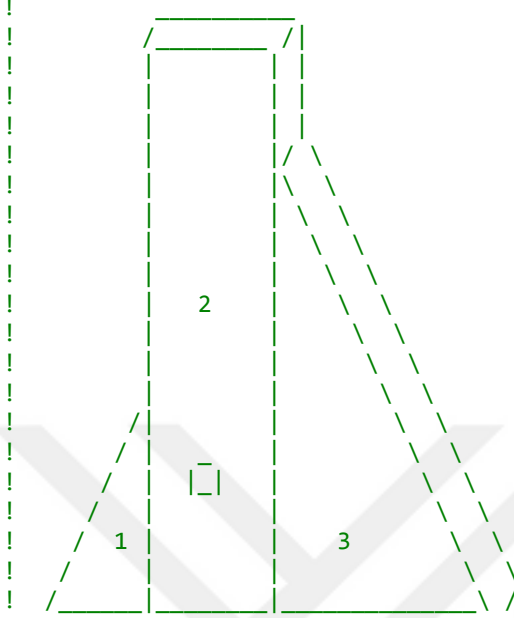
read(10,*)
read(10,*) H4 !Galeri yüksekliği okutulur

read(10,*)
read(10,*) xd !Topuktan itibaren dren mesafesi okutulur

```

Ek 1'in devamı

!Baraj 3 geometrik şekle ayrılır



!Geometrik şekillerin alanları hesaplatılır

```
A11=(1./2.)*((A(7,1)-A(1,1))*(A(6,2)-A(7,2))) !1 numaralı alan hesaplatılır
A12=(A(8,1)-A(7,1))*(A(4,2)-A(8,2)) !2 numaralı alan hesaplatılır
A13=(1./2.)*((A(2,1)-A(8,1))*(A(3,2)-A(8,2))) !3 numaralı alan hesaplatılır
```

!Çatlak boyunu hesaplatmak için başta çatlak boyunun $T=0$ olduğu kabul edilir
 !Eksantriste değerinin ($e=M/N$) taban orta noktasının ($(B=(L-T))/2$) 3'de 1'inden $(B/6)$ küçük olması durumunda çatlak boyu hesaplatılır
 !Karar mekanizması yukarıdaki açıklamaya göre hazırlanmıştır

```
if ((T.lt.xd).and.(H4.gt.H2)) then
```

```
T=0
```

```
iterasyon=0
```

```
Do
```

```
  iterasyon=iterasyon+1
```

```
  B=A(2,1)-T
```

```
  Bold=B
```

```
  W=1*gamaC*(A11+A12+A13)
```

```
  xt=A(2,1)-(H2*((A(2,1)-A(8,1))/A(3,2)))
```

```
  Vw=1*gamaW*(1./2.)*((A(2,1)-A(1,1))-xt)*H2
```

```
  Vwi1=1*gamaW*(H1-A(6,2))*(A(7,1)-A(1,1))
```

```
  Vwi2=1*gamaW*(1./2.)*A(6,2)*(A(7,1)-A(1,1))
```

```
  H3i=(H1-H2)*((A(2,1)-xd)/(A(2,1)-T))+H2
```

```
  H3=(H3i-H4)*(1-E)+H4
```

```
  U1=1*gamaW*H1*T
```

```
  U23=1*gamaW*(1./2.)*(H1+H3)*(xd-T)
```

```
  U45=1*gamaW*(1./2.)*(H3+H2)*(A(2,1)-xd)
```

```
  U=U1+U23+U45
```

```
  N=W+Vw+Vwi1+Vwi2-U
```

```
  ! Bütün momentler taban orta noktasına göre alınmaktadır
```

```
  Mw1=1*gamaC*A11*((2./3.)*A(7,1)-(B/2.))-T
```

```
  Mw2=1*gamaC*A12*(A(7,1)+((A(4,1)-A(5,1))/2.)-(B/2.))-T
```

Ek 1'in devamı

```

Mw3=1*gamaC*A13*(A(7,1)+(A(4,1)-A(5,1)))+(1./3.)*(A(2,1)-A(8,1))-(B/2.)-T)
Mw=Mw1+Mw2+Mw3
M1=Vw*((1./3.)*(2.*A(2,1)+xt)-(B/2.))-T)
M2=Vwi1*((1./2.)*A(7,1)-(B/2.))-T)
M3=Vwi2*((1./3.)*A(7,1)-(B/2.))-T)
M4=1*gamaW*(1./6.)*(H1**3)
M5=-1*gamaW*(1./6.)*(H2**3)
Mu1=1*gamaW*H1*T*((B/2.)+T-(T/2.))
Mu2=1*gamaW*H3*(xd-T)*((B/2.)+T-((xd+T)/2.))
Mu3=1*gamaW*(1./2.)*(H1-H3)*(xd-T)*((B/2.)+T-((2*T+xd)/3.))
Mu4=1*gamaW*H2*(A(2,1)-xd)*((B/2.)+T-((xd+A(2,1))/2.))
Mu5=1*gamaW*(1./2.)*(H3-H2)*(A(2,1)-xd)*((B/2.)+T-((2*xd+A(2,1))/3.))
Mu=Mu1+Mu2+Mu3+Mu4+Mu5
M=Mw+M1+M2+M3+M4+M5+Mu
ei=M/N
B6=B/6.
xoi=-((B**2)/(12*ei))
Bnew=(1./2.)*Boid-xoi
Tnew=A(2,1)-Bnew
T=Tnew

if (ei.le.B6) EXIT
Enddo

```

ÖZGEÇMİŞ

Tekin Çağatay PARILTAN, 1992 yılında Trabzon'da doğdu. 2011 yılında girdiği Öğrenci Seçme ve Yerleştirme Sınavı'nın sonucunda Karadeniz Teknik Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde "Lisans" eğitimi almaya hak kazandı. Derslerinde göstermiş olduğu başarılar neticesinde 2012 yılında Harita Mühendisliği Bölümü'nde Çift Anadal Programı'na başladı. 2015 yılında İnşaat Mühendisi ve Harita Mühendisi olarak mezun oldu ve lisans eğitimlerini tamamladı. Aynı yıl Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda "Yüksek Lisans" eğitimine başladı. 2017 yılından beri özel sektörde çalışan Tekin Çağatay PARILTAN şantiye şefi olarak görevine devam etmekte olup, iyi derecede İngilizce bilmektedir.