

EGE ÜNİVERSİTESİ BİLİMSEL ARAŞTIRMA
PROJE KESİN RAPORU
EGE UNIVERSITY SCIENTIFIC
RESEARCH PROJECT REPORT

PROJE NO: 11-MÜH-032

**GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDE PERFORMANSA
BAĞLI TASARIM
METOTLARININ KULLANILMASI**

PROJE YÖNETİCİSİ

Doç. Dr. Alper Sezer

ARAŞTIRMACI

Dr. Şahin Çağlar Tuna

Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü

Faculty of Engineering
Department of Civil Engineering

**Bornova-İZMİR
2015**

ÖNSÖZ

Performansa dayalı tasarım metodlarının kullanımı, son yıllarda pek çok araştırmacının ilgisini çeken, aynı zamanda farklı fay-zemin-yapı problemlerinde, sismik etkinin belirlenmesi aşamasından, zemin modellenmesi aşamasına kadar geçen her aşamada belirsizliklerin ele alınması ve performansa dayalı tasarım sistematığı içerisinde sonuçların verilmesinin sağlanmasını amaçlamaktadır. Yapı-zemin etkileşim analizlerindeki basitleştirmeler, yapılan kabullerdeki ciddi belirsizlikler ve büyük güvenlik katsayıları bu tip problemlerde amaçlanan ve yapılan tasarım arasında ciddi tutarsızlıklara yol açmıştır. Böylece doğrusal olmayan zemin modellerinin ve olasılık teorisinin kullanımı ile birlikte, bu çalışmanın sonuçlarının okuyuculara değişik yönde kazanımlar sağlayacağı açıktır.

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖNSÖZ.....	I
İÇİNDEKİLER.....	II
ŞEKİL DİZİNİ.....	IV
ÇİZELGE DİZİNİ.....	VIII
KISALTMA ve SEMBOLLER DİZİNİ.....	IX
ÖZET.....	XIII
ABSTRAK.....	XIV
1. Giriş.....	1
2. Literatür Özeti.....	7
3. Materyal ve Yöntem.....	13
3.1. Yöntem Tarifi.....	14
3.1.1. Etki Parametresi, IM.....	15
3.1.2. Mühendislik Tepki Parametresi, EDP.....	15
2.1.3. Hasar Parametresi (DM).....	16
3.1.4. Karar Parametresi (DV).....	17
3.2. Akış Çizelgesi.....	17
3.2.1 Tepki Modeli - Hasar-Görebilirlik Eğrileri.....	20
3.2.2 İstatistiksel Analizleri.....	25
3.2.3 Hasar Modeli.....	26
3.2.4 Kayıp Modeli.....	27
4. Bulgular.....	28
4.1. Sismik Tehlike Analizleri ve Yer Hareketlerinin Elde Edilmesi.....	28
4.1.1. Deprem Tehlikesi Analizleri.....	30
4.1.2. Yöntem Tarifi.....	31
4.1.3. Kaynak Modeli.....	34
4.1.4.Güzergah $[P(R,f)]$ – Azaltım Modeli.....	36
4.1.5. Saha Etkisi $G(f)$	37
4.1.6. Yapılan Çalışmalar.....	37
4.1.7. Deprem Kayıtları Seçilmesi ve Ölçeklendirilmesi.....	48

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
4.2. Zeminlerin Olasılıksal Karakterizasyonu.....	50
4.2.1. Zeminlerde Belirsizlik ve Rasgelelik.....	51
4.2.2. Zemin Parametresindeki Belirsizlikler.....	52
4.2.3. Zemin Parametrelerinin Konumsal Değişkenliği.....	56
4.2.4. Simülasyon Yöntemleri.....	64
4.2.4.1. Monte -Carlo Metodu (MCM).....	64
4.2.5. Analizlerde Kullanılacak Zemin Modeli.....	66
4.2.5.1. İzmir – Bayraklı Bölgesi Zemin Modeli.....	67
4.2.5.2. İzmir Karşıyaka Bölgesi Zemin Modeli.....	69
4.3. Serbest Saha Analizleri.....	73
4.3.1. Tek Boyutlu Eşdeğer Lineer Analiz Yöntemi.....	73
4.3.2. İki Boyutlu Sonlu Elemanlar Modeli.....	78
4.3.3. Dinamik Analiz Yöntemi.....	79
4.3.4. Analizlerde Kullanılan Bünyesel Zemin Modelleri.....	80
4.3.5. Doğrulama Analizleri.....	83
4.3.5.1. Vaka Analizi.....	86
4.3.5.2. Analiz Sonuçları.....	88
4.4. Sıvılaşma Analizleri.....	93
4.4.1. Sıvılaşma Analizleri- Performansa Dayalı Tasarım Sistematiği.....	97
4.4.2. Çalışma Yöntemi.....	102
4.4.3. Yapılan Analizler.....	105
4.4.3.1. Analizlerde Kullanılan Bünyesel Zemin Modeli.....	105
4.4.3.2. Analiz Sonuçları.....	112
4.5. Sığ Tünellerde Yapı-Zemin Etkileşimi Analizleri.....	125
4.5.1. Giriş.....	126
4.5.2. Analiz Yöntemi.....	131
4.5.3. Analiz Sonuçları.....	137
4.5.3.1. Raking Eğrisi Analizleri.....	137
4.5.4. Performansa Bağlı Tasarım Analizleri.....	139
4.5.5. Performansa Bağlı Tasarım Analizleri.....	140
5. Tartışma, Sonuç ve Öneriler.....	148
5.1. İleriki Süreçte Yapılabilecek İlave Çalışmalar.....	150

ŞEKİL DİZİNİ

Şekil

Sayfa

Şekil 1. Deprem Hasar ve Performans Seviyeleri – Vision 2000.....	10
Şekil 2. Performans Tahmin Metodolojisi (FEMA 445).....	12
Şekil 3. Performansa Dayalı Tasarım Metodolojisi (PEER,2010).....	13
Şekil 4. Toplam Olasılık Kuralı.....	17
Şekil 5.	18
Şekil 6. Hasar Görebilirlik Analizleri Sistematığı.....	22
Şekil 7. Örnek Olasılık Dağılımı ve Elde Edilen Birikimli Olasılık Fonksiyonu.....	23
Şekil 8. H_0 (Veri Takımı Normal Dağılıma Uygundur) Hipotezi için Tip I Hata Bölgesi.....	25
Şekil 9. Örnek Hasar Modeli (5 farklı hasar seviyesi).....	27
Şekil 10. Stokastik Simülasyon Adımları.....	33
Şekil 11. Analiz Fiziksel Akım Ağı (Kramer,1996’dan faydalanılmıştır.).....	33
Şekil 12. Brune Kaynak Spektrumunun Deprem Büyüklüğü ile Değişim Grafiği.....	36
Şekil 13. İzmir Deprem Tekrarlama İlişkisi	41
Şekil 14. Deprem Moment Büyüklüğü-Birikimli Dağılım İlişkisi.....	42
Şekil 15. Episentr – Yıllık Oluşma Miktarı Sıklığı.....	43
Şekil 16. Deprem Epicentr- Birikimli Dağılım İlişkisi.....	43
Şekil 17. Üiform Hasar Tepki Spektrum Grafiği (UHRS-İZMİR) – Anakaya.....	47
Şekil 18. Geoteknik Analizlerde Belirsizlikler (Whitman, 1996).....	52
Şekil 19. Darendian (2001) çalışma sonucunda elde ettiği eğriler.....	55
Şekil 20. Zemin Parametrelerinin Olasılıksal İfadesi (Phoon ve Kulhawy, 1999).....	57
Şekil 21. Metro Projesine Ait CPT-11 nolu deneye ait uç direnci ve çevre sürtünmesi değerleri.....	59
Şekil 22. Arazi CPT Deneylelerinin Yapıldığı Konumları.....	60
Şekil 23. Düşey Otokorelasyon Fonksiyonu ve Değişim Grafiği.....	62
Şekil 24. Yatay Otokorelasyon Fonksiyonu ve Değişim Grafiği.....	63
Şekil 25. Tekrarlı Analizler- Güvenilirlik Seviyesi İlişkisi.....	65
Şekil 26. İdealize Zemin Profili – İzmir/Bayraklı.....	68
Şekil 27. Bayraklı Bölgesi Kayma Dalgası/Derinlik Grafiği.....	69
Şekil 28. İdealize Zemin Profili – İzmir/Karşıyaka.....	71
Şekil 29. İzmir Karşıyaka Bölgesi Dinamik Zemin Parametreleri.....	72

ŞEKİL DİZİNİ (DEVAM)

Şekil

Sayfa

Şekil 30. Histeresis Eğrisi: Sekant Rijitlik Modülü ve Tanjant Rijitlik Modülü.....	74
Şekil 31. Omurga Eğrisi, Modül Azaltım Eğrisi.....	75
Şekil 32. Zeminlerin çeşitli dinamik yükleme mertebelerindeki deformasyon grafikleri.....	76
Şekil 33. Kumlu Zeminlerde Kullanılan Zemin Dinamik Parametreleri (Seed-Idriss,1970).....	77
Şekil 34. Killi Zeminlerde Kullanılan Zemin Dinamik Parametreleri.....	78
Şekil 35. Saha Tepki Analizlerinde Kullanılan Zemin Modeli.....	79
Şekil 36. Analizlerde kullanılan Rayleigh sönüm parametreleri.....	84
Şekil 37. Analizlerde Kullanılan Tipik Sonlu Elemanlar Ağı Görüntüsü.....	85
Şekil 38. Kullanılan İstasyonların Konumları.....	86
Şekil 39. Doğrulama analizlerinde kullanılan model ve algoritma.....	88
Şekil 40. Sonlu elemanlar analizi sonucu sahada elde edilen pik ivme değerleri.....	88
Şekil 41. Bayındır kaydı ile Eşdeğer lineer analiz- Doğrusal Olmayan analiz karşılaştırılması.....	89
Şekil 42. Finn vd. (1978) tarafından yapılan karşılaştırmalı çalışmalar.....	89
Şekil 43. Eşdeğer lineer analiz ile doğrusal olmayan analiz karşılaştırmalı olarak kayma gerilmesi sonuçları.....	90
Şekil 44. Eşdeğer Lineer metot ile elde edilen kayma gerilmeleri mekanizması.....	90
Şekil 45. Gerçek ve Hesaplanan Kayıtların Karşılaştırılması (Idriss,1993).....	91
Şekil 46. Yumuşak Zemin Koşullarında Gerçekleşen Amplifikasyon-Deamplifikasyonun Pik İvme Değeri İle İlişkisi (Idriss,1991).....	92
Şekil 47. Sıvılaşma Potansiyel Endeksi, IL – Sıvılaşma Hasar Endeksi, DSI ilişkisi...101	
Şekil 48. Deprem Vaka Analizlerinden Hareketle Oluşturulmuş Mw=7.5 büyüklükteki depremlere ait temiz-kum devirsel gerilem oranı grafiği.....	105
Şekil 49. UBCSAND modeli akma yüzeyi.....	108
Şekil 50. UBCSAND modeli hiperbolik gerilme-deformasyon ilişkisi.....	109
Şekil 51. Plastik Potansiyel Fonksiyonları ve Plastik Deformasyon Arışları.....	109
Şekil 52. Analizlerde Kullanılan Model Geometrisi.....	110
Şekil 53. Sismik Hasar Eğrisi.....	111
Şekil 54. Analiz Sonucu Gözlenen Yatay İvmeler.....	113

ŞEKİL DİZİNİ(DEVAM)

Şekil

Sayfa

Şekil 55. a. Toplam Hacimsel Deformasyon Dağılımı b. Analiz Sonucunda Tabakalarda Elde Edilen Toplam Kayma Deformasyonu Dağılımı.....	113
Şekil 56. Boşluk Suyu Basıncı – Hacimsel Deformasyon İlişkisi.....	114
Şekil 57. Analiz Sonucu sistemde Oluşan Fazla Boşluk Suyu Basıncı Değişimi.....	114
Şekil 58. A ve B noktalarında oluşan fazla boşluk suyu basıncı ve ortalama efektif gerilme değişimi grafiği.....	115
Şekil 59. Analiz sonucu elde edilen PPR_max değişimi.....	116
Şekil 60. LI – PPR_max ilişkisi ve doğrusal olmayan analizin kalibre edilmesi.....	117
Şekil 61. Hasar Endeksi (DSI) – Mühendislik Etki Parametreleri İlişkisi.....	118
Şekil 62. Analiz Sonucu Elde Edilen Hasar görülebilirlik Eğrileri.....	119
Şekil 63. Sıvılaşma Hasar Olasılığı.....	120
Şekil 64. Analiz Sonuçlarından elde edilen Oturma miktarı-Arias yoğunluğu değişimi.....	121
Şekil 65. a. Mühendislik Parametresi Olasılık Dağılımı b.Mühendislik parametresi yıllık ortalama oluş miktarı.....	122
Şekil 66. D2 ve D3 deprem seviyesi altında elde edilen PPR_max değerleri histogram gösterimi.....	123
Şekil 67. 2 farklı sismik etkiye göre PPR_max birikimli dağılım grafiği.....	123
Şekil 68. Analizler sonucu elde edilen 3 m seviyedeki yanal deplasman olma olasılığı birikimli dağılım grafiği (Jones v.d.).....	124
Şekil 69. Analizler sonucu elde edilen Temel Altında Elde Edilen maksimum deplasman değerleri.....	125
Şekil 70. Sismik Deprem Dalgaları Altında tünellerin deformasyon modülleri (Owen ve Scholl, 1981).....	127
Şekil 71. Yer altı Yapıları Sismik Tasarım Yöntemleri.....	128
Şekil 72. Zeminde (Serbest Saha Koşulları) Meydana gelen deplasman değişimi (Solda) ve Karşılığında Tünel Yapısında Meydana Gelen Deplasman Değişimi.....	132
Şekil 73. Analizler Sonucu Elde Edilen Raking Eğrileri.....	138
Şekil 74. Raking eğrileri – Literatürde Gözlenen Çeşitli Yaklaşımlar.....	139
Şekil 75. Farklı tip tünel kesitleri için elde edilen hasar seviyesi- PGA değerleri.....	141
Şekil 76. Deprem Etki Parametresi- Deprem Hasar Endeksi İlişkisi (Üçer S. 2012)...	141

ŞEKİL DİZİNİ

Şekil

Sayfa

Şekil 77. PGA – Tünel hasar endeksi (Arygroudís ve Pítílakís 2012).....	142
Şekil 78. Analizler Sonucu 3 Farklı Kesit İçin Elde Edilen Kırılmalılık Eğrileri.....	143
Şekil 79. ALA (2001) tarafından veri tabanından hareketle yapılan hasar görübilirlik eğrileri.....	144
Şekil 80. Birleştirilmiş Hasar Olasılık Eğrisi.....	145
Şekil 81. SYNER_G- Dikdörtgen formda aç&kapa tünellerdeki Kırılmalılık Eğrileri..	146
Şekil 82. Pítílakís (2012) yapılan analizler sonucunda elde ettiği Kırılmalılık Eğrileri.	147

ÇİZELGE DİZİNİ

Çizelge

Sayfa

Çizelge 1. PEER hedef terminolojileri tanımları (Krawinkler ve Miranda,2004).....	15
Çizelge 2. Yer Göçme Endeksi (Bray ve Stewart, 2000).....	16
Çizelge 3. Literatürde İvme Kayıtları Elde Etmek için Kullanılan Metotlar.....	29
Çizelge 4. Sismik Deprem Simülasyonlarında Kullanılan Akım Ağı.....	38
Çizelge 5. Deprem Oluşum Aralıkları Frekans Gösterimi.....	40
Çizelge 6. Deprem Mesafe Dağılımları ve Olasılıksal Hesap Verileri.....	42
Çizelge 7. Simülasyonlarda Kullanılan Önemli Yer Hareketi Parametreleri.....	45
Çizelge 8. DLH Şartnamelerinde İzmir ili için tanımlanmış Spektral İvme Değerleri...	47
Çizelge 9. Analizler İçin Seçilen Deprem Kayıtları.....	50
Çizelge 10. Zemin Mukavemet Parametrelerinin Olasılıksal Dağılımı.....	55
Çizelge 11. a. SPT deney sonuçlarından elde edilen değişkenlik katsayıları b. CPT deney sonuçlarından elde edilen değişkenlik katsayıları.....	56
Çizelge 12. Tek Boyutlu Otokorelasyon Modelleri (Vanmarcke, 1977).....	58
Çizelge 13. Yapılan CPT Deneylerinden Belirlenen Bazı Rasgele Alan Parametreleri..	61
Çizelge 14. Arazi SPT ve CPT deneyleri dalgalanma ölçekleri (Phoon ve Kulhawy, 1996).....	63
Çizelge 15. Bozcaada Depremi Kaydedilen Deprem Kayıtları.....	87
Çizelge 16. Literatürde Tanımlı sıvılaşma sonrası kalıcı deformasyon tahminlerine yönelik bazı yöntemler.....	94
Çizelge 17. Betonarme Çerçeve binalarda sıvılaşma sonrası hasar seviyeleri (Crowley vd., 2004).....	95
Çizelge 18. Sıvılaşma Hadisesi Hasar Seviyeleri (Bird, 2005).....	96
Çizelge 19. Sıvılaşma Hasar Endeksi (Juang vd.,2005).....	97
Çizelge 20. IL Kaynaklı Yayınlanmış Sıvılaşma Hasar Haritaları (Holzer, 2008).....	100
Çizelge 21. Analizlerde Kullanılan Birleştirilmiş Hasar Seviyeleri Gösterim.....	101
Çizelge 22. Analizlerde Kullanılan Parametreler.....	107
Çizelge 23. Analizlerde Kullanılan Kayıtlara Ait PGA değerleri.....	111
Çizelge 24. Analizlerde Kullanılan Yapısal Kesitler.....	134
Çizelge 25. Hasar Seviyesi İlikileri (Argyouridis ve Pitilakis (2012)).....	140
Çizelge 26. Gerçekleşen Hasar ile Tahmin Edilen Hasar Seviyeleri Arasındaki İlişkiler.....	148

KISALTMA VE SEMBOLLER DİZİNİ

SİMGELER AÇIKLAMA

ASD	İzin Verilebilir Kapasite Tasarımı
ALA	American Lifeline Alliance
ATC	Amerikan Teknoloji Birliği (American Technology Council)
C	Sistem Kapasitesi
COV	Kovaryans
CPT	Konik Penetrasyon Deneyi
CRR	Devirsel Dayanım Oranı
CSR	Devirsel Gerilme Oram
$C_z(\xi)$	Otokovaryans Fonksiyonu
D.B.Y.B.H.Y	Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik
DLH	Kıyı Yapıları, Demiryolları, Hava Meydanları İnşaatları Deprem Teknik Yönetmeliği
DOA	Doğrusal Olmayan Analiz
DP	Deprem Etki Parametresi
DSİ	Sıvılaşma Hasar Seviyesi
EDA	Eşdeğer Doğrusal Analiz
EDP	Mühendislik Tepki Parametresi

EPRI	Electric Power Research Institute
$F(x)$	Birikimli Dağılım Fonksiyonu
f	Ölçekleme Faktörü
F	Esneklik Oranı
FEMA	Federal Acil Durum İdare Merkezi (Federal Emergency Management Agency)
FS_L	Sıvılaşmaya Karşı Güvenlik Faktörü
$G(x)$	Tamamlayıcı Birikimli Dağılım Fonksiyonu
G_{max}	Maksimum Kayma Rijitlik Modülü
HAZUS	Multihazard Risk Assessment
HP	Hasar Parametresi
I_a	Arias Yoğunluğu
I_L	Sıvılaşma Potansiyel Endeksi
L	Sisteme Etkiyen Yükler
KP	Karar Parametresi
LSI	Sıvılaşma Hasar Endeksi
MCM	Monte Carlo Simülasyon Metodu
MSE	Ortalama Hasar Karesi
NIST	National Institute of Technology
OEB	Ortalama Eleman Boyutu

P(f)	Göçme Olasılığı
PGA	En büyük Yüzey İvmesi
PGV	En büyük yüzey hızı
PBT	Performansa Bağlı Tasarım
PEER	Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi
PPR_max	Maksimum Boşluk Suyu Basıncı Oranı
R	Yatay öteleme katsayıları
Rz (<f)	Otokorelasyon Fonksiyonu
RI	Güvenilirlik parametresi
SEAOC	Structural Engineers Association of California
SMSIM '	Stochastic Method Simulation
SPAC	Konumsal Otokorelasyon Yöntemi
SPT	Standart Penetrasyon Deneyi
SYNER-G	System Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline Networks and Infrastructure Safety Gain
TP	Mühendislik Tepki Parametresi
UHRS	Eşdeğer Hasar Tepki Spektrumu
V(x)	Parametre Varyans Değeri
w(Ti)	Periyot Ağırlık Faktörü
Z	Güvenlik Marjini

$\leq p$	Dayanım Faktörü
y	Yük Faktörü
$/\rho$	Güvenilirlik endeksi
$X(x)$	Ortalama Yıllık Aşılma Miktarı
$0(x)$	Normal Dağılım Grafiği
$/\beta_C$	Mühendislik Parametresindeki Belirsizlik
$/\beta_{ds}$	Hasar Seviyesindeki Belirsizlik

ÖZ

Çalışma dâhilinde öncelikle performansa dayalı tasarımın hedefleri, analiz aşamaları ve yöntem kriterleri belirlenecektir. Daha sonra sistematik dâhilinde geoteknik mühendisliği uygulama örneklerinden seçilmiş iki adet önemli problem olan sığ yeraltı tünellerinin analizi ile sıvılaşma analizleri ele alınacaktır. Mühendislik parametresi ile hasar seviyeleri arasındaki ilişki, literatür verileri ışığında seçilmiştir. Analizlerde kullanılan deprem ivme-zaman kayıtları proje sahasındaki sismik deprem tehlikesi analizleri sonucunda gerçek deprem veri tabanından seçilerek, uygun tasarım spektrumlarına göre ölçeklendirilerek kullanılmıştır. Tekrarlı analizler, sonlu elemanlar metodu kullanılarak yapılmıştır. Yapılan tekrarlı analizler sonucunda iki farklı geoteknik problem için daha önce literatürde model deneyleri veya yaşanmış vaka analizlerinden hareketle belirlenmiş hasar limitlerinin olma olasılıkları, ne kadar zamanda bir olabileceği vb. olasılıksal sonuçlar elde edilmiştir. Bu amaçla hasar görebilirlik eğrileri kullanılmış ve elde edilen sonuçlar geçmiş vaka analizleri ve diğer analiz sonuçları ile kıyaslanarak sunulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Performansa Dayalı Tasarım, Sıvılaşma, Sığ Yeraltı Yapıları, Hasar görebilirlik Eğrileri

Performance Based Design Methodologies Used In Geotechnical Analyses

ABSTRACT

In the context of the study, firstly the performance based design methodologies and the study framework will be introduced. After that, two of the important problems in geotechnical engineering, namely the liquefaction phenomenon and shallow underground tunnel design will be studied based on the previously mentioned systematics. To be able to come up with a fragility curve, repetitive Monte-Carlo analysis will be done to get the relationship between the seismic effect and engineering design parameter. Different damage levels conforming to the engineering design parameters will be chosen from the literature studies. Earthquake time-histories will be selected from the real earthquake database, and will be scaled to different levels of intensity which will be used in the repetitive analysis. Soil properties, which will be used in the analysis, will be chosen conforming to different soil types. Finite element methods are used in the analysis. The outcome of the analysis will be the probability of different damage levels and recurrence relationships of the engineering design parameters for the two chosen problem. The fragility curves will be used in the outputs which then will be compared with the case studies and previous literature results.

Keywords: Performance Based Design, Liquefaction, Shallow Underground Structures, Fragility Curves

1. Giriş

Proje kapsamında yapılacak çalışmaların amacı, İzmir ilinde yerel depremsellik ve zemin parametrelerinin kullanılarak oluşturulan iki farklı fay-zemin-yapı probleminde, sismik etkinin belirlenmesi aşamasından, zemin modellenmesi aşamasına kadar geçen her aşamada belirsizliklerin ele alınması ve performansa dayalı tasarım sistematığı içerisinde sonuçların verilmesinin sağlanmasıdır. Bu amaçla, tekrarlı deterministik sonlu elemanlar uygulamaları ile farklı sismik etkiler ve zemin parametreleri kullanılacaktır. Bu tarz bir yaklaşım, standart uygulamalarda sıklıkla görülebilecek bir hadise olmayıp, bu aşamada akademik bir çalışma çerçevesinde yapılarak elde edilen sonuçların endüstride kullanıma hazır haldeki abaklar şeklinde sunumu ile faydalı olabilecektir.

Çalışmanın ilk aşamasında yerel depremselliğin belirlenmesi için olasılıksal deprem tehlikesi analizi yapılmıştır. İkinci aşamada ise zemin parametrelerindeki belirsizlikler dikkate alınması amacıyla modelleme çalışmaları yapılmıştır. Yapılan modellemelerde analiz sahasında yapılmış CPT deney sonuçlarından faydalanılmıştır. Bulunan yatay ve düşey korelasyon uzaklıkları, literatür verileriyle kıyaslandırılmıştır. Sıvılaştırma analizlerinde kullanılan hasar endeksi hesaplaması, sıvılaştırma tabaka derinliği ile ilgili olduğu için, analizlerde tabaka kalınlıklarının belirsizliğinin dikkate alınması daha uygun görülmüş ve bu amaçla yapılan simülasyonlar ile belirlenen farklı tabaka kalınlıkları, tekrarlı nümerik analizlerde değerlendirilmiştir.

Tekrarlı analizlere geçilmeden evvel analizlerde kullanılacak sonlu elemanlar modeli, gerek modeldeki sınır şartlarını ve gerekse kullanılan dinamik parametrelerin sınanması açısından gerçek bir deprem vakasıyla denenmiş ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılarak çalışmalara devam edilmiştir. Ayrıca, bu aşamada daha önce literatürde yapılmış benzer çalışmalar ışığında bazı karşılaştırmalar yapılarak sistemin tutarlı olması hedeflenmiştir.

Proje kapsamında yapılan analizler, bu kapsamda ve detayda daha önce benzer çalışmalarda ele alınmamıştır. Yapılacak analizlerden birincisi dikdörtgen geometrideki sığ yer altı yapılarında sismik deprem etkilerinin incelenmesidir. Son yıllarda, yer altı taşıma ve uygulamalarında bir hayli artış meydana gelmiş bulunmaktadır. Şehir içi metro istasyonları ve projeleri, işte bu sığ yer altı yapılarının yapılabilirliğine ve tasarım

becerilerine bağı olarak hayatımıza geçebilen yeniliklerdir. Bu yenilikler ve tasarımlar, ülkemizde pek çok projede uygulanabilmekte ve teknik altyapı olarak oldukça başarılı tasarımlar oluşturulabilmektedir. Sığ derinliklerde inşa edilen bu yer altı yapıları, diğer yapılara kıyasla sismik etkiler karşısında çok daha fazla önem arz etmektedir (Hashash v.d.,2001). Şimdiye dek yapılan araştırmalarda, analitik ve nümerik pek çok yöntem denenmiş olup, bu çalışmalarda genellikle zemin parametreleri doğrusal olarak ele alınmış ve detaylı bir deprem kayıt verileri kullanılmadan temsili koşullarda analizler yapılmıştır. Fakat depremli durumlarda zeminde gözlenilen nonlineer davranış v.b. etkiler yapılan bu analizlerde yer almamaktadır. Yapılacak analizlerde bütün bu belirsizliklerin ve gelişmiş nümerik metotların kullanılması hedeflenmiştir. Ayrıca geçmiş yıllarda konu kapsamında yapılan diğer analizler (Wang, 1991; Arygroudís ve Pitilakis,2007) ve literatür verileri (ALA,2001; SYNER-G,2012; HAZUS,2004) kıyaslanacaktır.

Proje çalışması kapsamında yapılan diğer bir analiz, yine geoteknik deprem mühendisliğinin son 60 yıldır üzerinde önemle eğildiği ve özellikle büyük depremlerde çevre binalara ve yapılara verdikleri hasarlar üzerine sıklıkla tartışılan sıvılaşma hadisesinin irdelenmesidir. Sıvılaşma hadisesi ve oluşumu ile ilgili elimizde yeterli sayılabilecek kadar araştırma ve teorik altyapı mevcuttur. Burada yapılacak çalışma, şimdiye kadar bulunan bu çalışmalara ilave bir teorik çözüm veya yaklaşım getirmek amacıyla yapılmamıştır. Yapılan çalışma, tasarım metodolojisi olarak farklı bir yaklaşım ile daha evvel literatürde yapılmamış mevcut bir problemi ele almaktadır. Bu amaçla, ilk olarak kurulacak model içinde, zemindeki sıvılaşma hadisesinin gerçekleştirebilecek doğrusal olmayan bünyesel bir zemin modeli kullanılmıştır. Ardından yapılan tekrarlı analizler ile hasar seviyeleri ve oluşma olasılıkları tablolar halinde sunulacaktır.

Yapılan analizlerde, performansa dayalı tasarım sistematiğine uyulmak amacıyla deprem etki parametresi, mühendislik etki parametresi ve hasar parametresi seçilerek çalışmalar yapılmıştır. Bunun için olasılıksal sismik tehlike analizi sonucu deprem parametresi ve yıllık ortalama oluşma miktarı belirlenmiştir. Analizler kapsamında, gerek uygulama alanında ve gerek literatürde rahatlıkla bulunabilinen maksimum yüzey ivmesi parametresi (PGA) kullanılmıştır. Ardından, kurulan sonlu elemanlar modeli ile seçilen mühendislik etki parametreleri belirlenmiştir. Sıvılaşma analizleri, zeminlerde

hacimsel deformasyonu ve dolayısı ile boşluk suyu basıncı oluşumunu modelleyebilecek bir program ile çözüldüğü için, analizlerde sıvılaştıran zemin tabakasındaki maksimum boşluk oranı parametresi (PPR_max) mühendislik parametresi olarak kullanılmıştır. Literatürde, sıvılaşma analizleri ile yapısal hasarın ilişkilendirilmesine olanak sağlayan farklı mühendislik parametreleri kullanılmaktadır. Bu parametrelerin elde edilmesi, basitleştirilmiş sıvılaşma potansiyeli belirlenmesi yöntemi ile yapılabilmekte olup, proje çalışmasında seçilen PPR_max parametresi ile diğer parametreler arasında korelatif bir ilişki kurulmuştur.

Sığ yeraltı tünel analizlerinde, benzer şekilde vaka analizlerinden hareketle literatürde belirlenmiş ve çeşitli tasarım şartnamelerinde yer almış deprem hasar parametreleri belirlenmiştir. Genellikle (PGA) deprem parametresi ile hasar parametresi ilişkilendirilmiş olup, son yıllarda yapılan bazı çalışmalarda yapılan sonlu elemanlar analizleri ile elde edilecek kesit moment oranı parametresi ile hasar parametresi ilişkilendirilmesinden faydalanılmıştır.

Analiz sonuçları, deprem tekerrür ilişkilerine benzer şekilde oluşturulmuş mühendislik etki parametresi tekerrür ilişkisi ve ardından hasar parametresinin tekrarlanma ilişkisinin kurulabilmesine olanak sağlamıştır. Ayrıca hasar olasılığını en iyi şekilde ifade edilmesine olanak sağlayan hasar görebilirlik eğrileri oluşturularak sonuçlar literatürdeki benzer çalışmalar ile karşılaştırılmıştır.

Proje kapsamında genel olarak aşağıdaki önemli mühendislik sorularına da cevap aranmıştır;

- Genel olarak geoteknik mühendisliği problemleri, neden deterministik değil olasılıksal yöntemler kullanılarak ele alınmalıdır? Buna sebep olan pek çok etkenden, örneğin zemin parametrelerindeki belirsizlikler neyi ifade etmektedir? Aynı şekilde deprem oluşumundaki belirsizlikler, analiz çözüm modelindeki kabuller, nasıl yeni bir tasarım metodolojisi içinde bir araya getirilebilir?
- Sismik etkiler sonucunda yapılarda oluşan deformasyonlar ve hasar seviyeleri ne olacaktır? Oluşacak deformasyonlar ve/veya mühendislik tepkileri, yapı sahibi ve/banka kredi kurumu gibi çeşitli proje kanaat önderleri tarafından da anlaşılması için nasıl ifade edilmelidir? Diğer bir deyişle, teknik bir altyapısı olmayan herkesin anlayabileceği hasar seviyeleri ile, elde edeceğimiz geoteknik mühendislik parametresi arasındaki ilişki nasıl tarif edilir? Bunun için yapılmış

literatür vaka analizleri ve literatür örneklerinden yola çıkılarak seçilen ilişkiler nelerdir?

- Fay-zemin-yapı problemi olarak da adlandırılabilen problemin çözümünde kullanılacak sismik kayıtlar nasıl belirlenmelidir? Belirli bir bölge için yapılan bir araştırma söz konusu ise, bu kayıtların seçimi nasıl olmalıdır? Etkileşim probleminin ilk basamağını oluşturan bu sismik deprem kaydı seçimi sırasında kullanılabilecek teknikler nelerdir?
- Dinamik deprem durumunda, analiz modeli içinde zemini temsil eden geoteknik bünyesel model nasıl olmalıdır? Bu amaçla kurulan modelin doğruluğu nasıl tespit edilmelidir? Zemin-yapı etkileşimi ve deprem esnasında zemin davranışının modellenmesi nasıl olmalıdır.
- Yapılan tekrarlı analizler sonucu elde edilen mühendislik parametresi ile hasar seviyeleri arasındaki ilişki nedir? Bu hasar seviyeleri ile karşılaşılma olasılığı nedir ve hangi hasar seviyesi ile kaç yıllık süre içinde karşılaşılabilir?

Bu temel sorulara verilecek cevaplar, PBT sistematığı içinde sırasıyla analizlerin yapılması ve sonuçların elde edilmesi ile beraber olacaktır. Bu amaçla, ilk olarak, performansa dayalı tasarımını hedefleri, analiz aşamaları ve yöntem kriterleri belirlenmiştir. Bu kısımda, yapılacak analizlerin, sistematik içinde nerede oldukları ve neden yapıldıkları gibi konular altında bulunulacaktır.

Yöntem sistematığına uygun olarak yapılacak ilk aşama olan proje sahasında sismik deprem tehlikesi yapılması ve analizlerde kullanılacak kayıtların elde edilmesi ikinci bölümün konusunu oluşturmaktadır. Bu aşama, proje sahasında sismik hasar analizi yapılması, potansiyel deprem tehlikesinin belirlenmesi ve analizlerde kullanılacak deprem kayıtlarının elde edilmesini gerektirmektedir. Deprem simülasyonları, serbest olarak kullanılabilen bir bilgisayar programı ile yapılmıştır. Bu aşamanın sonunda elde edilen üniform hasar spektrumu ile uyumlu deprem kayıtları, PEER veri tabanından seçilerek, hedef spektruma uygun olarak ölçeklenmiş şekilde elde edilmiş olacaktır.

İkinci kısımda, arazide yapılmış deneysel çalışmalardan, sondaj loglarından, SPT ve CPT deneylerinden elde edilen veriler kullanılarak, analizlerde kullanılacak iki farklı bölgenin idealize zemin profili belirlenmiştir. Çalışma, zemin tabakalarının dinamik özelliklerinin de belirlenmesini gerektireceği için, derin kuyu içi sondajlar ile arazide

yapılan sismik çalışma verileri son derece önem kazanmaktadır. Zemin parametrelerindeki belirsizliklerin ve hesap yöntemleri tarifi yapıldıktan sonra, proje zemin araştırma çalışmalarında elde edilen sonuçlar kullanılarak, sıvılaşma analizlerinde kullanılmak üzere tabaka derinliklerinin farklı değerleri simüle edilmiştir. Ayrıca, proje sahasındaki CPT konik uç direnci verileri kullanılarak, yatay ve düşeydeki korelasyon mesafeleri belirlenmiş, sahanın olasılıksal tarifi yapılmıştır. Ardından, sıvılaşma analizlerindeki hasar seviyeleri ile körele olarak kullanılabilecek kritik bir parametre olan tabaka kalınlıkları farklı değerleri elde edilmiştir. Bu Aşamada Latin-Hypercube Örnekleme yöntemi kullanılarak yeterli sayıda farklı tabaka kalınlıkları elde etmemize olanak sağlayacak şekilde yapılmıştır.

Analizlerde kullanılan sonlu elemanlar programı, zemin parametrelerinin doğrusal olmayan bünyesel modeller ile temsil edilmesine imkân sağlayacak ve aynı zamanda zaman tanım alanında dinamik analizler yapılmasına olanak sağlayacak bir programdır. Daha önce pek çok uygulama ve akademik projede kullanıldığı için tekrarlılığı ve güvenilirliği kabul edilebilir seviyelerdedir. Tekrarlı çözümlemelere geçilmeden evvel, kurulan modelin ve kullanılan dinamik parametrelerin gözden geçirilmesi ve gerçek deprem kayıtları ile karşılaştırılması yerinde olacağı için doğrulama analizleri yapılarak sistem performansı denenmiştir.

Performansa dayalı tasarım ilkeleri 2 adet uygulama probleminde gerçekleştirilmiştir. Bunlar sığ yeraltı yapılarının sismik deprem etkisi altındaki davranışları ile sıvılaşma hadisesi sonrası oluşabilecek hasar seviyelerinin belirlenmesine yönelik yapılan analiz örnekleridir. Bunun için ilk olarak serbest saha analizleri yapılarak, kullanılan model ve bünyesel zemin modelleri kalibre edilmiştir. Serbest saha analizlerinin ardından, seçilen zemin profilleri üzerinde sıvılaşma analizler yapılmıştır. Yapılan analizler PBT sistematığı içinde ele alınmış ve değerlendirilmiştir.

Ardından, yeraltı sığ tünellerin sismik analizleri yapı-zemin etkileşimi analizleri çerçevesinde değerlendirilmiş ve PBT sistematığı içinde ele alınmıştır. Son zamanlarda, özellikle yapı mühendisliği alanlarında nümerik yöntemler ile kırılmalık eğrileri belirlenmesi metotları kullanılsa da (özellikle köprülerde ve yapılarda), tünellerde yapılan çalışmalar çok sınırlı olmaktadır. Hasar seviyelerinin belirlenmesi, full model deneyler ile veya yaşanmış vaka analizlerinin incelenmesi ile elde edilebilecektir. Yapı

ve köprülerde pek çok hasar seviyesi belirleme çalışmaları yapılmış olsa da, yeraltı yapıları analizleri için benzer çalışmalar elde edilmemiştir.

Performansa dayalı analiz sistematığı, aslında doğada bulunan belirsizlikleri, mühendislik uygulamaları içerisinde kendisini göstermesini hedefleyen, tasarım sonuçlarının olasılıksal literatüre göre ifade edilmesini sağlayan bir yöntemdir.

Kramer (2008) tarafından da ifade edildiği gibi, deprem mühendislerinin ileride PBEE uygulamaları içerisinde yer alması için geoteknik mühendisleri bilgi, ilgi ve kullanılacak araçlar bakımından kendilerini geliştirmek durumundadırlar. Ayrıca geoteknik mühendisliğindeki olasılık teorisinin kullanım alanlarının artırılması gerekliliği de ön plandadır.

Genellikle, endüstride, kapsamlı analizlerin yapılması zaman ve bazen de şartlar dâhilinde uygun olmadığı için, hesaplamalar çoğunlukla basitleştirilmiş çözümlemeler elde etmeye yönelik olmuştur. Yapı-zemin etkileşim analizlerinin basitleştirilmiş analitik ifadeler ile çalışılması, analiz sonuçlarındaki belirsizliği artırıcı yöndedir. Basitleştirilmiş yöntemler çoğu zaman analizlerin çeşitli kısımlarında kabuller ve büyük güvenlik faktörleri uygulanmak gerekliliğini ortaya çıkarmaktadır. Proje kapsamında bu basitleştirilmiş yöntemler, tamamen yanlış oldukları için değil, akademik bir çalışma olması sebebi ile elimizdeki en son teknolojik analiz araçlarının kullanılması hedeflendiği için kullanılmamıştır. Bu açıdan, proje kapsamında kullanılan nümerik analizler ve sistemi gerçeğe en yakın şekilde modelleyebilmek için kullanılan doğrusal olmayan bünyesel zemin modelleri, gerçeğe daha yakın çözümler üretmektedir. Yapılan tekrarlı analizlerden elde edilen sonuçlar da, klasik deterministik analiz sonuçları gibi değil, olasılıksal sistematik çerçevesinde sunulacaklardır. Buradaki amaç, uygulama aşamasında kullanılabilecek basit abaklar sunabilmek ve literatüre bu anlamda katkı sağlayabilmektir.

Yapılan çalışmanın ve ele alınan yöntem tekniklerinin, geoteknik mühendisliği içinde yeterli uygulama örneği bulunmayışı, bu konuda yapılan ilk çalışmalardan birisi olması özelliği sebebi ile, bu çalışma ileride yapılması düşünülen ilave çalışmalara temel teşkil etmek açısından önem kazanmaktadır. Bilim ve gelişimin en önemli basamaklarından birisi olan, farklı bakış açıları ile problemlerin ele alınma çabası, kapsamında denenmiş ve sonuçlar sunulmuştur.

2. Literatür Özeti

Mühendislik tasarımının temel amacı sürdürülebilir, güvenilir ve aynı zamanda ekonomik yapılar inşa etmektir. Mühendislik analizlerinde 19.yy'dan beri uygulanan genel yapım tekniği, izin verilebilir kapasite tasarımı (ASD) adı altında uygulanmaktadır (Phoon,2008). Bu metot kapsamında, sisteme etkiyen yükler ve sistemin bu yüklerle karşılık verebileceği kapasitesinin belirli bir güvenlik faktörü marjinde olması hedeflenmektedir. Güvenlik marjini, sistem kapasitesi ile sisteme etkiyen kuvvetin farkı olarak ifade edilmektedir.

$$Z = R - S \quad (1)$$

Bu fonksiyon, performans limit durumu olarak da ifade edilebilir. Eşitlikte R sistem kapasitesi; S ise sisteme etkiyen yükleri göstermektedir. Z ise mühendislik problemindeki güvenlik marjini ifade etmektedir.

Son 30 yıllık sürede ise, gelişen tasarım metotları, olasılıksal yöntemlerin de sürece dâhil edilebilmesi yönünde ilerlemektedir ve geleneksel kapasite tasarıma ilave olarak yürütülen bu çalışmalar yük-dayanım faktörlü tasarımı (LRFD) adı altında anılmaktadır (Beacher ve Christian,2003). Bu ihtiyaç, güvenlik faktörü uygulamasının, sistemdeki belirsizliklerin tarifi için kaba bir yaklaşım olmasından ve yeteri kadar sistem içindeki belirsizlikleri temsil edememesinden kaynaklanmaktadır. Kapasite ve yüklerle belirli bir belirsizlik ve rasgelelik eklediğimiz zaman, sistem davranışını deterministik yollarla ifade edemeyiz. Bu durumda, analiz sonuçlarını ve sistem bileşenlerini olasılıksal olarak ifade etmemiz gerekmektedir.

Sistem tanımlamanın içerisine olasılıksal kavramları da kattığımız zaman, bu durumda beklenen performansın belirli olasılık değerlerinden ve sonuçta risk beklentilerimizden bahsetmemiz gerekmektedir. Güvenilirlik, sistemde göçme olmaması olasılığı olarak tanımlanabilir (Schultz v.d.,2010) ve aşağıdaki gibi ifade edilir.

$$RI = 1 - pf \quad (2)$$

Eşitlikte RI güvenilirlik parametresi ve pf göçme olasılığını temsil etmekte olup kapasite ile yük parametrelerinin birleşik olasılık dağılım fonksiyonlarından elde edilmektedir.

$$p_f = p(Z \leq 0) = p(FS \leq 1) = \iint f_{RS}(r,s)drds \quad (3)$$

Güvenilirlik kavramını ifade eden ve sıklıkla kullanılan parametrelerden en önemlisi güvenilirlik endeksidir (β) (Beacher ve Christian,2003). Güvenlik katsayısı benzeri olarak sıklıkla kullanılan bu kavram, sistem kapasitesite ve yüklerin normal dağılıma sahip olacaklarından hareketle, güvenlik marjini ortalaması ile standart sapmasının oranı olarak tanımlanır.

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2\rho_{RS}\sigma_R\sigma_S}}$$

R ve S nin normal dağılıma sahip değişkenler olduğundan hareketle, ortalama ve standart sapma değerleri R ve S'nin birinci ve ikinci momentlerinden elde edilebilir. Göçme olasılığı bu durumda güvenilirlik endeksi kullanılarak, standart normal dağılım fonksiyonu (Φ) ile elde edilebilir.

$$p_f = 1 - \phi(\beta) = \phi(-\beta)$$

Kapasite ve yükler lognormal dağılıma sahip değişkenler olarak modellenirse, bu durumda güvenilirlik endeksi ve göçme olasılığı aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{m_R}{m_S}\right)}{\sqrt{\ln(1 + V_R^2) + \ln(1 + V_S^2) - 2\rho_{RS}(\sqrt{\ln(1 + V_R^2)}\sqrt{\ln(1 + V_S^2)})}}$$

Problemin temsil edildiği fiziksel modelin basit analitik formüllerle ifade edilebildiği durumlarda güvenilirlik endeksi hesabı yükleme ve dayanım özelliklerinin istatistiki değerlerinin (ortalama ve standart sapma) formüldeki yerlerine konulmasıyla basitçe gerçekleştirilebilir. Kompleks geometrik yapıda olan doğrusal olmayan malzeme bünyesel özelliklerinin realize edileceği durumlarda, farklı yaklaşımlar gerekmektedir (Fenton ve Griffiths,2008). Bu yöntemler arasında çözümün analitik yollardan çözülmesi ve nümerik metotların kullanılması gelmektedir. Proje çalışması kapsamında yapılacak analizlerde, gerek modelin karmaşık oluşu ve gerekse de

kullanılan zemin profillerinin doğrusal olmayan malzeme modelleri ile temsil edilecek oluşu sebebi ile tekrarlı analizleri gerektiren nümerik Monte-Carlo analiz yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntem geoteknik mühendisliğinde son onyılıda sıkça kullanılmaktadır (Ali Nour v.d.,2003; J.M. Tantalla v.d., Fenton ve Griffiths 2002; Popescu, 1995; Yeh ve Rahman,1998; H.F. Schweiger ve G.M. Peschl, 2005).Yöntem geoteknik mühendisliği konuları içerisinde sığ temeller ve derin temellerde oturma problemleri, suyun heterojen zeminde akışı, sıvılaşma analizleri, şev stabilite problemleri ve taşıma gücü analizleri gibi çalışmalarda kullanılmıştır.

Geoteknik mühendisleri yapı tasarımında sürdürülebilirliğin, kuvvet bazlı göçme ile değil, deformasyonlar ile daha çok ilintili olduğunu idrak ettikleri süreç içinde, olasılıksal analizlerin kullanımı yaygınlaşmaya başlamıştır. Gerilme-tabanlı tasarımdan, deformasyona dayalı tasarıma geçiş, yapı mühendisliğinde daha hızlı olmuşken, geoteknik mühendisliğinde henüz gelişme aşamasındadır. Geoteknik mühendisliği bu doğrultuda yapı mühendisliği için gerekli olan tasarımsal gereksinimlere uyumlu olarak gelişmeye başlamıştır.

Sismik yükler altında yapıların tasarımı eski şartnamelerde çoğunlukla senaryoya dayalı depremsellik üzerine kuruludur. Bu kriterler maksimum olası deprem seviyesi v.b. önceden belirlenmiş iki yada üç adet deprem seviyesine göre tasarım yapılmasını öngörmekteydi. 1970'lerin sonunda ATC3-06 raporu (Kramer,2008) ile beraber Cornell (1968) tarafından temellendirilen olasılıksal deprem analizleri ilk defa kullanıma başlandı. ATC 3-06 şartnamesinde, deprem analizlerinin 50 yıllık peryotta %10 aşılma olasılığı dikkate alınarak, 475 yıllık dönüş periyodu olan depremsellik seviyesine göre tasarım yapılması öngörülmüştür. Yapısal hasar seviyeleri ile izin verilen hasar seviyeleri arasındaki karşılaştırma sonucu 4 farklı kullanım kategorisi belirlenmiş, bu sayede deformasyon temelli tasarım yöntemlerinin temeli atılmıştır. İlk olarak performansa dayalı tasarım ilkelerini ortaya koyan şartname Vision 2000 dökümanıdır (SEAOC,1995). Vision 2000, 4 adet birleştirilmiş hasar seviyesini kullanmış, bu hasar seviyeleri ile ilgili izin verilebilir kat deplasmanlarını belirlemiştir (Şekil 1).

		Deprem Performans Seviyesi			
		Ful Operasyonel	Operasyonel	Yaşam Güvenliği	Göçmeye Yakın
Deprem Tasarım Seviyesi	Yaygın (43 yıl)				
	Bazen (72 yıl)				
	Nadir (475 yıl)				
	Çok Nadir (975 yıl)				

Şekil 1. Deprem Hasar ve Performans Seviyeleri – Vision 2000.

Deprem tasarım seviyeleri 4 farklı dönüş periyodu için ele alınmıştır. Bu seviyeler,

- 30 yılda %50 oluşma ihtimali (43 yıl dönüş periyodu)
- 50 yılda %50 oluşma ihtimali (72 yıllık dönüş periyodu)
- 50 yılda %10 oluşma ihtimali (475 yıllık dönüş periyodu)
- 100 yılda %10 oluşma ihtimali (975 yıllık dönüş periyodu) olan deprem düzeyleridir.

Benzer çalışmalar aynı yıllarda farklı hasar seviyesi tanımlamaları ve performans seviyeleri için FEMA 273 (Uygulamalı Teknoloji Kurulu, 1996), FEMA 274 (Uygulamalı Teknoloji Kurulu, 1996), FEMA 356 (Amerikan İnşaat Mühendisleri Birliği,2000) ve ATC-40 (Uygulamalı Teknoloji Kurulu, 1996) şartnamelerinde yer almıştır.

Avrupa’da, Eurocode 8 (EC8,2004) 95 yıllık geri dönüş ve 475 yıllık geri dönüş periyodu olan 2 adet depremsellik seviyesi belirlemiştir. Aktif bir deprem ülkesi olan Japonya’da 1998 yılında revize edilen ve 2000 yılında yürürlüğe konulan yapı deprem şartnamesi, performansa dayalı tasarım temeli üzerinde kurulmuştur (Kramer,2008). İki farklı sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar yaşam güvenliği ve hasar sınırlılığı ile ilgili kriterlerdir. Yaşam güvenilirliği temelli deprem seviyesi 500 yıllık dönüş periyodu olan ender görülebilen depremler üzerinde tanımlanmıştır.

Performansa dayalı sismik tasarımın (PBT) amacı yapıların deprem etkisi altında beklenen ve güvenilir performans göstermesini sağlamaktır (Fema 349). Benzer bir tanım FEMA 349’un yayınlandığı tarihten sonraki süreçte, daha gelişkin argümanların ortaya konulması ile FEMA 445 şartnamesinde yapılmıştır. Buna göre PBT beklenen

potansiyel deprem seviyeleri altında, potansiyel hasarın oluşumunda etkili olabilecek belirsizliklerin ve rasgeleliğin de hesaba katılması ile beraber yapı performansının belirlenmesini sağlamaktır. İki şartname arasındaki belirsizliklerin analizlerdeki vurgusu önemlidir. Çünkü gelişkin analizlerde, analizin her bir aşamasında kesin ve net bir sonuç elde etmek olanaksızdır. Dolayısı ile, analizler sonucu ortaya konacak performans, olasılıksal literatür kullanılarak ifade edilmelidir. Performansa dayalı analiz sistemi, aslında doğada bulunan belirsizlikleri, mühendislik uygulamaları içerisinde kendisini göstermesini hedefleyen, tasarım sonuçlarının olasılıksal literatüre göre ifade edilmesini sağlayan bir yöntemdir.

Bir deprem sırasında yapının nasıl davranacağını bilmesi ancak oluşabilecek mühendislik tepkisinin belirlenmesi ve akabinde oluşacak hasarın tahmin edilmesi ile olabilir. Mevcut şartnamelerde, hasar sonrasında yapının performansı bilinmemektedir. Bunun yerinde, mevcut çalışmaların amacı depremlerde yaşam güvenliğini sağlayacak minimum güvenlik standardı ile tasarımın yapılmasını sağlamaktır. Tek bir performans seviyesine bağlı tasarım metodları beraberinde pek çok eksikliği getirmektedir. Örneğin, yapının en büyük deprem durumunda operasyonel kalması hedefi, yüksek maliyetler getirecektir. Buna karşılık, sadece yaşam güvenliğini hedefleyen bir tasarım yapı sahiplerinin ekonomik çıkarları ile örtüşmeyebilecektir.

Bu noktadan hareketle daha gelişkin bir yöntem olan performansa dayalı tasarım analizleri (PBT) mühendislik tepkisinin ve sonuçta elde edilecek hasar seviyesinin ayrı seviyeler ile değil, sürekli bir gösterge çizelgesi ile temsil edilmesini sağlamak amacıyla geliştirilmiştir (Chandler ve Lam,2001). Ayrıca, mal sahibi ve işveren açısından bakılınca, yapıların beklenen risk ve ekonomik kayıplarının belirlenmesini sağlamak ve bu sayede, istedikleri ekonomik hasar seviyesini seçmelerine olanak vermektir. Amerika ve Kanada gibi ülkelerde, risk analistleri ile tasarım mühendislerinin ortak olarak yürüttükleri pek çok çalışma bulunmaktadır. (Lin vd., 2008)

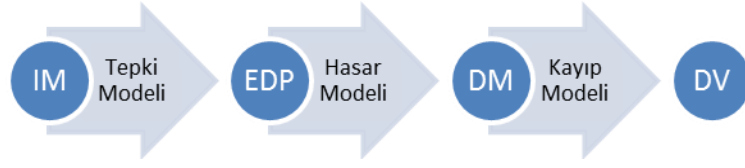
Yapılan tasarımın ve elde edilen sonuçların sadece projeyi yapan mühendis tarafından değil, diğer taraftan projenin sahibi, banka risk analistleri, işveren gibi teknik bilgi birikimi bulunmayan pek çok farklı aktör tarafından da anlaşılır olması mühendislik hizmetinin önemli hedeflerinden biridir. Bu doğrultuda, proje tasarımcısının, en önemli tasarım çıktılarından bazıları mühendislik probleminin sebep olabileceği hasarların ne kadar sıklıkla olabileceği ve hangi hasarın ne kadar olasılıkla

olabileceği gibi bilgiler olmalıdır. PBT mevcut kodlardaki yöntemlerin aksine yapının performansına odaklanmaktadır. Yöntem farklı depremler etkisinde yapının performansının görülebilmesini sağlamaktadır. Bu amaçla yapılan çalışmalardan, FEMA 445 tarafından geliştirilen yöntem metodolojisi Şekil 2’de verilmiştir.



Şekil 2. Performans Tahmin Metodolojisi (FEMA 445)

FEMA 445 tarafından önerilen yöntem, genel olarak 3 ayrı analiz ve 4 ayrı model parametresi ile tanımlanabilmektedir. Performans hedefi, senaryo bazlı, deprem içeriği bazlı ve zamana bağlı hedeflerdir. Senaryo bazlı hedefler belirli bir moment büyüklüğü, odaknoktası uzaklığı bulunan deprem oluşumuna göre belirlenen kabul edilebilir hasar seviyeleri, v.b.ekonomik kayıp seviyeleridir. Deprem içeriği bazlı hedefler belirli bir deprem şiddetine göre, zamana bağlı hedefler ise, belirli bir dönüş periyodu olan depremlere göre düzenlenmiş hasar ve ekonomik kayıp hedefleridir. PEER (2010) tarafından Şekil 3’te verildiği gibi sürecin tanımlanmasına ilişkin ve her bir ilişki modeline ilişkin pek çok şartname ve çalışma raporu yayınlanmıştır (Stewart v.d.,2001;Allen L. Jones v.d.,2002) Tarif edilen metodoloji ile sistemin tamamı ele alınabileceği gibi, anlamlı parçaları da ayrı ayrı ele alınabilmektedir. İlerleyen bölümlerde, her bir modelin tanımı ve içeriği detaylandırılmıştır.



Şekil 3. Performansa Dayalı Tasarım Metodolojisi (PEER,2010)

Geoteknik mühendisliği uygulamaları, yöntemin en fazla uygulanması gereken mühendislik branşlarından birisi olmasına karşın, genel kabulleri ve pratik uygulama yöntemlerini bu kadar kolay değiştirememiştir. Örneğin analizlerde kullanılan zemin parametrelerinin elde edildiği arazi sondaj logları, analizlerde kullanılan bünyesel zemin modelleri, sismik analizler için gerçekleştirilen ölçekleme ve simülasyonlar, içerdikleri belirsizlikleri analiz sonuçlarına yansıtmaktadır. Günümüze kadar, tarif edilen metodolojilerin geoteknik mühendisliği uygulamalarındaki karşılığı pek sık görülmemiştir. Bazı çalışmalardan örnek vermek gerekirse Bradley v.d. (2009) sıvılaştıran ve sıvılaşmayan zeminlerde kazık temellerin davranışlarını PBT kapsamında incelemiştir. Seçtikleri deprem parametresi kullanılarak yaptıkları tekrarlı doğrusal olmayan analizler ile beraber sistem mühendislik tepki parametresini tespit etmişlerdir. Ardından, sismik hasar analizi ile tepki parametresini beraber değerlendirerek maksimum kazık eğiminin ortalama yıllık aşılma olasılığını elde etmişlerdir. Performansa dayalı tasarımın bir diğer örneği, Mackie v.d. (2012) tarafından yapılan köprü ve altyapılarda yaptıkları çalışmalardır. Bu çalışmada, karak parametresi dahil olmak üzere, tüm basamaklarda çalışmalar yapmışlardır. Köprü-zemin etkileşimi ile ilgili benzer kapsamdaki bir çalışma da yine Bradley v.d. (2009) tarafından yapılmıştır.

3. Materyal ve Yöntem

İnşaat mühendisleri deprem tehlikesi bulunan bölgelerde depreme dayanıklı yapılar tasarlamak ve mevcut yapılarında deprem tehlikelerini belirlemek zorundadırlar. Yapılan tasarımların yeterliliği ile ilgili kriterler, analizlerin sonucunda elde edilen performans adı altında birleştirilebilir. Mesela sismolog için yer hareketi seviyesi binanın deprem etkisi altındaki davranışı için önemli bir performans seviyesidir. İnşaat mühendisi için yapıda oluşacak kat ötelenmeleri yapı performansının göstergeleridir.

Proje sahibi için ise, ekonomik olarak projeye ayrılan bedel performans seviyesi olmaktadır.

PBT (Performansa dayalı deprem mühendisliği analizi) belirli bir depremsellik tehlikesi altındaki bir lokasyondaki mühendislik analizlerinin olasılıksal çerçevede yapılarak formüle edilmesine olanak sağlayan bir sistemattir. Pasifik Deprem Mühendisliği Enstitüsü (PEER) tarafından geliştirilen bu metotta (Cornell ve Krawinkler, 2000; Miranda ve Aslani,2003; Krawinkler, 1999) mühendislik yapılarındaki risk, pek çok ara elemanlar vasıtasıyla deprem tehlikesi ile ilişkilendirilerek sunulmaktadır. Çalışmalardaki amaç yapı sahibinin ve ekonomik risk analistlerinin de kullanabileceği ortak bir dile altında geliştirilerek, mühendislik çalışmalarının daha fazla anlaşılır olması sağlanmaktadır.

3.1. Yöntem Tarifi

Depreme dayanıklı yapı/sistem tasarımının amacı sismik etkilerden dolayı oluşabilecek hasarların azaltılabilmesidir. Deprem sonucu mühendislik sisteminde oluşabilecek hasarlar birbirleriyle bağlantılı farklı hadiselerin ardışık takibi ile modellenenilmektedir. Bu olaylar örgüsünün sistematik bir biçimde teşkil edilmesi PBT (Performansa Dayalı Deprem Mühendisliği Analizi) kapsamında yapılabilecektir. Bu amaçla, ara hesaplamaları temsil edecek farklı tanımlar yapılmalıdır. Etki parametresi (IM) yer hareketlerinin şiddetini ölçebilmek için kullanılmaktadır. Deprem karşısındaki sistemin tepkisi, mühendislik tepki parametresi, yada kısaca tepki parametresi (EDP) ile ifade edilebilmektedir. Sistemdeki mühendislik tepkisine bağlı olarak oluşan fiziksel hasar (gözle görülebilen, ölçülebilen) hasar parametresi (DM) ve bu hasarlardan oluşan ekonomik, sosyal kayıplar ise karar parametresi (DV) ile ifade edilmektedir. Çizelge 1’de analizlerin esas bileşenlerinin toptan görüntüsü ve sistematığı yer almaktadır.

PEER tarafından aşağıda belirtilen akış ağı doğrultusunda deprem durumunda yapıda meydana gelebilecek hasar seviyeleri, depremin oluş olasılığından, hasar seviyesinin meydana gelmesine kadar olan süreç içinde belirtilebilecektir. Bu süreçlerin tanımları aşağıda kısaca verilmektedir.

Çizelge 1. PEER hedef terminolojileri tanımları (Krawinkler ve Miranda,2004)

Performans Hedefleri	Karar Parametresi (DV)	Hasar Parametresi (DM)	Tepki Parametresi (EDP)	Etki Parametresi (IM)
Göçme&Can Güvenliği	Göçme	Göçme Durumları için Kırılganlık Eğrileri	Yapı-zemin etkileşimleri	Hasar analizleri
Kayıplar	Zaiyat Sayısı	Yapısal	Kat Ötelenmesi, Kesit Moment v.b.	Yer Hareketleri
Aksaklık Süresi	Ekonomik Kayıplar	Sistemsal		
	Aksaklık Süresi Miktarı	İçerik		

3.1.1. Etki Parametresi, IM

Etki parametreleri, depremin içeriğini ve şiddetini temsil eden parametrelerdir (Krawinkler ve Miranda,2004). Deprem büyüklüğü (M) ve mesafesi (R) ile ilişkilidirler. Pek çok farklı parametre kullanılabilir. Bunlar arasında sıklıkla tercih edilen PGA, PGV, Arias yoğunluğu (Ia), birinci mod spektral ivme değeri (Sa(T1)) vb. sayılabilir.

3.1.2 Mühendislik Tepki Parametresi, EDP

Bu parametre, sistemin deprem karşısındaki tepkisini temsil etmektedir. Bu tepki parametreleri, farklı sistemler için hasarı ifade edecek en uygun şekli ile seçilmek durumundadırlar. Mühendisler son yıllarda gerek deneysel ve gerek model deneyleri yaparak, hangi mühendislik parametresinin deprem etkisini daha iyi temsil edebileceği yönünde çalışmalara devam etmektedir. Örneğin yapısal analizlerde daha çok ötelenmeler, süneklik gibi parametreler ön plana çıkmaktayken; geoteknik analizlerde kalıcı şev deplasmanları, sıvılaşma sebepli oturmalar, yanal yayılmalar gibi parametreler ön plana çıkmaktadır.

2.1.3- Hasar Parametresi (DM)

Hasar parametresi, sistemdeki fiziksel hasarın seviyesini temsil eder ve mühendislik tepki parametresi ile ilişkilendirilebilecek şekilde belirlenmektedir. Bu sebepten, mühendislik tepki parametresinin seçimi ve kullanımı, hasar seviyesi ile ilişkili olacak şekilde seçilmelidir. Bu durumda hasar parametresi ile mühendislik tepki parametresi arasında bir ilişki geliştirilmelidir. Örneğin deprem etkisi altındaki bir yapı kolonunda çatlak oluşumu ve yüzey beton çatlamaları, yapısal ötelenme oranı ile ilişkilendirilerek, analiz sonuçlarında değerlendirilebilen parametreler olabilmektedir.

Hasar seviyeleri ile ilgili çalışmalar mühendislik tecrübesinin gelişmesi, mühendislik yapılarının gerçek davranışlarının depremler sonrasında gözlemlenmesi ile beraber süreç içerisinde oluşmaktadır. Mühendislik sistemleri laboratuvar ortamlarında modellenerek, tekrarlı yükler altında analiz yapılabilmeleri çok zor olacağı için, gerçek yaşamdan elde edilecek tecrübeler yol gösterici olmuştur.

Hasar parametreleri ile ilgili örnek vermek için Çizelge 2 ve bunun gibi pek çok yaklaşım tarafından gösterilebilmektedir.

Çizelge 2. Yer Göçme Endeksi (Bray ve Stewart, 2000)

Endeks	Tanım	Açıklama
GF0	Gözlemsel göçme yoktur	Oturmalar, yanal deplasman, kum kaynamaları vb. gözlenmez
GF1	Hafif göçme	Oturma miktarı $\Delta < 10$ cm; 3 kattan büyük yapılardaki dönme $< 1^\circ$, yanal hareket gözlenmez
GF2	Orta Hasarlı Göçme	$10 < \Delta < 25$ cm; dönmeler 1-3 arası; ufak yanal hareketler (< 10 cm)
GF3	Büyük Hasarlı Göçme	$\Delta > 25$ cm; dönmeler $> 3^\circ$; yanal hareketler > 25 cm

3.1.4- Karar Parametresi (DV)

PBT'nin nihai hedefi, depremler sonrasında oluşabilecek hasarların belirlenebilmesidir. Kayıplar ve hasarlar pek çok farklı şekilde ifade edilebilmektedir. Depremler sonrası yaşanan can kayıpları önemli karar parametreleridir. Aynı zamanda ciddi ekonomik kayıplar da söz konusu olabilmektedir. Bu kayıplar tekrar tamir masrafları ve sistemin toplam ekonomik kaybı olabileceği gibi fonksiyon kaybı gibi endirekt etkileyecek kayıplar da olabilmektedir. Mesela kritik bir köprüde oluşabilecek fonksiyon kaybı, köprünün tekrar tamirinden çok daha fazla ekonomik kayıp demektir.

İşte bu kayıplar, PEER sistematigi içinde karar parametresi (DV) ile ifade edilmektedir. Bu karar parametreleri, performans kriterinin belirlenmesi anlamına gelmektedir.

3.2. Akış Çizelgesi

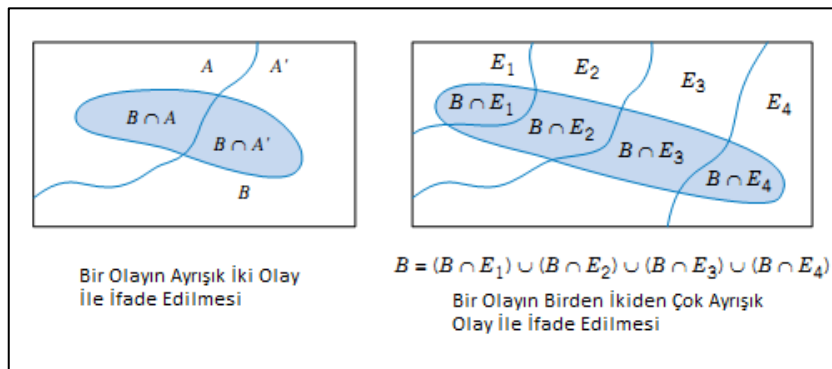
Herhangi bir rasgele E_1 olayının, diğer bir E_2 olayının gerçekleşmesi koşuluna bağlı olarak olma olasılığı aşağıdaki gibi ifade edilebilir:

$$P\{E_1|E_2\} = \frac{P(E_1 \cap E_2)}{P(E_2)} \quad (1)$$

$P(E_1 \cap E_2)$ iki olayında beraber aynı anda gerçekleşme olasılığıdır, $P(E_2)$ ise diğer olayın olma olasılığıdır. Eşitlik 1, aşağıdaki şekilde de ifade edilebilir.

$$P(E_1 \cap E_2) = P\{E_1|E_2\} P(E_2) \quad (2)$$

Bir olayın başka olayların olma olasılığı ile ifade edilmesi gerekliliğinde, çeşitli olasılıkların bileşim kuralı geçerli olmaktadır (Şekil 4).



Şekil 4. Toplam Olasılık Kuralı

Bu durum herhangi bir A ve B olayı için eşitlik 2 ile beraber kullanılarak aşağıdaki gibi ifade edilir.

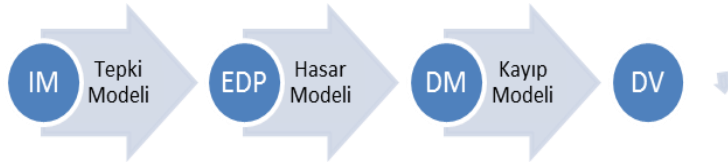
$$P(B) = P(B \cap A) + P(B \cap A') = P(B \setminus A)P(A) + P(B \setminus A')P(A') \quad (3)$$

Bu ilişkiden hareketle birden çok olayın tanımlı olduğu bir olay evreninde, toplam olasılık kuralı B olayının olma olasılığını, birbirinden ayrık ve bağımsız N adet E_i olayına bağlı olarak aşağıdaki gibi ifade edilebilecektir (Montgomery ve Runger,2003).

$$P(B) = P(B \cap E_1) + P(B \cap E_2) + \dots + P(B \cap E_k) = P\{B|E_1\}P(E_1) + P\{B|E_2\}P(E_2) + \dots + P\{B|E_k\}P(E_k)$$

$$P(B) = \int P(B \setminus E) dP(E) \quad (4)$$

PEER tarafından geliştirilen sistematığın amacı bir veya daha fazla önemli parametre için ortalama yıllık aşılma oranlarının belirlenebilmesini sağlamaktadır. Örneğin, yapıda 1 milyon dolar üzerinde hasar oluşma olasılığının ne kadar olduğu gibi, işveren tarafından sorulacak sorulara cevap vermemiz sağlayacak bir sistematik kurabilmektir. Bu karar parametrelerinin direkt olarak deprem parametreleri ile ilişkilendirmek, sistem davranışının pek çok bilinmeze bağlı olacağı gerçeğinden yola çıkarak (zemin koşulları, yapı tipleri ve sismik karakterler gibi) mümkün olmamaktadır. Bu sebeple, sistematik içinde alt analizlere bölünerek çalışmalar yapılmaktadır. Bu alt analizler hasar modeli, tepki modeli ve kayıp modelidir. Hasar modeli deprem etki parametresini (IM) tespit etmek amacıyla olasılıksal sismik hasar analizi yöntemi ile yapılır. Akım ağının içinde deprem parametresi ile karar parametresi arasındaki ilişki tahkik edilmektedir.



Şekil 5.

Bu kadar çok seviyenin, aynı analiz altında toparlanabilmesi, çoğu zaman farklı meslek dallarının ve çalışma gruplarının beraber çalışmalarını gerektirmektedir. PEER

tarafından oluşturulan bu sistematığın önemli bir avantajı, sistemi ayrı ayrı analiz edilebilme imkânı vermesidir. Örneğin sismolog ve deprem mühendisleri, IM hasar eğrisini temin edebilirken, mühendisler tepki ve hasar modellerini kullanarak EDP (teпки parametresi) ve DM (hasar parametresi) elde edilebilmektedir. Ekonomik karar analizleri ile beraber karar parametresi (DV) elde edilebilecektir. Örneğin, EDP- tepki parametresinin yıllık ortalama aşılma olasılığı eşitlik 4'te ifade edilen toplam olasılık kuralı kullanılarak aşağıdaki gibi elde edilebilir (Miranda ve Aslani, 2003):

$$G(DM|EDP) = P(EDP > edp) = \int [1 - P(EDP < edp|IM = im)] \frac{dv(IM)}{dIM} |dIM \quad (6.1)$$

$$\lambda_{EDP}(edp) = \sum_{im} P[EDP > edp | IM = im] : \Delta\lambda_{IM}(im) : \quad (5)$$

PEER sistematığı içinde, G(.) olasılık fonksiyonu kırılmalık eğrileri ile temsil edilen grafiksel gösterimi temsil etmek için kullanılmaktadır. Bu fonksiyon, rasgele bir parametrenin belirli bir değer üzerinde olma olasılığını vermektedir. Tamamlayıcı birikimli dağılım fonksiyonu CCDF G(x) ile normal birikimli dağılım fonksiyonu (CDF) F(x) (rasgele bir parametrenin belirli bir değerden az olma olasılığını ifade eden fonksiyon) birbirleri ile ilişkilendirilebilmektedir.

$$G(x) = P[X > x] = 1 - P[X \leq x] = 1 - F(x) \quad (6)$$

PEER metodolojisi ayrı ayrı eşitliklerin bir arada gösterilmesi ile beraber genel bir dizi olasılıksal hesap ile elde edilebilecektir (Krawinkler,1999; Krawinkler ve Miranda,2004).

$$\lambda(DV) = \iiint G(DV \setminus DM) dG(DM \setminus EDP) dg(EDP \setminus IM) d\lambda(IM) \quad (7)$$

Sistem eşitliği ayrıca ayrık toplamalar cinsinden de ifade edilebilmektedir.

$$\lambda_{DV}(dv) = \sum_{dm} \sum_{edp} \sum_{im} P[DV > dv \setminus DM = dm] P[DM = dm \setminus EDP = edp] P[EDP = edp \setminus IM = im] : \Delta\lambda_{IM}(im) : \quad (8)$$

Analiz sonuçları bize belirli bir kayıp seviyesinin, ortalama yıllık aşılma oranı değerini vermektedir. Sonuç olarak 8 nolu eşitlik ile verilen genel sistematik, kendi içinde 3 adet alt grup analizi içermekte olup, herbir alt analiz grubu, $G(.)$ tamamlayıcı birikmiş fonksiyonu (CCDF) ile ifade edilebilmektedir.

3.2.1 Tepki Modeli - Hasar-Görebilirlik Eğrileri

Hasar görebilirlik eğrileri, genel olarak, PEER eşitliği içerisindeki tamamlayıcı kümülatif fonksiyon değerlerinin grafiksel olarak ifadesini sağlayan eğrilerdir. Literatürde, sıklıkla hasar görebilirlik eğrileri belirli bir deprem parametresine bağlı olarak (PGA, S_a, S_d v.b.) belirli bir hasar seviyesine ulaşılması veya aşılması olasılığını ilişkilendirmek amacıyla pek çok çalışmada kullanılmaktadır. (Uçar ve Düzgün,2013). Belirli bir hasar seviyesine ait hasar görebilirlik eğrisi, seçilen bir yer hareketi parametresi için önceden belirlenmiş sınır hasar seviyesine ulaşılması veya aşılması koşullu olasılığının hesaplanması ile elde edilir. Hesaplanan koşullu olasılığın belirlenen yer hareketi parametresine karşılık çizilmesi, söz konusu hasar seviyesine ait hasar görebilirlik eğrisini tanımlamaktadır (Tüzün ve Aydınöğlu,2007). Hasar görebilirlik eğrilerinde yatay eksen seçilen deprem parametresini, dikey eksen ise hasarın önceden belirlenmiş hasar seviyelerine erişmesinin veya onları aşmasının birikimli olasılığını göstermektedir.

Hasar görebilirlik eğrileri literatürde ampirik yöntemlere ve analitik hesaplara bağlı olarak oluşturulabilmektedir (M.Shinozuka,2001). Ampirik çalışmalar, vaka analizlerinde gözlemlenen analiz konusu yapıya ait hasar seviyeleri ile deprem parametresi arasında kurulacak ilişkilere dayanmaktadır. Analitik yöntemler ise, sistemin çeşitli kabuller ile modellenmesi ve sonuçların ampirik yöntemlere benzer bir şekilde değerlendirilmesi esasına dayanmaktadır. Analize esas konu üzerinde yeterli vaka analizlerinin bulunmadığı durumlarda, analitik yöntemler mecburiyetten dolayı tercih edilmektedir (Craig vd., 2007).

Analitik yöntemler limit durum fonksiyonunun basit analitik çözümlere veya nümerik çözümlere dayanması durumlarına göre 2 farklı grupta ifade edilebilir. Bu yöntemler aşağıda belirtilmiştir (Orr ve Breysse,2008).

- Analitik Metotlar
 - 1.derecede 2. Mertebe analizler (FOSM)
 - 1.derece güvenilirlik analizleri (FORM) [Gelişkin 1.derece 2. Mertebe analizleri]
 - 2.derece güvenilirlik metotları (SORM)
- Nümerik Metotlar
 - Monte-Carlo Simülasyonları (MCS)
 - Yüzey Tepki Metotu (RSM)

FOSM metodunda, rasgele değişkenler birinci ve ikinci moment değerleri (ortalama ve standart sapma) ile ifade edilmektedir. Ayrıca, sistem eşitliği (performans fonksiyonu) birinci dereceden-yani lineer olarak çözülebilmektedir. Performans fonksiyonunun Taylor serileri açılımı ile beraber istatistiki parametreler hesaplanabilir (Beacher ve Christian,2008).

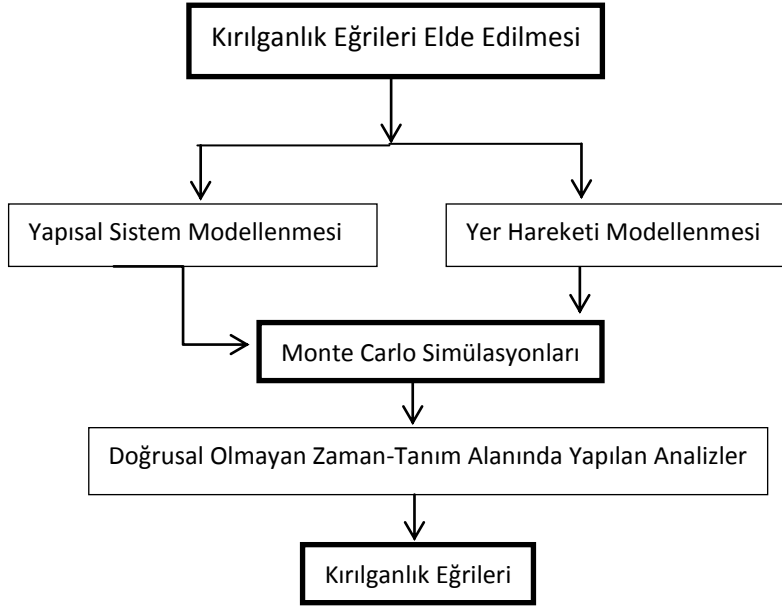
FORM metodunda, FOSM metoduna ilave olarak ilave olasılıksal analiz rasgele değişkenlere ait olasılıksal dağılımları sonuçlara eklenir. FORM ve FOSM, birinci dereceden değişken denklemlerde uygulanmakta olup, çoğu zaman gerçek davranışı ifade eden eşitlik için yetersiz kalmaktadır. İkinci dereceden çözüm metotları ise (SORM), eşitlik üzerinde parabolik ve yüksek dereceden bilinmeyenli bir denklem kullanarak çözüme ulaşılmasıdır.

Analitik yaklaşımlarda, yapılan basitleştirmeler, yöntemin en büyük sınırlandırmaları arasındadır. Bu basitleştirmeler şu şekilde ifade edilebilir:

- Limit durum fonksiyonu lineer olarak ifade edilmesi
- Sistem değişkenleri arasında herhangi bir ilişki bulunmaması, korelatif ilişkilerin olmayışı

Öte yandan nümerik çözüm yollarında bu basitleştirmeler bulunmamaktadır. Monte-Carlo simülasyon metodunda, sistem içindeki rasgele değişkenler, olasılıksal dağılımlarına ve istatistiki özelliklerine bağlı olarak simüle edilirler ve çözüm, bu verilerin kullanılmasıyla tekrarlı olarak sürekli yapılır. Bu sistemde, hasar görülebilirlik eğrileri, yüklemenin parametrik olarak sürekli değiştirilmesiyle tekrarlanır. Latin hiperküp örnekleme metodu, rasgele değişken sayısını azaltarak tekrarlı analizlerin sayısını da azaltmaktadır.

Bu çalışma kapsamında yapılan analizler sonucu elde edilen hasargörebilirlik eğrileri, ampirik yöntemler ile geçmiş yıllarda yapılan analiz sonuçları ile kıyaslanacaktır. Proje kapsamında yapılan analiz yöntemi Şekil 6’da ifade edilmiştir.

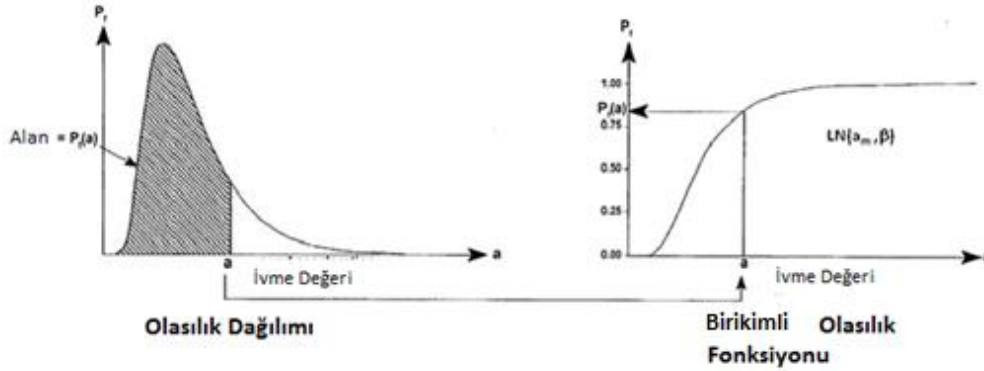


Şekil 6. Hasar Görebilirlik Analizleri Sistematiği

PEER eşitliği içsel olarak olasılıksal yaklaşımı gerektirmektedir. Analizlerin olasılıksal yaklaşım ile ele alınması gerekliliği, gerek deprem parametresi seçimi ve gerekse de analizler sırasında yapılan çeşitli belirsizlik ve rasgelelikle ilgilidir (Beacher ve Christian,2003). Belirsizlikler, sistem parametrelerini yeteri kadar belirlemememizden kaynaklı olmak üzere, kurduğumuz dinamik modeldeki belirsizlikler, malzeme özelliklerinin yeteri kadar tarif edilememesi gibi hata oranı azaltılabilecek faktörlerdir. Örneğin, malzeme parametreleri belirlenirken, yeteri kadar deneysel çalışma yapılarak belirsizlik azaltılabilecektir. Rasgelelik ise, doğanın kendi içerisinde barındırdığı ve bilgi artışı ile azaltılamayacak olan belirsizlik olarak tarif edilebilir. Deprem parametrelerindeki rasgelelik buna örnek oluşturabilir.

Dolayısı ile analiz sonuçlarının olasılıksal literatür ile temsil edilmesi gerekmektedir. Hasar görebilirlik eğrilerinde tanımlanan hasar-olasılık dağılımının hangi olasılıksal fonksiyona uygun dağılım gösterdiği konusu burada önem kazanmaktadır (EPRI,1994).

Önceden belirlenmiş hasar limitlerinin oluşma olasılığının sismik kapasitenin sismik deprem tarafından talep edilen değerden daha az olma durumunda gerçekleşeceği kabulü ile, a sismik parametresine bağlı olan göçme olasılığı, A birikimli dağılım ilişkisi ile ifade edilmektedir (Şekil 7). Bu durumda, birikimli dağılım esasında hasar görebilirlik eğrisi ile beraber temsil edilebilecektir.



Şekil 7. Örnek Olasılık Dağılımı ve Elde Edilen Birikimli Olasılık Fonksiyonu

Literatürde, lognormal dağılım ile normal dağılım fonksiyonu beraber kullanılmaktadır. R, sistem kapasitesini gösteren lognormal dağılıma sahip bir değişken olduğu durumda sistem kapasitesinin doğal logaritması ($\ln(R)$) normal dağılıma sahip bir değişken olarak modellenebilecektir (Montgomery ve Runger, 2003). Lognormal dağılımın, normal dağılım ile ifade edilmesi durumunda, analizlerde büyük kolaylık sağlanabilecek, hâlihazırda bulunan normal dağılımı gösterir abaklar ve tablolar kullanılabilir.

Depremde hasar-olasılık dağılımının (Eşitlik 6) lognormal dağılıma uyduğu varsayımına bağlı olarak Beck vd.,2002; Aslani 2005; Pagni ve Lowes,2006; Reed vd.,1991) hasargörebilirlik eğrileri yapısal ihtiyaç ve kapasitenin normal dağılıma sahip olduğu varsayımından hareketle iki-parametrelili (ortalama ve standart sapma) lognormal dağılım fonksiyonları ile ifade edilebilirler. Bu parametreler ortalama ve standart sapma değerleridir

$$P_f((d_s \geq d_{si} | S) = \Phi\left(\frac{\ln(S_d) - \bar{S}_{dsi}}{\beta_{dsi}}\right) \quad (9)$$

Bu bağıntıda, P sembolik olarak hasarı temsil eden hasar seviyesi d'nin S_d ile ifade edilen deprem parametresi (PGA) için i'inci hasar seviyesine ait d_{si} değerine ulaşma

veya aşma olasılığını göstermektedir. Sds yapısal hasarın ilgili hasar seviyesine (hafif, orta, ileri ve göçme) eriştiği duruma karşı gelen ortalama deprem parametresini (PGA); dsi ilgili sınır hasar seviyeleri için deprem parametresinin doğal logaritmalarına ait standart sapmasını göstermektedir.

Hasargörebilirlik eğrisinin tanımlanması için lognormal dağılıma ait 2 adet bilinmeyen parametre (ortalama ve standart sapma), tekrarlı analizler yapılarak elde edilen değerler üzerinden tespit edilmelidir. Tekrarlı analizler sonucu elde edilen standart sapma değeri, sistematik içerisindeki belirsizliği ifade etmektedir.

Toplam lognormal standart sapma analizlerdeki belirsizliğin ve rasgeleliliğin bir arada değerlendirilmesi ile elde edilmektedir (ALA,2001; EPRI 1994):

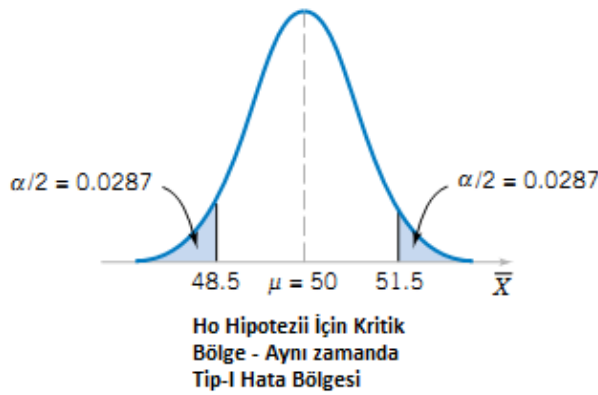
$$\beta_{top} = \sqrt{\beta_u^2 + \beta_r^2} \quad (10)$$

β_u , yapılan tekrarlı analizler ile belirlenmektedir. β_r ise yer hareketindeki rasgeleliliği ifade etmektedir. Yer hareketindeki rasgelelik, analizlerde literatürde belirtildiği gibi 0.40 olarak alınmıştır (ALA,2001).

Kırılğanlık eğrilerinin literatürde kullanımı, özellikle yapı mühendisliği tecrübelerine dayanmaktadır. Bu amaçla ilk olarak Shinozuka v.d. (2001), tarafından köprü hasar seviyeleri ve PGA arasındaki ilişkilerin grafiksel gösterimi amacıyla kullanılmaya başlanmıştır. Geoteknik mühendisliği uygulamaları ise hayli yenidir. Tantalla v.d. (2001) şev stabilite analizlerinde kırılğanlık eğrilerini kullanılmıştır. Koutsourelakis v.d. (2002) sıvılaştıran zeminde yer alan basit bir yapının hasar görebilirlik eğrilerini farklı Arias şiddetine (Ia) göre yayınlamıştır. Shinozuka ve Kishimoto (1989) Amerika, New Madrid'te sıvılaştırma potansiyelini kırılğanlık eğrileri ile temsil etmişlerdir. Yazarlar Seed ve Idriss (1971) ile Iwasaki (1978) metodlarını kullanarak sıvılaştırma potansiyeli ve hasar endeksini hesaplamıştır. Sonuçlar New Madrid alanı petrol botu hatları güvenilirlik analizlerinde kullanılmak üzere sunulmuştur. Benzer çalışmalar barajlarda, su kanallarında ve sığ yeraltı yapılarında da yapılmıştır. (Craig vd.,2007)

3.2.2 İstatistiksel Analizleri

Önceki bölümde belirtildiği gibi analizler sonucunda elde edilen kapasite parametrelerinin lognormal dağılıma uygun olduğu varsayımı ile hasargörebilirlik analizleri gerçekleştirilmiştir. Bu durum istatistiksel olarak sınanacak ve izin verilen sınır aralığında elde edilen sonuçlar üzerinden ilerlenilecektir. Bu amaçla istatistiksel değerlendirmeler ve verilerin tablolar ile gösteriminde SPSS programı kullanılmıştır. Verilerin lognormal dağılıma uygunluğu Kolmogorov-Smirnov testi ile sınanmıştır. Ayrıca normal dağılım grafikleri (PP_Grafikleri) (NIST) ile de grafiksel olarak analizlerde kullanılan verilerin yaklaşık olarak normal dağılıma uygun olup olmadıkları belirlenmiştir. Sınamalarda kullanılan veri sayılarının 30'dan daha az olduğu durumlarda ise Shapiro Wilks test sonuçları kullanılarak değerlendirmeler yapılmıştır (Aksakoğlu,2006, SPSS). İstatistiksel sınamalarda, beklenen değerler ile gözlenen değerler arasındaki farka bakarak anlamlılık değerlendirilir. Fark anlamlı ise elde edilen verinin normal dağılıma uymadığı söylenebilir. İstatistiksel olarak p değeri <0.05 ise anlamlı olarak değerlendirilmiştir. P değeri, istatistiksel olarak veri takımımızda Tip-1 hata olma olasılığını ifade etmektedir. Tip-I hata, bir hipotezin doğru olmasına karşın seçilen veri takımının, normal dağılıma uygun olmayışı sebebi ile gerçek veriyi temsil edemeyişinden kaynaklanmaktadır. Tip-1 hata olma olasılığı (anlamlılık değeri) ne kadar artarsa, örnek veri takımımız o kadar normal dağılıma yakın olacak, Tip-1 hata olma olasılığı ne kadar az ise, veri takımımız ile normal dağılım arasında o derece fazla anlamlı fark olacaktır (. Bu koşulların grafiksel gösterimleri Şekil 8'de verilmiştir.



Şekil 8. H_0 (Veri Takımı Normal Dağılıma Uygundur) Hipotezi için Tip I Hata Bölgesi

Yukarıdaki şekilde tanımlanan kritik bölge genellikle %95 güvenilirlik bölgesi dışında kalan alanı temsil etmektedir. Proje kapsamında yapılan sıvılaşma analizleri ve sıg yeraltı tünel analizleri, mühendislik parametrelerinin istatistiki analiz sonuçları Ek-6’te verilmiştir.

3.2.3 Hasar Modeli

Hasar modeli EDP ile DM’yi birbirleri ile ilişkilendirmektedir. Hasar modellerinin elde edilebilmesi, tepki modelinin elde edilebilmesinden çok daha zordur. Literatürde belirlenmiş her bir hasar seviyesi için (önemsiz, az hasar, orta hasar, çok hasar, katastrofik gibi) DM\EDP olasılık fonksiyonları belirlenebilmektedir. Toplam olasılık teorisi kullanılarak verili bir hasar seviyesinin aşılma olasılığı aşağıdaki gibi hesaplanabilmektedir.

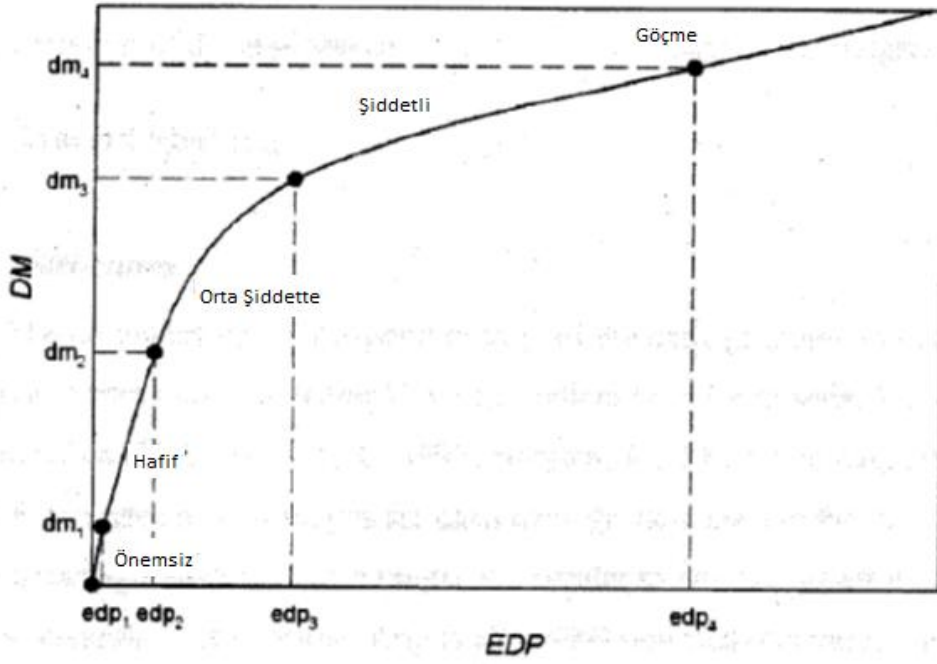
$$P[DM = dm] = \sum_{i=1}^{N_{EDP}} P[DM = dm_j \setminus EDP = edp_i] P[EDP = edp_i] \quad (11)$$

PEER sistemi içinde, hasar modelinin teorik ifadesi, sürekli formda aşağıdaki gibi ifade edilebilmektedir.

$$\lambda_{DM} = \int P[DM \setminus EDP] d\lambda_{EDP}$$

$$\lambda_{DM} = \sum_{i=1}^{N_{EDP}} P[DM|EDP_i] : dEDP : \quad (12)$$

Hasar modelleri çoğunlukla, sürekli formda ifadesi çok zor olması sebebi ile, ayrık hasar seviyeleri ile ifade edilmektedir. Bu hasar seviyeleri, hasar modelinde sınır değerler olarak teşkil edilmektedir. Bu hasar seviyelerinin tespiti için, vaka analizleri ve çeşitli model deneyleri yapılmakta ve bu şekilde belirlenmektedir. Dolayısı ile hasar seviyeleri tespiti genellikle mühendislik şartnamelerinde ve ilgili bildirimlerde verilmektedir. Şekil 9’da 5 farklı hasar seviyesi ile modellenmiş bir hasar modeli gösterilmiştir. (Upsall, 2006)



Şekil 9. Örnek Hasar Modeli (5 farklı hasar seviyesi)

3.2.4 Kayıp Modeli

Karar modeli, DV ile DM arasındaki ilişkiyi kurmak için yapılmaktadır. Teorik açılımı aşağıdaki gibi yapılabilmektedir.

$$\lambda_{DV} = \int P[DV|DM] d\lambda_{DM}$$

$$\lambda_{DV} = \sum_{i=1}^{N_{DM}} P[DV|DM_i] : d\lambda_{DM} :$$
(13)

Hasar modellerinde olduğu gibi karar modellerinin de ifadesi pratik problemlerde çok zor olmaktadır. Karar modelleri, hasar gören yapıların miktarlarını ve ekonomik değerlerinin belirlenmesi ve birim fiyatları ile çarpılması ile bulunabilmektedir. Bu seviyedeki analizlerde ekonomik yargılar da önemlidir. Tamir bedelleri ve diğer ilave masraflar bu modeller çerçevesinde belirlenmelidir. Can kayıpları gibi sosyal kayıpların da değerlendirmelere alınması gerekmektedir. Örneğin ekonomik kayıplar ile sosyal can kayıpları aynı şekilde değerlendirilebilir mi? Bu konulardaki analizler daha çok sigorta

şirketleri ve ekonomistlerin değerlendirmelerine girmekle beraber, çalışmalar devam etmektedir.

4. Bulgular

4.1. Sismik Tehlike Analizleri ve Yer Hareketlerinin Elde Edilmesi

Günümüzdeki gelişen bilgisayar teknolojisi ve teknik bilgi birikimi sayesinde doğrusal olmayan yapı analizleri ve zaman tanım alanında kayıtların kullanıldığı analizlerde artışlar olmuştur (NIST GCR 11-917-1,2011). PBT analizleri kapsamında yapısal hasar analizleri gerçekleştirebilmek için yeterli sayıda deprem kaydı seçilmesi ve bu seçilen kayıtların bölgenin sismoteknik yapısına uygun olması gerekmektedir. Bu analizler, çoğunlukla frekans tanım alanında yapılmakla beraber, zaman tanım alanındaki analiz ihtiyaçları da günden güne artmaktadır. Zaman tanım alanında yapılacak analizler, söz konusu bölgenin sismolojisini temsil edebilecek özellikle olmalıdır. Dolayısı ile çalışmaların ilk aşaması İzmir bölgesi lokal koşullarına uygun olarak seçilebilecek deprem kayıtlarının elde edilebilmesidir.

Sahaya özel deprem analizleri yapılabilmesi için, analizlerde kullanılacak ivme kayıtlarının seçilmesi veya simüle edilmesi ve ardından, bu kayıtların saha için geliştirilen tepki spektrumuna uyumlu hale getirilmesi gerekmektedir. Literatürde, ivme kayıtları seçilebilmesi için 3 farklı yöntem bulunmaktadır (Kramer,2008); sismolojik modellerden oluşturulan sentetik kayıtlar, söz konusu bölgede daha önceki depremlerde kaydedilmiş kayıtların kullanılması ve başka bölgelerde elde edilmiş gerçek deprem kayıtlarının kullanılması sayılabilir. Yöntemlerin genel olarak tanımlamaları Çizelge 3'te verilmiştir.

Sismik olarak aktif olan bölgelerde, kayıtlı depremler bulunabilmektedir. Fakat bu kayıtların kalitesi ve süresi gibi şartnamelerde belirtilen (Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar İçin Yöntemlik,2007) etkenler, analizlerde kullanılabilirliği açısından pek çok sefer engelleyici olmaktadır. Bu durumda, farklı bölgelerde kaydedilmiş benzer kayıtların kullanılması veya kayıtların simüle edilmesi gibi alternatifler denenebilmektedir. Gerçek deprem kayıtları, yer sarsıntısının doğası ve

özellikleri ile ilgili bilgiler içermektedir. Gerçek deprem kayıtlarının kullanılması, doğal frekans içeriği ve fay hattında gerçekleşen fiziksel mekanizmanın en iyi temsil eden yöntem olması sebebi ile bu çalışmada tercih edilmiştir.

Gerçek deprem kayıtlarının, lokal saha şartlarına uyumlu hale getirilmesi için, bölgeye özgü tasarım spektrumu simülasyon analizleri yapılmıştır (Wu ve Wen, 1998; Trifunac, 2012). Geliştirilen tasarım spektrumuna uygun olacak şekilde, seçilen gerçek deprem kayıtları ölçeklendirilmiştir. Tasarım spektrumu ile uygun ölçekleme yöntemleri için de 2 farklı yöntem kullanılmaktadır. Bunlar zaman tanım alanında yapılan ölçeklemeler ve frekans tanım alanında yapılan ölçeklemelerdir (Stewart v.d., 2001). Zaman tanım alanında ölçekleme metodu bütün ivme kaydının basit bir şekilde çarpan ile çarpılarak ölçeklendirilmesine dayanmaktadır. Spektrum Benzeştirme Metodu ise frekans uzayında Fourier amplitud spektrum ordinatlarının ayarlanması veya zaman uzayında iterasyonlar süresince dalgacık modifikasyonu ile kayıtların benzeştirilmesi yolu ile yapılmaktadır.

Çizelge 3. Literatürde İvme Kayıtları Elde Etmek İçin Kullanılan Metotlar

Zaman Tanım Alanında İvme Kayıtları Elde Edilmesi

- Sahada Daha Önce Kaydedilmiş Deprem Kayıtlarının Kullanılması
- Sismolojik Modellerin Kullanılarak Sentetik Kayıtların Elde Edilmesi
- Gerçek Deprem Kayıtlarının Kullanılması
 - Hedef Spektruma Uygun Olarak Ölçeklendirme Yapılması
 - Frekans Tanım Alanında
 - Zaman Tanım Alanında

Tüm bu belirsizliklerin ele alınması amacıyla çalışma kapsamında öncelikle olasılıksal sismik tehlike analizlerinde kullanılan yöntem tarifi yapılacak, kullanılan simülasyon yöntemi anlatılacak ve analizler sonuçları gösterilecektir. Ayrıca elde edilen spektrumlar ile, şartnamelerde tanımlanmış spektrumlar karşılaştırılacaktır. Spektrum elde edildikten sonra PEER veri tabanı kullanılarak analizlerde kullanılmak üzere 7

farklı deprem kaydı seçilecek bu kayıtların tasarım spektrumları, bu çalışma kapsamında elde edilen tasarım spektrumuna uygun bir şekilde zaman tanım alanında ölçeklendirilerek, hazır hale getirilecektir.

4.1.1. Deprem Tehlikesi Analizleri

Bir bölgesel deprem tehlikesinin değerlendirilmesi aşamasında, bölgenin sismoteknik yapısı (faylama mekanizmaları ve fay özellikleri), bölgede geçmişte yaşanmış tarihsel ve aletsel deprem kayıtları, bölgenin yerel jeolojik yapısı ve zemin koşulları ile yapılacak yapının yapısal koşulları dikkate alınmalıdır. Sismik hasar analizleri, çeşitli deprem senaryolarının belirlendiği ve verili bir zaman içerisinde olması beklenen depremselliğin çalışıldığı analizlerdir (Evangelos v.d., 2010).

Deprem tehlikesi analizleri, deterministik ve olasılıksal olarak yapılabilmektedir. Deterministik olarak belirtilen deprem tehlikesi, zaman boyutundan bağımsız olarak bölgede meydana gelebilecek en büyük depremin yaratacağı yer hareketinin düzeyini vermektedir. Herhangi bir fay üzerinde meydana gelebilecek maksimum deprem büyüklüğü fayın niteliği, uzunluğu ve kabuk yapısı özelliklerini esas alan parametrelere bağlı olarak geliştirilmiş ampirik hesap yaklaşımlarıyla elde edilebilmektedir (Kramer,1998).

Örneğin İzmir için senaryo depremi olarak İzmir fayı üzerinde oluşacak $M_w=6.5$ ve $M_w=6.0$ büyüklüğünde iki deprem senaryosunun göz önüne alınması gerekliliği daha önce başka çalışmalarda da belirtilmiştir (Radius Projesi). Doğu-Batı doğrultusunda İzmir fayının bu depremlerde 30+-5 km uzunluğunda ve 10 km derinliğinde bir parçasının yırtılabileceği ve faylanma mekanizmasının normal olacağı tahmin edilmektedir (Emre v.d, 2005)

Olasılıksal sismik hasar analizleri, deprem hadisesinin fay hattındaki oluşumundan, sahadaki yapıyı etkilemesine kadar geçen süreçlerdeki belirsizliklerin ele alınmasını ve sonuçların, olma olasılığı ile ifade edilmesini sağlayan bir yöntemdir. Olasılıksal sismik hasar analizleri, performansa dayalı tasarım sistematığı içinde birinci basamağı oluşturmakta ve tüm bu deprem sürecindeki belirsizliklerin ele alınabilmesini hedeflemektedir.

4.1.2. Yöntem Tarifi

Deprem kayıtlarının geçici stokastik süreçlere benzerliği, yıllar önce Housner (1947) tarafından belirtilmiştir. O zamandan beri, deprem kayıtları rasgele süreçler olarak modellenenilmektedir. Deprem ivme kayıtları durağan olmayan, ivme genlik değeri ve frekans içeriği sürekli değişen kayıtlardır. Yapay kayıt elde edilmesi, en basit tanımıyla durağan, filtrelenmiş beyaz gürültünün durağan olmayan özelliklerin tarif edilebilmesi için önceden tanımlı bir zarf fonksiyonu ile çarpılması sonucu elde edilebilmektedir (Kramer, 1996). Filtre parametreleri teorik spektral şekiller ile uyum sağlanması prensibine bağlı olarak (Kanai-Tajimi Spektrumu, Housner ve Jennings, v.b.) oluşturulur. Bu şekilde elde edilen Fourier spektrumu genelde Brune tek kaynak modeli (1970) ile tanımlanabilmektedir.

Olasılıksal analizler çerçevesinde, ileride olması muhtemel depremlerin simülasyonları gerçekleştirilmiştir. Simülasyon metotları Hermann ve Akıncı (1999) tarafından tanımlanan, Boore'un nokta kaynak metoduna dayalı bir metottur. Bu metodun ana felsefesi, ani fay kırılmalarından hareketle, fay mekanizmasını ve muhtemel etkilerini inceleyerek dalga yayılımı ve kaynak kırılması mekaniği üzerine inşa edilen Brune yöntemine dayanmaktadır (1970). Bu yöntem ile mekanizmanın açıklanması mekanik çözümlerle yapıldığı için bu tür yaklaşımlar, elde fazla yada hiç veri bulunmayan bölgelerde kullanımı açısından, geleneksel ampirik yaklaşımlara göre çok daha güvencedir (Kramer,1996).

Stokastik yaklaşımlar dünyada birçok bölgede tasarım aşamalarında veya araştırma amaçlı olarak çeşitli çalışmalarda kullanılmaktadır (Han ve Choi,2008; Zafarani v.d., 2009; Mammo,2005; Pulido v.d.2004; Carvalho v.d.,2008, Berardi v.d., 2000; Akyol v.d, 2008; Atakan v.d.,2009; Wu ve Wen,1999).

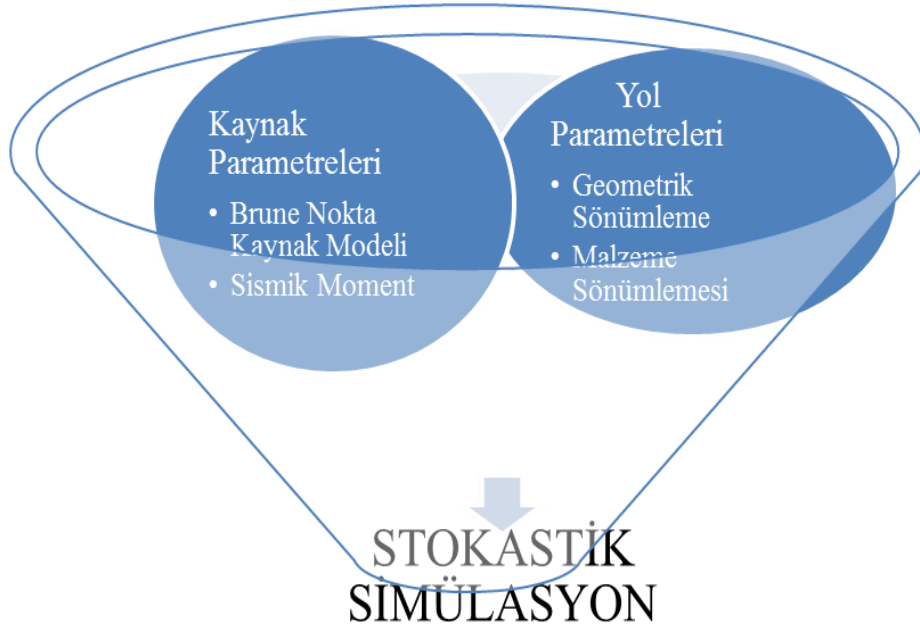
Söz konusu sahada deprem yer hareketleri ve proje sahasına özgü UHRS (Üniform tepki spektrumu) elde edebilmek için İzmir şehir merkezindeki sismik faaliyetlerde etkili olabilecek 100 km çapındaki bölge efektif alan kaynağı olarak değerlendirilmiş ve bu bölgede oluşacak depremler analizlerde dikkate alınmıştır. Her bir deprem, episantr ve deprem büyüklüğü ile temsil edilerek modellenmektedir (Katsonas v.d., 2010) . Analizler SMSIM yazılımı kullanılarak simüle edilmiştir (Boore 2000, 2002). Elde edilen yer hareketlerinde saha etkisi hesaba katılmamış olup, analizlerin ileriki

kısımlarında bünyesel zemin modelleri ile sonlu elemanlar analizleri ile beraber dikkate alınması düşünülmüştür.

Üniform hasar tepki spektrumu, farkı periyotlarda aynı hasar olasılığına göre elde edilen spektral ivme değerlerinin gösterimini ifade etmektedir (Wu ve Wen,1999). Üniform hasar tepki spektrumlarının kullanışı, olasılıksal analiz metotlarının kullanılmasını gerektirdiği için son yıllarda sıklıkla uygulanagelmıştır. Üniform tepki spektrumu, seçilen bölge içinde aktif olabilecek fay hatlarına ait çeşitli deprem varyasyonlarının ve mesafelerin etkiltilmesini sağlamakla beraber, deprem kayıtlarındaki değişkenlikleri de analizlere dâhil etmektedir. Simülasyonlar sonrasında elde edilecek üniform hasar tepki spektrumu lineer ve nonlineer yapıların (UHRS) olasılıksal performans (kırılanlık eğrileri v.b.) analizlerinde kullanılan yer hareketlerinin elde edilmesi için gerekli olacaktır (Wu ve Wen, 1999).

Sonuçta elde edilen tepki spektrumu üniform-tepki spektrumu olarak adlandırılmaktadır ve bir sonraki aşamada ölçeklendirmeye hedef oluşturacak ana spektrum olarak kullanılacaktır. Yapılan her bir simülasyon için Sa- ivme spektrumu değeri 91 adet farklı periyot için hesaplanmıştır. Toplamda 1050 adet ivme spektrum değeri elde edilmiştir. Her periyot değeri için, Sa değerlerini gösterir bir histogram elde edilmiştir.

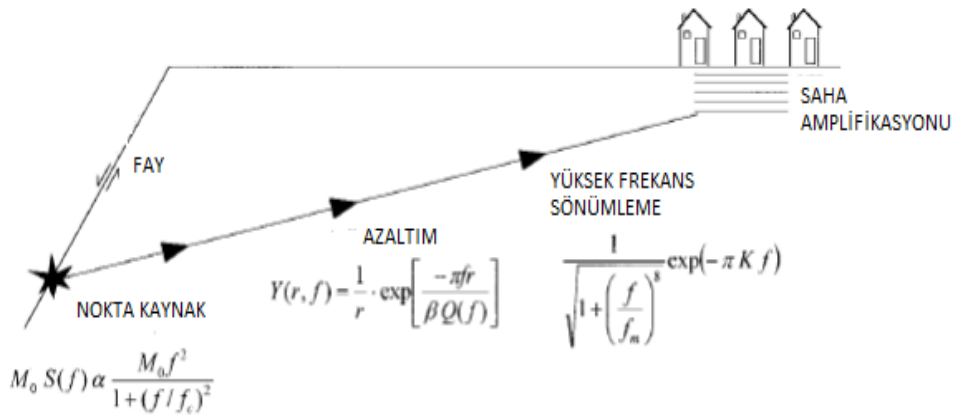
Analizlerde kullanılan yöntem, aslında kaynaktan itibaren sahaya gelinceye kadar deprem dalgalarının yayılımını içeren bir metodolojidir. Kullanılan yazılım ile yer hareketlerini etkileyen pek çok faktör (kaynak, güzergah, saha) basit fonksiyonel yazılımlar ile tek bir ana program tarafından idare edilebilmektedir (Boore,2000). (Şekil 10)



Şekil 10. Stokastik Simülasyon Adımları

Kaynaktan dalganın yayılımının deprem büyüklüğü ve mesafesi ile ilgili olan belirli bir zaman dilimi içinde üniform olarak meydana gelişi simüle edilmektedir. Şekil 11'deki sunulan akım ağı, modellemenin temelini oluşturmakta olup Fourier spektral amplifikasyon fonksiyonu ve formülasyonu aşağıda verilmiştir (Atkinson ve Boore,1995; Boore,2003):

$$A(M_0, R, f) = E(M_0, f) \cdot D(R, f) \cdot P(f) \cdot I(f) \quad (14)$$



Şekil 11. Analiz Fiziksel Akım Ağı (Kramer,1996'dan faydalanılmıştır.)

Bu eşitlikte kaynak ve arazi faktörlerinden deprem büyüklüğü ve deprem algılarının azalım ilişkilerine kadar pek çok etken yer almaktadır. Örneğin deprem merkezinden uzaklaştıkça deprem dalgalarının etkisinin azaltılması olarak tanımlanan geometrik yayılım (p ve s dalgaları) $1/R$ oranına göre ve yüzey dalgaları ise (özellikle Rayleigh dalgaları) $1/\sqrt{R}$ oranına göre azalır (Kramer, 1996). Yine önemli bir azaltım parametresi olarak malzeme içerisinde ilerleyen deprem dalgalarının azalımını ifade eden (dalgaların malzeme tarafından emilmesi) ekponansiyel terim bulunmaktadır. Yine deprem parametresinin kaynak ve arazi koşullarına bağlılığını ifade eden formülasyonda yukarıda yer alır. Akış adımları içerisinde bulunan kısımlar kısaca aşağıda bahsedilmektedir.

4.1.3. Kaynak Modeli

Yöntem fay kaynağından itibaren yayılım ile başlamaktadır. Gerilme dalgası fay yüzeyindeki deformasyona ve meydana gelen deformasyon ise fay yüzeyinden normal yönde kayma dalgası oluşumuna sebep olmaktadır. Bütün bunlarla beraber, kaynak spektrumu kaynaktan yayılan dalgaların spektral modelini hesaba katmaktadır.

Literatürde 2 stokastik kaynak modeli sıklıkla kullanılmaktadır. Bunlar Papageorgiou ve Aki tarafından geliştirilen bariyer modeli ve Brune tarafından geliştirilen w-kare yöntemleridir. Basit w-kare kaynak yönteminde, gerilme dağılımlarının fay-kaynak boyunca üniform olarak dağıldığı öngörülmekte; diğer metotda ise kayma boyunca üniform olmayan şekilde, çeşitli bariyerler ile modellenenilmektedir.

Analizlerde kullanılan kaynak spektrumu aşağıdaki formül ile ifade edilebilir

$$E(M_0, f) = CM_0 S(M_0, f) \quad (15)$$

Eşitlikte C sabit, S ise deformasyon kaynak spektrumu olarak aşağıdaki gibi ifade edilmektedir:

$$S(f, M_0) = \frac{c(2\pi f)^2 M_0}{1 + (\frac{f}{f_c})^2} \quad (16)$$

$$C = \frac{R_{\theta} F_V}{4\pi\rho\beta^3}$$

M_0 sismik moment, f frekans ve f_c köşe frekansıdır (Boore,1983) . Üstteki eşitlikte R_{θ} deprem dalgasının uygun azimuth ve çıkış açısı doğrultusundaki radyasyon paternidir (Boore and Bootwright, 1984). F_V serbest saha amplifikasyonunun enerjini 2 yatay doğrultusu için geçerli olan bileşeni, ρ kaynaktaki kütle yoğunluğu ve β kaynaktaki kayma dalgası hızıdır.

Köşe frekansı (f_c) ile Sismik moment (M_0) aşağıdaki eşitlikle ilişkilendirilebilirler:

$$f_c = 4.9 \times 10^6 \beta \left(\frac{\Delta\sigma}{M_0} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (17)$$

$\Delta\sigma$ (gerilme düşümü- bar) ve M_0 sismik moment (dyne-cm) ve β km/s birimleri ile ifade edilmektedir. Brune kaynak spektrumu 2 önemli parametreye bağlıdır:

- Sismik moment ile ifade edilen deprem büyüklüğü
- Deprem oluşumu sırasında meydana gelen gerilme azalması.

Sismik moment, deprem büyüklüğünü fay kırılma dayanımına (μ), fay kırılma alanına (A), ve ortalama fay uzunluğuna (D) bağlı olarak aşağıdaki şekilde ifade edilmektedir.

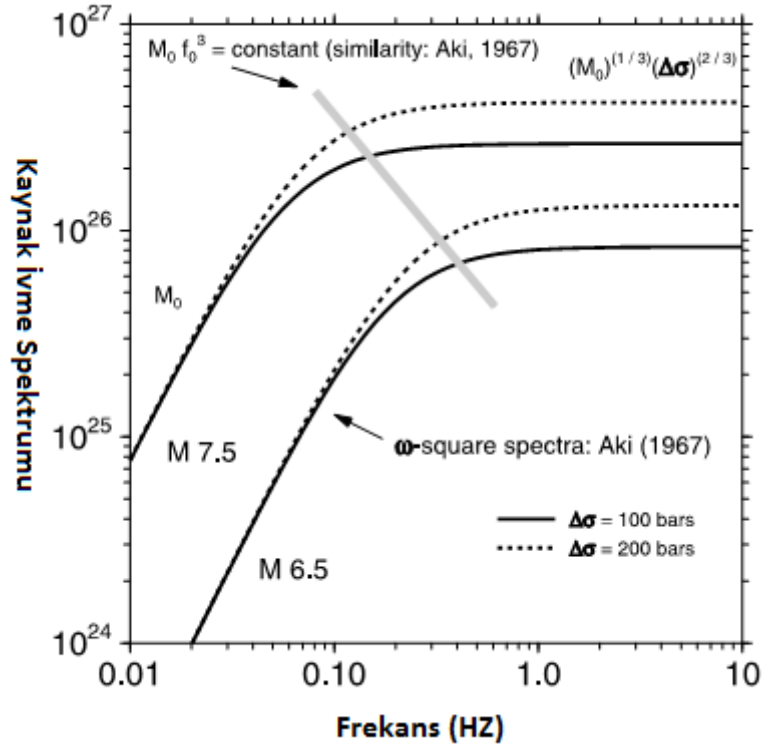
$$M_0 = \mu AD \quad (18)$$

Sismik moment deprem moment büyüklüğü ile aşağıdaki şekilde ilişkilendirilmiştir.

$$\log M_0 = 1.5(M_w + 10.7) \quad (19)$$

Gerilme azalımı ($\Delta\sigma$) yüksek-frekans enerjisinin bir belirtici olmakta ve kayma dalgalarını oluşturan enerjinin bir tanımını ifade etmektedir. Bu değer 50-5000 bar arasında değişebilmektedir.

Brune kaynak modeli en sık kullanılan yöntem olmakla beraber bazı varyasyonları da kullanılmaktadır (Boore,2003)(Şekil 12). Örneğin Beresnev ve Atkinson (1997) sonlu fay modeli geliştirerek büyük momentli depremlerin tahminlerinde kullanmışlardır. Yaptıkları çalışmada deprem fayı çeşitli segmentlere ayrılmakta ve her bir segment nokta kaynak olarak tarif edilmektedir.



Şekil 12. Brune Kaynak Spektrumunun Deprem Büyüklüğü ile Değişim Grafiği

4.1.4. Güzergah $[P(R, f)]$ – Azaltım Modeli

Dalgaların kaynaktan yayılımları sırasında pek çok engel ve saha faktörü dalga yayılımına engel teşkil etmektedir. Bunlar arasında geometrik azaltım faktörleri ve doğrusal olmayan azaltım faktörleri sayılabilir. Bu faktörler episantr mesafesi ve frekansa bağlı olarak aşağıdaki gibi ifade edilebilirler (Boore, 2003):

$$P(R, f) = Z(R) \exp \left[-\frac{\pi f R}{Q(f) c_q} \right] \quad (20)$$

Eşitlikteki c_q sismik dalga hızıdır. $Z(R)$ geometrik yayılım fonksiyonu olarak ifade edilir ve sürekli çizgilerin bir ifadesi ile temsil edilerek, sismik dalga genliğinin mesafe ile azalmasını matematiksel bir fonksiyon ile ifade eder. $Q(f)$, sismik dalgaların sahaya gelirken geçirdikleri çeşitli azaltım ve artırım modüllerini ifade etmektedir. Frekansa bağlı olarak tanımlanabilmektedir.

4.1.5. Saha Etkisi $G(f)$

Saha etkisi, güzergah etkisi gibi düşünülebilmekle beraber, anakaya hareketi haricinde, zemin etkisinin de etkisini gözlemlemek amacıyla muhtemel amplifikasyonların tanımı için kullanılmaktadır.

Yüksek frekans filtresi, ivme spektrumundaki yüksek frekans enerjinin, belirli bir fm frekansından sonraki ani düşüşünü modellemek için gerekmektedir. Bu amaçla iki farklı filtre kullanılabilmektedir: f_{max} filtresi ve κ_0 filtresi (Boore, 2003).

$$D(f) = [1 + (f/f_{max})^8]^{-\frac{1}{2}} \quad (21)$$

f_{max} son frekans değeri olarak tanımlanmakla beraber, bu şekilde f_{max} 'dan sonraki frekanslarda azaltım uygulanacaktır. Butterworth filtresi aşağıdaki şekilde tanımlanabilmektedir.

$$D(f) = \exp(-\pi\kappa_0 f) \quad (22)$$

Spektral azalım parametresi κ aynı sebeplerle, yüksek frekans değerlerini sönümleme amaçlı olarak kullanılmaktadır. İki filtrede ayrı ayrı yada beraber kullanılabilmektedir.

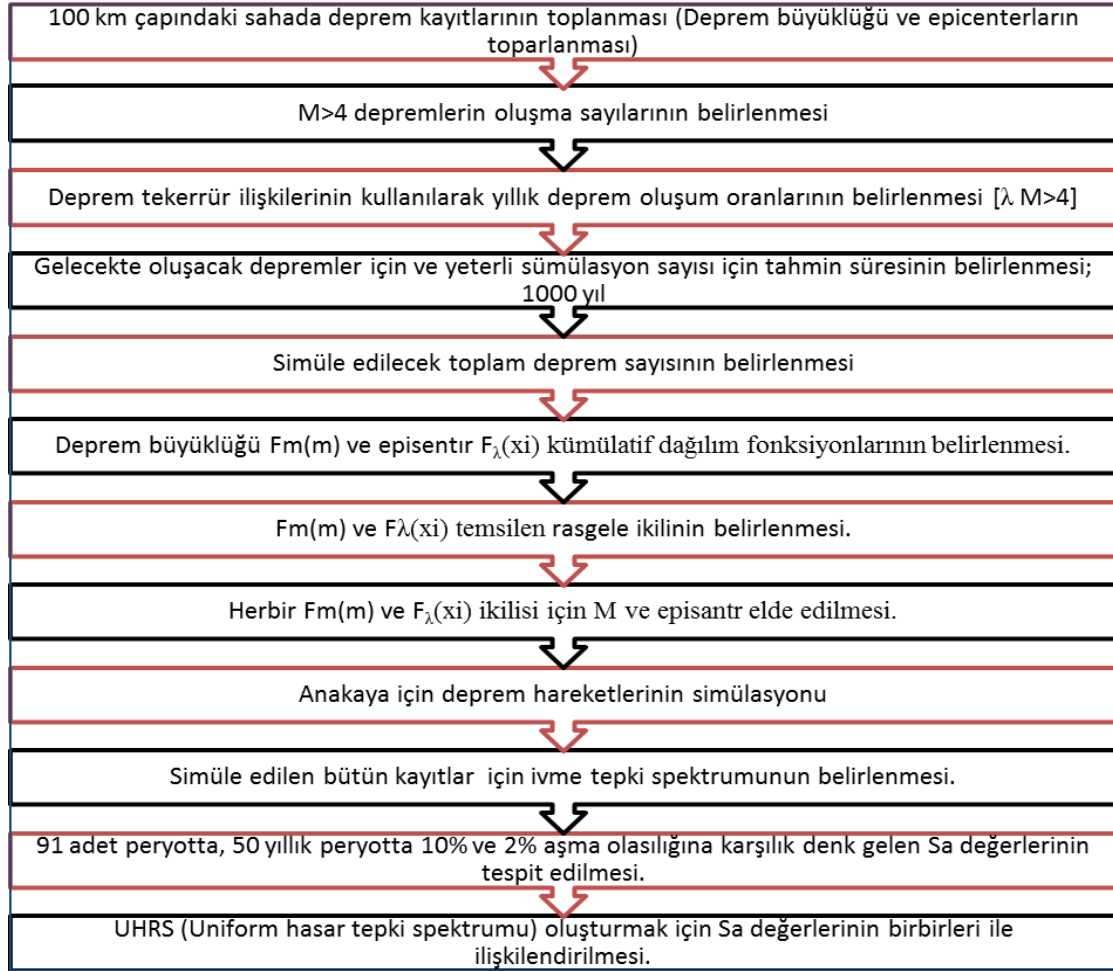
4.1.6. Yapılan Çalışmalar

Boore tarafından geliştirilen sümülasyon programı beyaz dalga modelini kullanarak çeşitli simülasyon sabitlerini de kullanarak sonuçları elde etmektedir. Zaman tanım alanında etkinleştirilen bir Gauss beyaz dalgasına, süreli bir süreci temsil etmesi için sınırlama yapılmaktadır. Bu sinyal daha sonra frekans tanım alanına dönüştürülmektedir. Fourier genlik soektrumu daha sonra model spektrumu ile çarpılarak kaynak, güzergah ve saha etkilerini modele yansıtmaya olanak sağlamaktadır (Boore,2003).

Bu noktadan sonra, Fourier faz spektrumu stokastik hareketin realizasyonu için gerekli olmaktadır. Bu durumda rasgele faz açıları modellenerek simülasyonlar tekrarlı olarak gerçekleştirilmektedir. Fourier genlik spektrumu modifiye edilmemiş faz spektrumu ile birleştirilerek tekrar zaman tanım alanına dönüştürülür. Yöntem tarifi ile

genel hatları belirtilen analiz şablonu Çizelge 4’te gösterildiği algoritma ile beraber gerçekleştirilmiştir. Analiz adımları ve elde edilen sonuçlar bir sonraki bölümde verilmiştir.

Çizelge 4. Sismik Deprem Simülasyonlarında Kullanılan Akım Ağı



Olasılıksal sismik hasar analizi 4 temel basamakla tarıflenebilmektedir. Bunlar aşağıda sıralanmıştır:

- *Proje Sahasını Etkileyebilecek Fay Hatları- Deprem Bölgelerinin Belirlenmesi*

Birinci aşama, deprem kaynak ve fay hatlarının belirlenmesidir. Bu aşama deterministik yöntemle aynı olup, aradaki fark fay hattı boyunca kırılımların nereden meydana geleceğini tanımlayan bir olasılık fonksiyonunun burada tanımlanması

gereğidir. Fay hatları ve bu konulardaki bilgiler, çok sınırlı olduğu için çoğunlukla üniform oluşma olasılığı kabul görmektedir.

İzmir ve çevresinin deprem tehlikesi konusundaki çalışmalar İzmir Deprem Senaryosu ve Deprem Master Planı, Polat vd. (2009), Deniz vd. (2010) olarak sıralanabilir. Bölgenin depremselliğinin irdelenmesi, yakın ve uzak fayların istiflenmesi ile tarihsel ve ölçülen deprem kayıtlarının karşılıklı olarak değerlendirilmesi ile oluşturulur. Bu amaçla bütün fayların ayrı ayrı etkileri birbirlerinden bağımsız olarak irdelenebileceği gibi (tek alan yöntemi); alansal yaklaşım yöntemi ile beraber birden çok kaynak tek bir analiz ile incelenebilir (Örn. Erdik vd, 2003). Karmaşık fay hatları içerisinde bulunan İzmir şehri için yapılacak bir analizde, belirli bir çap etrafındaki alansal yaklaşım yöntemi kullanılabilir (Ansal ve Biro, tarih).

Analizlerde kullanılmak üzere İzmir şehir merkezinde etkili olabilecek 100 km çapındaki alanda gözlemlenmiş deprem kayıtları Kandilli Rasathanesi 1900-2005 yılları arasında kaydedilmiş deprem kayıtları kullanılarak belirlenmiştir (Kalafat vd., tarih). Ayrıca, lokal bölgeyi etkileyen tarihsel deprem kayıtları da taranmıştır (Radius,2000) (Ek-1). Tarihsel verilerin moment deprem büyüklüğüne uygun olarak dönüşümü için Ansal tarafından verilen ilişki kullanılmıştır (Ansal, 1997).

$$M = 0.594 I_o + 1.36 \quad (23)$$

Elde edilen ölçülmüş deprem kayıtları ve tarihsel kayıtlar irdelendiği zaman alan kaynağı içerisinde geçmiş 350 yıllık sürede 370 adet deprem dikkate alınmıştır. Simülasyonlar için ileriki 1000 yılda İzmir’de oluşması muhtemel depremlerin simülasyonunu yapmak, yeteri kadar güvenli ve yeterli sayıda analiz yapmamıza olanak verecektir. Bu durumda geçmişte meydana gelmiş deprem sayılarından hareketle $(1000 \times 370 / 350 = 1050)$ 1050 adet deprem simülasyonu yapılacağı ortaya konmaktadır (Han ve Choi, 2008). Yapılacak tekrarlı analizleri ile belirsizliklerin yeteri kadar hesaplamalarda değerlendirileceği varsayılmıştır. Analizler için seçilen deprem kayıtları deprem büyüklüğü ve mesafesi (M-R) ikilisi ile temsil edilmiştir (Bommer ve Acevedo, 2004).

Simülasyon analizleri, M-R ikililerinin belirlenmesi ve belirlenen deprem momenti-deprem mesafesi büyüklüklerinin programda yerlerine girdisinin yapılarak analiz edilmesine dayanmaktadır. Bu sebeple kayıtlı ve tarihsel deprem kayıtları kullanılarak, deprem moment ve episentir oluşum tekrarlama ilişkileri belirlenmiştir. Belirlenen ilişkiler deprem parametresinin birikimli dağılım grafiği ile temsil edilmiştir. Birikimli dağılım grafiği içerisinde, ileriki yıllarda oluşması muhtemel depremler için [0-1] arasında rasgele sayılar seçilerek M-D ikilileri belirlenmiştir. Rasgele seçim çalışmaları MATLAB ara yüzeyinde yazılmış olan basit bir program vasıtasıyla gerçekleştirilmiştir.

- *Deprem Moment Değerlerinin Bulunuşu*

Standart Gutenberg-Richter (1944) tekrarlama ilişkisi aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$\lambda_m = 10^{a-bm} = \exp(\alpha - \beta m); \alpha = 2.303a; \beta = 2.303b \quad (24)$$

Bu eşitlik deprem büyüklüklerinin ve oluşma sıklıklarının ekponansiyel şekilde gerçekleştiğini ifade etmektedir. Bu eşitlik ile, geniş bir aralıkta bulunan depremlerin etkileri dikkate alınmıştır. Mo gibi bir eşik depremi tanımlarsak ve bu değerden daha düşük büyüklükteki depremleri otomatik filtrelersek, bu durumda ortalama yıllık tekerrür ilişkisi aşağıdaki şekilde ifade edilebilir (Kramer,1996).

$$\lambda_m = v \exp[-\beta(m - m_o)] \quad m > m_o \quad (25)$$

$$v = \exp(\alpha - \beta m_o)$$

Çizelge 5'te deprem kayıtlarının analiz edilerek oluşum miktarlarının belirlenmesi sonrasındaki dağılım görülmektedir.

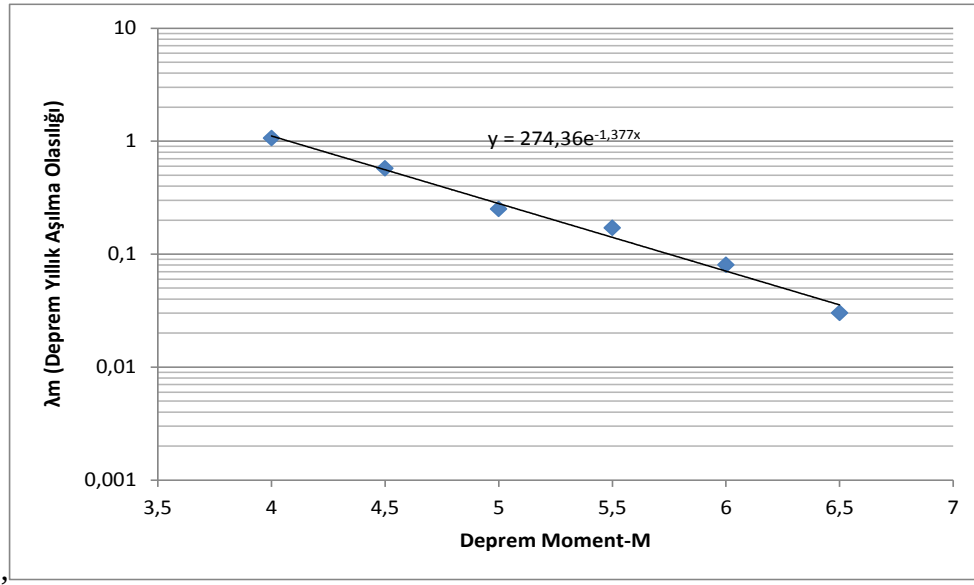
Çizelge 5. Deprem Oluşum Aralıkları Frekans Gösterimi

	Deprem Oluşma Sayısı Nm\ M>m,						
Periyot	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7
Nm	370	201	86	61	27	9	2
λ_m	1,06	0,57	0,25	0,17	0,08	0,03	0,01

Sonuçta elde edilebilecek olasılık dağılımı, CDF (birikimli olasılık fonksiyonu) ile beraber ifade edilebilecektir.

$$F_M(m) = P[M < m | M > m_0] = \frac{\lambda_{m_0} - \lambda_m}{\lambda_{m_0}} = 1 - e^{-\beta(m-m_0)} \quad (26)$$

Elde edilen değerlere bağlı olarak, sınırlandırılmış Gutenberg-Richter tekrarlama ilişkisi Şekil 13'te verilmiş olup deprem büyüklüğünün birikimli dağılımı Şekil 14'teki gibi belirlenmiştir.

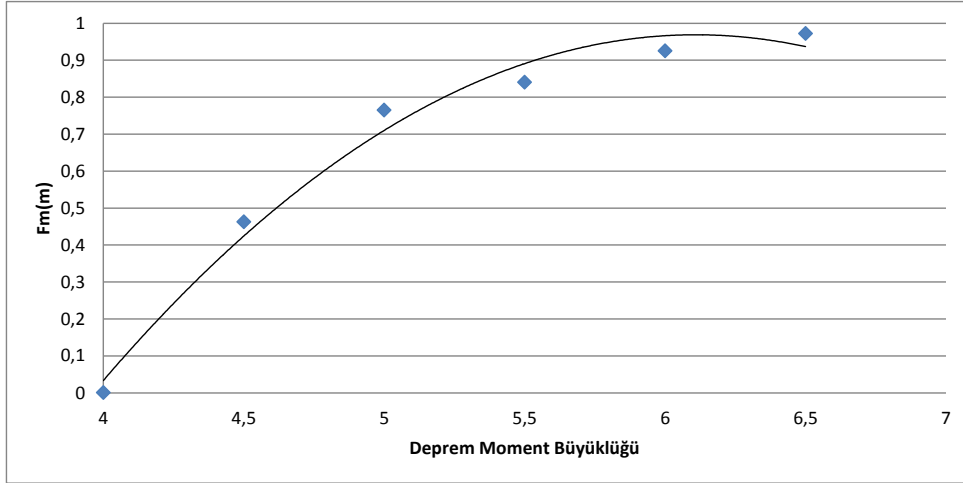


Şekil 13. İzmir Deprem Tekrarlama İlişkisi

Şekil 13'te verilen tekrarlama ilişkisi değerlendirildiğinde Gutenberg-Richter ilişkisi kullanılarak hesaplamalara esas katsayılar aşağıdaki gibi elde edilebilir.

$$\alpha = 5,61 \text{ ve } \beta = 1,38 \quad \text{olarak elde edilir.}$$

Buna bağlı olarak $v = 1.09$ olarak elde edilebilir.



Şekil 14. Deprem Moment Büyüklüğü- Birikimli Dağılım İlişkisi

- Deprem Episantr Mesafesinin Bulunuşu

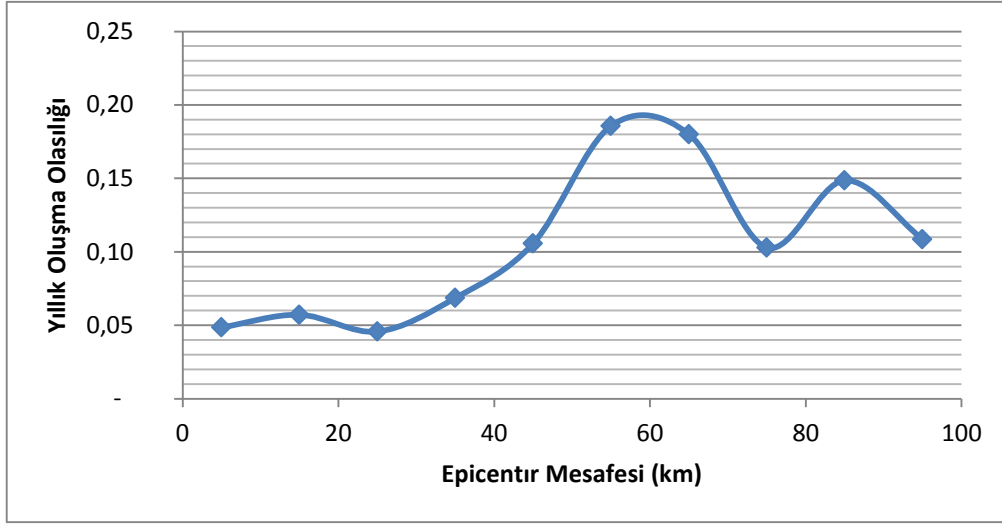
Aynı veri tabanı kullanılarak, son 350 yıllık süreçte meydana gelmiş depremlere ait episantr mesafeleri ile bunların oluşma sayıları Çizelge 6’da verilmiştir. Benzer şekilde oluşması muhtemel deprem odak noktaları dağılımları aşağıdaki formüle bağlı olarak hesaplanabilmektedir.

Çizelge 6. Deprem Mesafe Dağılımları ve Olasılıksal Hesap Verileri

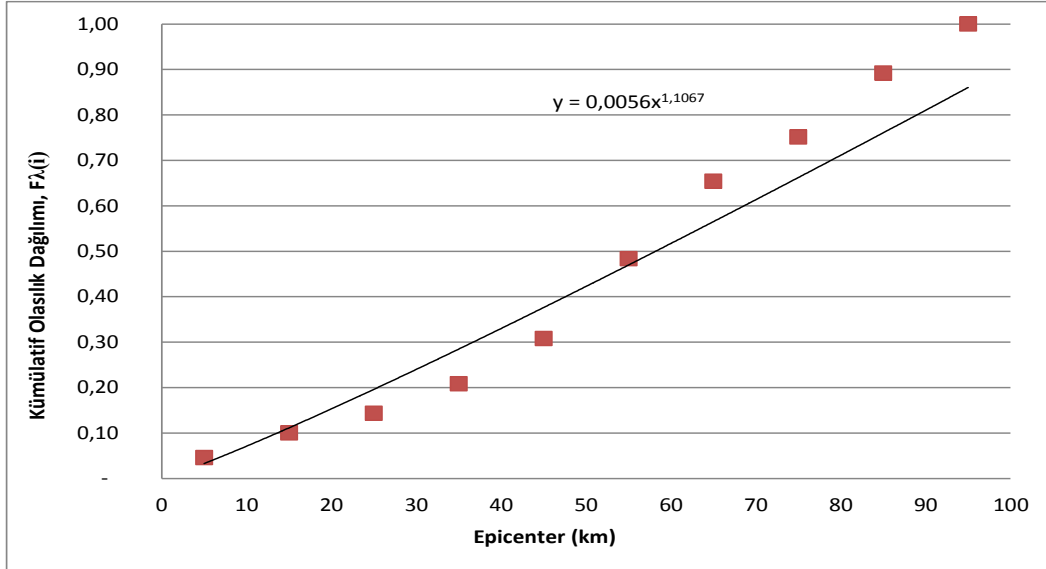
Episantr	Deprem Oluşma Sayısı, Nm / M>m									
Episantr Aralığı	1;10	10;20	20;30	30;40	40;50	50;60	60;70	70;80	80;90	90;100
Oluşma Sayısı	17,00	20,00	16,00	24,00	37,00	65,00	63,00	36,00	52,00	38,00
λ 4 -Yıllık Oluşma	0,05	0,06	0,05	0,07	0,11	0,19	0,18	0,10	0,15	0,11
	5,00	15,00	25,00	35,00	45,00	55,00	65,00	75,00	85,00	95,00
P(i)	0,05	0,05	0,04	0,06	0,10	0,18	0,17	0,10	0,14	0,10
F λ (i)	0,05	0,10	0,14	0,21	0,31	0,48	0,65	0,75	0,89	1,00

$$F\lambda(i) = \sum_{i=1}^{ki} P_{ki} \quad P(i) = \frac{N(i)}{N(Toplam)} \quad (27)$$

Analizler sonucunda elde edilen birikimli dağılım ile episantr dağılımları grafiği Şekil 15 ve birikimli dağılım fonksiyonu Şekil 16’da verilmiştir.



Şekil 15. Episentr – Yıllık Oluşma Miktarı Sıklığı



Şekil 16. Deprem Episentr- Birikimli Dağılım İlişkisi

Üniform örnekleme yöntemi kullanılarak [0-1] arasında birikimli olasılık dağılımını temsil eden sayılar rasgele sümüle edilmiş ve karşılığında elde edilen deprem büyüklüğü ve episentr dağılımları belirlendikten sonra seçilen deprem-episentr ikilileri kullanılmaya başlanmıştır. Üniform seçim ve rasgele sayıların seçilmesi ile ilgili kullanılan yazılım Matlab programında ekte verilen basit bir kod üzerinden yapılmıştır (EK-2).

- *Deprem Simülasyonları*

Çizelge 7’de, simülasyonlarda kullanılan önemli parametreler ve ilgili referanslar verilmiştir. Simülasyonlarda kullanılan bütün parametreler geniş bir literatür taraması sonucu belirlenmiştir (Horasan vd., 2002; Atakan vd.,2009; Romero, 2001, Akyol vd., 2006). Analizlerde kullanılan program kodu ve elde edilen sonuçlar Ek-2’de verilmiştir.

Yöntemin temelini oluşturan Fourier spektral amplifikasyon fonksiyonu ve formülasyonu aşağıda verilmiştir:

$$A(M_0, R, f) = E(M_0, f).D(R, f).P(f).I(f) \quad (28)$$

Simülasyonlar sonucunda elde edilen deprem kayıtlarının performansa dayalı analizlerde kullanılabilmesi amacıyla farklı deprem etki parametrelerine sahip olmaları gerekmektedir. Bu kapsamda, seçilecek hasar spektrumu depremlerin şartnamelerde de tanımlanmış 50 yıllık süre zarfında 2%, 10% ve 50 aşılma olasılığına denk gelmesi amacıyla oluşturulmuştur. Bu üç seviye için, yıllık oluşum oranları Poisson süreci ile aşağıdaki eşitlik yardımıyla belirlenebilir:

$$P(Sa > a_j, t=50 \text{ yıl}) = 1 - e^{-\lambda(Sa > a_j) * 50} \quad (29)$$

Eşitlik kullanılarak %50 aşılma olasılığı için yıllık oluşma oranı 0.014 %10 aşılma olasılığı için yıllık oluşma oranı 0.0021 ve %2 aşılma olasılığına karşılık olarak yıllık oluşma oranı 0.0004 olarak tespit edilmiştir. Bu yıllık aşılma olasılıkları analiz kapsamında 91 farklı peryot değeri için karşılığında bulunan spektral ivmeler kullanılarak 3 adet üniform hasar spektrumu elde edilmiştir.

Çizelge 7. Simülasyonlarda Kullanılan Önemli Yer Hareketi Parametreleri

	PARAMETRE	DEĞERİ	REFERANS
Kaynak Modellemesinde Kullanılan Parametreler	Kaynak Bölgesi Kayaç Yoğunluğu; ρ (g/cm ³)	2.80	Horosan vd., 2002
	S Dalgası Bileşenlere Ayırma Faktörü	0.71	Boore, 1983
	Yayınım Katsayısı	0.57	Boore vd, tarih
	Kaynak S dalgası hızı; β (km/sn)	3.87	Horosan vd., tarih
	Kaynak Gerilme Azalımı; $\Delta\sigma$ (bars)	30	Atakan vd.,2009
Azaltım Faktörleri (Attenuation Relationships)	Geometrik Sönümlenme	1/r	
	Malzeme Sönümlenmesi	$Q(f)$ $= 183f^{0.76}$	Morozov,2008
Filtre Katsayıları	Spektral Sönümlenme Parametresi; κ	0.006- Kayaç Formasyon İçin	Romero,2001
	Maksimum Frekans; $f_{son}, (HZ)$	50	

Simülasyonlar sonucunda elde edilen deprem kayıtlarının performansa dayalı analizlerde kullanılabilmesi amacıyla farklı deprem etki parametrelerine sahip olmaları gerekmektedir. Bu kapsamda, seçilecek hasar spektrumu depremlemlerin şartnamelerde de tanımlanmış 50 yıllık süre zarfında 2%, 10% ve 50 aşılma olasılığına denk gelmesi amacıyla oluşturulmuştur. Bu üç seviye için, yıllık oluşum oranları Poisson süreci ile aşağıdaki eşitlik yardımıyla belirlenebilir:

$$P(S_a > a_j, t=50 \text{ yıl}) = 1 - e^{-\lambda(S_a > a_j) * 50} \quad (28)$$

Eşitlik kullanılarak %50 aşılma olasılığı için yıllık oluşma oranı 0.014 %10 aşılma olasılığı için yıllık oluşma oranı 0.0021 ve %2 aşılma olasılığına karşılık olarak yıllık oluşma oranı 0.0004 olarak tespit edilmiştir. Bu yıllık aşılma olasılıkları analiz

kapsamında 91 farklı periyot değeri için karşılığında bulunan spektral ivmeler kullanılarak 3 adet üniform hasar spektrumu elde edilmiştir.

DLH şartnamelerinde ülkemizde geniş kapsamlı bir sismik tehlike analizi çalışması sonuçları verilmiştir. Bu şartnamede yapıların performansa göre tasarımında esas alınacak deprem düzeyleri tanımlanmıştır. Bu deprem düzeyleri 50 yılda aşılma olasılığı %50, %10 ve %2 olarak deprem yer hareketlerini temsil etmektedir. Buna göre sırasıyla D1, D2 ve D3 sınıfı olarak adlandırılan bu deprem seviyelerinin dönüş periyotları sırasıyla 72, 475 ve 2475 yıldır. (D1), (D2) ve (D3) Deprem Düzeyleri için kısa doğal titreşim periyodu (0.2 saniye) ve 1.0 saniyelik doğal titreşim periyoduna karşı gelen spektral ivme değerleri (sırası ile SS ve S1), referans olarak alınan B Zemin Sınıfı için DLH şartnamesinde verilmiştir. Diğer zemin sınıfları için, aynı doğal titreşim periyodlarına karşı gelen spektral ivme değerleri SMS ve SM1 aşağıda verilen denklemler kullanılarak hesaplanacaktır.

$$\begin{aligned}
 S_{as} &= 0.4S_{MS} + 0.6 \frac{S_{MS}}{T_0} T \quad (T_0 \leq T) \\
 S_{as}(T) &= S_{MS} \quad (T_0 \leq T \leq T_S) \\
 S_{as}(T) &= \frac{S_{M1}}{T} \quad (T_S \leq T \leq T_L) \\
 S_{as}(T) &= \frac{S_{M1}T_L}{T^2} \quad (T > T_L)
 \end{aligned} \tag{30}$$

Uzun periyot geçiş bölgesi olarak $T_L=12$ s alınmış, spektrum köşe periyotları T_0 ve T_S ise aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır:

$$T_S = \frac{S_{M1}}{S_{MS}}; T_0 = 0.2T_S \tag{31}$$

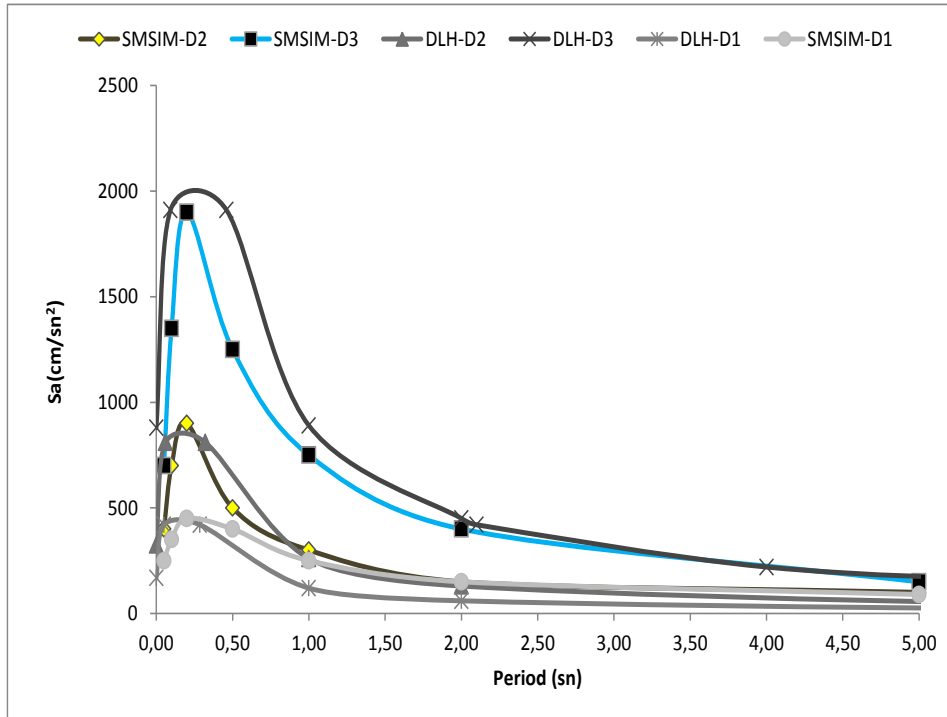
B sınıfı zeminler için $S_{M1} = S1$ ve $S_{MS} = Ss$ alınabilir.

DLH standartlarında verilen enlem-boylamlara bağlı spektral ordinat değerleri ile analizlerden elde edilen sonuçların kıyaslanması bu aşamada yapılan çalışmanın geçerliliğinin sınanması açısından önemlidir. İzmir ili 27.09 doğu boylamı ile 38.25 kuzey enlemlerinde konumlanmaktadır. Bu koordinat bilgileri ışığında B zemin sınıfları (Kaya; $V_s > 750$ m/s) için DLH tarafından önerilen spektral ivmeler Çizelge 8’de verilmiştir.

Çizelge 8. DLH Şartnamelerinde İzmir ili için tanımlanmış Spektral İvme Değerleri

Deprem Düzeyi	Spektral İvme (g) Ss=0.2sn	Spektral İvme S ₁ =1sn
D1 Depremi	0.42	0.12
D2 Depremi	0.81	0.26
D3 Depremi	1.91	0.89

Yapılan olasılıksal analiz sonuçlarının kalibre edilmesi ve doğruluğunun sınanması için, literatürde kabul gören şartname sonuçları ile karşılaştırılması gerekmektedir. (Wu ve Wen, 1989) Şekil 17’de analizlerde elde edilen D1,D2 ve D3 deprem düzeyine denk gelen ve verilen formülasyonlar ile hesaplanan tasarım spektrumu sonuçları verilmiştir. Aynı grafik üzerinde, DLH şartnamelerinden elde edilmiş D1, D2 ve D3 deprem düzeylerine göre elde edilen spektrumlarda verilmiştir.



Şekil 17. Üniorm Hasar Tepki Spektrum Grafiği (UHRS-İZMİR) – Anakaya

Şekil 17’den anlaşılacağı gibi elde edilen üniorm tepki spektrumu ile mevcut şartnamelerdeki tasarım spektrum değerleri birbirlerine yakın elde edilmiştir. Seçilecek deprem kayıtlarında kullanılacak spektrumlar, analizler sonucunda elde edilen

spektrumlar ile uyumlu olduğu için DLH standartları tarafından belirlenen spektrumlar olmuştur.

4.1.7. Deprem Kayıtları Seçilmesi ve Ölçeklendirilmesi

Bu çalışmada, Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi (PEER), kuvvetli yer hareketi veri bankasında bulunan kayıtları kullanılmıştır. Çalışma kapsamında gerçek deprem kayıtlarının seçilmesi için PEER veri bankasında bulunan kayıtlar büyüklük, faylanma mekanizması, mesafe ve zemin koşulları gibi özelliklerine göre listelenmiştir. Bommer ve Avedo (2004), Stewart vd. (2001) deprem büyüklüğünü önemli bir deprem seçim parametresi olarak görmüşlerdir. Hancock ve Bommer (2006) deprem süresinin kayıt seçimi için ikinci derecede önemli olduğunu ve yapısal hasar ile olan ilişkisinin ikinci dereceden önem kazanacağını anlatmışlardır. Kayıt seçimindeki diğer bir önemli nokta ise seçilen kayıtların benzer sismoteknik çevre koşullarında olması durumudur. Örneğin, Kawaga vd. (2004) yer hareketlerinin derindeki fay kırınımları sonucunda özellikle 1 sn periyot bölgesi civarında, yüzey fay kırıklarına oranla daha şiddetli olacaklarını göstermektedir. Sorabella vd. (2006) Boston bölgesinde yaptıkları doğrusal olmayan analizler için, ellerindeki kısıtlı deprem verilerine ek olarak Batı Kuzey Amerika kayıtlarından da faydalanmışlardır. Sismoteknik koşulların ön plana alınması, yapılacak çalışmaların daha az olması sonucunu doğuracağı için, tam olarak da anlaşılamayan sismoteknik koşul etkisi için, seçilen kayıtların kısıtlanması gereksiz olabilecektir. (Katsanos vd., 2010; Bommer ve Acevedo ,2004)

Buna karşın yine de seçilen deprem kayıtlarının analiz yaptığımız bölge ile benzer tektonik çevrede olmasına özen gösterilmiştir. Ayrıca seçilen kayıtlara ait moment büyüklüğünün, hedef bölge için beklenen deprem büyüklüğü ile benzer olmasına özen gösterilmiştir. Faylanma tipinin de benzer olmasında gayret edilmiş ise de bu moment benzerliğinden daha az önemlidir (REF:EM 1110-2-6051 22.12.2003).

Seçilen deprem kayıtları tepki spektrumları ile analizlerde tanımladığımız tepki spektrumları arasındaki farklılık göreceli hata olarak tanımlanmaktadır (Peer,2010). Yapılan arama ile göreceli hata oranı en az olan kayıtlar, veri tabanı içinden seçilerek getirilmektedir. Seçilen deprem kayıtlarının, hedef spektrum ile uyumluluğunun ölçüsü, ortalama hasar karesi (MSE) değeri ile ölçülebilmektedir.

MSE değeri belirli periyotlar arasında aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$MSE = \frac{\sum_i W(T_i) \{ \ln[SA^{hedef}(T_i)] - \ln[f \cdot SA^{kayıt}(T_i)] \}^2}{\sum_i w(T_i)} \quad (32)$$

Ölçekleme esnasında gerçek deprem kayıtları ve gerçek frekans içerikleri kullanılmak istenildiği için kayıtların frekans içeriği daha iyi uyum sağlamak amacıyla değiştirilmemiştir. Öte yandan kayıtların genliklerini doğrusal bir çarpan ile ölçekleyerek, uyumun daha iyi olmasını hedeflemektedir. Bu amaçla eşlik 32’de görülen “f” parametresi kaydın tümüne uygulanan doğrusal ölçekleme faktörüdür.

Her bir deprem kaydı, tek bir ölçekleme faktörü (f) ile büyütülerek/küçültülerek ölçeklendirilmelidir. Ölçekleme katsayısı, seçilen kaydın spektral ivme değeri ile, hedef spektrum ivme değeri arasındaki farkın logaritmasının, belirli bir periyot aralığı için sıfıra yakın olması amaçlanarak elde edilmelidir. Bu doğrultuda f tanımı aşağıda verilmiştir.

$$\ln f = \frac{\sum_i w(T_i) \ln\left(\frac{SA^{hedef}(T_i)}{SA^{kayıt}(T_i)}\right)}{\sum_i w(T_i)} \quad (33)$$

w(Ti) parametresi ise kullanıcının farklı periyot bölgelerinde tanımlayabileceği bir ağırlık faktörüdür. Genellikle w(Ti)=1 olarak alınarak bütün periyotlarda eşit ölçekleme dikkate alınmaktadır.

Bu amaçla 2 alternatif yöntem kullanabilmektedir. Bunlardan birincisi, uygulanacak ölçekleme faktörü ile MSE’nin minimize edilmesinin hedeflenmesidir. Bu şekilde seçilen kayıtlara ait spektral ivmeler, hedef spektrum ile ortalama da uyumlu olmakla beraber, ortalama etrafında dalgalanmaktadır. Bir diğer yöntem ise belirli bir periyot etrafında tam uyum sağlanmasıdır. Bu şekilde seçilen periyot değerinde tam bir uyum sağlanabilecektir.

Deprem kayıtları olasılıksal deprem analizi ile bulunan tepki spektrumuna göre ölçeklendirilmiş ve analizlerde kullanılmıştır. Seçilen deprem kayıtları Çizelge 9’da verilmiştir. Seçilen deprem kayıtlarına ait ivme zaman grafikleri Ek-3’de verilmiştir.

Çizelge 9. Analizler İçin Seçilen Deprem Kayıtları

Deprem	(M _w)	Fay	İstasyon	1- Bileşen	2- Bileşen	MSE	f
Tabas, İran	7.35	Ters Atımlı	Tabas	T-LN	T-TR	0.05	0.185
Irpinia, İtalya 1980	6.90	Normal	Auleta	Irp-000	Irp-270	0.06	3.08
Loma Prieta	6.93	Reverse- Oblique	San Francisco- Sierra	SF-115	SF-205	0.08	2.48
Northridge	6.69	Ters Atımlı	Antelope Buttes	Nr-00	Nr-90	0.04	4.52
Kocaeli, Türkiye	7.51	Doğrultu Atımlı	Tekirdağ	K-90	K-180	0.14	5.23
Northridge- 01	6.69	Ters Atımlı	Lake Hughes	LH-00	LH-90	0.09	3.22
Duzce	7.14	Doğrultu Atımlı	Lamont5 31	D-E	D-N	0.10	1.53

4.2. Zeminlerin Olasılıksal Karakterizasyonu

Performansa dayalı tasarım analizleri, deprem parametresinin belirlenmesinden, hasar seviyesinin elde edilmesine kadar olasılıksal analizleri içermektedir. Performansa dayalı analiz sistematığı içinde sismik çevrenin olasılıksal tasarımı ve analizleri bir önceki bölümde verilmiştir. Bu bölümde ise zemin-yapı-fay etkileşimi içindeki diğer bir belirsizlik kaynağı olan zeminin olasılıksal değerlendirilmesinden bahsedilecek ve analizlerde kullanılacak zemin modelleri belirlenecektir. Zemin modellerinde kullanılan parametreler deterministik ya da olasılıksal olarak belirlenebilmektedir. Deterministik modeller ilgili parametrenin tek bir değer ile ifade edilmesini olanaklı kılmaktadır. Olasılıksal modeller ise zemin parametrelerinin istatistiki parametreler veya olasılık fonksiyonları ile temsil edilmesini sağlamaktadır.

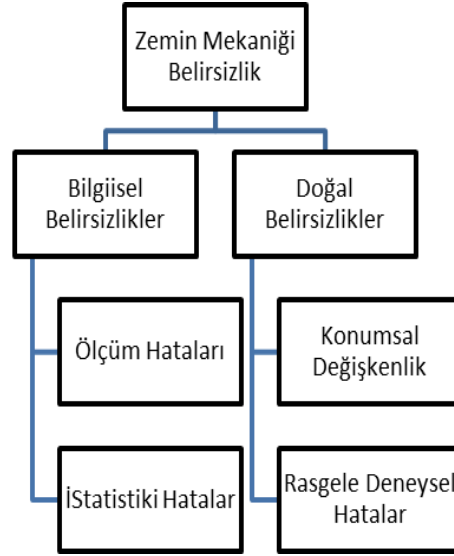
Çalışma kapsamında yapılacak sığ yeraltı tünel ve sıvılaşma analizleri, İzmir şehir merkezinde sırasıyla Bayraklı ve Karşıyaka bölgelerindeki zemin koşulları içerisinde gerçekleştirilmiştir. Bayraklı sahasındaki sığ yeraltı tünel analizleri, deterministik zemin modeli ile yapılmıştır. Zemin modelleri oluşturulurken, kullanılan zemin parametreleri proje yöresinde yapılmış arazi ve laboratuvar deneylerine dayanmaktadır. Analizlerde kullanılan dinamik zemin özellikleri gerek arazide yapılmış yüzey jeofizik çalışmaları ve gerek derin jeofizik çalışmaları ile belirlenmiştir.

Karşıyaka bölgesinde ise konumsal parametre değişkenliğinin gösterilmesi için olasılıksal bir akım ağı uygulanmış, arazi SPT ve CPT deneylerinden hareketle, olasılıksal zemin parametreleri belirlenmiş, bu parametrelerden elde edilen istatistiki veriler kullanılarak, konik uç direncin yatay ve düşeydeki korelatif dağılımı elde edilmiştir. Karşıyaka bölgesinde yapılacak sıvılaşma analizlerinde, değişen tabaka kalınlıklarının analiz sonuçları üzerindeki etkilerini gözlemlemek amacıyla elimizdeki limitli veri setinden hareketle simülasyon teknikleri kullanılmıştır. Geoistatistiki tahmin metotları, tez kapsamında tekrarlı sonlu elemanlar analizleri yapılmasına olanak veren Monte-Carlo analizleri ile uygulanmıştır. En son bölümde ise, analizlerde kullanılan bünyesel zemin modelleri ve malzeme parametreleri seçimi üzerindeki konulara değinilecektir.

4.2.1. Zeminlerde Belirsizlik ve Rasgelelik

Zemin mekaniği içerisinde belirsizlik kavramı ve bu belirsizlikleri temsil etmek amaçlı olasılık teorisi kullanımı son yıllarda özellikle artarak gelişmektedir. Belirsizlik tabiri, genel olarak doğada gözlemlenen iki farklı kavram ile ifade edilebilir (Jones vd., 2002) (Şekil 18). Bunlardan tesadüfi belirsizlik olarak tanımlayabileceğimiz belirsizlikler zemin tabakalarında gözlenen doğal değişkenlikler ve bunun sonucunda oluşan test hatalarından oluşmaktadır.

Bilgisel belirsizlikler olarak ise kullanılan ekipmandaki standart-olmayan hatalar (numune alıcı boyutu, rod uzunluğu, çekiç bırakma sistemi ve çekiç ağırlığı, etc.), sahada yeterli sayıda sondaj alınamaması olarak sayılabilir. Anlaşılacağı gibi bu tip belirsizlikler, kullanıcı hatalarını içermekte iken, doğal belirsizlikler sistemin doğasında olan ve hiçbir şekilde kullanıcının geliştiremeyeceği bilinmezlerdir.



Şekil 18. Geoteknik Analizlerde Belirsizlikler (Whitman, 1996)

Öte yandan zemin özellikleri, doğada tamamen rasgele ve kaotik değişmemektedir. Uzaydaki bir noktadan başka bir noktaya geçişlerde, zemin parametreleri arasında bir ilişki bulunmaktadır. Bu ilişki, literatürde korelasyon fonksiyonu ile ifade edilebilmektedir. İşte bu kurulabilen ilişkiler sayesinde zemin parametreleri belirli bir ilişki çerçevesinde modellenebilmektedir. Dolayısıyla, doğada, bir dizi aralık olarak tanımlanan malzemelerin rasgele veriler olarak modellenmesi en doğru yöntem olarak göze çarpmaktadır (Vanmarcke, 1988).

4.2.2. Zemin Parametresindeki Belirsizlikler

Geoteknik parametrelerdeki konumsal değişkenliğin teorik altyapısı Priestly (1981) ile Beacher ve Christian (2003) tarafından detaylı olarak verilmiştir. İlkinde matematiksel analizlere ağırlık verilmekte, zaman-serisi analizleri detaylı olarak işlenmekte; ikincisinde ise bu tekniklerin geoteknik mühendisliği kullanımı ile ilgili çeşitli uygulamalara yer vermektedir.

Değişken olarak tanımlayacağımız zemin parametrelerini ifade etmek için bazı önemli istatistiksel araçlara ihtiyaç duymaktayız. Bunlar arasında seçilecek rasgele değişkenin sınırlarının ne olacağı, hangi olasılıksal dağılıma sahip olacağı, ve daha basit olarak bu parametre dizisinin ortalaması, standart sapması gibi verilerinin ne olacağı

gelmektedir. Rasgele bir parametreden beklediğimiz değer, matematiksel olarak beklenti fonksiyonu ile ifade edilir. Bu değer, rasgele parametrenin olasılıksal fonksiyonu ile uzun zamanlı ortalaması ($\bar{u}$) olarak tarif edilebilir. Aşağıdaki tanımlama, sürekli fonksiyon ile ifade edilen bir rasgele parametrenin ortalama değerini göstermektedir.

$$\mu_x = E(x) = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x)dx \quad (34)$$

Rasgele bir parametrenin, ortalama değerinden yaptığı değişkenliklerin tanımı ise parametrenin varyansı ile açıklanabilmektedir.

$$V(x) = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^2 f(x)dx \quad (35)$$

Varyans aynı zamanda fonksiyonu karesinin beklentisi ile beklenti fonksiyonunun karesinin farkı olarak da tanımlanabilmektedir (ortalama karesi – karenin ortalaması).

$$V(x) = E(X^2) - [E(X)]^2 \quad (36)$$

Standart sapma (σ_x) ise varyansın karekökü ile ifade edilmekte ve bu şekilde, ifade edilen rasgele parametre ile aynı boyutta ifade edilebilmektedir. Yukarıdaki istatistik tanımlar ile beraber, elimizdeki bir rasgele parametreyi temsil edebilecek bazı önemli değerleride elde etmiş olmaktadır. Rasgele parametrenin momentleri olarak ifade edilen bu değerlerden 1.moment ortalamayı; 2. Moment ise varyansı ifade etmektedir. 3. Moment değeri eğrilik (skewness); dördüncü moment değeri ise dağılım fonksiyonunun merkezden olan dağılım eğrisinin dikliği ile ilgili bir değer tanımlamaktadır. Değişkenliğin tarifini yapabilmek için kullanılan diğer önemli parametre ise COV (değişkenlik katsayısı) tanımıdır. Bu tanıma göre kovaryans, değişken parametrenin ortalaması ile standart sapması arasındaki oran olarak belirlenebilmektedir.

$$COV = \text{Ortalama } (\bar{u}) / \text{Standart Sapma } (\sigma) \quad (37)$$

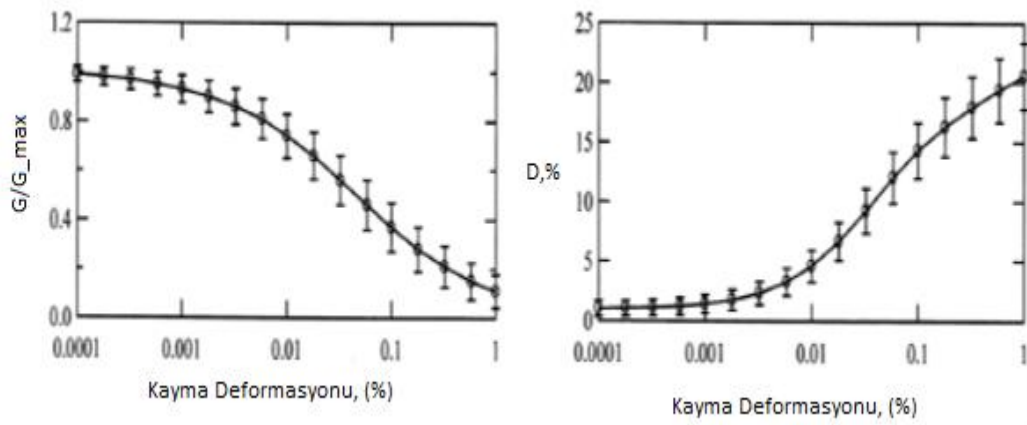
COV, ortalama ve standart sapma değerleri, birbirleri ile bağlantılı tanımlardır. Bu verilerden herhangi ikisinin bilinmesi ile üçüncü aranılan terim bulunabilecektir. Literatürde geniş bir COV verisi bilgisi mevcut olduğu için, veri seti ile ilgili olasılıksal karakterizasyon için parametre tayini yapılabilmektedir.

Geçmiş çalışmalarda yapılan ve zeminlerin mukavemet parametrelerinin belirsizliği üzerine yapılan çalışmaların özeti Çizelge 10'da verilmiştir. Yapılan mukavemet deneylerinden bir kısmı serbest basınç (SB), bir kısmı konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli mukavemet deneyi ve bir kısmı da konsolidasyonlu drenajsız üç eksenli mukavemet deneyleri olarak uygulanmıştır. Mukavemet değerini temsil edecek parametre genellikle drenajsız kayma mukavemeti (s_u) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) olarak belirtilmiştir. Phoon ve Kulhawy (1999) tarafından yapılan bu çalışma sonucunda drenajsız kayma mukavemeti parametresinin değişkenlik katsayısı ortalama % 33 olarak elde edilmiştir.

Zeminlerde yapılan sismik tepki analizleri, zeminlerin dinamik yükler altında mukavemet ve sönümleme parametreleri ile yakından ilgilidir. Bu karakteristik parametreler, maksimum kayma modülü, modül azalım eğrileri, sönümleme eğrileri ile ifade edilmektedir. Bu parametrelerin elde edilme yöntemleri ile ilgili literatürde geniş bir veri kaynağı bulunmakla beraber, belirsizlikleri üzerindeki çalışma sayısı çok azdır. Çeşitli araştırma kurumlarınca yapılan çalışmalar bu sonuca işaret etmektedir (EPRI). Darendian (2001) 20'den fazla sahada elde ettiği arazi numuneleri üzerinde yaptığı deney sonuçlarını kullanarak modül azalım ve sönümleme eğrilerini geliştirmiştir. Sonuçta elde edilen değişim grafiğinde (Şekil 19), geniş bir belirsizlik bandı göze çarpmaktadır.

Çizelge 10. Zemin Mukavemet Parametrelerinin Olasılıksal Dağılımı

Parametre	Zemin tipi	Veri Grup sayısı	Grup Başına Yapılan Test Sayıları		Özellik Değeri		Parametre COV (%)		Referans
			Aralık	Ortalama	Aralık	Ortalama	Aralık	Ortalama	
ϕ (°)	Kum	7	(29-136)	62	(35-41)	37,6	(5-11)	9	1
	Kil, Silt	12	(5-51)	16	(9-33)	15,3	(10-56)	21	1
	Kil, Silt	9			(17-41)	33,3	(4-12)	9	1
$\tan \phi$	Kil, Silt	4			(0,24-0,69)	0,509	(6-46)	20	1
$\tan \phi$	Kil, Silt	3				0,615	(6-46)	23	
$\tan \phi$	Kum	13	(6-111)	45	(0,65-0,92)	0,744	(5-14)	9	1
ϕ (°)	Kum						(2-5)		2
	Çakıl						7		3
	Kum						12		3
su (SB)	İnce-Dane	38	(2-538)	101	(6-412)	100	(6-56)	33	1
su (UU)	Kil,silt	13	(14-82)	33	(15-363)	276	(11-49)	22	1
su (CU)	Kil	10	(12-86)	47	(130-713)	405	(18-42)	32	1
su	Kil	42	(24-124)	48	(8-638)	112	(6-80)	32	1
su		38						33,8	3
su (SB)	kil						(5-20)		2
su	kil						(10-35)		2
su	killi silt						(10-30)		2
c							40		3
su/ ϕ_v	kil						(5-15)		2
Referanslar									
1 Phoon ve Kulhawy ,1996									
2 Lacasse ve Nadim,1996									
3 Harr (1987)									
4 Kulhawy (1992)									



Şekil 19. Darendian (2001) çalışması sonucunda elde ettiği eğriler.

Arazi deneylerindeki belirsizliklere bakarsak değişkenlik katsayısının, belirsizliklerdeki artışa bağlı olarak (arazi deney ekipmanındaki muhtemel hatalar, zemin tabakalarındaki belirsizlikler) ortalama %40-50 arasında olduğunu görülmektedir.

Benzer sonuçlar, biraz daha az operatör hatası içeren CPT deneyinde de gözlemlenmektedir (Çizelge 11).

Çizelge 11. a. SPT deney sonuçlarından elde edilen değişkenlik katsayıları b. CPT deney sonuçlarından elde edilen değişkenlik katsayıları

Parametre	Zemin tipi	Veri Grup sayısı	Grup Başına Yapılan Test Sayıları		Özellik Değeri		Parametre COV (%)		Referans
			Aralık	Ortalama	Aralık	Ortalama	Aralık	Ortalama	
N	Kil&Kum				(10-70)		(25-50)		1
N	Kum	22	(2-300)	123	(7-74)	35	(19-62)	54	2
N	Kil-Organik	2	(2-61)	32	(7-63)	32	(37-57)	44	2
N							26		3
Referanslar									
1	Phoon ve Kulhawy ,1996								
2	Phoon ve Kulhawy ,1999								
3	Harr (1987)								

(a)

Parametre	Zemin tipi	Veri Grup sayısı	Grup Başına Yapılan		Özellik Değeri		Parametre COV (%)		Referans
			Aralık	Ortalama	Aralık	Ortalama	Aralık	Ortalama	
q _T (MPa)	Kil				(0,5-2,5)		<20		1
q _T (MPa)	Kil	9			(0,4-2,6)	1,32	(2-17)	8	2
q _T (MPa)	Kil				(0,5-2,0)		(20-40)		1
q _T (MPa)	Kum				(0,5-30)		(20-60)		1
q _T (MPa)	Kum	57	(10-2039)	115	(0,4-29,2)	4,1	(10-81)	38	2
q _T (MPa)	Siltli Kil	12	(30-53)	43	(0,5-2,1)	1,59	(5-40)	27	2
							37		3
Referanslar									
1	Phoon ve Kulhawy ,1996								
2	Phoon ve Kulhawy ,1999								
3	Harr (1987)								

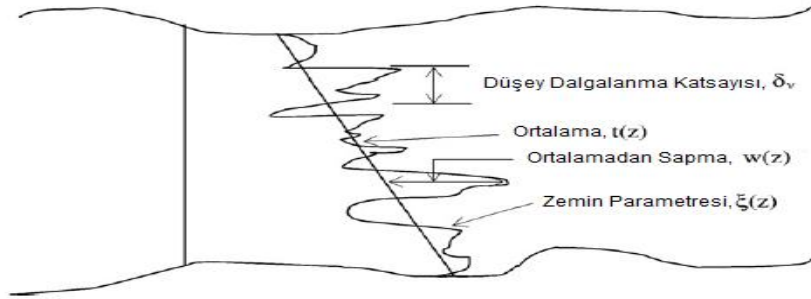
(b)

4.2.3. Zemin Parametrelerinin Konumsal Değişkenliği

Zeminlerin konumsal değişkenliğini ifade etmek için aşağıdaki eşitlik (Phoon ve Kulhawy, 1999), sıklıkla kullanılmaktadır.

$$Y(x) = T(x) + \varepsilon(x) \quad (38)$$

Burada $Y(x)$, X noktasındaki zemin parametresini, $T(x)$ bu parametrenin trend dağılımını ve $\varepsilon(x)$ ise dağılım eğrisi dışarısında kalan artık kısmı göstermektedir. Zemin mekaniğinin temel kaidelerinden olan, düşey basıncın etkisi ile zemin parametreleri arasındaki dolaylı ilişki, trend fonksiyonu ile rahatlıkla ifade edilebilmektedir. Şekil 20’de düşey doğrultuda ölçüm yapılan herhangi bir zemin parametresinin değişimi gözükmemektedir. Trend, düzgün bir deterministik eğri geçirilmesi ile yada hareketli ortalama belirlenme metotları ile belirlenebilmektedir.



Şekil 20. Zemin Parametrelerinin Olasılıksal İfadesi (Phoon ve Kulhawy, 1999)

Bu değişim grafiğinde ilgili parametrenin ortalaması, ortalama fonksiyonu etrafında gözlenen dalgalanma fonksiyonu ve dalgalanma ölçeğinin ifadesi yer almaktadır. İşte bu dalgalanma yada artık fonksiyon olarak tabir ettiğimiz homojen zemin tabakalarındaki zemin parametreleri bölüm başında belirtilen birçok belirsizlikten (Phoon ve Kulhawy, 1999) etkilenmektedir.

- Korelasyon Yapısı

Zemin parametrelerinin olasılıksal ifadesinde, ortalama trendden ayrılan artık fonksiyon, kendi içerisinde bir korelasyon yapısına sahiptir. Korelasyon yapısının tespit edilmesi, doğrusal olmayan regresyon yöntemi ile olabilmektedir ve değişkenler arasındaki mesafe ile ters orantılıdır. Bu orantının matematiksel ifadesine otokorelasyon fonksiyonu denilmektedir.

$$R_z(\xi) = \frac{1}{\text{Var}[u(x)]} E[u(x_i)u(x_i+\xi)] \quad (39)$$

$R_z(\xi)$ otokorelasyon fonksiyonu, $\text{Var}[u(x)]$ ise saha boyunca gözlenen artık fonksiyonun varyans değeridir.

Dalgalanma ölçeği (Θ) ise, artık fonksiyonun değerleri arasında görünen ilişkinin konumsal olarak devam edebildiği uzaklık olarak ifade edilmektedir. Düşük bir dalgalanma ölçeği parametrenin pozisyona bağlı olarak kısa mesafede değişimi; büyük bir dalgalanma ölçeği ise geniş aralığı ve dolayısı ile parametrenin yakın mesafede çok fazla değişmediğini ifade etmektedir.

Literatürde, otokorelasyon fonksiyonu ve dalgalanma ölçeğinin bulunması ile ilgili pek çok istatistiki ve analitik yöntemleri mevcuttur (Fenton, 1998). Örneğin, düşey dalgalanma ölçeği, Vanmarcke (1977) tarafından tanımlanan aşağıda verilen eşitlik yardımı ile bulunabilir.

$$\Theta = 0.8 \times d \quad (40)$$

d mesafesi dalgalanan zemin parametresi ile ortalama fonksiyonunun eşit olduğu aralık olarak ifade edilir. Bu gibi ifadelerin yanı sıra, pek çok kabul görmüş tek-boyutlu teorik ifadeler de mevcuttur. En çok kullanılan modelleri Çizelge 12’de verilmiştir.

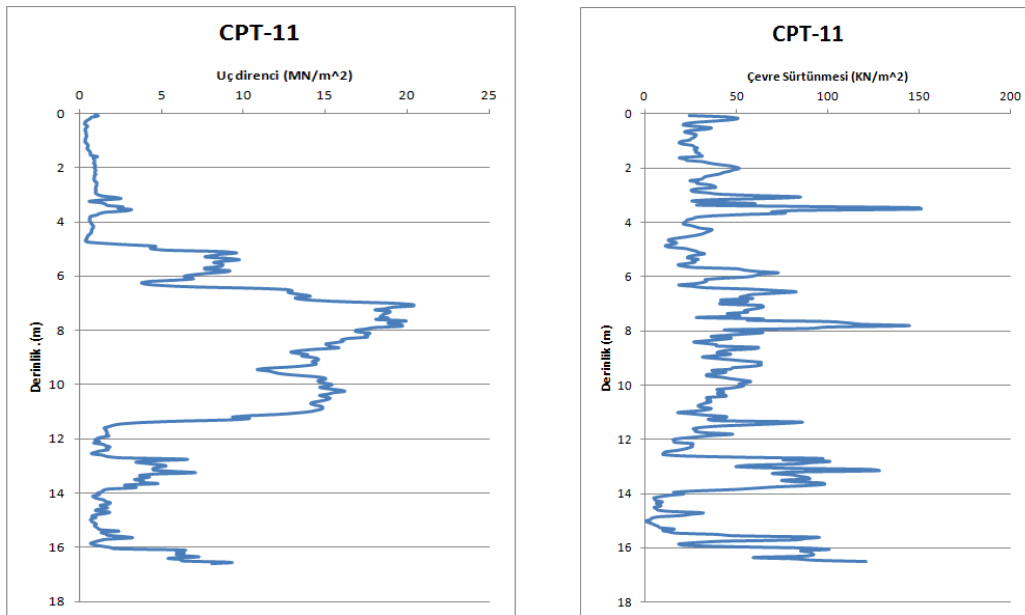
Çizelge 12. Tek Boyutlu Otokorelasyon Modelleri (Vanmarcke, 1977)

Korelasyon Modeli	Korelasyon Fonksiyonu ρ_ξ	Dalgalanma Ölçeği Θ
Ekponansiyel Kare (Gauss)	$e^{-\frac{\xi^2}{a}}$	$a\sqrt{\pi}$
Üçgen (White Noise)	$\begin{cases} 1 - \frac{\Delta\xi}{a}, \xi \leq a, \\ 0, \end{cases}$	a
Ekponansiyel	$e^{-a\xi}, (a>0)$	$\frac{2}{a}$

Sonlu modellemelerde, verilerin elde edildiği ortamdaki parametrelerin korelatif dağılımları dalgalanma ölçeği ile en iyi şekilde ifade edilebilir. Bu amaçla, bu bölümde bahsedilen yöntemlerden herhangi biri kullanılabileceği gibi, basit ve kullanışlı bir yöntem olan korelasyon fonksiyonun deneysel veriler kullanılarak ifade edilmesi, ve ardından bu veri üzerine en uygun teorik eğrinin uydurulması yöntemi tez çalışması kapsamında uygulanacaktır (Uzielli vd., 2005).

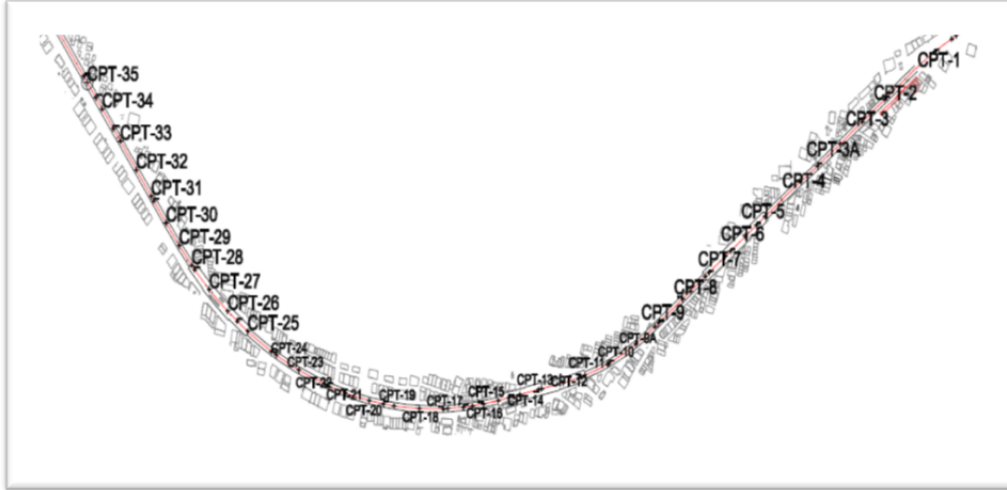
Çalışma kapsamında, sıvılaşma analizleri ve performans değerlendirmeleri çalışmaları İzmir-Karşıyaka bölgesi zemin profili ve bu bölgede yapılan zemin etüt verileri kullanılarak yapılmıştır. İzmir ili Karşıyaka ilçesinde yapılan ve önemli bir proje olan yeraltı metro hattında, daha önceden yapılmış kapsamlı bir arazi deney verisinden faydalanılmıştır. Arazi çalışmaları içerisinde arazi etüt sondajları, jeofizik çalışmalar, kayma dalgası ölçümleri ve toplam 35 adet farklı derinliklerde CPT deney seti kullanılmıştır.

Koni penetrasyon deneyi verileri ile elde ettiğimiz veriler diğer pek çok arazi deneyi ile elde edilen verilere kıyasla daha kaliteli ve sürekli verilerdir. Ayrıca, SPT deney verilerine kıyasla, değişkenliği daha az olan ve kalitesi daha yüksek verilerdir. Bu sebeplerden ötürü, analizlerde esas teşkil etmesi amacıyla seçilmiştir. Yapılan CPT testlerine örnek olarak CPT 11 no'lu çalışma sonuçları Şekil 21'de gösterilmiştir.



Şekil 21. Metro Projesine Ait CPT-11 nolu deneye ait uç direnci ve çevre sürtünmesi değerleri

Deney verilerinin bu denli fazla oluşu, düşey korelasyon yapısının yanında literatürde yeterli veri bulunamaması sebebi ile yeteri kadar çalışılmayan yatay korelasyon yapısı üzerinde de durulmasına imkan vermiştir. Çalışma kapsamında yapılan arazi deneylerinin konumlarını gösterir plan grafik Şekil 22’de verilmiştir.



Şekil 22. Arazi CPT Deneylerinin Yapıldığı Konumları

Başta bahsedildiği gibi olasılıksal karakterizasyon çalışmasında kaliteli CPT verilerinden yararlanılmıştır. Deneylerden elde edilen veriler bazı transformasyonlardan geçirilerek kullanıma hazır hale getirilmiştir. Bu aşamada, elde edilen sonuçlar teker teker grafik halinde incelenerek, her bir düşey dağılım içerisinde uyumsuz olarak görünen değerler elenmiştir. DeneySEL hata olarak tanımlayabileceğimiz lokal ekstrem veriler, veri setinin içerisinde çıkarılmıştır. Mesela, proje lokasyonunda yapılmış 35 adet CPT verisinin incelenmesi sonucunda 25 MN/m^2 uç direnci değerinden daha büyük olan gerilme değerleri filtrelenmiş ve o hali ile analizlerde yer almıştır. Bunun sebebi, ortalama eğilimden çok uzak olan bu değerlerin deney ölçüm hatası ve lokal genlikler gibi ekstrem yerlerde olmasından kaynaklanmıştır.

CPT deney verilerine ait bazı istatistik parametreler Çizelge 13’de verilmiştir. Burada, 36 farklı gruba ait uç gerilmesi ve çevre gerilmesi parametreleri ile ilgili ortalama ve standart sapma değerleri mevcuttur.

Çizelge 13. Yapılan CPT Deneylerinden Belirlenen Bazı Rasgele Alan Parametreleri

NO	CPT	VERİ SAYISI	qc-Ortalama (mN/m)	qc-St.De.	fs-Ortalama (kPa)	fs-St.De.
1	cpt-01	61	1,67	1,30	51,75	30,83
2	cpt-02	321	7,47	4,99	27,76	15,27
3	cpt-03	328	7,24	4,82	29,10	10,65
4	cpt-04	336	7,83	5,97	39,89	31,35
5	cpt-05	91	9,66	10,68	53,83	35,32
6	cpt-06	363	6,32	6,64	32,24	24,43
7	cpt-07	367	4,79	5,76	35,49	23,48
8	cpt-08	218	8,96	6,88	45,32	19,15
9	cpt-09	325	6,43	6,37	40,45	26,45
10	cpt-10	338	5,49	5,83	42,57	27,37
11	cpt-11	332	6,26	6,30	42,74	26,86
12	cpt-12	160	3,54	6,71	45,79	37,77
13	cpt-13	273	4,33	4,67	43,79	37,26
14	cpt-14	132	5,90	6,84	58,56	40,89
15	cpt-15	113	5,35	8,36	36,70	29,20
16	cpt-16	130	3,66	3,63	47,63	39,88
17	cpt-17	115	3,99	1,67	54,21	37,26
18	cpt-18	136	5,17	8,02	52,65	36,72
19	cpt-19	337	4,02	3,48	52,21	37,65
20	cpt-20	333	4,05	4,59	45,75	36,64
21	cpt-21	335	3,62	4,08	40,35	22,89
22	cpt-22	126	3,93	5,69	36,97	19,77
23	cpt-23	332	3,03	2,71	36,29	23,94
24	cpt-24	330	2,74	2,97	38,73	31,47
25	cpt-25	349	2,90	3,43	32,18	22,65
26	cpt-26	328	2,76	3,08	32,13	26,45
27	cpt-27	334	2,69	3,47	30,78	24,17
28	cpt-28	319	2,64	2,77	33,15	32,15
29	cpt-29	326	2,82	2,66	27,74	29,18
30	cpt-30	346	2,44	2,91	26,77	26,78
31	cpt-31	340	1,89	2,32	17,93	18,17
32	cpt-32	334	1,99	2,17	19,49	15,93
33	cpt-33	68	6,36	7,53	59,94	48,95
34	cpt-34	77	5,58	8,40	63,97	52,21
35	cpt-35	72	7,06	9,51	42,45	42,25

CPT sondaj logu ile eşit aralıklarla yapılan okuma verilerine ait otokorelasyon fonksiyonu aşağıdaki eşitlik ile ifade edilebilir:

$$C_z(\xi) = \frac{1}{(n-\xi)} \sum_{i=1}^{n-\xi} [z(x_i) - t(x_i)] [z(x_{i+\xi}) - t(x_{i+\xi})] \quad (41)$$

$C_z(\xi)$ ξ mesafesindeki otokovaryans fonksiyonu; $(n-\xi)$, ξ kadar aralığı bulunan veri sayısı; $t(x_i)$ veri noktasındaki ortalama değeri temsil etmektedir. Çoğunlukla serinin ortalama değeri kullanılabilir.

$$R_z(\xi) = \frac{C_z(\xi)}{S_z^2} \quad (42)$$

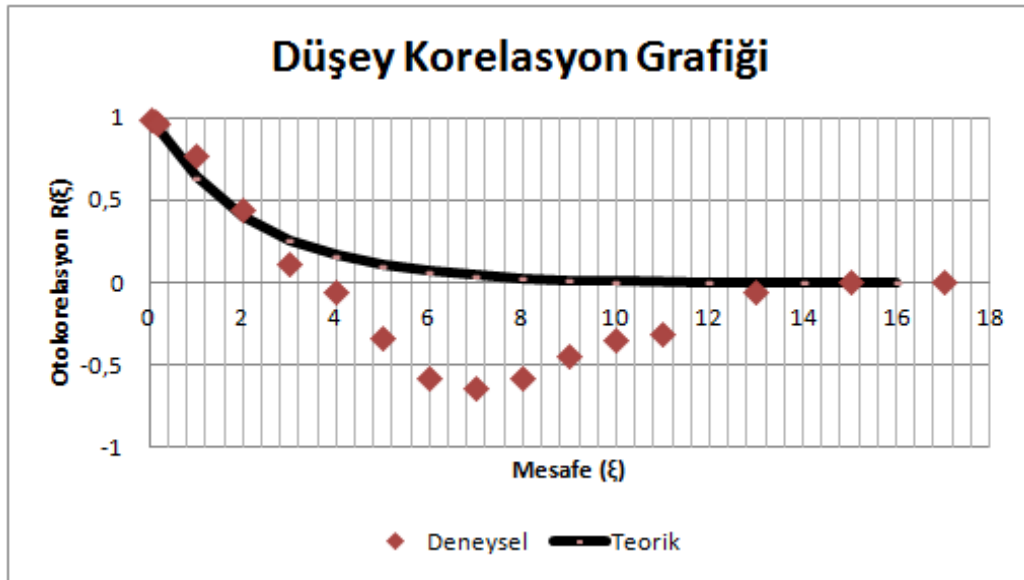
Veri otokorelasyon fonksiyonu ise $R_z^{(\zeta)}$ olarak ifade edilir. Burada sz, veri kümesine ait standart sapma değeridir.

Eşitlik 40 yardımı ile CPT qc-(koni ucu basıncı) verilerine ait düşey ve yatay yöndeki korelasyon grafikleri, mesafeye bağlı olarak belirlenmiştir. Örneğin, elde edilen düşey korelasyon grafiği Şekil 23’te, yatay yöndeki korelasyon grafiği ile Şekil 24’te verilmektedir.

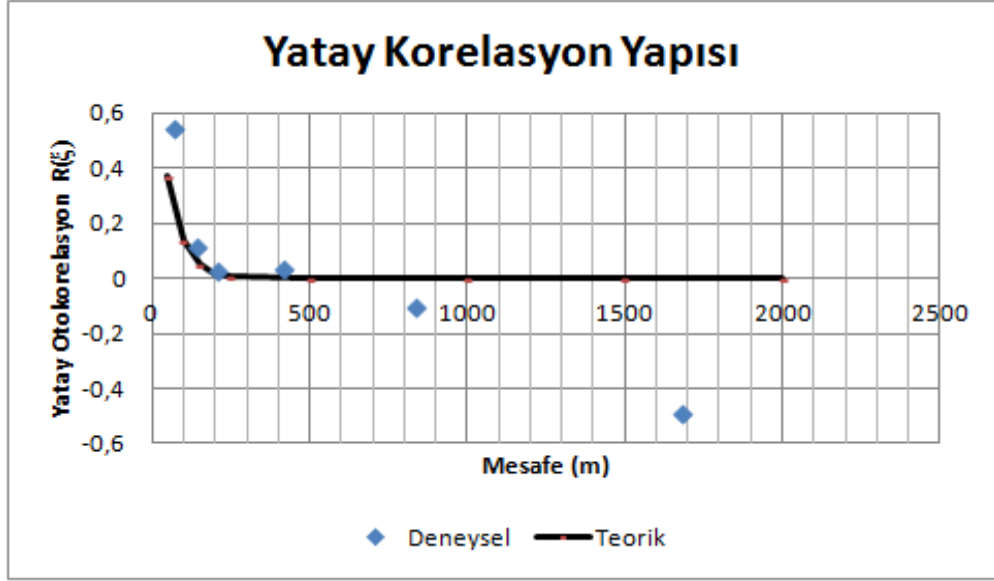
Modelleme ve analiz aşamalarında en çok kullanılan teorik tek-Boyutlu korelasyon fonksiyonu Markov (Ekponansiyel) fonksiyonu olarak ifade edilen ekponansiyel yaklaşımlarla ifade edilmektedir:

$$R_x(\xi) = e^{-a\xi}, \quad \Theta = \frac{2}{a} \quad (43)$$

Deneysel verilerin yardımı ile çizilen grafiklerde, en uygun eğriyi elde etmemizi sağlayan “a” sabitinden faydalanarak, ilişkiye uygun dalgalanma ölçeği değerleri bulunmuştur. Yatay mesafede yaklaşık 74 m olarak tespit edilen dalgalanma ölçeği, düşey mesafede ise 4 m olarak hesaplanmıştır. Bu değer beklenildiği gibi, düşeyde zemin parametrelerindeki esas değişimi belirten dalgalanma boyu, yataydaki değere göre çok daha küçüktür.



Şekil 23. Düşey Otokorelasyon Fonksiyonu ve Değişim Grafiği



Şekil 24. Yatay Otokorelasyon Fonksiyonu ve Değişim Grafiği

Çizelge 14’te daha önce yapılmış benzer çalışmalara ait sonuçlar verilmiştir (Kim, 2005). Verilen geçmiş çalışmalara ek olarak, Phoon vd. (1995) tarafından yapılan çalışmalarda da konik uç direnc düşey dalgalanma ölçeği kil ve kum zeminlerde ortalama olarak 90 cm verilmiştir.

Çizelge 14. Arazi SPT ve CPT deneyleri dalgalanma ölçekleri (Phoon ve Kulhawy, 1996)

Test Tipi	Dalgalanma Yönü	Özellik	Zemin Tipi	Çalışma Sayısı	Dalgalanma Ölçesi (m)	
					Aralık	Ortalama
SPT	Düşey	N		1	2,4	
CPT	Düşey	qc	Kum,Kil	7	(0,1-2,2)	0,9
		qt	Kil	10	(0,2-0,5)	0,3
	Yatay	qc	Kum,Kil	11	(3,0-80,0)	47,9
		qt	Kil	2	(23,0-66,0)	44,5
VST	Düşey	su	Kil	6	(2,0-6,2)	3,8
	Yatay	su	Kil	3	(46,0-60,0)	50,7

Elde edilen CPT uç direnci (q_c) parametresine ait dalgalanma ölçeği ve istatistiki parametreler CPT deney verilerinden hareket edilerek elde edilmiştir. Analizlerden elde edilen yatay korelasyon beklenildiği gibi düşey korelasyondan daha fazla çıkmıştır. Düşey korelasyonun yakın uzaklıklarda hemen değişebilmesi düşey efektif basıncın,

CPT uç direncine ve dolayısı ile zemin mukavemetindeki etkisinin ne kadar önemli olacağını göstermiştir.

4.2.4. Simülasyon Yöntemleri

Rasgele alanlar, elimizde detaylı bilgi sahibi olmadığımız konumdaki bir zemin parametresinin, elimizde bilgi sahibi olduğumuz konumdaki veriler yardımı ile modelleyebilmemize olanak sağlayan yöntemlerdir. Günümüzde karşılaşılan pek çok projede limitli veri ve sondaj logu bulunmaktadır. Geleneksel olarak mühendisler, yeterli veri olmayan bölgelerde tahmin ve enterpolasyon yolu ile veri tahmini yoluna gitmektedir. Bu tahmin yöntemleri simülasyonlar/realizasyonlar adı altında toparlanabilir (Jones vd., 2002).

Her bir simülasyon/realizasyon sonrası, rasgele alan olarak tarif ettiğimiz zemin parametreleri ile ilgili elimizde bir dizi veri oluşacaktır. Simülasyonlar sonrasında elde edilen veriler kullanılarak mühendislik problemi çözümü yapılacak ve elde edilen sonuçlar olasılıksal yöntemler kullanılarak irdelenebilecektir. Rasgele alan simülasyonu çok geniş çaplı bir konu olup, burada tez çalışmasında kullanılacak kısmı ile tanımlanmaya çalışılmıştır. (Fenton ve Griffiths, 2008; Popescu vd., 1998; Vanmarcke, 1983; Yamazaki ve Shinozuka, 1988). Yapılan simülasyon çalışmaları Monte-Carlo simülasyon yöntemleri kapsamında son yıllarda pek çok araştırmacı tarafından kabul gören “Latin-Hypercube Sampling” varyasyonu kullanılarak elde edilmiştir. Yöntem tarifi ve yapılan çalışmalar bir sonraki bölümde verilmiştir.

4.2.4.1. Monte -Carlo Metodu (MCM)

Önceden belirlenmiş istatistiki kriterlere uygun rasgele sayılar üretilmesi ve bu sayıların/parametrelerin tekrarlı analizlerde kullanılması esasına dayanmaktadır. Bu metod, analitik yöntemlerden çok nümerik problemlerin çözümünde daha fazla gereklidir. MCM metodu basit fakat tekrarlı analizler gerektirmesi ile zor bir yöntemdir. Metodun genel kullanım şekli aşağıda özetlendiği gibidir (Jones vd., 2002)

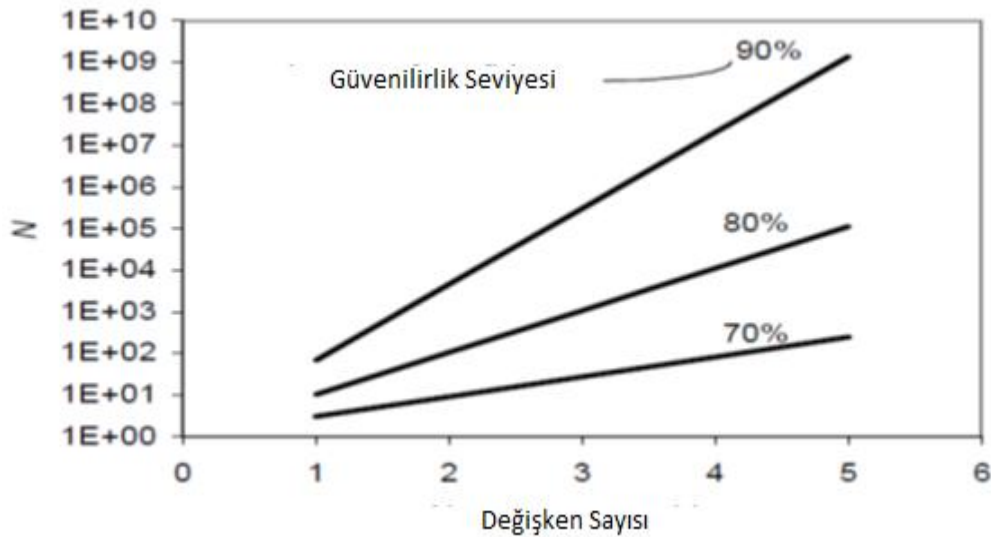
- Nümerik çözüm yöntemini seçilmesi

- Analizlerde hangi değişkenin kullanılacağını belirlenmesi, belirlenen parametreye ait istatistiki verilerin toplanması
- Parametrenin eldeki istatistiki verilere dayalı olarak tekrarlı olarak simüle edilmesi
- Deterministik nümerik yöntem kullanılarak çözümün simüle edilen veri sayısı kadar tekrarlanması
- Sonuçların irdelenmesi

Monte Carlo analizleri pek çok tekrarlı analiz gerektirmektedir. Bu analizlerin ne kadar olacağı, elde edilmek istenilen güvenilirlik derecesine ve kullanılacak parametre sayısına bağlı olarak değişmektedir. Bu sayı Harr (1987) tarafından aşağıda belirtilen formülasyon ile ifade edilmiştir.

$$N_{MC} = \left\lceil \frac{d^2}{4(1-e)^2} \right\rceil^m \quad (44)$$

Yukarıdaki eşitlikte N_{MC} yapılması gerekli simülasyon sayısını, d, güvenilirlik seviyesinin standart normal varyasyonunu; e istenilen güvenilirlik seviyesini; ve m değişken parametre sayısını ifade etmektedir. Bu eşitliğe ait ilişki Şekil 25'te verilmiştir.



Şekil 25. Tekrarlı Analizler- Güvenilirlik Seviyesi İlişkisi

Yapılması gerekli analizler, elde edilmek istenilen güvenilirlik oranı ile orantılı olarak artış göstermektedir. Örneğin, %90 güvenilirlik içeren bir analiz için normal standart değişim (1.64) ve gerekli analiz sayısı tek değişken için 67, iki değişken için 4521'dir.

Geoteknik deprem mühendisliğinde özellikle doğrusal olmayan analizlerin çözüm aşamasında kullanılacağı problemlerde, analiz sayıları azaltılarak gerekli işlemlerin yapılması gereklidir. Bu amaçla literatürde “Latin Hiperküp Örnekleme” ve Önemli Seçmece “ yöntemleri geliştirilmiştir. Bu yöntem, örnekleme uzayında daha ufak veri büyüklükleri üzerinde çalışmaktadır (Helton ve Davis, 2003). Yöntem metodolojisi aşağıdaki gibi özetlenebilir:

- Z değişkenine ait dağılım grafiği N adet parçaya ayrılır.
- Bu parçalardaki n örneğin dağılımı, Z değişkeninin bu parçalar içinde olma olasılığı ile eşittir.
- Bu parçalardan her bir örnek basit rasgele seçim ile seçilir.

Bu çalışmada, Latin Hiperküp örnekleme metodu kullanılarak, rasgele zemin parametreleri modellenmiştir. Stein (1987) tarafından önerilen yöntem, MATLAB programı yardımı ile yapılmıştır. Ek-4'te kullanılan yazılım verilmiştir.

4.2.5. Analizlerde Kullanılacak Zemin Modeli

Çalışma kapsamında iki adet geoteknik problemin performansa dayalı analizler sistematiği içerisinde çözümlenmesi yapılmıştır. Bunlardan birincisi, sığ yer altı yapıların analizi ve bir diğeri ise sıvılaşma hadisesidir. Bu analizler için İzmir ili şehir merkezi zemin koşullarını temsil etmek amacıyla 2 farklı lokasyon seçilmiştir. İzmir ili Bayraklı ve Karşıyaka ilçeleri temsili zemin profilleri kullanılarak tekrarlı çözümlemeler yapılması hedeflenmiştir. Bu amaçla ilk olarak İzmir ili Bayraklı ilçesi zemin profili ve ikinci aşamada ise İzmir ili Karşıyaka ilçesi zemin profili verilmiştir. Karşıyaka ilçesinde yapılacak tekrarlı analizler için gerekli zemin modellemesi ilerleyen bölümde verilecektir.

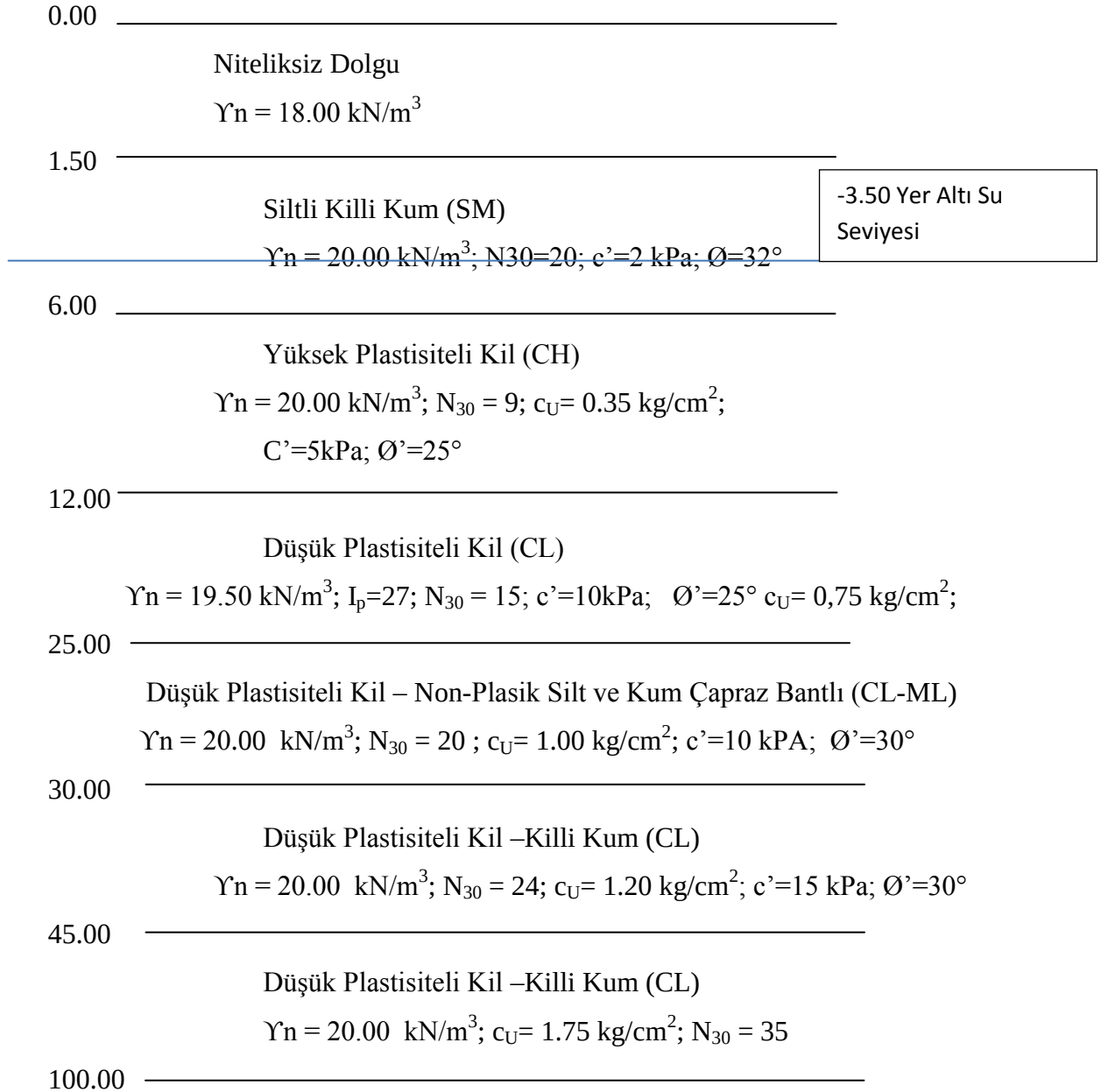
4.2.5.1. İzmir – Bayraklı Bölgesi Zemin Modeli

Çalışma kapsamında, sığ yeraltı tünelleri ile ilgili yapılan analizlerde Bayraklı bölgesi zemin profili ve bu bölgede yapılan zemin etüt verileri kullanılmıştır. Bayraklı ilçesi yeni kent merkezi konumu içerisinde bulunan bölge, son yıllarda yüksek yapı inşaatları ile beraber inşaat sektörünün hızla gelişmeye başladığı bir merkez olmuştur. Bu sayede, geoteknik mühendisliği tecrübeleri, uygulamaları bu bölgede daha çok yoğunlaşmış ve mühendislerin ellerinde geniş bir veri tabanı ile uygulama örnekleri bulunmuştur.

Bayraklı-Yeni kent merkezi bölgesinde, yeterli sayıda yeraltı sondajı, laboratuvar deney çalışmaları ve yapılacak yüksek yapı-zemin etkileşim problemlerinde kullanılmak üzere derin jeofizik çalışmaları veri tabanı bulunmaktadır. Yapılan sondajlar içinde 250 m derinlikte sondaj çalışmaları, 100 m derinlikte sondaj çalışmaları bulunmaktadır. Sondajlarda belirli aralıklarla SPT deneyleri yapılmıştır. Alınan numuneler üzerinden serbest basınç, konsolidasyon ve üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır.

- Alınabilen killi seviyelerden örselenmemiş numuneler alınmıştır.
- Örselenmemiş numune alınamayan kesimlerden örselenmiş SPT numunesi alınmıştır.
- Elde edilen numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri yapılmış ve zemine ait mühendislik özellikleri belirlenmiştir. Geoteknik hesaplarda bu zemin parametreleri dikkate alınmıştır.

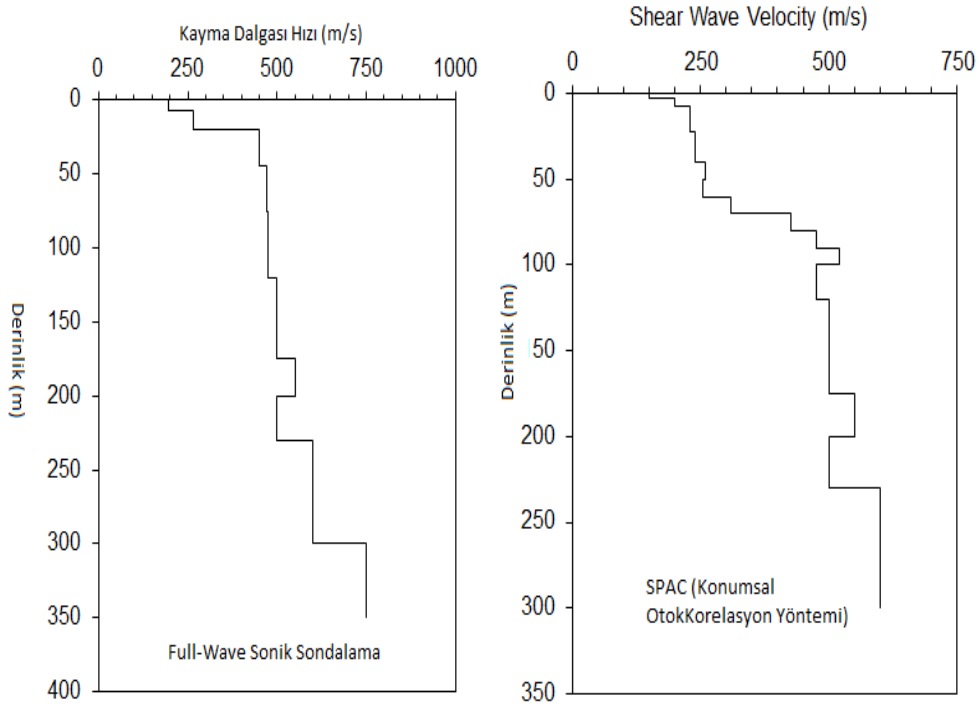
Bu bölgede yapılan sondaj çalışmalarına göre yeraltı su seviyesi, sondaj kotuna bağlı olarak 3,50- 4,50 m olarak tespit edilmiştir Zemin hakim sınıfı denizel alüvyonel kil birimlerinden olup, lokal silt-kum ve derinlerde çakıl bantlarına rastlanılmıştır. Yerel zemin sınıfı Z4 ve zemin grubu D sınıfı olarak adlandırılabilir. Bütün bu bilgiler derlenerek Bayraklı bölgesi analizlerinde kullanılmak üzere Şekil 26'da analizlerde kullanılan idealize zemin modeli oluşturulmuştur.



Şekil 26. İdealize Zemin Profili – İzmir/Bayraklı

Yine jeofizik parametrelerin elde edilmesi, anakaya (mühendislik kayası $V_s > 750$ m/sn kabulü yapılabilen jeolojik birim) derinliğinin yaklaşık olarak da olsa tahmin edilebilmesi amacıyla SPAC çalışmaları ile kuyu içi jeofizik çalışmaları yapılmıştır. Kuyu için jeofizik çalışmalar, yerinde derinlik boyunca V_s/V_p kayma dalga hızlarının belirlenmesini sağlarken; yüzey jeofizik yöntemi ile beraber, derinlik boyunca korelatif ilişkiler kurularak dinamik zemin parametreleri belirlenmiştir. Şekil 27’de söz konusu bölgede benzer ve yakın saha koşullarında yapılmış 2 adet farklı yöntem çalışmanın da

sonucu verilmiştir. SPAC ve kuyu içi sismik çalışma sonuçlarına göre yapılan değerlendirmelerde, iki metot içinde yaklaşık 300-350 m arasında birimin mühendislik kayası olarak kabul edilebileceği anlaşılmaktadır. Bu doğrultuda, bir önceki bölümde yapılan sismik tehlike analizlerinde elde edilen deprem kayıtları, 300 m derinlikten sisteme etkililerek, saha etkilerine maruz bırakılmak durumundadır.



Şekil 27. Bayraklı Bölgesi Kayma Dalgası/Derinlik Grafiği

Sahada yapılan yüzey ve kuyu içi jeofizik ölçümlerinden hareketle zemin dinamik özellikleri (V_s -derinlik vs.) belirlenmiştir. Şekil 27'de görülebileceği gibi, anakaya seviyesi olarak kabul edilen seviye çalışmalarda 350 m olarak dikkate alınmıştır.

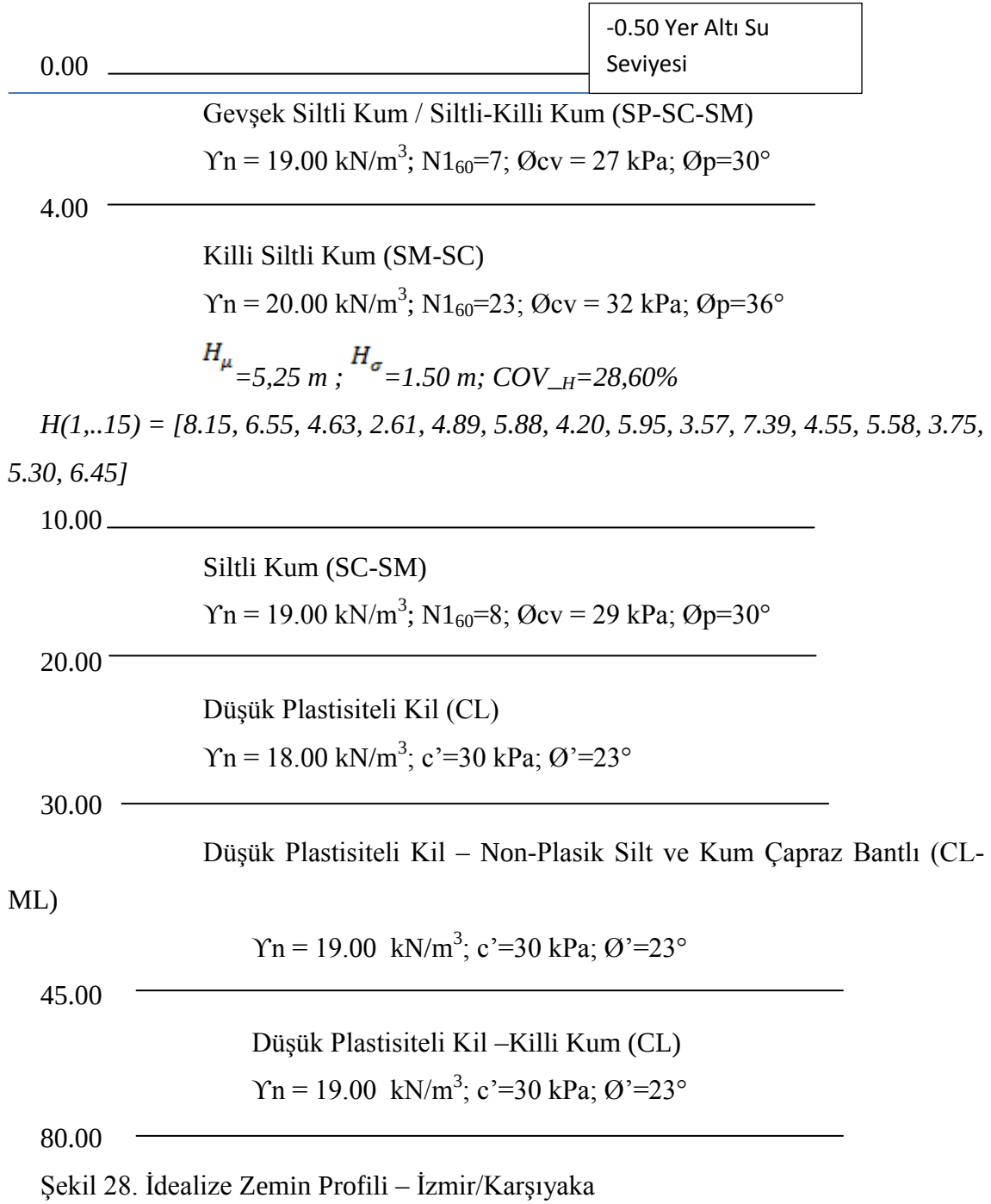
4.2.5.2. İzmir Karşıyaka Bölgesi Zemin Modeli

Arazide elde edilmiş sondaj logları ve laboratuvar deneyleri incelendiği zaman Şekil 28'deki idealize zemin profili elde edilmiştir. İdealize zemin profilinden anlaşılacağı gibi 80 m'lik profil sonlu elemanlar modelinde realize edilmiş olup sıvılaştıran zeminlerin modellenmesi amacı ile ilk 20 m'lik tabakalar modellemede ön planda tutulmuştur. Zemin profilinden anlaşılacağı gibi sıvılaşma hadisesinin beklendiği kumlu tabaka ile

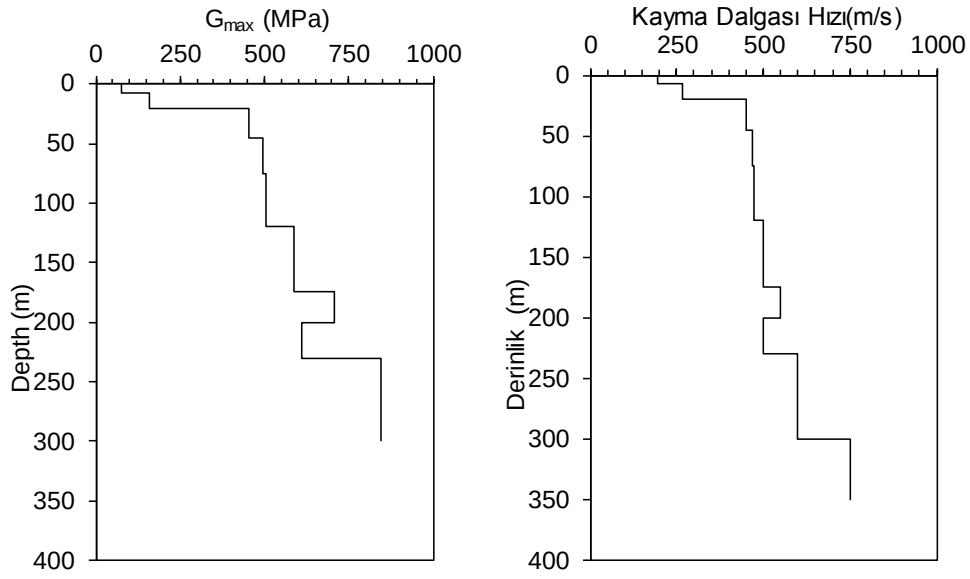
daha alt formasyonda yer alan denizel killi formasyonun birbirlerine geçişlerinin tam olarak belirlenmesi mümkün gözükmemektedir. Ayrıca bilindiğı gibi, sıvılaşma hadisesi, deprem etkisi altında zemindeki boşluk suyu basıncının artması ve beraberinde yeraltı suyunun kolayca drene olamadığı koşullarda zeminin taşıma gücünün azalması hadisesidir.

Dolayısı ile sıvılaşma potansiyeli bulunan zemin tabakalarının kalınlıkları, yapılacak analizlerde, özellikle sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi ve sonrasındaki hasar analizleri aşamasında direkt olarak sonuca etkileyen bir durum oluşturabilecektir. Bir diğer önemli sebep ise, tez çalışması kapsamında incelenecek sıvılaşma sonrası hasar analizleri için, tabaka kalınlıkları ile hasar seviyesi arasındaki literatürde (Bird vd., 2005) kurulmuş analitik ilişkinin uygulanması ve tabaka kalınlıklarının bu analizlerde değişken olarak kullanılmasıdır.

Tabaka kalınlıklarındaki belirsizlikler hesaba katılması amaçlı olarak çeşitli realizasyonlar yapılmıştır. Bunun için ilk olarak geçtiğimiz bölümlerde anlatıldığı gibi istatistiki parametreler belirlenmiş ve Latin Hiperküp örnekleme metodu kullanılarak 15 farklı tabaka kalınlığı belirlenmiştir.



Dinamik zemin parametreleri elde edilebilmesi amacıyla, bölgede daha önceden yapılmış farklı çalışmalar değerlendirilmiş ve raporlarda kullanılan geoteknik modeller irdelenmiştir. Söz konusu zemin profiline ait dinamik zemin parametreleri Şekil 29’da verilmiştir.



Şekil 29. İzmir Karşıyaka Bölgesi Dinamik Zemin Parametreleri

Bu bölümde, performans temelli analizlerin sistematığı içerisinde, bir önceki bölümde yapılan sismik tehlike analizlerine benzer olarak, zemin modelleri belirlenmiş ve zemin modellenmesinde kullanılması gerekli belirsizlikler çıkartılmıştır.

Zemin parametrelerinde gözlenen belirsizlikler anlatılmış ve bu belirsizliklerin analizlerde kullanılabilme yöntemleri tarif edilmiştir. Çeşitli simülasyon yöntemlerinden bahsedilmiş, tez kapsamında yapılan Monte-Carlo yöntemi aşamaları ve örnekleme seçiminde kullanılan Latin-Hypercube örnekleme metodolojisi verilmiştir.

Tez kapsamında yapılacak sığ tüneller analizi ile sıvılaşma analizinde kullanılacak zemin profilleri belirlenmiştir. Buna göre İzmir ili Bayraklı ilçesi zemin profili, sığ tünel analizleri için yaklaşık 300 m'lik zemin modeli ile beraber analiz edilmiştir. Benzer şekilde İzmir ili Karşıyaka ilçesi zemin profili ise, kumlu bantların çok olması ve yüksek yeraltı su seviyesi etkisinde olması sebebi ile sıvılaşma hadisesinin irdeleneceği bölge olarak seçilmiştir. Bu bölge zemin modeli sunulmuş, kumlu-killi geçişlerin tam olarak belirlenmesinin zor olacağından hareket edilerek, kum bandının kalınlığı, bölüm kapsamında bahsedilen olasılık analiz yöntemleri kullanılarak analiz edilmiş ve 15 farklı derinlik belirlenmiştir.

4.3. Serbest Saha Analizleri

Yapısal performans analizlerinin belirlenmesinde geoteknik analizler 2 ana yaklaşım ile elde edilebilmektedir. Bunlar serbest saha analizleri ve yapı-zemin etkileşimi analizleridir. Çalışma kapsamında yapılacak sınıvlaşma analizleri, zemin yapı- etkileşimi içerisinde değerlendirilmeyeceği için, ilk olarak serbest saha analizleri ile konu ele alınmış ve ardından daha kapsamlı olan etkileşim analizlerine geçilmiştir.

Serbest saha analizleri, geoteknik mühendisliğinde lokal saha koşullarının etkisinin irdeleneceği durumlarda sıklıkla yapılmaktadır. Yerel zemin koşullarının yer sarsıntıları üzerindeki etkilerini değerlendirmekte kullanılan serbest saha analizlerinde, genellikle, taban kayası olarak nitelendirilen formasyondan yeryüzüne doğru hareket eden kayma dalgalarının, yüzeye ulaşmadan önce en son yumuşak zemin koşullarındaki yayılımı analiz edilmektedir. Bu kavramı esas alarak geliştirilen tek-boyutlu ve iki-boyutlu analiz yöntemlerinde zemin tabakalarının lineer veya non-lineer davranışı dikkate alınabilmektedir.

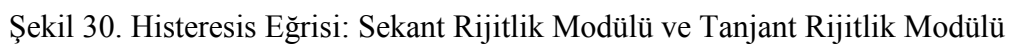
Çalışma kapsamında yapılan analizlerde karşılaşılan zemin profili yaklaşık 300-350 m derinlikte alüvyonel zeminlerden oluşmaktadır. Dolayısı ile, elde edilen deprem kayıtları, yüzey seviyesinden 300 m aşağıdaki mühendislik kayası diye tabir edilen kayma dalgası hızı, $V_s < 750$ m/s olan tabakalardan zemin sistemine etkitilecektir. Bu etkileşim için 300 m'lik sonlu eleman modeli gerek hesaplama açısından ve gerek modelleme zorlukları açısından uygun bulunmamıştır. Yapılan çalışmalarda 100 m'lik zeminin sonlu elemanlar analizi ile modellenmiştir. Deprem dalgaları 300 m'deki mühendislik kayasından 100 m seviyesine tek boyutlu eşdeğer lineer analiz programı olan EERA yazılımı kullanılarak aktarılmıştır.

4.3.1. Tek Boyutlu Eşdeğer Lineer Analiz Yöntemi

Geoteknik mühendisliğinde, laboratuvar ve arazi deneyleriyle, zeminlerin gerilme-birim şekil değiştirme ilişkilerinin malzeme rijitliği ve sönüm oranı değişiminin histeresis eğrisini (Şekil 30) takip ettiği anlaşılmıştır. Bazı yazılımlar, bu histerik eğriyi modellemek için eşdeğer linear parametreler kullanmakta iken, doğrusal olmayan metotlar histeresis eğrisini adım adım takip ederek modellemektedir. Diğer yandan

Şekil 30'da gösterilen histerik eğri ve doğrusal olmayan davranış, eşdeğer lineer modeller ile karakterize edilebilmektedir (Seed ve Idriss,1970). Eşdeğer lineer modeller, zemin kayma deformasyonu ve sönüm oranını kayma deformasyonuna bağlı olarak modellemektedir. Bu model basit olarak 2 parametre ile tanımlanabilmektedir. Eğriden de görülebildiği gibi bu parametrelerin ilki G_{sec} , kayma modülü ve diğer parametre ise sönüm oranıdır. Sönüm oranı yine histerik eğri üzerinden aşağıdaki gibi tanımlanabilmektedir.

Eşitlikte W_D dağılan enerji, W_s maksimum deformasyon enerjisi, $A_{e\ddot{g}ri}$ ise histerik eğrinin alanıdır.



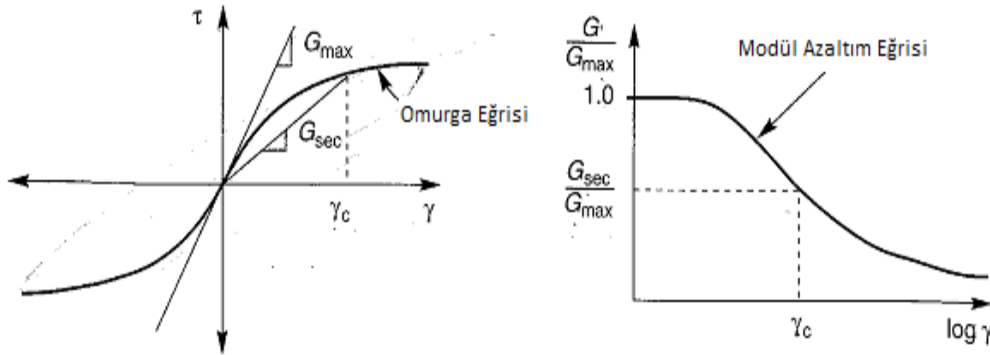
G_{sec} parametresi, devirsel kayma deformasyon seviyesine bağı olarak değişebilmektedir. G ve ζ parametreleri, iteratif olarak hesaplanan kayma deformasyon değerine bağı olarak elde edilmektedir. Daha sonraki iterasyonlardaki efektif deformasyon seviyesine bağı olarak bu değerler revize edilmektedir.

$$\gamma_{eff} = \alpha \gamma_{max} \quad (46)$$

Idriss ve Sun (1992) α parametresini deprem büyüklüğü ile orantılı olarak aşağıdaki gibi tanımlamıştır. Genellikle 0.65 sabiti ile ifade edilmektedir.

$$\alpha = \frac{M-1}{10} \quad (47)$$

Şekil 31’de görülebildiği gibi, düşük deformasyon seviyelerinde rijitlik modülü yüksek, daha fazla deformasyon seviyelerinde ise rijitlik modülü daha düşük olmaktadır. Histeretik eğrilerin uçlarının birleştirilmesi ile omurga eğrisi elde edilmektedir.



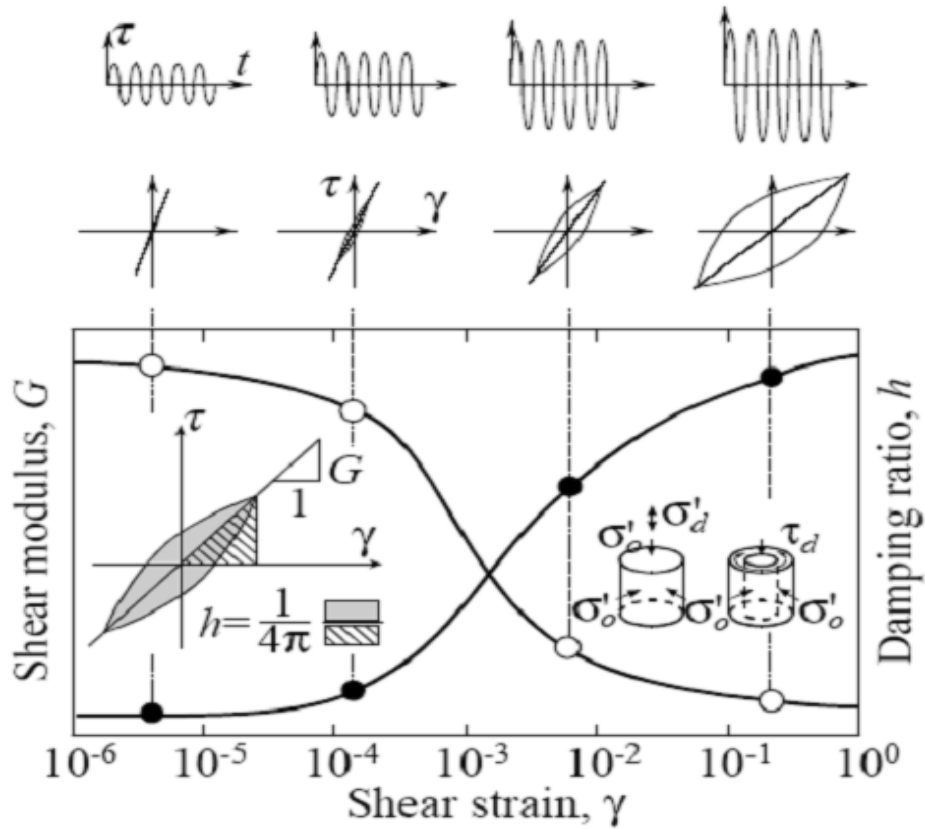
Şekil 31. Omurga Eğrisi, Modül Azaltım Eğrisi

Dolayısı ile, eşdeğer lineer analizlerde, kayma rijitliği tanımı yapılabilmesi için hem G_{max} ve hem de modül azaltım eğrisinde görüldüğü gibi G/G_{max} oranının tanımlanması gereklidir. Pek çok jeofizik metot, çok düşük deformasyon seviyelerinde deneylerin yapılabilmesine olanak tanımamaktadır. Bu bakımdan, arazi kayma dalgası hızı ile körele edilerek maksimum kayma rijitliği aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır:

$$G_{max} = \rho v_s^2 \quad (48)$$

Histerik eğrinin içinde kalan alan, kayma deformasyonlarındaki artışla beraber artmakta ve dolayısı ile sönüm oranı da bu doğrultuda artış göstermektedir. Dolayısı ile artan devirsel deformasyon seviyeleri ile beraber hem sönüm oranındaki artışın, hem de rijitlik modülündeki azalmanın analizlerde dikkate alınması gerekmektedir. Bu değişimler, zemin tipi, dane oranı, plastisitesi, boşluk oranı, çevresel basınç gibi pek çok faktörden etkilenmektedir. Örneğin zeminlerdeki plastisiteden rijitlik azaltım oranının etkilendiği gibi, sönüm oranı da etkilenmektedir. Aynı deformasyon altında plastik killi zeminlerdeki sönüm oranı, kumlu non-plastik zeminlere oranla daha fazladır.

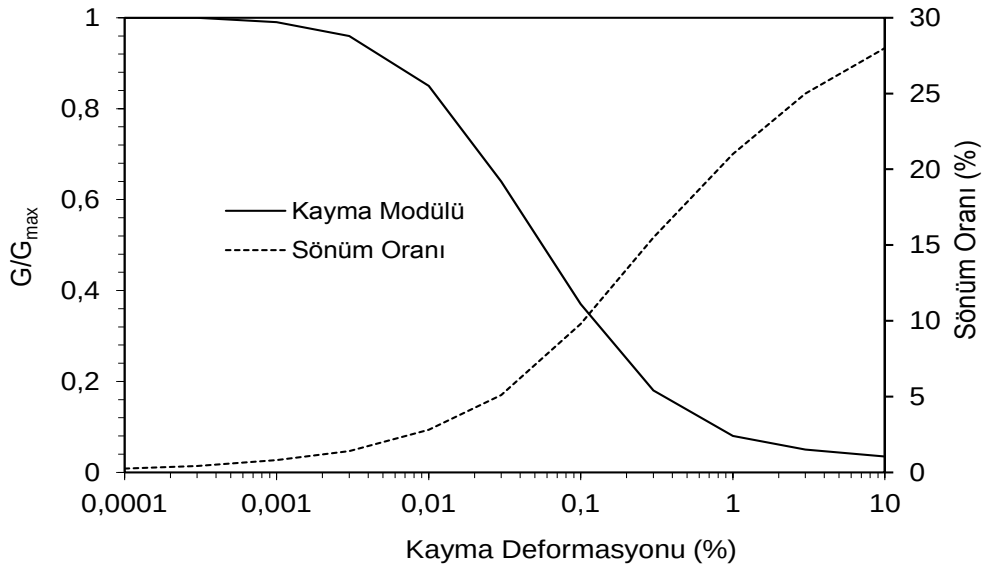
Şekil 32’de zeminlerin dinamik deformasyon karakteristik özellikleri verilmektedir (Yoshida ve İai, 1998).



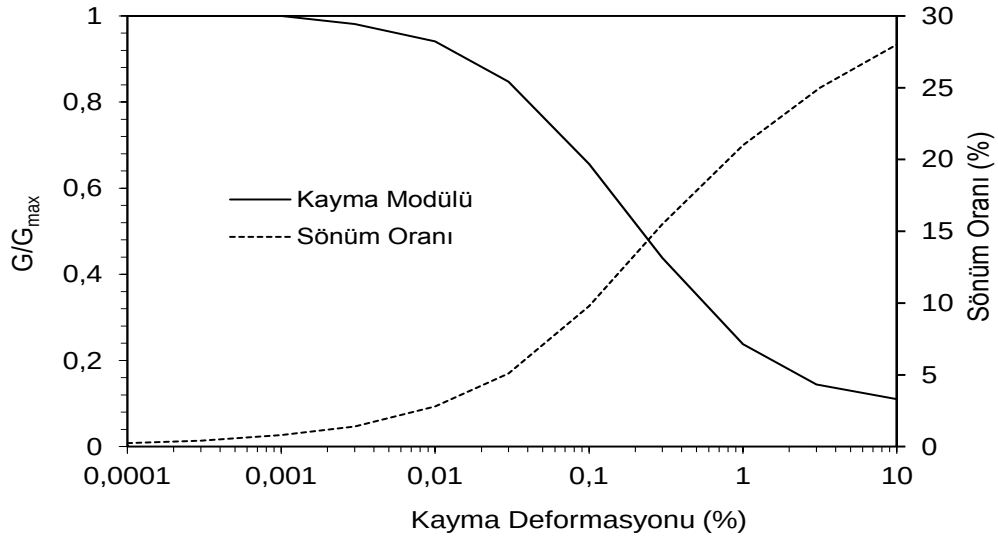
Şekil 32. Zeminlerin çeşitli dinamik yükleme mertebelerindeki deformasyon grafikleri

Proje sahasındaki zeminler büyük oranda kum-silt ve killi geçişler içermektedir. Bu sebeple, idealize zemin profilleri elde edilirken kullanılan dinamik zemin özellikleri de

ortalama eğriler üzerinden takip edilmiştir. Zemin modelini oluştururken kullanılan sönüm ve modül parametreleri, kayma deformasyonuna bağlı olarak literatürde tanımlanmış eğrilerden alınmıştır. Kumlu ve killi zeminlerin modül azalım eğrisi Şekil 33 ve Şekil 34’te verildiği gibi Seed ve Idriss (1970) ile Seed ve Sun (1989) tarafından belirtildiği gibi kullanılmıştır. Sönüm oranları ise yine Şekil 33 ve Şekil 34’te verildiği gibi Idriss (1990) tarafından belirtilen şekli ile hesaplamalarda kullanılmıştır.



Şekil 33. Kumlu Zeminlerde Kullanılan Zemin Dinamik Parametreleri (Seed-Idriss, 1970)



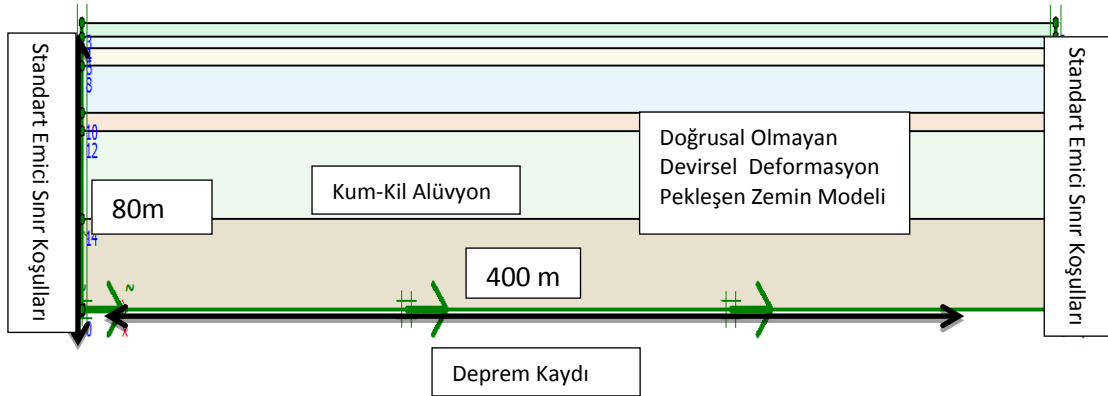
Şekil 34. Killi Zeminlerde Kullanılan Zemin Dinamik Parametreleri

EK-3' te olasılıksal sismik analizlerle elde edilen ve 350 m mesafeden sisteme tanımlanan ivme kayıtları, EERA programı ile yapılacak analiz modelinin alt kotu olan yaklaşık 100 m mesafesine aktarılmıştır. Aktarılan ivme kayıtları ardından 2-boyutlu sonlu elemanlar modeli üzerinden aktararak gerekli analizlerin yapılması sağlanmıştır (Stewart vd., 2008).

4.3.2. İki Boyutlu Sonlu Elemanlar Modeli

Çalışma kapsamında yapılan sonlu elemanlar analizlerinde Plaxis 9.1 yazılımı kullanılmıştır. Program, sonlu elemanlar modeli ile çözümleme yapmakta ve geoteknik mühendisliği literatüründe güvenli bir biçimde defalarca kullanılan bir yazılımdır. Elimizde bu şekilde gelişkin bir yazılım olmasından ötürü, tez çalışması kapsamında yapılacak analizler için ilave programlama, yazılım vb. çalışmaların yapılması hem zaman hem de ekonomik açıdan gerekli görülmemiştir. Ayrıca, zemin modellemelerinde kullanılan doğrusal olmayan zemin davranışlarının, yazılım yapılarak kurgulanması ciddi bir çalışma gerektirmekte ve ayrı bir çalışmanın konusu olmak zorundadır. Kullanılan yazılımın seçimi ise, bulunabilirlik ve güvenilirlik kriterleri değerlendirilerek karar verilmiştir.

Sonlu elemanlar metodu ile sonsuz zemin katmanı sonlu parçalara ayrıştırılmıştır. 15 noktalı düzlem deformasyon üçgen elemanlar kullanılarak modellenmiştir. Şekil 35'te kullanılan sonlu elemanlar modeli gözükmektedir. Sistemin genişliği 400 m, yüksekliği ise 80 m olarak alınmıştır. Literatürde tanımlı $d/h=5$ oranı, deprem dalgalarının yayılımı için geçerli bir kabuldür (Lysmer ve Kuhlemeyer, 1969).



Şekil 35. Saha Tepki Analizlerinde Kullanılan Zemin Modeli

Sonlu elemanlar metodu ile yapılan analizlerde, model sınırları dinamik dalganın yayılarak, geri gelmesini engelleyecek şekilde geniş tanımlanmıştır. Lysmer ve Kuhlemeyer (1969) tarafından belirtildiği gibi standart emici sınır koşulları tanımlanarak sınırdaki gerilme artışının, geri dönüş yaparak tekrar sistemi etkilememesi için sönüm elemanları tanımlanmıştır.

4.3.3. Dinamik Analiz Yöntemi

Bir yapının kütle, rijitlik ve sönüm özellikleri ile yapıya etkiyen yükler bilinirse, oluşacak dinamik hareket sayısal hesap yöntemleriyle bulunabilecektir. Bu yöntemler genellikle çok küçük zaman ve durum dilimleri için geliştirilen temel bazı denklemleri ardışık dilimler için tekrarlayıp, böylece istenilen zaman aralığında aranan davranışları bulmaya dayanır (Yerlici ve Luş, 2007).

Seçilen sonlu elemanlar metodu ile beraber statik koşullar altında Newton-Raphson entegrasyon metodu kullanılarak eşitlikler çözülmüştür. Dinamik analizler ise geliştirilmiş Newmark metodu kullanılarak zaman entegrasyonu dikkate alınarak çözülmüştür.

Nonlineer analizlerde, dinamik eşitlik zaman tanım alanında çözümlenmektedir.

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_g \quad (48)$$

Eşitlikte [M], [C] ve [K] sırasıyla kütle, sönüm ve rijitlik matrisleridir. $\{u\}$, $\{\dot{u}\}$ ve $\{\ddot{u}\}$ sırasıyla [M] kütlelerinin temele göre deplasman, hız ve ivmesi; $\ddot{u}_g$ ise temel ivmesidir. Rijitlik matrisi, zemini temsil eden bünyesel zemin modelinden alınarak kullanılır ve prensipte zeminin nonlinear davranışını temsil etmektedir.

Yapıların dinamik hareketini modelleyebilmek için çoğu zaman sayısal hesap yöntemleri kullanılmaktadır. Bu metotlardan bazıları Taylor Seri açılımları, merkezi farklar yöntemi ve Newmark yöntemleridir. Kullanılan modelde ve sonlu elemanlar çözümünde Newmark entegrasyon yöntemi benimsenmiştir. Newmark, 1959 yılında yayınlanan çalışmasında ivmenin içkin integrasyonuna dayanan yöntemler için genel bir yaklaşım önermiştir. Bu yaklaşımda n+1 inci adımdaki hız ve yer değiştirme aşağıdaki formülasyonlar ile hesaplanabilir.

$$\dot{q}[n+1] = \dot{q}[n] + \Delta t(1-\alpha)\ddot{q}[n] + \Delta t\alpha\ddot{q}[n+1] \quad (49)$$

$$q[n+1] = q[n] + \Delta t\dot{q}[n] + (\Delta t)^2\left(\frac{1}{2}-\beta\right)\ddot{q}[n] + (\Delta t)^2\beta\ddot{q}[n+1] \quad (50)$$

Buradaki Δt zaman aralığı, α ve β sabitleri ise ivmedeki değişimin hız ve yer değiştirmeye olan katkılarını yansıtan katsayılardır. Bunların farklı değerleri ile çeşitli yöntemler türetilir. Analizlerde $\alpha=0.25$ ve $\beta=0.50$ ortalama ivmelenme metodu değerleri kullanılmıştır.

4.3.4. Analizlerde Kullanılan Bünyesel Zemin Modelleri

Zeminlerin mekanik davranışları, günümüzde pek çok yazılım ve model çalışmaları ile gerçeğe en yakın temsil edilmek istenmektedir. Bu çalışmalardan en basitleştirilmiş olanı lineer elastik zemin modelleridir. Bu modeller, Hooke'un basit gerilme-deformasyon kanununa dayalı olduğu için az bilinmeyen parametre ile ifade edilebilmektedir. Analiz için ihtiyaç duyulan elastisite modülü (E) ve Poisson oranı (ν) parametresi modelleme için yeterli olmaktadır. Lineer elastik modelde, zemine ait mukavemet değeri limitsizdir ve bu sebeple, malzemenin gerçek limit mukavemetinin

üstünde yüklendiği durumların analizinde kullanılmaları yanlış sonuçlar verebilmektedir. Lineer elastik malzeme modeli, beton yada kütleli yapısal elemanların modellenmesi haricinde, artık günümüz nümerik uygulamaları da kullanılmamaktadır.

Lineer elastik modeller hariç neredeyse geliştirilen bütün bünyesel zemin modelleri, zemin davranışını belirleyen en önemli etkenlerden birisinin geri dönüşümsüz deformasyonlar olması sebebi ile plastisite tabanlıdır. Plastisite modelleri klasik süreklilik mekaniği teorisi ile beraber geliştirilmekte ve gerilme artışı karşılığindeki deformasyon artışı ile beraber modellenmektedir. Dolayısı ile, gerilme-deformasyon ilişkisi artımsal formatta olup elastik ve plastik artımlardan oluşmaktadır (Davis ve Selvadurai, 2002). Elastik ve plastik davranış, kayma yüzeyi ile birbirlerinden ayrılmaktadır. Klasik plastisite modelleri, akma kriteri, akma kıstası ve pekleşme kıstası olmak üzere 3 farklı bileşenden oluşmaktadır. Akma kriteri elastik sınırı belirlerken, akma kıstası plastik kayma deformasyonu ile hacimsel deformasyonun yönünü belirlemektedir. Pekleşme kıstası ise elastik sınırın, sisteme etkiyen yüklemeler ile nasıl genişleyeceğini belirlemektedir.

Klasik plastisite modelleri arasında gelişmiş Mohr-Coulomb modeli ile kritik durum modelleri sayılabilir. Bu bünyesel model, pek çok analizde bir ön tasarım amacı görmekte olup, hızlı ve etkin bir şekilde uygulanabilmektedir. Lineer elastik yüklemenin, belirlenmiş gerilme-deformasyon eğrisine ulaşılması ile plastikliğe ulaşması ve ardından tam plastik davranışın devam edilmesini simüle eden bir modeldir. Modelde E ve ν değerleri lineer elastik kısımda, içsel sürtünme açısı (ϕ) ve kohezyon (c) zemin plastisitesini ve ψ parametresi kabarma açısını temsil etmektedir. Herbir tabaka için belirlenen sabit (E) rijitlik değeri (veya lineer olarak artan rijitlik değeri) analizlerin çabuk sonuçlanmasını sağlamaktadır. Mohr-Coulomb modeli günümüzde pek çok geoteknik hesaplamada ve programlarda etkin bir şekilde kullanılmaktadır. Bu model gerçekçi boşluk suyu basıncı değişimini hesaplayamazken, plastik deformasyonların gerilme zarfı altında ilen ve yük boşaltma sırasında da oluşması, modeli bazı önemli problemlerde fazlaca basitleştirilmiş yapmaktadır.

Pekleşen zemin modeli lineer tam plastik Mohr-Coulomb modelin üzerinde yapılan bir gelişmiş malzeme modelidir. Mohr-Coulomb modelinde kullanıldığı gibi, limit gerilme-deformasyon değerleri c , ϕ ve ψ parametreleri ile temsil edilmektedir. Bununla beraber zemin rijitliği 3 farklı parametre ile temsil edilmektedir. Bu değerler farklı

geoteknik koşullarda yükleme-boşaltma durumlarını modelleyebilmektedir. Bir diğer üstün yönü ise, gerilme artışları ile beraber rijitlik artışının da modellenbilmesidir. Fakat bunca üstün yanları yanında zemindeki hacimsel deformasyonlar sonrasındaki yumuşama davranışını, devirsel yüklemeler sonrası gerilme-deformasyon ilişkisindeki histerik eğriyi temsil edememektedir. Ayrıca çok düşük deformasyon seviyelerindeki rijitlik değeri ile mühendislik analizlerinde rastlanılan deformasyon seviyelerindeki azalmış rijitlik değerlerini ayırt edememektedir.

Tek boyutlu eşdeğer lineer zemin modellerinde tarif edildiği gibi, gelişmiş bünyesel modellerde omurga eğrisinin tamamı modellenmektedir. Burada yapılan çalışmada da, literatürde omurga eğrisinin modellenmesi amaçlı olarak oluşturulmuş hiperbolik ilişki kullanılmıştır.

$$\frac{G_s}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (51)$$

Eşitlikteki maksimum deformasyon seviyesi;

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_{max}} \quad (52)$$

Eşik deformasyon seviyesi için kullanılan bünyesel modelde maksimum kayma rijitliğinin %70'i seviyesine denk gelen deformasyon seviyesi dikkate alınmıştır.

$$\gamma_r = \gamma_{0.7} \quad (53)$$

Pekleşen zemin modeline ek olarak getirilen bu modifikasyon ile, deformasyon-geçmiş modellenen zemin elemanı, daha gerçekçi modellenebilecektir. Fakat bu hali ile sıvılaşma analizlerinde kullanabileceğimiz ve aradığımız hacimsel deformasyon birikimli modellemeyi yapabilecek bir model olmamaktadır. Bu sebepten, sıvılaşma analizlerinde, özel olarak bu amaçla geliştirilmiş kullanıcı tabanlı bir bünyesel model kullanılmıştır.

4.3.5. Doğrulama Analizleri

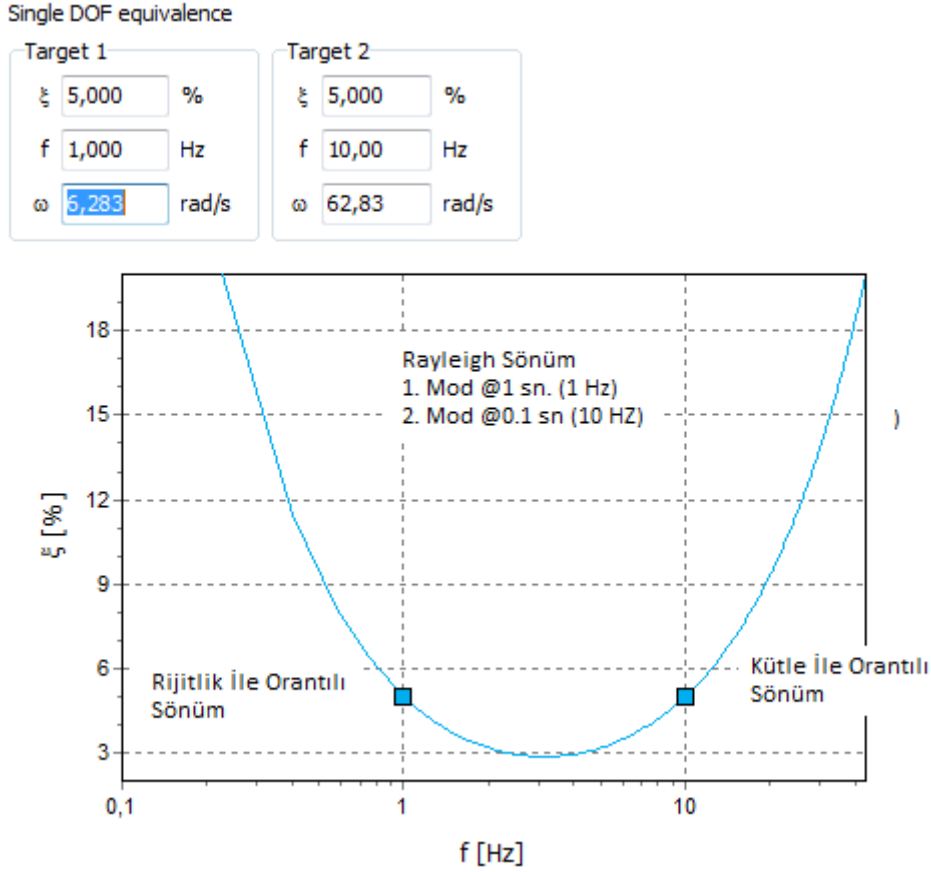
Masing ve Genişletilmiş Masing eğrileri dinamik zemin yükleme/boşaltma eğrilerini temsil edecekleri zaman, düşük deformasyon seviyelerinde bünyesel modeldeki gömülü sönüm oranı eğrisi ile yeterli miktar sağlanamamaktadır. Bu durum (Stewart v.d.,2008; NCHRP,2012; Liang,2011) ivme kayıtlarının olması gereğinden daha fazla büyütülmesi sonucunu oluşturmaktadır. Bu durumda malzeme modelindeki sönüm-deformasyon ilişkisine ek olarak viskoz sönüm (hız temelli) uygulaması gerekmektedir. Düşük-deformasyon sönümlemesini en iyi ifade eden yöntem Rayleigh sönümlemesi modelde uygulanmıştır (Chopra, 2000; Hashash ve Park, 2002). Rayleigh sönümü frekansa bağlıdır ve aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (54)$$

Eşitlikte M- kütle matrisi ve K rijitlik matrisi; α_R ve β_R Rayleigh sönüm parametreleridir. α_R değerindeki artış düşük frekans seviyelerindeki sönüm artışına sebep olmakta iken β_R parametresi artışı ile beraber yüksek frekans dalgaları sönümlemektedir.

Kullanılacak sönüm parametrelerinin kalibrasyonu ile ilgili olarak pek çok literatür yöntemi mevcuttur (Amorosi vd., 2010) Bu yöntemler arasında, f_m değerini sahanın 1. Doğal frekansı, f_n değerini ise f_m 'in n katı olarak tanımlayan yaklaşımlar vardır (Hashash ve Park, 2002). Buradaki n katsayısı f_p/f_l oranına en yakın tamsayıdır. f_p deprem hakim frekansı, f_l ise zemin tabakalarının hakim frekansıdır. Aynı şekilde f_n değerini, f_m değerinin 5 katı olarak alan yaklaşımlar da mevcuttur (Kwok vd.,2007) Buradaki hedef gelen depremin etkin frekansını belirleyebilmek ve doğru frekans aralığında sistemde beklenen malzeme sönümünü uygulayabilmektir. Bu amaçla, Bayraklı ve Karşıyaka bölgeleri için sismik tehlike analizi ile elde edilen deprem kayıtlarına ait frekans içeriğini incelemek gereklidir. Ek-3'te analizlerde kullanılan deprem kayıtlarına ait frekans içerikleri verilmiştir. Buna göre kayıtlarda gözlenen etkin frekans aralığı 1 HZ ile 10 HZ arasında alınabilecektir. Etkin deprem frekansları 0.5 Hz seviyesinden daha da az olabilecekti, ancak bu seviyedeki düşük frekanslarda

etkin bir ivmelenme beklenmemektedir (Liang, 2011). Analizlerde seçilen parametreler ile beraber $\alpha_R = 0,5712$ ve $\beta_R = 0,0014$ olarak seçilmiştir (Şekil 36).



Şekil 36. Analizlerde kullanılan Rayleigh sönüm parametreleri

Analizlerde kullanılan sistem geometrisinin sonlu eleman ağlara ayrılması otomatik meshleme ile yapılmakta olup ortalama eleman boyutu ile boyutları belirlenebilmektedir. Ortalama eleman boyutu aşağıdaki gibi tanımlanır:

$$OEB = \left[\frac{(x_{max} - x_{min})(y_{max} - y_{min})}{nc} \right]^{0.5} \quad (55)$$

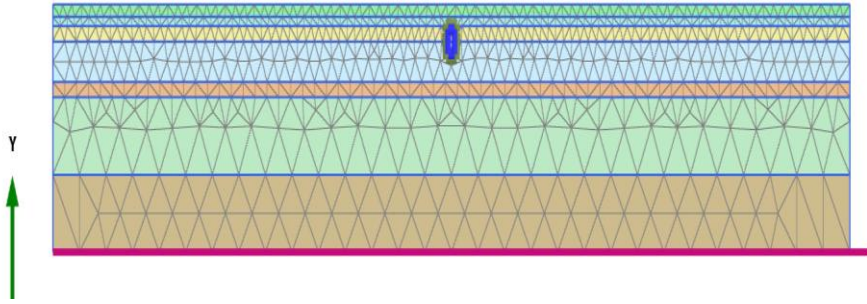
nc, meshleme sırasında kullanılan eleman boyutunu temsil etmektedir. OEB, kullanılan programda, sık ya da hafif meshleme gibi varyasyonlar yardımı ile kontrol edilebilmektedir.

Gelen dalga boyuna ait frekans içeriği ile sistemdeki dalga-hız karakteristikleri dalga yayılımını etkilemektedir. Kuhlemeyer ve Lysmer (1973) model içerisinde gerçekçi dalga boyu ilerlemesi için eleman boyutu l 'nin, dalga boyundan yaklaşık 1/10 ve 1/8'i kadar olmalıdır. Sayısal modelde sonuçların tutarlılığı ve doğruluk düzeyi açısından sonlu eleman boyutunun (Δh) üst değeri en kısa dalga boyuna (λ_{min}) göre sınırlandırılmıştır (Kuhlemeyer ve Lysemer, 1973)

$$OEB \geq \frac{V_s}{kx f_{max}} \quad (56)$$

Eşitlikteki k değeri 4-10 arasında değişen bir katsayıdır.

Analizlerde f_{max} değeri 25 Hz ve V_s ortalama olarak 350 m/sn. olarak alınırsa, $k=9$ kabulü (Day, 2011) ile $OEB \geq 1.6$ değeri elde edilmektedir. Kullanılan analizlerde 1369 adet eleman, 11255 adet nokta kullanılmış olup OEB değeri 5,405 olarak çalışmalarda kullanılmıştır (Şekil 37). Bu değer $V_s=700$ m/sn olan yerlerde de analizin limitler altında kalması amacıyla belirlenmiştir.



Şekil 37. Analizlerde Kullanılan Tipik Sonlu Elemanlar Ağı Görüntüsü

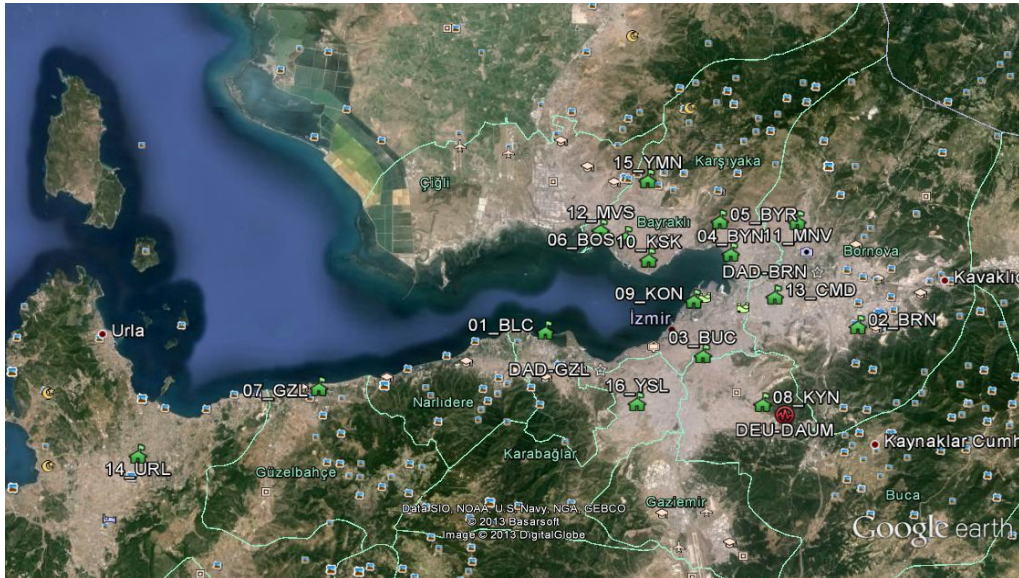
Analizlerde kullanılan dinamik zaman aralıkları sabit olmak üzere ilave zaman atımı (m) ve dinamik ara basamaklara (n) bağlı olarak değişmektedir.

$$\delta t = \frac{\Delta t}{mxn} \quad (57)$$

Nümerik analizlerde ilave zaman atımı ile ara basamakların çarpımı; mxn ; zaman ayırklaştırmasında kullanılacak aşama sayısını vermektedir. Eşitlikteki Δt deprem ivme kaydının süresini göstermektedir. Eşitlikteki m ilave ara zaman sayısı, analizlerin hangi zaman aralıklarında çözüleceğini göstermektedir. m değeri ne kadar fazla olursa, çıktı verileri o kadar net bilgi verebilecektir. Analizlerde kullanılacak dinamik dalgaların yeterli derecede temsil edilebilmesi için dinamik ara zamanın δt ivme kaydındaki ara zaman ile eşit olmasında gayret edilir.

4.3.5.1. Vaka Analizi

Model analiz çalışmaları yapılmadan önce, sistem ve kullanılan parametrelerin geçerliliğinin sınanması önem arz etmektedir. Kullanılan modelin ve programda gömülü olan bünyesel modelin kapasitesinin ölçülmesi ve gerçek kayıtlar ile kıyaslanması amacı ile bir dizi yatay deprem serisi kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Analizlerde kullanılan yatay deprem kayıt serisi Ocak 2013 Bozcaada depreminin İzmir’de hali hazırda bulunan kayıt ediciler tarafından temin edilmiştir. Şekil 38’de analizlerde kullanılan kayıt yerleri gösterilmektedir.



Şekil 38. Kullanılan İstasyonların Konumları

Çizelge 15. Bozcaada Depremi Kaydedilen Deprem Kayıtları

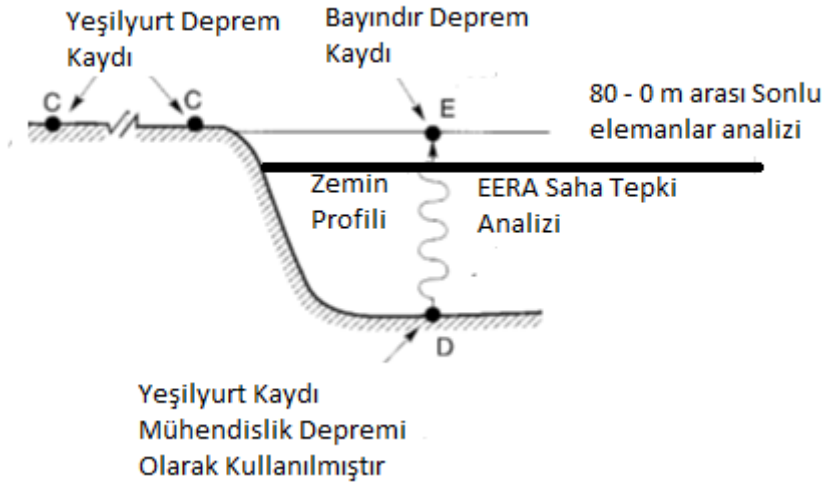
İzmirNET Kayıt İstasyonu	PGA (m/s²)	
	NS	EW
Bayındırlık	0.043	0.041
Bayraklı	0.016	0.014
Urla	0.023	0.024
Balçova	0.022	0.025
Pınarbaşı	0.013	0.013
Yeşilyurt	0.016	0.017
Kaynaklar	0.012	0.009
Mavişehir	0.043	0.05

8 Ocak 2013 tarihinde yerel saat ile 16:16'da Bozcaada açıkları Kuzey Ege Denizinde aletsel büyüklüğü ML=6.2 olan şiddetlice bir deprem meydana gelmiştir. (UDİM) Her ne kadar, seçilen deprem kaydı, kayıt istasyonlarından yaklaşık 250-300 km uzakta olsalar da, çalışmanın gerçek kayıtlar ile değerlendirilmesi önermesi doğrultusunda hareket edilmiştir.

Bir sahada karşılaşılan büyüme faktörleri, o sahadaki yer hareketi parametresinin (örneğin spektral ivme) referans kaya zeminde elde edilen değerine oranı olarak ifade edilebilmektedir (Kramer,1996). Kayıt yerlerinin hemen yakınında yapılan zemin sondaj çalışmaları ve bazı istasyonların yakın konumlarında çıkartılan kayma dalgası hız profilleri ile beraber anakaya depremi kullanılarak yüzeydeki deprem hareketi çıkartılmıştır. En uygun doğrulama yöntemi, düşey dizilim ile elde edilen deprem kayıtlarında yapılabilmektedir (Tsai ve Hashash, 2008). Fakat imkânlar dâhilinde yatay dizilimler kullanılarak da analizler yapılabilmektedir. Geçmişte yapılan pek çok çalışmada meydana gelmiş bir deprem hareketinin kaya ve zemin ortamında kayıt istasyonlarından elde edilen ivme-kayıtları kullanılarak çalışmalar yapılmıştır (Bozorgnia ve Campbell, 2006)

Bu çalışmada, Yeşilyurt istasyonu, yakınındaki zemin sondaj loğundan anlaşıldığı kadarı ile yüzeye vuran mühendislik kayası olarak adlandırabileceğimiz formasyonda bulunmaktadır ve dolayısıyla analizlerde mühendislik anakayası olarak kullanılmıştır.

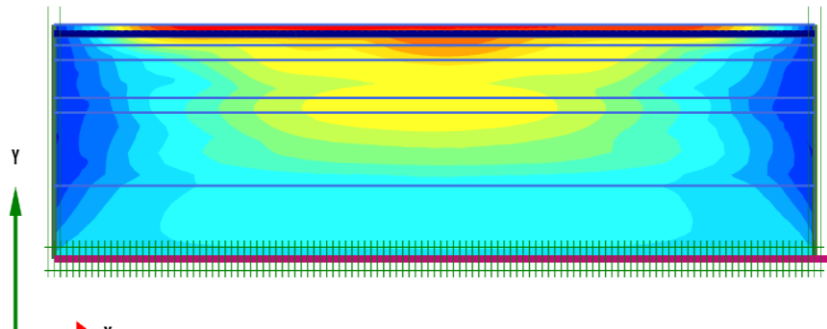
Yeşilyurt formasyonunda elde edilen ivme kaydı (mostra vermiş kaya formasyonu), Bayındır formasyonundaki 300-350 m derinlikte saptanan mühendislik kayası formasyonundan etkililerek, yüzeyde elde edilen gerçek kayıt ile simüle edilen kayıtlar karşılaştırılmıştır (Şekil 39).



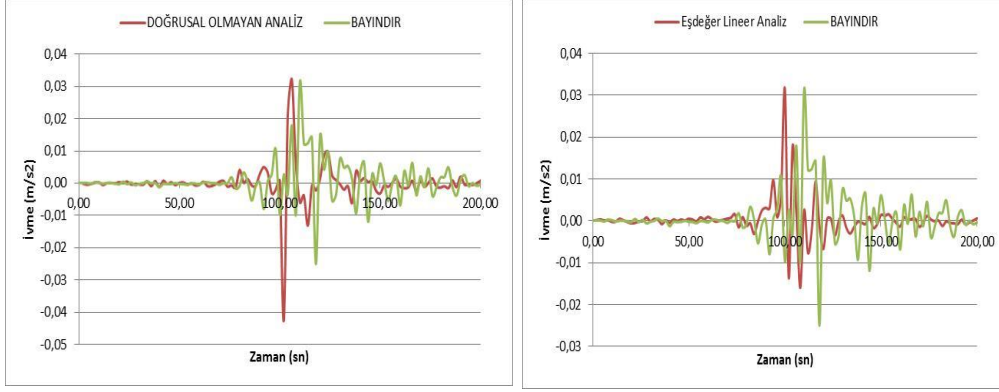
Şekil 39. Doğrulama analizlerinde kullanılan model ve algoritma

4.3.5.2. Analiz Sonuçları

Yapılan analizlerde Bayraklı bölgesindeki zemin parametreleri ve dinamik zemin modeli kullanılmıştır. Analiz sonucunda yüzeyde elde edilen pik yatay ivme değerleri Şekil 40’da verilmiştir. Yüzeyden seçilen temsili bir noktada elde edilen deprem kaydı ile Bayındır kaydının karşılaştırılması ise Şekil 41’de verilmiştir.



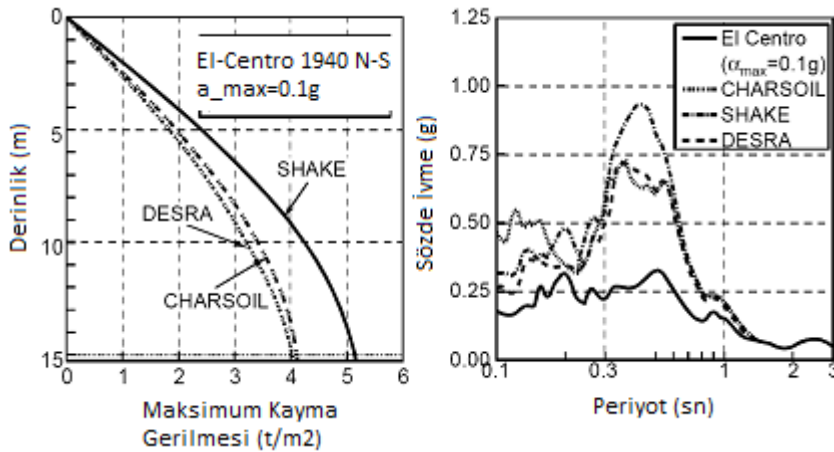
Şekil 40. Sonlu elemanlar analizi sonucu sahada elde edilen pik ivme değerleri



Şekil 41. Bayındır kaydı ile Eşdeğer lineer analiz-Doğrusal Olmayan analiz karşılaştırılması

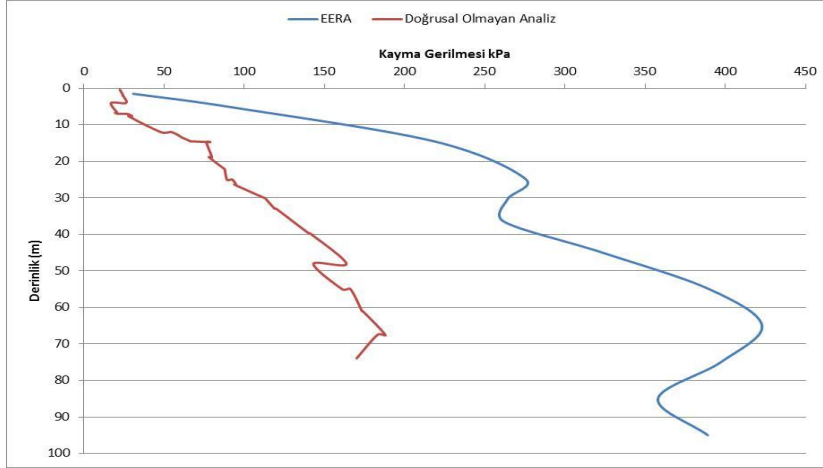
Analiz sonuçları, kullanılan yöntemin düşey kayıt istasyonları değil, yatay kayıt istasyonları ile yapılması; analizlerin içerdiği pek çok belirsizlik sebebi ile tam anlamıyla uyum beklenmemekle beraber, elde edilen sonuçlar birbirleriyle tatmin edici mertebede uyumlu gözükmemektedir. Analiz sonuçlarının, kontrol kaya ivme kaydının ne kadar doğru seçildiği ile de yakından ilişkili olduğu bir gerçektir (Stewart vd.,2008).

Çalışma kapsamında, ayrıca tek boyutlu analiz ile iki boyutlu sonlu elemanlar analizleri karşılaştırılmıştır. Geçmişte, eşdeğer lineer analizler ile doğrusal olmayan analizlerin karşılaştırılmaları pek çok araştırmacı tarafından yapılmıştır. Finn vd. (1978), 3 farklı yazılım (2 adet doğrusal olmayan, 1 adet lineer yazılım) kullanarak saha tepki analizi gerçekleştirmiştir (Şekil 42).



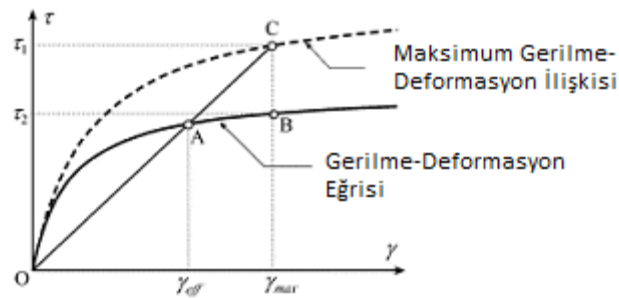
Şekil 42. Finn vd. (1978) tarafından yapılan karşılaştırmalı çalışmalar

Analiz sonuçlarında elde edilen farklılıklardan birisi, Finn vd. çalışmalarında benzer şekilde zemin katmanlarında derinlik boyunca kayma gerilmesinin, eşdeğer lineer metot ile çözümde, gerçekçi olmayan yüksek değerler vermesi, analiz sonuçlarından yapılan karşılaştırma ile görülmektedir (Şekil 43).



Şekil 43. Eşdeğer lineer analiz ile doğrusal olmayan analiz karşılaştırmalı olarak kayma gerilmesi sonuçları

Eşdeğer lineer analizlerde elde edilen kayma gerilmelerinin, doğrusal olmayan modellere göre olduğundan daha fazla elde edilmesi sebebi, aynı birim deformasyon seviyesindeki gerilme değerlerindeki farklı gösterim ile ifade edilebilmektedir (Şekil 44)

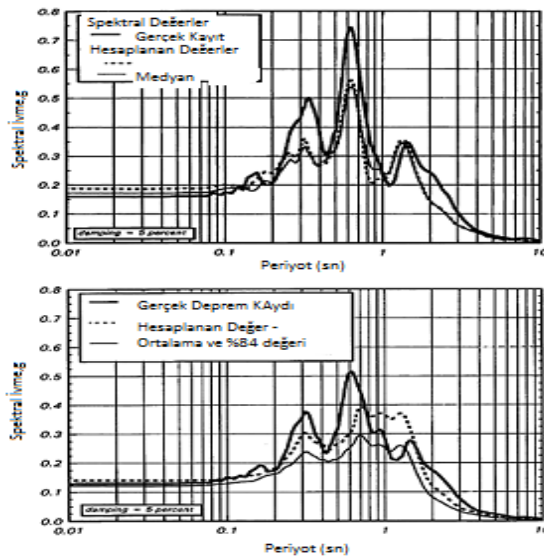


Şekil 44. Eşdeğer Lineer metot ile elde edilen kayma gerilmeleri mekanizması

Ek 5'de verilen eşdeğer lineer analiz ile doğrusal olmayan analiz sonuçları 14 adet farklı sismik depremin serbest saha analiz sonuçlarını deprem-zaman kaydı ve deprem

elastik tepki spektrumu ile göstermiştir. Deprem-zaman kayıtları direkt olarak saha yüzeyinde elde edilmiş deprem ivme genliklerinin zamanla değişimini göstermektedir. Tepki spektrumları ise, deprem dalgalarının frekans içeriğini görebilmemizi sağlayan, farklı hâkim periyotlardaki tek serbestlik dereceli bir sistemin söz konusu deprem etkisindeki maksimum tepkisini göstermektedir.

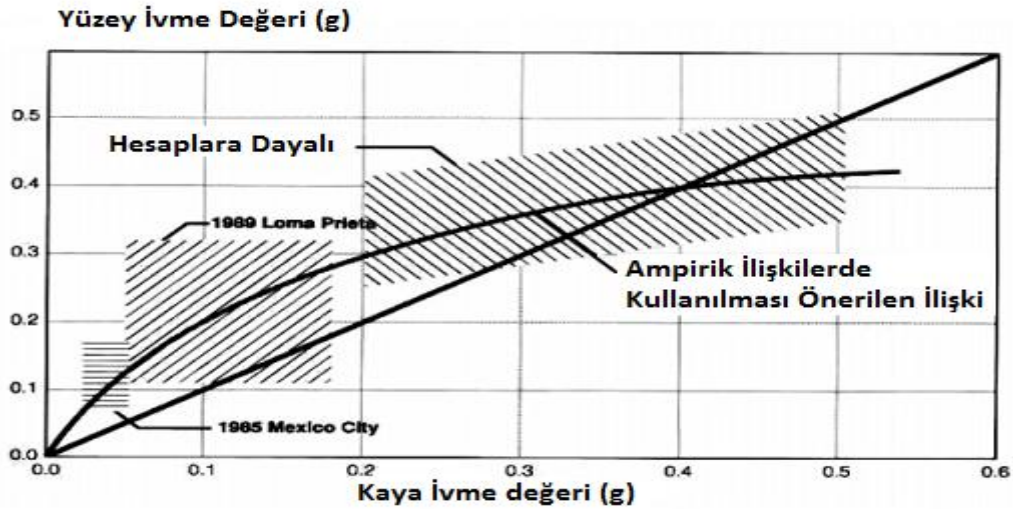
Genel olarak elde edilen sonuçlardan bir diğeri ise eşdeğer doğrusal analiz yönteminin daha büyük en büyük ivme ve kayma gerilmesi, yüksek frekans aralığında ise daha düşük büyütme vermesidir (Yoshida ve Suetomi, 1996; Yoshida vd. 2002). Analiz sonuçlarında, genellikle düşük periyot-yüksek frekans bölgesinde tek boyutlu analiz için daha yüksek spektral ivme değeri elde edilmiştir. Kramer tarafından belirtilen daha önce yapılmış benzer çalışma sonuçlarından, bazı yörelerde $T \leq 1$ sn periyotları için kısmen iyi benzeşimler elde edilmesine karşın, pek çok derin alüvyonel sahada zayıf benzerlikler elde edilmiştir (Bozorgnia ve Campell, 2006). Şekil 45'te Idriss (1993) tarafından yapılan ve 2 adet farklı kaya deprem kaydının kullanılması ile elde edilen sonuçlar bulunmaktadır. Yakın kaya kaydının kullanıldığı durumdaki uyum ile uzak kaya kaydının kullanıldığı uyum farklılıkları dikkat çekmektedir. Bu durumda, yine analizlerde kullanılan girdi hareketin ne denli önemli olduğu ve belirsizliklerin hangi mertebelerde olacağını göstermektedir.



Şekil 45. Gerçek ve Hesaplanan Kayıtların Karşılaştırılması (Üstteki Şekil Kaya Girdi Kaydı Yakın Sahadan Alınmıştır. Altındaki Şekil Kaya Girdi Kaydı Uzak Sahadan Alınmıştır.) (Idriss,1993)

Doğrusal olmayan analizlerde, artan kayma deformasyonlarına bağlı olarak sönüm oranındaki artış ve beraberinde, dalga yayılım hızındaki azalma, yüksek frekans genliklerinin azalmasına sebep olmakta ve spektrumun yüksek frekans bölgesine doğru yaklaşmasına sebep olmaktadır (Stewart vd.,2008, Cultrera vd. 1999). Bu durum, aynı zamanda yüksek frekans içerikli deprem dalgalarının görüldüğü ivme-zaman deprem kaydının ilk kısımlarında, tek boyutlu analizde daha yüksek genliklerin bulunması ile de açıklanabilmektedir. Bu sebepten, genellikle eşdeğer deprem tepki analizi büyük depremlerde pik ivme değerini arttırmaktadır. (Lii, 2010)

Yine sonuçlardan da elde edilen diğer bir nokta, aslında genel olarak bilindiği gibi, zayıf zeminlerde rezonans etkileri ve impedans etkileri gibi sebeplerden ötürü deprem dalgaları amplifiye olması durumudur. Ancak yüksek frekans bölgesinde içsel sönüm ve dalga yayılımı gibi sebeplerden ötürü bu amplifikasyon sönümlenmektedir (Boore ve Joyner,1991). Bu deamplifikasyon etkisi, deprem şiddeti arttıkça artan kayma deformasyonuna bağlı olarak histerik eğrideki sönümün artması sonucu dahada artmaktadır. Benzer çalışmalar 1991 yılında Idriss tarafından, farklı deprem içerikleri ve buna karşın elde edilen yüzey ivme değerleri ile kıyaslamak suretiyle yapmıştır (Şekil 46).



Şekil 46. Yumuşak Zemin Koşullarında Gerçekleşen Amplifikasyon-Deamplifikasyonun Pik İvme Değeri İle İlişkisi (Idriss, 1991)

Öte yandan spektrumun devamında, doğrusal olmayan analizlerde yüksek periyot bölgesindeki ivmeler, tek boyutlu analize oranla daha fazla elde edilmiştir. Bu doğrusal

olmayan etki, kuvvetli yer hareket bilşenlerinin azalması, zemin hakim frekansının azalması ve sonuçta zemin hakim periyodundaki artış ile beraber yüksek periyot bölgelerindeki etkinliği izah edebilmektedir.

4.4. Sıvılaşma Analizleri

Sıvılaşma hadisesi, ilk olarak laboratuvar ortamında Seed ve Lee (1966) tarafından kum numuneler üzerinde yapılan üç eksenli basınç deneyi ile devirsel gerilme uygulamaları kapsamında ortaya konulmuştur (Isihara,1996). Suyu doygun kum numuneleri, çevresel basıncı altında konsolide edilmiş ve daha sonra drenajsız koşullarda bir dizi sabit-genlikteki devirsel eksenel gerilmeler uygulanarak belirlenen pik eksenel deformasyona ulaşana kadar yüklenmiştir. Yapılan çalışmalarda, boşluk suyu basıncı, ilk başta uygulanan çevresel basınca eşit olana dek yükselmiş ve sıvılaşma hadisesi dediğimiz durum tespit edilmiştir.

Sıvılaşma, teknik anlamda, granüler malzemenin, daneler arasındaki boşluk suyu basıncı artışı ve efektif gerilmenin azalması sonrasında katı halden sıvı hale geçmesi olarak tanımlanmaktadır (Marcuson 1978). Sıvılaşma ve bu konunun teorik altyapısı detaylı bir şekilde yıllar boyunca deneysel ve nümerik analizlerle ortaya konulmuştur. Zemindeki sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi önemli bir hadise olsa bile, sıvılaşma sonrasında oluşabilecek hasarların bilinmesi ayrıca önem arz etmektedir ve bu konuda yeterli literatür verisi bulunmamaktadır (Juang vd.,2005).

Sıvılaşma sonrasında zemin ve yapısal durumlara bağlı olarak yanal deformasyon ve ötelenmeler, oturmalar, farklı oturmalar, yapılarda dönmeler, kat ötelenmeleri v.b. kalıcı deformasyonlar gözlenebilmektedir. Çizelge 16'da sıvılaşma sonrasında görülebilecek mühendislik hasarları bir arada toplu halde verilmeye çalışılmıştır. Tabloda verilen yöntemlerden hiçbirisi tek olarak tam güvenilir neticeler vermemektedir (Bird vd., 2006).

Çizelge 16. Literatürde Tanımlı sıvılaşma sonrası kalıcı deformasyon tahminlerine yönelik bazı yöntemler

REFERANS	TANIM
I. YANAL YER HAREKETLERİ	
Zhang ve Zhou	Yanal yayılımın ampirik formüllerle tahmin edilmesi
You v.d.	Ampirik verilerin kullanılarak regresyon analizler ile eşitliklerin elde edilmesi
Bardet v.d.	Ampirik verilerin multi liner regresyon analizi
Youd ve Perkins	LSI(Sıvılaşma Hasar Endeksi) yaklaşımı
Rauch ve Martin	Yanal yayılımın ampirik formüllerle tahmin edilmesi
II. OTURMA	
Tokimatsu ve Seed	Arazi zemin sıklığı ile deprem endeksli kayma deformasyonu ilişki abakları
Ishihara ve Yoshimine	Güvenlik faktörünü arazi sıklığı ve hacimsel deformasyon ile ilişkilendirme amaçlı abaklar
III. YANAL VE DÜŞEY OTURMA HAREKETİ	
Shamoto	Hacimsel ve kayma deformasyon abakları

Deprem hasar tahmini olarak adlandırabileceğimiz sıvılaşma sonrası davranışların tümü verilen bir bölgede belirli bir yapı ve tesis stoğu için deprem sonrası oluşabilecek potansiyel kayıpların belirlenmesi amaçlı kullanılan bir tekniktir (Bird vd., 2006). Bu konu, yapı çeşitlerine, zemin tiplerine v.b. çok spesifik saha koşullarına bağlı olarak değiştiği için, net bir ayırım yapılabilmesi ve bu doğrultuda hasar endekslerinin belirlenmesi kolay değildir.

Ancak dünyada meydana gelen büyük depremler sonrasında arazi vaka analizleri toparlanarak, yapılarda ve diğer yapısal olmayan elemanlarda meydana gelen hasarlar sistematik bir şekilde raporlanmıştır. Crowley vd. (2004), yapılardaki hasar seviyelerini, yapısal sistem davranışı ve yapısal elemanlardaki deformasyonlar ile uyumlu şekilde açıklamaya çalışmıştır. Çizelge 17’de bu çalışmalar sonrasında genel hatları ile belirlenmiş hasar limitleri verilmiştir.

Çizelge 17. Betonarme Çerçeve binalarda sivilaşma sonrası hasar seviyeleri (Crowley vd., 2004)

Yapısal Hasar Seviyesi	Tanımlama
Hasar yok- Hafif hasar	Lineer elastik tepki sınırında, bazı elemanlarda kesme çatlakları <1.0 mm, kritik kesitte eğilme yok
Orta Hasar	Elemanlarda eğilme mukavemetine ulaşıldı, bir miktar elastik ötesi davranış başladı, beton kavlamaları başlangıcı.
Büyük Hasar- Göçme	Binada geniş çatlaklar, düşey elemanlarda burulmalar, ileriki seviyede binanın toptan göçmesi durumu.

Çizelge 18’de ise çeşitli yapısal hasar indekslerinin aynı tablo ve mühendislik parametresi ile ifade edebilmek amacıyla yine geçmiş vaka analizlerinden hareketle elde edilen bir çalışma verilmiş olup Çizelge 18’deki genel tanımlamalara ek olarak ölçülebilen veriler sunabilmesi açısından daha ileri bir çalışma olarak görülebilmektedir.

Çizelge 18. Sıvılaşma HadisesiHasar Seviyeleri (Bird, 2005)

Hasar Seviyesi	Yapısal Hasar	İlave Tanımlamalar	Oturma (Δ)	Dönme ($\emptyset$)
Hafif	Kılcal çatlaklar	Estetik kaygılar sebebi ile tamir gerekebilir	$\Delta \leq 0.1$ m	$\emptyset \leq 0.6$ 1/100
Orta	Taşıyıcı elemanlarda oluşan basit çatlaklar	Tamir edilebilir hasar, fonksiyonluluk etkilenmiştir	$0.1\text{m} < \Delta \leq 0.3$ m	$0.6 < \emptyset \leq 2.3$ 1/100 – 1/25
Etkili	Geniş çatlaklar + Boyuna elemanlarda oluşan deformasyonlar	Tamir Edilebilir hasar	$0.3 \text{ m} < \Delta \leq 1.0$ m	$2.3 < \emptyset \leq 4.6$ 1/25 – 1/12.5
Tamamen	Tamir edilemeyecek hasarlar	Tamir etmek, tekrar yıkmaktan daha maliyetlidir	$\Delta > 1.0$ m	$\emptyset > 4.6 > 1/12.5$

Juang vd. (2005) Kocaeli ve Chi-Chi depremleri vaka analizleri kullanılarak 3 farklı hasar seviyesinden oluşan hasar endeksi çalışması yapmıştır (Çizelge 19). Hasar endeksi oluşumunda kullanılan vaka analizleri ve çeşitli kriterler Juang vd. (2005) tarafından referansları dikkate alınarak anlatılmıştır.

Çizelge 19. Sıvılaşma Hasar Endeksi (Juang vd.,2005)

DSI=1	Hasar Yok	Oturma gerçekleşmemiş herhangi bir dönme yada kum kaynaması oluşmamıştır.
DSI=2	Az-Orta Hasar	Oturmalar <25 cm, binalardaki tilt <3° , yatay deformasyon < 10 cm
DSI=3	Ciddi Hasar	Oturmalar >=25 cm, yapılardaki tilt ve dönmeler >= 3°, yatay deplasmanlar >=10 cm, ya da binalarda göçmeler

4.4.1. Sıvılaşma Analizleri- Performansa Dayalı Tasarım Sistematigi

Günümüzde neredeyse bütün uygulamalarda ve akademik projelerde sıvılaşma analizleri uygulama kolaylığı bulunması açısından basitleştirilmiş yöntem kullanılarak yapılmaktadır. Yapılan analizler sadece bölgede sıvılaşma olma potansiyelinin belirli bir güvenlik faktörüne göre belirlenmesi amacıyla yapılmaktadır. Ayrıca, günümüz uygulama pratiğinde, sıvılaşma potansiyeli bulunan zeminlerin tamamen iyileştirmesi hedeflenmektedir ve bu doğrultuda ekonomik açıdan ciddi zemin iyileştirme çalışmaları yapılmaktadır. Oysaki belirli miktarda sıvılaşmaya izin verilmesi durumunda, deprem kuvvetlerinin büyük bölümü sönmülmüş olacak ve yapıların tasarımında bu doğrultuda daha ekonomik revizeler yapılabilecektir. İşte, PBT sistematigi içerisinde, hangi mertebedeki hasarın hangi olasılık ile oluşabileceği ortaya konulacağı için, yapı sahibinin veya proje sahiplerinin alacağı riskler ve görüşleri doğrultusunda alternatif yaklaşımlar getirilebilecektir.

Performansa bağlı sıvılaşma analizlerinin temeli Cornell (1968) tarafından atılmıştır. Bilinen ilk uygulama örneği ise Yegian ve Whitman (1978) tarafından yapılan çalışma olup, analizlerinde deprem etki parametresi olarak depremin moment büyüklüğü dikkate alınmıştır. Atkinson (1984) daha sonra Seed ve Idriss'in CRR eğrilerini kullanarak deterministik yollardan yıllık sıvılaşma olma olasılığını irdelemiştir. Daha modern uygulamalar anlamındaki ilk örnekler ise Marrone v.d. (2003) ve daha sonra Monte-Carlo simülasyonları ile beraber Hwang v.s. (2005) tarafından devam edilmiştir.

Kramer ve Mayfield (2005,2007) ile Kramer (2001) yaptıkları çalışmalarda deterministik ve olasılıksal sivilaşma potansiyel hesaplarının yanında, performansa dayalı tasarım kapsamındaki IM-EDP (deprem etki parametresi – Mühendislik tepki parametresi) hesabı için analizler yapmışlardır. Analizlerinde, deprem etki parametresi (IM) olarak PGA (pik yüzey ivmesini), mühendislik tepki parametresi (EDP) olarak ise sivilaşmaya karşı güvenlik faktörünü (FS_L) seçmişlerdir. Çalışmalarında Seattle, Washington, ABD bölgesi depremsellik ve zemin verilerini kullanarak Çetin-Seed (2000) olasılıksal sivilaşma metodolojisini tüm sismik tehlike bandı için tekrarlamışlardır.

Daha önceki kısımlarda bahsedildiği gibi, performansa dayalı analiz kriterlerinde mühendislik parametresi ve deprem etki parametresi belirlenmesi gerekmektedir. Mühendislik etki parametresi olarak ise, bu parametrenin yapısal hasar ile ilişkilendirilebildiği bir parameter olarak seçilmesi uygun olacaktır.

Youd ve Perkins (1987) sivilaşma hasar endeksi tanımını (LSI) yaparak hasar seviyesini mertebe olarak tanımlamayı denemişlerdir. Bu endeksin tanımı ile beraber, ilerleyen süreçte pek çok araştırmacı tarafından sivilaşma potansiyel haritaları hazırlanmasına ön ayak olunmuştur. Fakat, bu haritalar sivilaşma sonrası hasar ile ilgili herhangi bir bilgi vermemektedir. Hamada vd. (1987), Japonya depremleri ile ilgili veri tabanı kullanarak, sivilaşma sebepli deformasyonları irdelemiş ve ampirik bir tahmin modeli oluşturmuştur. Barlett ve Youd (1995), ise benzer bir şekilde literatürdeki vaka analizlerinden hareketle yanal yayılım ile ilgili bir çalışma yapmıştır (Çizelge 20). Romanya, Çin ve Japonya deprem veri tabanlarından yola çıkarak Ishihara (1985) sivilaşmayan üst tabakanın yer üstünde oluşan kum kaynamalarına etkisini incelemiştir. Sonuçta, Ishihara sivilaşan tabaka ile sivilaşmayan üst tabaka kalınlıklarının kum kaynamaları ve beraberindeki hasarlarda etkili olabileceğini belirtmiştir. Yuan vd. (2004), Ishihara'nın geliştirdiği modeli detaylandırarak, belirlenen kalınlık sınırlarının 1999 Chi-Chi depremi sonuçları ile de örtüştüğünü göstermiştir. Bir diğer önemli çalışma, özellikle sivilaşma sonrası deformasyon seviyeleri ile ilgili olarak Iwasaki vd. (1982) tarafından yapılan sivilaşma potansiyel endeksi tanımı (I_L) üzerindedir.

$$I_L = \int_0^{20} F_1 W(z) dz \quad (58)$$

IL endeksi, sıvılaşma hasarının sıvılaştıran tabaka kalınlığı, sıvılaştıran tabakanın yüzeye yakınlığı ve sıvılaşma olasılığı gibi faktörlere bağlı olarak ifade edilmektedir. F1 endeksi FS, sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörüne göre aşağıdaki şekilde tanımlanmaktadır:

$$\begin{aligned} F_s \leq 1 \text{ ise } F_1 &= 1 - F_s \\ F_s > 1 \text{ ise } F_1 &= 1 \end{aligned} \quad (59)$$

Eşitlikteki entegrasyon, yüzeyden ($z=0$), sıvılaşma hadisesinin önemsenmeyeceği yaklaşık 20 m derinliğe kadar gerçekleştirilmektedir. $W(z)$ ise, derinliğe bağlı olarak verilen bir katsayı fonksiyonudur. $W(z)$ fonksiyonu, Iwasaki tarafından aşağıdaki gibi ifade edilmektedir:

$$W(z) = 10 - 0.5z \quad (60)$$

IL endeksi sıvılaşma potansiyelini değil, sıvılaşma etkisini gösteren bir terimdir. Iwasaki bu sıvılaşma etkisini tanımlarken aşağıdaki belirteci kullanmaktadır:

- (a) $IL=0$ ise sıvılaşma sonrası göçme potansiyel bulunmamaktadır.
- (b) $0 < IL < 5$ ise düşük potansiyel
- (c) $5 < IL \leq 15$ ise yüksek potansiyel ve $15 < IL$ ise aşırı fazla potansiyel bulunmaktadır.

Iwasaki metodu, başka yazarlar tarafından belirtildiği gibi (Toprak ve Holzer, 2003) literatürde önemli bir yerde bulunmaktadır. Günümüzde yapılan pek çok çalışmada kullanılan esas yaklaşım Iwasaki metodu olmaktadır. Ayrıca, performansa dayalı tasarım çalışmalarında kullanılmak için gerekli olan mühendislik parametresi (IL) ile deprem hasar seviyeleri arasında ilişki kurabilmektedir. IL parametresi birçok çalışmada bölgesel ölçekli sıvılaşma hasarının belirlenmesi amacı ile de kullanılmıştır. Çizelge 20’de bu konuda yapılmış başlıca çalışmalar yer almaktadır. Bu çalışmalardan sadece 3 tanesi olasılıksal içerikte olmakla beraber, Kramer (2008) haricindeki diğer çalışmalarda depremsellik deterministik senaryo depremleri ile belirlenmiştir.

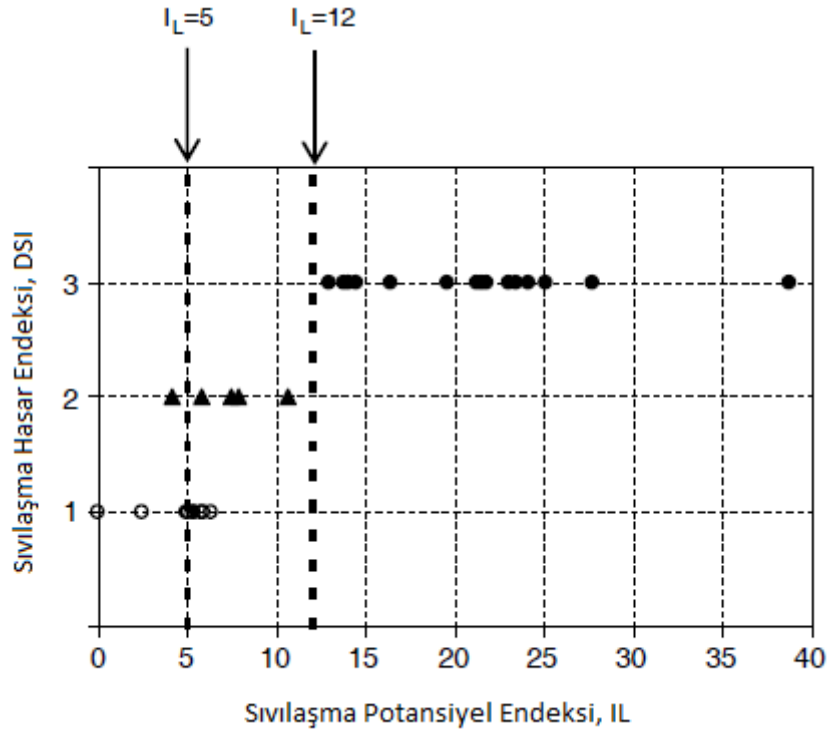
Çizelge 20. IL Kaynaklı Yayınlanmış Sıvılaşma Hasar Haritaları (Holzer, 2008)

Tarih	Yazarlar	Çalışma Bölgesi	Ülke	Sıvılaşma Potansiye Endeksi
1982	Iwasaki v.d.	Shizuoka Pref.	Japonya	Iwasaki Metodu
1994	Kayabili ve West	Evansville, IN	Amerika	Iwasaki Metodu
1998	Divakarla v.d.	Puerto Rico	Amerika	Iwasaki Metodu
1998	Hosseini	Busehr	İran	Iwasaki Metodu
1998	Luna ve Frost	Treasure Adası, CA	Amerika	Iwasaki Metodu
1999	Cresellani v.d.	Romagna Sahili	İtalya	Iwasaki Metodu
2002	Holzer v.d.	Oakland, CA	Amerika	Olasılık Teorisi
2003	Sonmez	İnegöl	Türkiye	Iwasaki Metodu
2004	Uluzay ve Kuru	Ceyhan	Türkiye	Iwasaki Metodu
2005	Papathanassiou vd.	Lefkada	Yunanistan	Iwasaki Metodu
2007	Rix ve Romero-Hudock	Memphis, TN	Amerika	Olasılık Teorisi
2007	Hayati ve Andrus	Charleston, SC	Amerika	Iwasaki Metodu
2007	Juang ve Li	Charleston, SC	Amerika	Olasılık Teorisi
2007	Lenz ve Baise	Oakland, CA	Amerika	Hiçbiri
2008	Kramer vd.	Memphis, TN	Amerika	Olasılık Teorisi

Çalışmada Tablo 19’da (Juang vd.,2005) verilen hasar seviyeleri kullanılacaktır. Bu hasar seviyelerinin kullanılma sebebi, çalışmalarda elde edilen verilerin çoğunlukla Kocaeli depremi verilerine dayanarak yapılmasıdır ve dolayısı ile yakın deprem koşulları ve fay hattı koşullarındaki benzerliklerden yola çıkılarak daha yakın bir çalışma olması hedefi gözetilmiştir.

Çalışmada kullanılacak hasar seviyeleri belirlendikten sonra, bu hasar seviyeleri hangi mühendislik etki parametresi (EDP) ile ilişkilendirmemiz gerektiği ortaya konulmalıdır. Juang vd. (2005) vaka analizlerinden elde edilen zemin bilgilerini kullanarak basitleştirilmiş sıvılaşma analizleri yapmıştır. Yaptıkları sıvılaşma analizleri sonucunda bölümün başında tarif edilen IL endeksini elde etmişler, daha sonra

elde ettikleri bu verileri kullanarak, hasar endeksine geri çözüm yapmışlardır. Yapılan çalışmalarda elde edilen sonuçlardan IL – DSI arasındaki ilişki Şekil 47’deki gibi ifade edilmiştir.



Şekil 47. Sıvılaşma Potansiyel Endeksi, IL – Sıvılaşma Hasar Endeksi, DSI ilişkisi

Şekil 47 ile gösterilen sonuçlardan hareketle, hasar seviyesi (DSI) ile mühendislik etki parametresi (IL) arasındaki ilişki Çizelge 21’de birleştirilmiş gösterim ile verilmiştir.

Çizelge 21. Analizlerde Kullanılan Birleştirilmiş Hasar Seviyeleri Gösterimi

IL ≤ 5	DSI=1	Hasar Yok	Oturma gerçekleşmemiş herhangi bir dönme yada kum kaynaması oluşmamıştır.
5 < IL ≤ 12	DSI=2	Az-Orta Hasar	Oturmalar <25 cm, binalardaki tilt <3°, yatay deformasyon < 10 cm
IL > 12	DSI=3	Ciddi Hasar	Oturmalar ≥25 cm, yapılarıdaki tilt ve dönmeler ≥ 3°, yatay deplasmanlar ≥10 cm, ya da binalarda göçmeler oluşmuştur.

4.4.2. Çalışma Yöntemi

Bu çalışmada, sivilaşma hadisesi ile yapı hasar seviyeleri arasındaki geçmiş çalışmalarda ve bir önceki bölümde anlatılan hasar ilişkilerini kullanmıştır. Sivilaşma potansiyelinin belirlenmesi için kullanılan ampirik basitleştirilmiş yöntemlerden farklı olarak dinamik sonlu elemanlar metodolojisi benimsenmiştir.

Performansa dayalı tasarım sistemi kullanılarak daha önce tez kapsamında yapılmış bir çalışmaya benzer bir çalışma bulunamamıştır. Bu durum, çalışma konusunun kısmen yeni bir tasarım metodolojisi olmasından kaynaklanmaktadır. Daha önceki pek çok çalışmanın aksine bu çalışmada kullanılan bünyesel zemin modeli, efektif gerilme analizine müsaade edecek şekilde ve boşluk suyu basıncı oluşumunu takip edecek şekilde seçilmiştir. Analizler farklı sismik deprem kayıtları altında, değişen tabaka derinlikleri ile beraber yapılmıştır. Mühendislik etki parametresi olarak kurulan sonlu elemanlar modeline uygun olarak daha önceki çalışmalardan farklı olarak maksimum boşluk suyu basıncı (PPR_max) olarak seçilmiştir. Bu parametre, sivilaşma hadisesinin oluşumunu en iyi şekilde izah eden boşluk suyu basıncı oluşumu ile ilgili bir parametre olması açısından ve analizlerde kullanılan modelin boşluk suyu basıncı oluşumunu modelleyebilmesi sebebi ile seçilmiştir.

Literatürde tespit edilmiş hasar endeksinden faydalanabilmek için PPR_max parametresi ile IL parametresinin kolere edilmesi gerekmektedir. Bu amaçla daha önceki çalışmalarda Juang v.d. tarafından kurulan IL-DSI ilişkisinden faydalanılmıştır. IL değerleri analizlerde kullanılan bütün deprem-zemin modeline bağlı olarak hesaplanmıştır ve analiz sonuçlarından hareketle IL-PPR_max arasında bir ilişki kurulmuştur. Bu sayede kurulan sonlu elemanlar modeli de kalibre edilmiştir.

Proje kapsamında, yapılan çalışmanın yöntem ve tarifi aşağıda verilmiştir.

1. Geliştirilen sismik tehlike analizi ve sonucunda 3 farklı deprem düzeyi (D1,D2 ve D3) için tarif edilen deprem kayıtları 300 m derinlikteki anakaya seviyesinden itibaren etkiltilmiştir.

2. Sonlu elemanlar modeli analiz zorluklarından ve zaman kullanımı açısından 80 m derinlikteki tabakayı kapsamakla beraber 300 m'den etkitilen deprem ivmeleri EERA (Equivalent-Linear Earthquake Site Response Analysis- Bardet vd., 2000) tek boyutlu

deprem analizi programı ile 80 m seviyesine iletilmiş ve oradan da sonlu elemanlar modeline aktarılmıştır.

3. Analizlerde kullanılan zemin modeli dördüncü bölümde tariflenen Karşıyaka bölgesi zemin koşullarıdır. Analizler, ilgili bölümde tarif edildiği gibi sıvılaşan üst tabakanın farklı tabaka kalınlıkları dikkate alınarak tekrarlı olarak yapılmıştır.

4. Sonlu elemanlar modeli içinde zeminler doğrusal olmayan bünyesel modeller ile analiz edilmiştir. Sıvılaşma modeli olarak gelişmiş bir efektif-gerilme tabanlı program olan UBC-kum (Beaty ve Bryne, 1998) modeli kullanılmıştır. Bu model, özellikle sıvılaşma tabanlı olarak yapılan analizlerde sıklıkla tercih edilmekte ve geoteknik camiası tarafından kabul görmektedir (NCHRP 2012).

5. Toplam 72 adet tekrarlı sonlu elemanlar analizi yapılmıştır. Yapılan sonlu elemanlar analizleri, basitleştirilmiş sıvılaşma analizleri sonucunda elde edilen IL parametresi kıyaslanarak, hem kullanılan model ve hem de analiz boyutları ve diğer koşulları denenmiştir.

6. Sonlu elemalar analizi sonucunda modelde bulunan PPR_max parametresi PBEE sistematığı içinde kullanılacak mühendislik etki parametresidir. Analizlerde deprem etki parametresi $a_{max}(PGA)$ olarak kabul edilmiştir. Hasar seviyeleri ise Çizelge 19'dan alınmıştır.

7. PBEE sistematığı içinde analiz sonuçlarının kırılmalık eğrileri, olasılık eğrileri, tekrarlama sayıları v.b. abaklar ile verilmiştir.

Analizlerde kullanılacak Sıvılaşma Potansiyeli Endeksi (IL) hesaplamasının yapılabilmesi için gerekli basitleştirilmiş sıvılaşma hesabı Seed vd. (1971) tarafından temelleri atılan sıvılaşma sebepli devirsel gerilme oranı tarifinin geniş deprem vaka analizleri sayesinde SPT N sayısına bağlı olarak ifade edilmesine dayanmaktadır. Basitleştirilmiş metot olarak tarif edilen bu yöntem sayesinde, devirsel gerilme oranı (CSR), eşitlik 60 tarafından sahada oluşması muhtemel maksimum yatay ivme kullanılarak belirlenir. CSR değeri böylelikle, sahadaki SPT N değerine karşılık olarak grafiksel karşılaştırılabilir. Bu yöntem, vaka analizlerine dayanmakta olup, zemin dayanım özellikle arazi standart penetrasyon deneyleri verilerine dayandırılmaktadır.

CSR değerinin, sıvılaşma direncini tanımlamak için kullanılan çevrimsel kayma mukavemeti oranı (CRR) ile karşılaştırılması sonucunda sıvılaşmaya karşı güvenlik

faktörü elde edilebilmektedir (Idriss ve Boulanger,2012). Devirsel dayanım oranı daha önce bahsedildiği gibi arazi deneyleri ile korelatif olarak elde edilebilmektedir.

$$CSR = \frac{\tau_{max}}{\sigma_{v'}} 0.65x \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_{v'}} \right) r_d \quad (61)$$

Burada;

a_{max} maksimum yüzey yatay ivmesi; σ_v toplam düşey gerilme ve $\sigma_{v'}$ efektif düşey gerilme, r_d gerilme azaltma katsayısıdır.

$$r_D = 1 - 0.00765z \quad (z \leq 9.15 \text{ m}); \quad (62)$$

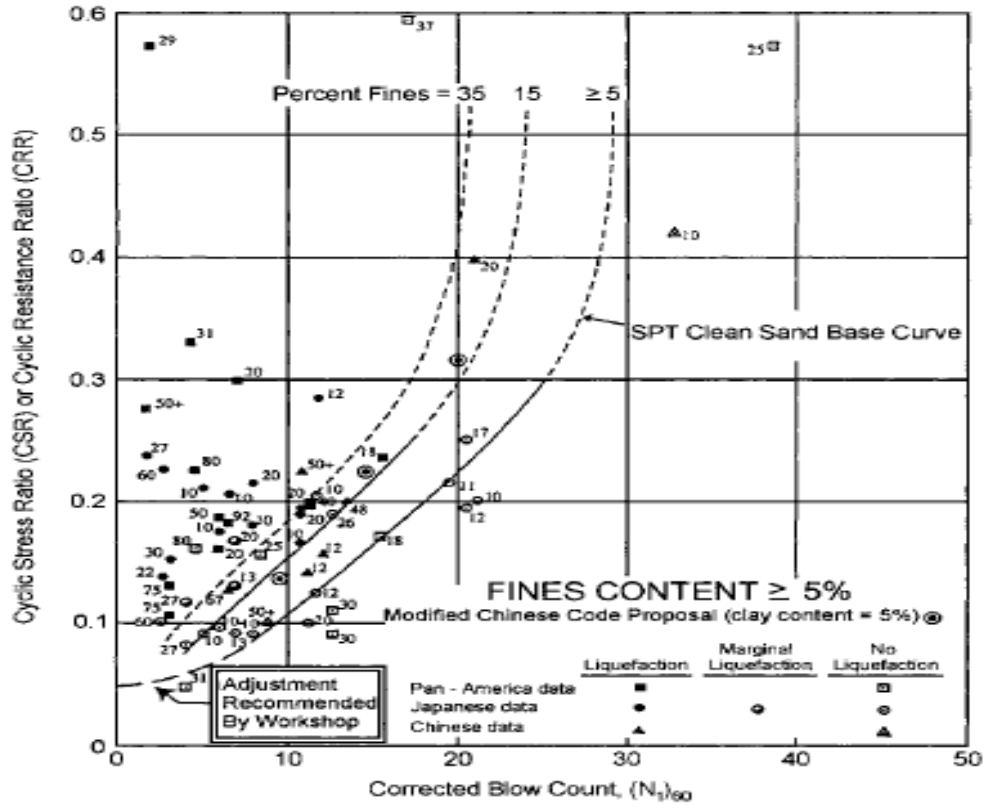
$$r_D = 1.174 - 0.00267z \quad (9.15 < z \leq 23 \text{ m})$$

Sıvılaşma analizi, sismik olarak etkiyen gerilme oranı ile dayanım oranının kıyaslanması sonucunda belirlenebileceği açıktır. Devirsel dayanım için, genellikle laboratuvar deneylerinde %100 boşluk suyu basıncı sonucu oluşan %5'lik aksel deformasyon seviyesi tarif edilmektedir. Fakat laboratuvar ortamında gevşek kumlu ve granüler tabakalardan bozulmamış numune alımı zor olacağı için, arazi deneyleri sonucunda belirlenen ampirik yaklaşımlar kullanılarak dayanım hesabı yapılmaktadır. Bu arazi deneyleri, SPT, CPT ve kayma dalgası hızı kullanılarak yapılabilmektedir. Şekil 6.2'de Seed v.d. (1985) tarafından modifiye edilen SPT sayılarına bağlı sıvılaşma dayanım eğrisi (CRR) görülebilir.

Analizler sonucunda elde edilecek sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörü aşağıdaki gibi elde edilebilecektir.

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (63)$$

Şekil 48'de deprem vaka analizlerinden hareketle oluşturulmuş $M_w=7.5$ büyüklükteki depremlere ait temiz-kum devirsel gerilem oranı grafiği verilmiştir.



Şekil 48. Deprem Vaka Analizlerinden Hareketle Oluşturulmuş Mw=7.5 büyüklükteki depremlere ait temiz-kum devirsel gerilem oranı grafiği

4.4.3. Yapılan Analizler

4.4.3.1. Analizlerde Kullanılan Bünyesel Zemin Modeli

Depremler sırasında sıvılaşma oluşumu çevrimli kayma gerilmeleri altında boşluk suyu basıncı artışından kaynaklanmaktadır. Boşluk suyu basıncı artışlarına ise zeminin hacim değişikliği sebep olmaktadır. Dolayısı ile gelişen hadiseyi lineer zemin modelleri ile temsil etmek çok basit kalacağı gibi, bu şekilde davranışı gözlemlemekte imkansız olacaktır. Sıvılaşma hadisesinin irdelenmesi amaçlı kullanılacak zemin bünyesel denklemlerin, zeminin doğrusal olmayan davranışını modelleyebilecek kapasitede olması gerekmektedir. Gerçekçi bir sıvılaşma modeli kurabilmek için aşağıdaki önemli bazı özelliklerin kullanılacak çalışma içinde bulunması gereklidir (Kramer ve Elgarnal, 2001):

- *Gerilme-Deformasyon davranışındaki doğrusal olmayan davranışın modellenmesi:* Bu durum tipik olarak drenajlı monotonik yüklemede, kayma deformasyonu arttıkça, malzemenin rijitliğinin giderek azalması ve sonunda sıfırlanmasını temsil etmektedir. Belkemiği eğrisi olarak da ifade edilen bu eğrinin (Kramer, 1996) matematiksel olarak Kondner'in hiperbolik modeli ya da daha gelişmiş olan Ramberg-Osgood modeli ile temsil edilmesi gerekmektedir (Isihara,1996).
- *Devirsel yükleme koşullarında histerik davranışın modellenmesi:* zeminler gerilme-deformasyon zarfında (kayma ve hacimsel değişim) histerik davranırlar, bu durum yükleme durumundaki kayma defomasyonları için Masing-kuralları ile ifade edilebilmektedir (Kramer, 1996).
- *Düşük deformasyon kayma modülü ile kayma mukavemetinin (içsel sürtünme açısı) efektif çevre basıncına bağlılığı:* Kayma rijitliği, efektif çevre basıncı ile bir üs katsayısına bağlı olarak alınmaktadır (Isihara,1996).
- *Zemin danesinde sıkılaşma/konsolide olma ve beraberinde fazla boşluk suyu basıncı oluşumunun modellenebilmesi.*
- *Kritik boşluk oranı – kritik durum modellemesi yapabilmesi ve sonucunda devam eden kayma davranışına karşılık hacimsel ve boşluk suyu basıncına ait değişimlerin minimal düzeyde olması.*
- *Gerilme-deformasyon ilişkisinin belirli bölümlerinde zemin danesindeki kabarma davranışının ve buna bağlı olarak efektif çevre basıncındaki artışın gösterilmesi.*

Numerik analizler, tüm bu bahsedilen karakteristik özellikleri modelleyebilen UBCSAND (Beaty ve Bryne, 1998; Petalas ve Galavi, 2013) bünyesel modelleri kullanılarak yapılmıştır. Bu model tamamen doğrusal olmayan, efektif gerilme analizi yöntemi olup, son yıllarda sıvılaşma analizlerinde en çok kullanılan ve valide edilen modüldür. British Columbia Üniversitesinde geliştirilen bu model pek çok çalışmada refere edilerek geliştirilmiştir (Puebla vd.,1997; Beaty ve Bryne, 1998; Byrne vd., 2004; Sriskandamumar, 2004; Park, 2005). UBCSAND modeli, artımsal elasto-plastik bir model olup, efektif gerilme değişimleri ile gerilme-deformasyon ilişkisi adımsal olarak

revize edilmektedir. Model kumlar üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri ve sonrasındaki yapılan ölçümler ile beraber geliştirilmiştir.

Model teorik altyapısı pek çok kez laboratuvar deneyleri sonuçları ile doğrulanmıştır. Bu kapsamda ödemetre deneyleri, üç eksenli basınç deneyleri, basit kesme kutusu deneyleri, devirsel kesme kutusu deneyleri, santrifuj deneyleri kullanılmıştır (Tsegane, 2010). Success Barajı sıvılaşma potansiyeli tahkiki vb. pek çok büyük çaplı projede de halen kullanımdadır (Perlea vd., 2004).

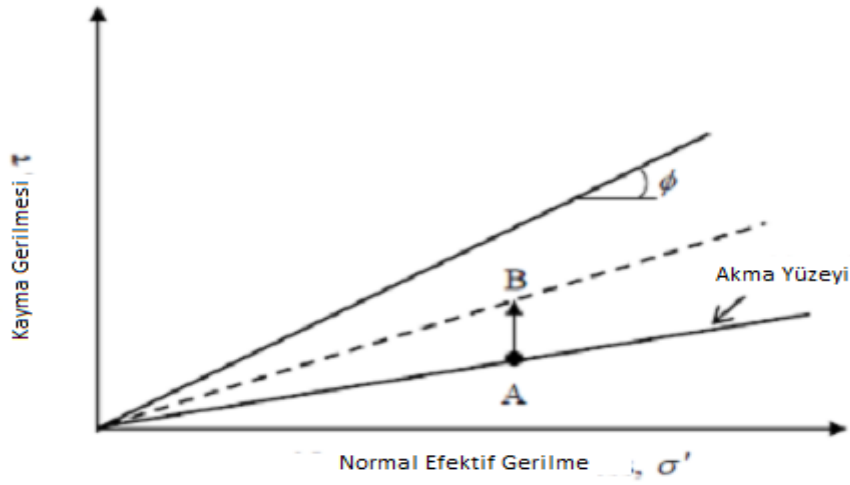
Bu metot, klasik plastisite teorisine ek olarak sıvılaşma problemlerinde gerçekleşen ortalama efektif gerilmenin azalması ve kesme-etkinli plastic davranışın modellenmesini sağlamaktadır. Modelde, plastik yükleme ve boşaltma koşulları, devirsel yükleme durumuna uygun olarak modellenebilmekte olup basit kesme kuvveti altında anizotropik konsolidasyon durumundaki asal eksenin döndüğü farklı yükleme durumlarında gerçekleştirilebilmektedir (Park, 2005). Asıl eksenlerin dönmesi, her devirsel yükleme-boşaltma eğrisinde hacimsel değişimin azalarak artmasına sebep olmaktadır (Ishihara ve Towatha,1983). Model, kapsamlı olmasına karşın kısmen aza parameter ile temsil edilebilmektedir. Modelde kullanılan basilica parametreler Çizelge 22’de verilmiştir.

Çizelge 22. Analizlerde Kullanılan Parametreler

No	Parametre İsmi	Sembol	Birim	Olağan Değeri
1	Elastik Kayma Rijitlik Parametresi	k_G^e	-	
2	Elastik Bulk Modülü Parametresi	k_B^e	-	
3	Plastik Kayma Rijitlik Parametresi	k_G^p	-	
4	Elastik Kayma Modül Endeksi	ne	-	0.5
5	Elastik Bulk Modül Endeksi	me	-	0.5
6	Plastik Kayma Modül Endeksi	np	-	0.5
7	Sabit Hacim İçsel Sürtünme açısı	ϕ_{cv}	[$^{\circ}$]	
8	Maksimum İçsel Sürtünme Açısı	ϕ_p	[$^{\circ}$]	
9	Kohezyon	c	[kPa]	0
10	Göçme Oranı	R_f	-	0.95
11	Çekme Bitişi (Tension Cut-Off)	σ_t	[kPa]	0.0

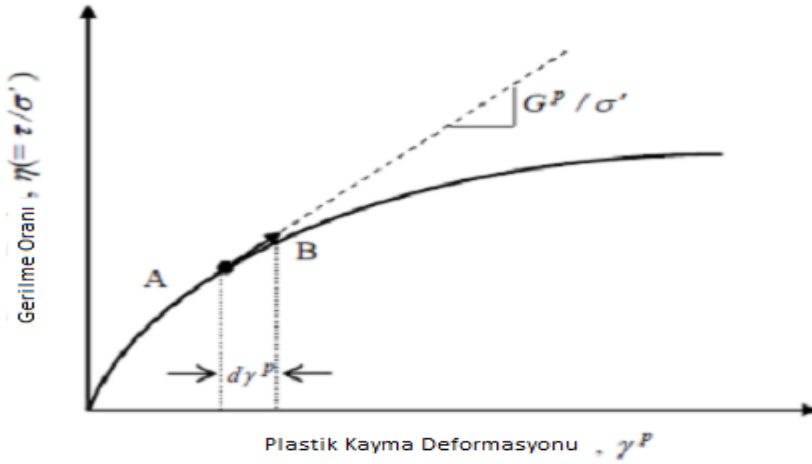
Modelde kullanılan parametrelerin kısa tarifleri aşağıda verilmiştir (Tsegaye, 2010).

- Elastisite: modeldeki elastik deformasyonlar, kayma veya normal efektif gerilmelerin bir fonksiyonu olarak değişmektedir. Gerilme-deformasyon arasındaki ilişki kayma ve bulk modül parametreleri ile belirlenmektedir.
- Akma Yüzeyi: akma yüzeyi, elastic-plastik davranış arasındaki geçişi temsil etmektedir. UBCSAND modelinde, merkezden uzanan radyal çizgiler ile temsil edilmektedir. (Şekil 49)



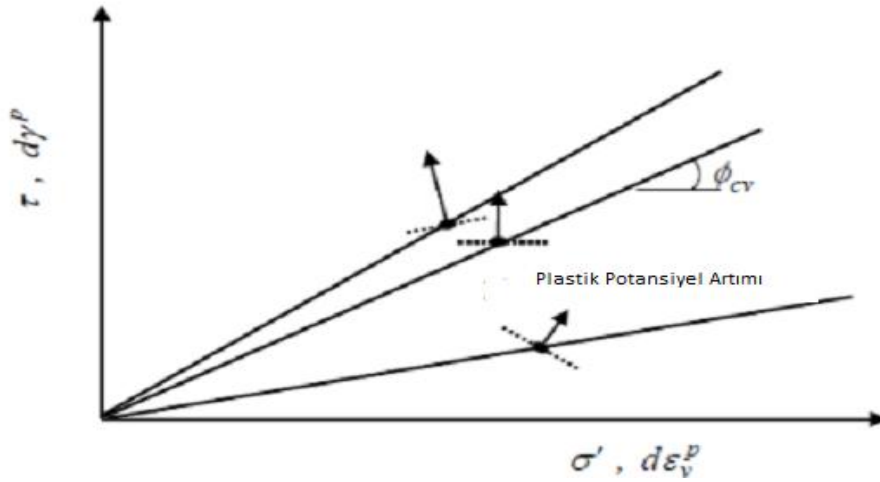
Şekil 49. UBCSAND modeli akma yüzeyi

- Plastik Akma –gerilme oranı akma yüzeyinin dışına doğru ilerledikçe, plastik deformasyonlar oluşmaktadır (Şekil 49). Plastik kayma deformasyonları, mevcut gerilme oranı kullanılarak Şekil 50’de gösterilen hiperbolik ilişki kullanılarak belirlenmektedir. Plastik hacimsel deformasyonlar ise, kabarma açısı ile beraber plastik kayma deformasyonu ile ilişkilendirilmektedir. Hacimsel deformasyonların mertebesi, kabarma veya sıkışma yönlü olması, sabit hacim içsel sürtünme açısı ile belirlenmektedir. Bu değer altındaki gerilme oranlarında, kayma deformasyonu artışı sıkışmaya sebep olmakta iken, kritik içsel sürtünme açısı üstünde hacimsel deformasyonlar artmaktadır



Şekil 50. UBCSAND modeli hiperbolik gerilme-deformasyon ilişkisi

- Sabit hacim içsel sürtünme açısı – kritik durum sürtünme açısı olarak da adlandırılan bu parameter, plastik akmanın yönünü belirlemektedir (Şekil 49).



Şekil 51. Plastik Potansiyel Fonksiyonları ve Plastik Deformasyon Artışları

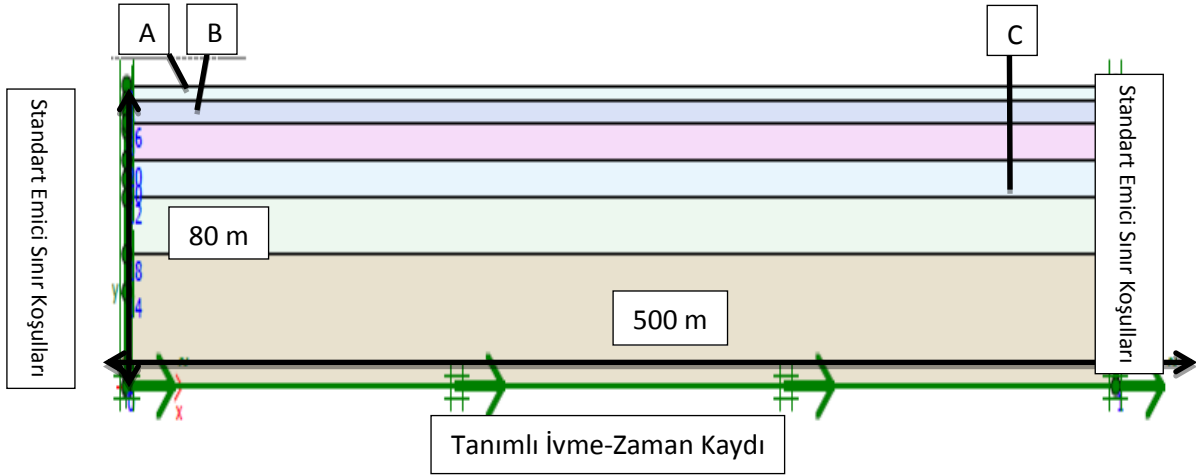
- Elastik Kayma Rijitlik Parametresi- G_{max} değerini temsil eden bu parameter, kayma modülü ile çevresel basınç arasındaki doğrusal olmayan ilişkiyi temsil etmektedir. G_{max} parametresi, kayma dalgası hızı ile de korele olduğu için, opsiyonel bir girdidir.
- Elastic Bulk modül parametresi – Bu parametrede, elastik kayma rijitlik parametresine benzer şekilde, G_{max} ile korele edilebilmek amacıyla

bulunmaktadır. Bu parameter Poisson oranı ile G_{max} arasında korele olabilmektedir.

- Pekleşme Kanunu: Akma yüzeyi merkezden itibaren başlayarak genişlemekte, fakat zemin plastik deformasyona maruz kaldıkça, akma yüzeyi Şekil 51'deki gibi açılmaktadır. Zemin yük boşalması ile elastik davranış başlangıcı kayma gerilmesinin değişimi ile başlamaktadır.

Analizlerde kullanılan sonlu elemanlar modeli Şekil 52'de verilmiştir. Şeklin üzerinde 3 adet nokta seçilmiş ve analiz sonuçları ile ilgili bilgiler bir sonraki bölümde verilmiştir. Çalışmalar 2 basamak üzerinden ilerletilmiştir.

- 1. Aşama: Geometrik gerilme dayanımına göre zemindeki drenajlı koşullarda altında başlangıç gerilme-deformasyon dağılımları elde edilmiştir.
- 2. Aşama: Bu aşamada serbest saha analizleri, sismik olasılık analizlerden elde edilen deprem ivme kayıtlarını hesaba katarak analizler sonlandırılmıştır.



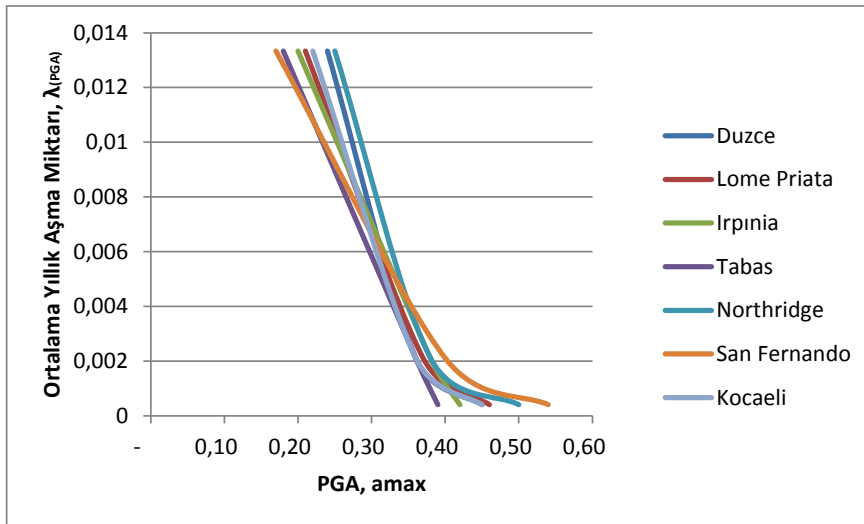
Şekil 52. Analizlerde Kullanılan Model Geometrisi

Analizlerde kullanılan zaman-ivme hareketleri, yapılan analizler ile belirlenmiş olup Çizelge 23'de özet tablosu halinde verilmiştir.

Çizelge 23. Analizlerde Kullanılan Kayıtlara Ait PGA değerleri

No	Deprem	Kayıt İstasyonu	Mw	75-yıl amax	475-yıl amax	2475-yıl amax
1	Düzce	Lamont 531	7.40	0.24	0.36	0.45
2	Lome Priata	Sierra	6.93	0.21	0.37	0.46
3	Irpınia	Auletta	6.00	0.20	0.38	0.42
4	Tabas	Tabas	7.35	0.18	0.36	0.39
5	Northridge	Lake Hughes	6.69	0.25	0.38	0.5
6	Kocaeli	Tekirdağ	7.51	0.22	0.36	0.45
7	San Fernando	Cedar Springs	6.61	0.17	0.4	0.54

Kullanılan kayıtlara ait pik yüzey ivmesi değerleri kullanılarak elde edilen sismik hasar eğrisi ise Şekil 53'te verilmiştir.



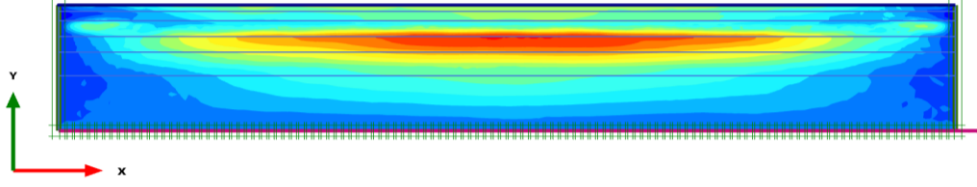
Şekil 53. Sismik Hasar Eğrisi

4.4.3.2. Analiz Sonuçları

Doğrusal olmayan nümerik modellemeler ile yapılacak sınıflama analizlerinde, sistemin kalibre edilmesi ve bu doğrultuda analizlerin yapılması gerekmektedir. Ancak gerek model parametrelerinin fazla oluşu ve gerek de yapılacak kalibrasyon çalışmalarının ekonomik olmayışı sebebi ile SPT, CPT gibi arazi deneyleri sonuçları, kalibrasyon aşamasında kullanılabilmektedir (Kramer ve Elgamal, 2001). Yapılan sonlu elemanlar analizleri, basitleştirilmiş sınıflama analizleri sonucunda elde edilen IL parametresi kıyaslanarak, hem kullanılan model ve hem de analiz boyutları ve diğer koşulları kalibre edilmiş olacaktır.

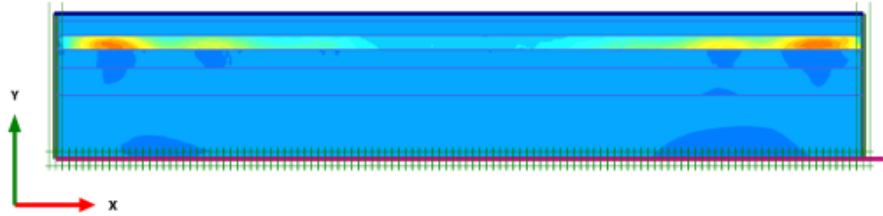
Çalışma kapsamında 3 farklı deprem düzeyi için ve 15 farklı tabaka kalınlığı dikkate alınarak toplam 70 adet farklı deprem düzeyleri için analizler yapılmıştır. Analiz sonuçlarından elde edilen maksimum ivme değerleri Şekil 54’te verilmiştir.

PBT sistematığı sonuçlarına geçilmeden evvel, analiz sonuçlarının bilinen bazı teorik sonuçlar ile kıyaslanması yapılmış ve model doğrulamasına gidilmiştir. Bilindiği gibi zeminde boşluk suyu basıncı arttıkça, efektif gerilmeler azalmakta ve zemin kayma rijitliğide buna bağlı olarak azalmaktadır. Dolayısı ile yüksek frekans dalgaların yayılımı zorlaşmakta ve düşük frekans dalga yayılımı daha etkin olmaktadır. Bu geçiş, genelde düşük deprem etkisinde meydana gelmektedir. Boşluk suyu basıncı daha da arttıkça, yumuşama hadisesi artmakta ve boşluk suyu basıncı oluşumu da buna bağlı olarak artmaktadır. Özellikle çok zayıf zemin koşullarında, oluşan sonuç frekans içeriğinin çok çabuk değişimidir. Demek ki, yüksek frekans içeriği olan dalgacıklar, boşluk suyu basıncı arttıkça yok olmaya başlamaktadır ve sonuçta, yüksek frekans dalgacıkları tamamen filtrelenmektedir. Şekil 54’te bu hadise sonucunda filtrelenmiş yüksek frekansların ve dolayısı ile maksimum yatay ivmenin derinlik ile değişimini gösterir bir grafik verilmiştir. Bu grafikten anlaşılan, maksimum yatay ivmenin, sınıflanan zeminlerden sönümlendiğidir.

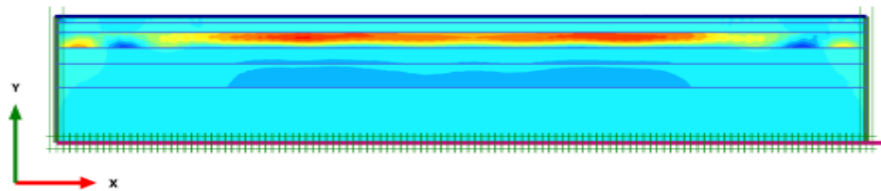


Şekil 54. Analiz Sonucu Gözlenen Yatay İvmeler

Kullanılan modelin teorik altyapısında bahsedildiği gibi, sismik tekrarlı yüklemeler sonucunda oluşan hacimsel deformasyonlar boşluk suyu basıncı artışına sebep olmaktadır. Sıvılaşma hadisesinin modellenmesi işte bu davranışın gerçekleşmesi ile olabilmektedir. Yapılan analizlerde elde edilen hacimsel değişim grafiği ile maksimum kayma deformasyon değişim grafikleri Şekil 55’de verilmiştir. Teorik olarak birbirinin ardalı olan kayma deformasyonu ve hacimsel deformasyon değişimleri, analiz sonuçlarında kumlu tabakalarda gözlenmektedir. Neticede elde edilen hacimsel değişim ile fazla boşluk suyu basıncı oluşumu Şekil 56’da verilmiştir.

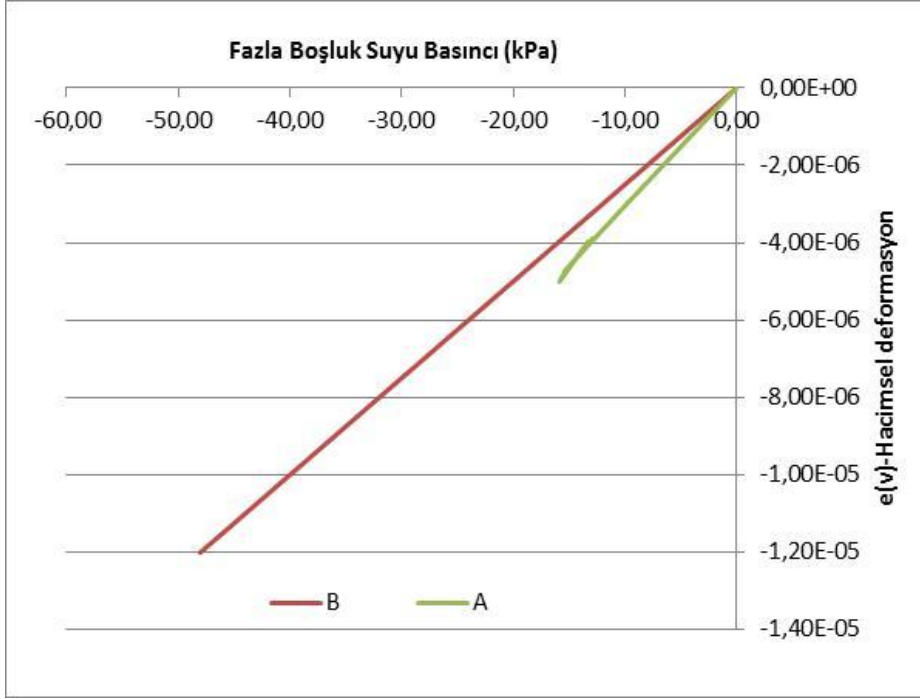


(a)



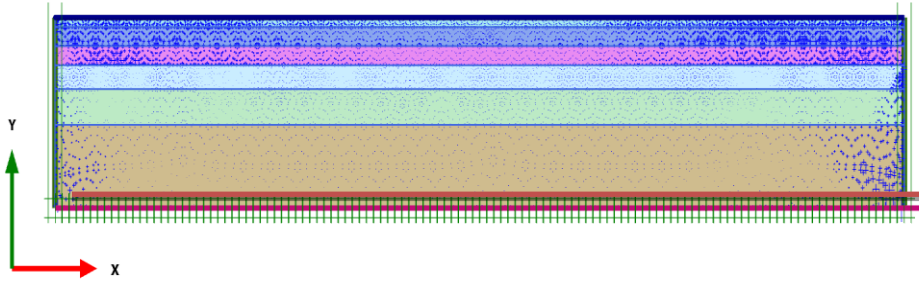
(b)

Şekil 55. a. Toplam Hacimsel Deformasyon Dağılımı b. Analiz Sonucunda Tabakalarda Elde Edilen Toplam Kayma Deformasyonu Dağılımı



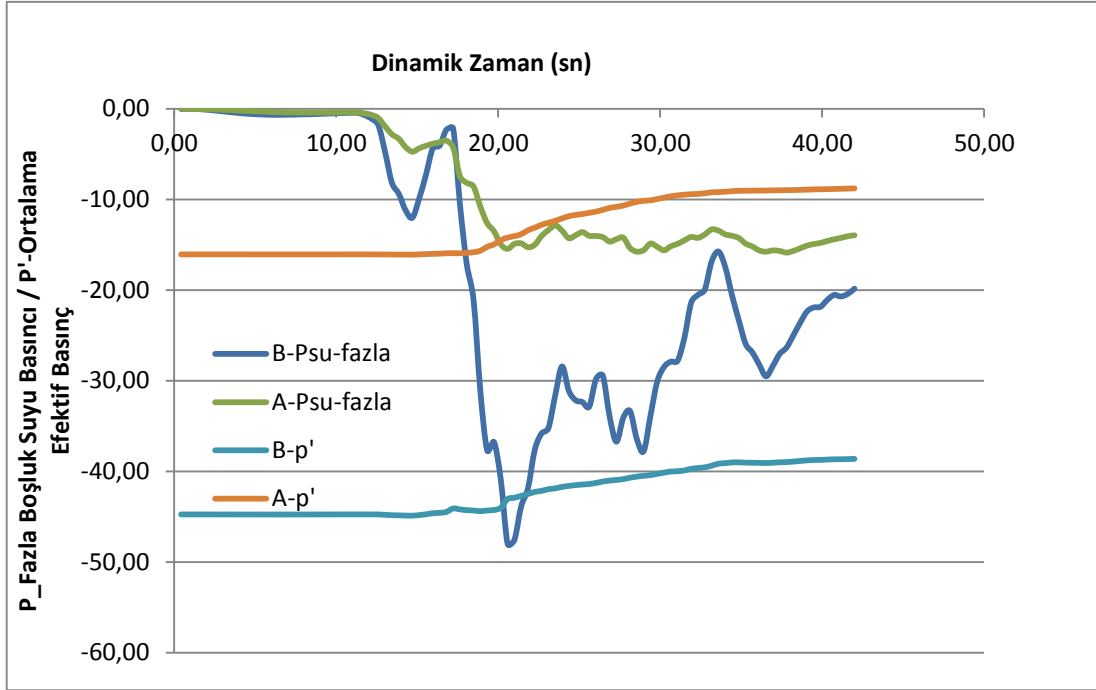
Şekil 56. Boşluk Suyu Basıncı – Hacimsel Deformasyon İlişkisi

Sıvılaşma hadisesine sebep olan boşluk suyu basıncı artışı, zemin daneleri arasındaki ortalama efektif gerilmenin azalmasına sebep olmaktadır. Şekil 57’de boşluk suyu basıncı değişimi tabakalarda gözlenmektedir.



Şekil 57. Analiz Sonucu sistemde Oluşan Fazla Boşluk Suyu Basıncı Değişimi

Daha detaylı incelemek gerekirse, iki farklı tabakada seçilen A ve B noktalarında elde edilen zamana bağlı boşluk suyu basıncı oluşumları Şekil 58’de verilmiştir.



Şekil 58. A ve B noktalarında oluşan fazla boşluk suyu basıncı ve ortalama efektif gerilme değişimi grafiği

Yapılan analizler kapsamında, lokal zemin koşullarında ve doğrusal olmayan modelleme yöntemleri kullanılarak yeni bir mühendislik etki parametresi kullanılmıştır. Kullanılan modellerde, mühendislik etki parametresi (PPR_max) boşluk suyu basıncı oranı aşağıdaki gibi ifade edilir:

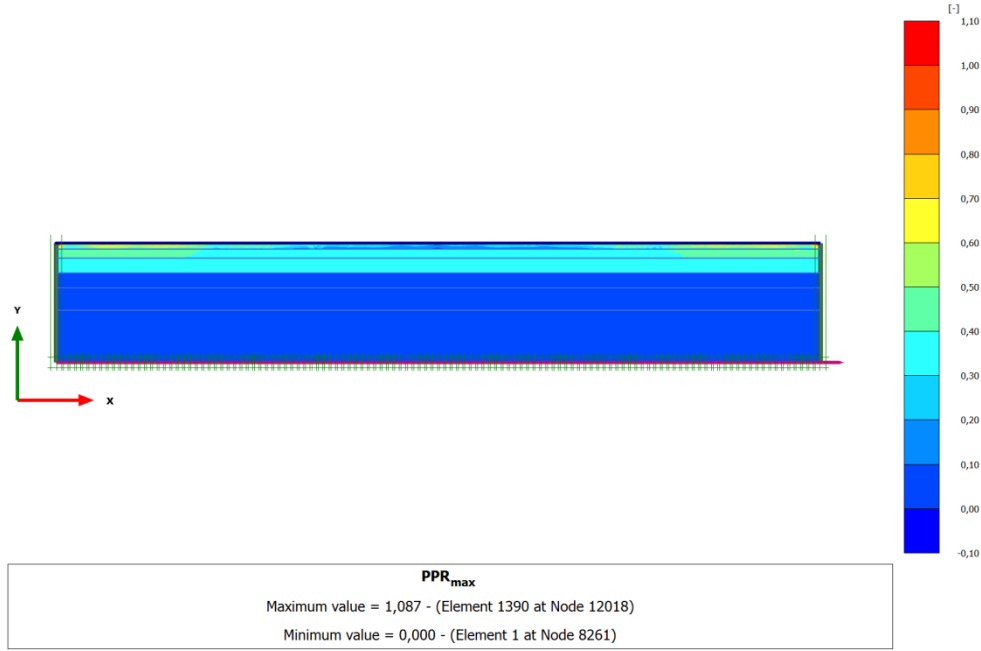
$$PPR_{max} = \frac{p'_i - p'_c}{p'_i} \quad (64)$$

Formülde, p'_i başlangıç efektif ortalama gerilme değeri; p'_c analiz sonucundaki efektif ortalama gerilme değeridir.

$$p' = \frac{\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}}{3} \quad (65)$$

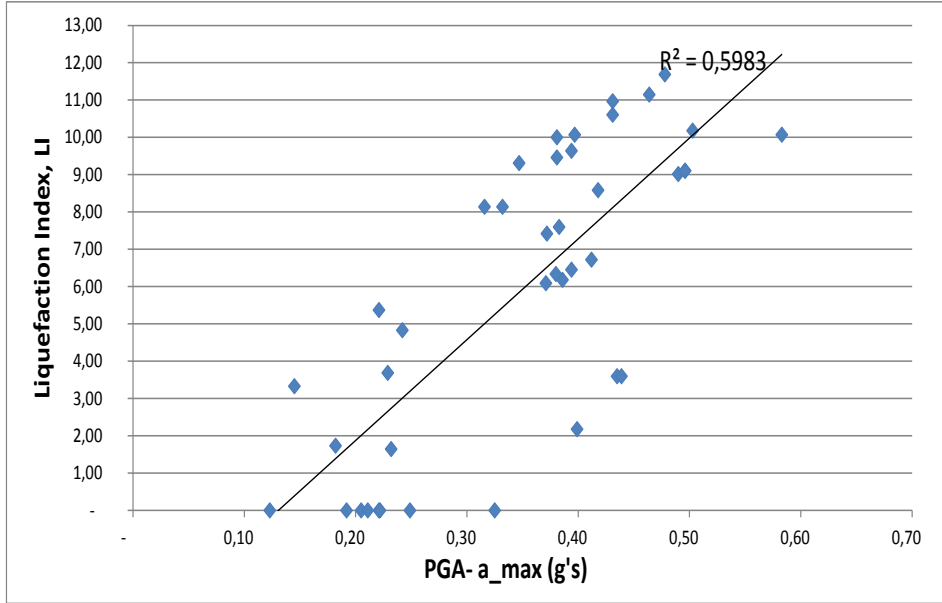
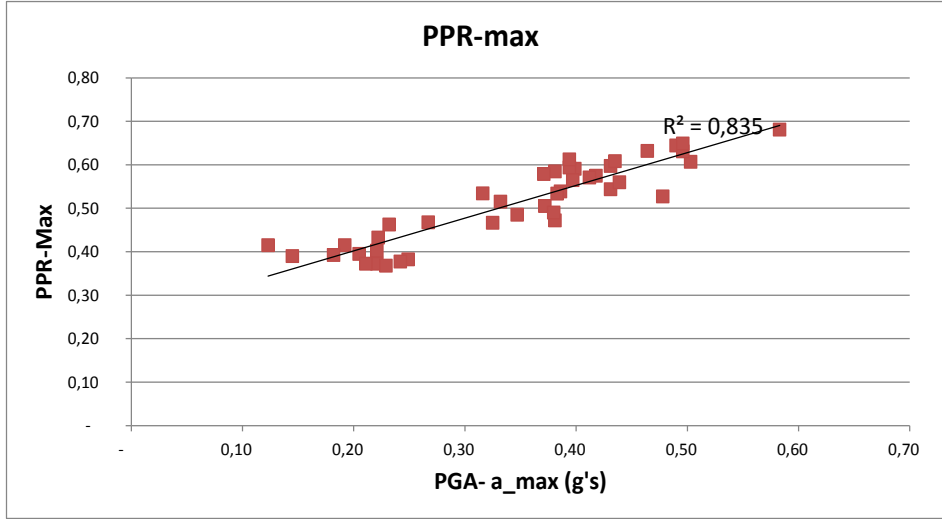
Eşitlikteki ortalama efektif gerilme değeri, koordinat sistemi yerleşiminden etkilenmemekle beraber, gerilme sisteminin değişmezlerindendir. Şekil 59'da analiz sonucunda farklı tabakalarda elde edilen PPR_max değerleri gözlenmektedir. Anlaşılabacağı gibi, sıvılaşma hadisesi, PPR_max oluşumunun saptandığı yüzeye yakın

kumlu tabakalarda oluşmaktadır. Sıvılaşma hadisesinin oluşumu gereği PPR_max parametresi daha iyi bir sistem belirteci olacağı anlaşılmaktadır. Yüzeyden derinlere inildikçe ise, parametre değeri azalmaktadır.



Şekil 59. Analiz sonucu elde edilen PPR_max değişimi

Analiz sonuçlarında sıvılaşan üst seviyedeki kumlu tabakalarda elde edilen ortalama PPR_max parametresinin deprem yüzey maksimum ivmesi ile karşılaştırması Şekil 60'da verilmiştir. Şekil 60'dan anlaşılabacağı gibi, PPR_max parametresi ile seçilen deprem etki parametresi arasındaki ilişki, IL parametresi ile olandan daha uyumlu gelişmiştir. Yapılan tekrarlı analiz sonucu elde edilen hasar parametreleri ile mühendislik parametreleri Ek 7'de verilmiştir.



Şekil 60. LI – PPR_max ilişkisi ve doğrusal olmayan analizin kalibre edilmesi

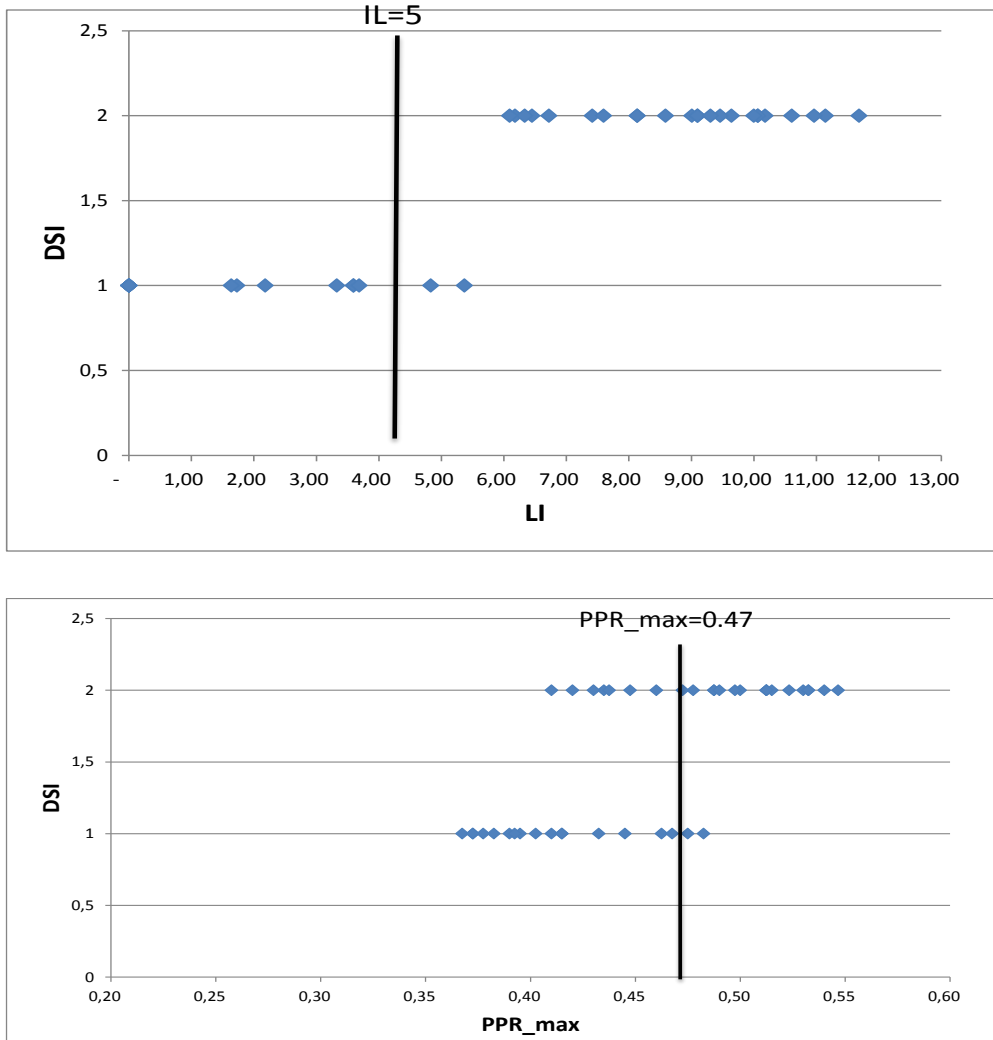
PPR_max değeri çoğunlukla 0.70-0.80 arasında olduğu aralıkta sıvılaşma başlangıcı olarak ifade edilmektedir. (Katsourelakis, 2002). Bu değer, 20 m'lik tabaka boyunca oluşması muhtemel olmayıp, derinlik boyunca belirli katmanlarda rastlanılmıştır. Analizler kapsamında I_L parametresi ile uyumlu olması açısından ve sıvılaşma hadisesine tabaka kalınlığının etkisini de irdelemek için ilk 20 m'deki ortalama PPR_max değeri olarak hesaplarda kullanılmıştır.

Yapılan tekrarlı analizler sonucunda daha önceden belirlenmiş hasar seviyeleri ile LI ve PPR_max ilişkisi Şekil 61'de verilmiştir. Bu parameter ile, lokal saha koşullarında

yapılan analiz sonuçları kıyaslanarak analizlerimiz kalibre edilmiştir. $PPR_{max}=0.40$ değerinin, $LI=5$ olarak korele edilebileceği anlaşılmıştır. Dolayısı ile PPR_{max} mühendislik parametresi ile DSI hasar endeksi arasındaki ilişki aşağıdaki gibi tarif edilmiştir. Öte yandan, analizlerde kullanılan PPR_{max} parametresi ve kırılmalık eğrileri elde edebilmek için kullanılan lognormal dağılım yaklaşımı, yapılan istatistik analizleri ile teyit edilmiş ve bu noktadan sonra hasargörebilirlik eğrileri elde edilmiştir.

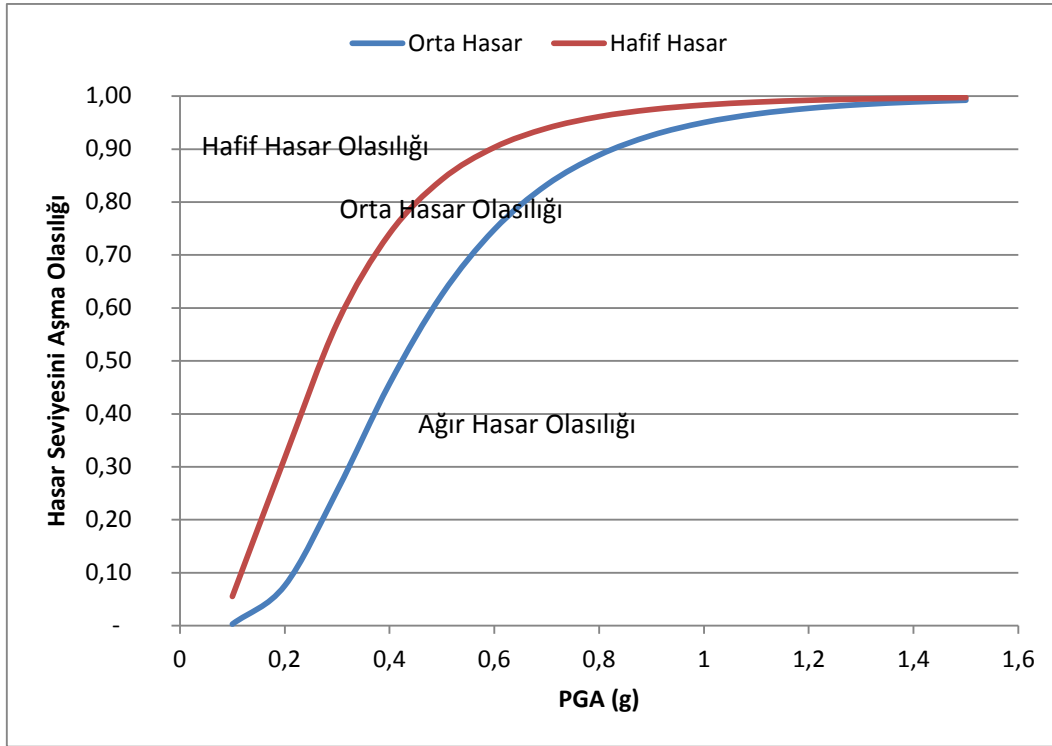
$$PPR_{max} \leq 0.47 \Rightarrow DSI = 1 \quad (66)$$

$$PPR_{max} > 0.47 \Rightarrow DSI = 2 \quad (67)$$



Şekil 61. Hasar Endeksi (DSI) – Mühendislik Etki Parametreleri İlişkisi

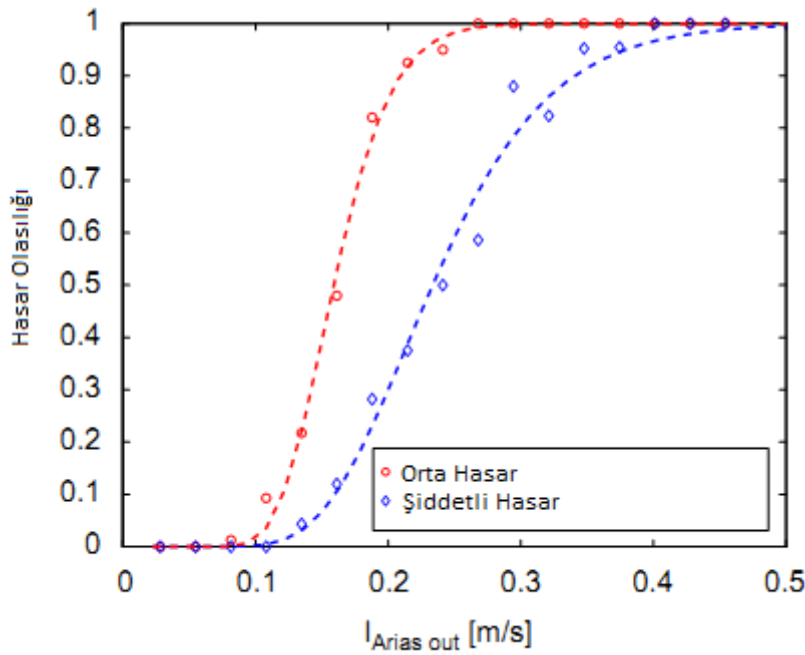
Performansa dayalı analizlerin hedeflerinden birisi, kırılmanlık eğrileri elde ederek, deprem etkisine karşılık oluşabilecek hasar olasılığını belirlemektir. Analiz sonuçlarında, hasar olasılık dağılımı ile PGA(g) sonuçları kırılmanlık eğrileri vasıtasıyla elde edilmiştir (Şekil 62). Analizlerde deprem etki parametresi olarak yüzey ivmesi kullanılmıştır. Örneğin, söz konusu bölgede meydana gelebilecek $PGA=0.8g$ büyüklüğünde bir depremde %85 ihtimalle orta ve ağır şiddette bir hasar ve neredeyse kesin olarak hafif şiddetli bir hasara beklenmelidir.



Şekil 62. Analiz Sonucu Elde Edilen Hasargörebilirlik Eğrileri

Analiz sonuçlar geniş bir depremsellik içerisinde, sıvılaşma sonrası hasar oluşumu ile ilgil olasılıksal bilgiler vermektedir. Yapılan analizlerde D3-şiddetli hasar seviyesinde gelebilecek depremsellik seviyesi elde edilmemiştir. Hatırlanacağı gibi analizlerde, 50 yıl içinde meydana gelme olasılığı %2,%10 ve %50 olan 14 farklı kayıt kullanılmıştır.

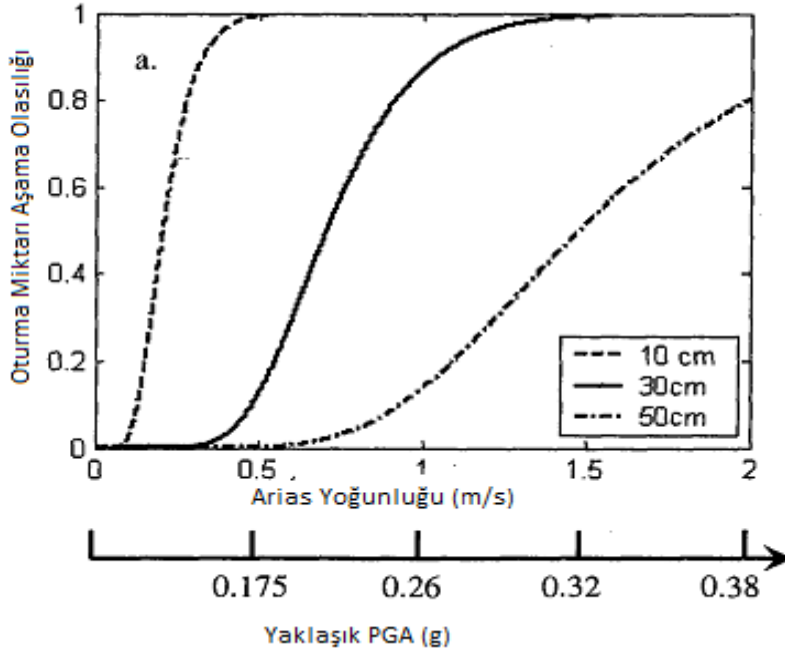
Daha önce yapılan benzer çalışmalarda ivme yerine Arias yoğunluğunun kullanılabileceğide anlaşılmaktadır. Yapılan çalışmalara örnek olarak Lopez ve Ravazi (2010) çalışması sonucu elde ettikleri kırılmanlık eğrileri görülebilir (Şekil 63).



Şekil 63. Sıvılaşma Hasar Olasılığı

Koutserelakis vd. (2002), risk analizlerinde farklı bir mühendislik ve hasar parametresi belirleyerek çalışmalar yapmışlardır. Analizlerinde stokastik olarak simüle edilmiş deprem kayıtlarını kullanmışlardır. Tekrarlı doğrusal olmayan nümerik Monte Carlo analizleri yaparak, ayrıca zemin parametrelerinin sonuçlar üzerindeki etkilerini araştırmışlardır. Analizlerinde yapı-zemin etkileşimini de dikkate almışlar ve yapıda meydana gelen eğilmeyi, mühendislik parametresi olarak belirlemişlerdir. Eğilme için belirledikleri 3 adet limit değer için hasar görebilirlik eğrileri elde etmişlerdir.

Chakraborty (2008), kule yapısı ile altında yer alan sıvılaşma potansiyeli yüksek zemin koşullarında modellenmiştir. Analiz sonuçlarını olasılıksal yöntemler ile ifade etmişlerdir. Şekil 64'den anlaşılacağı gibi kırılma eğrilerini belirli hasar seviyeleri için değil, mühendislik parametresinin belirli değerleri için (Örneğin oturma >10mm) elde etmişlerdir.

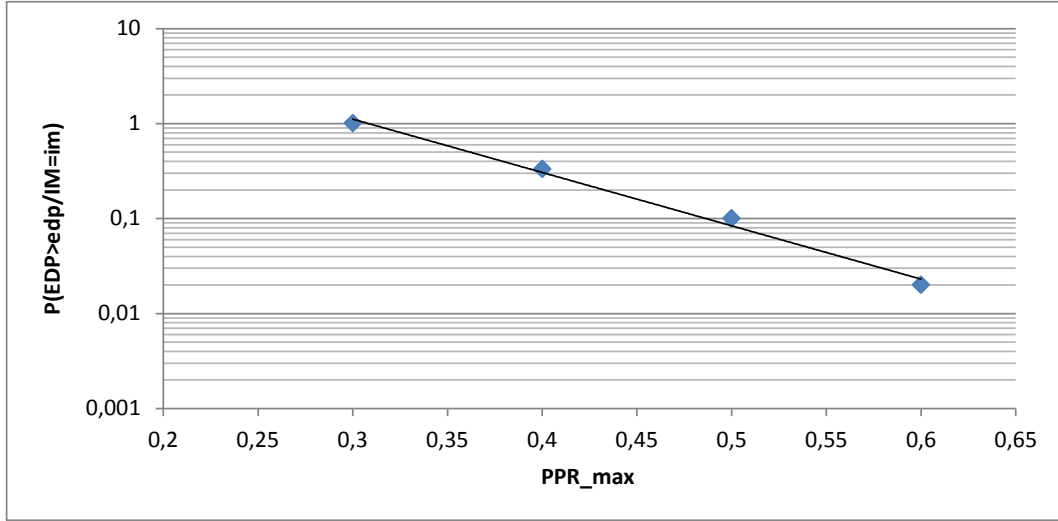


Şekil 64. Analiz Sonuçlarından elde edilen Oturma miktarı-Arias yoğunluğu değişimi

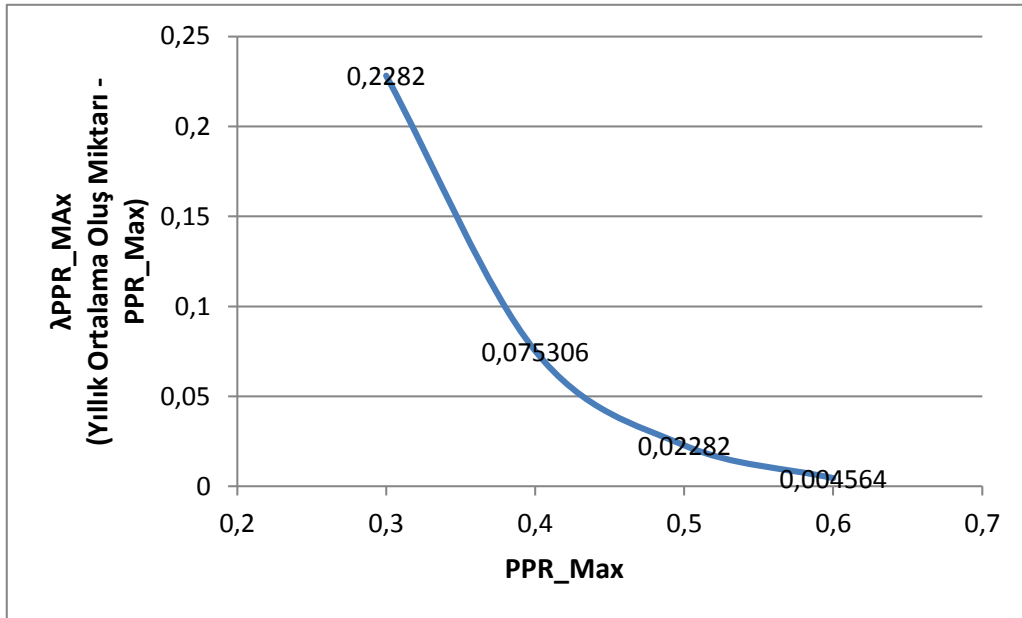
Performansa dayalı tasarım analizlerinin bir diğer sonucu da sistem mühendislik parametresinin yıllık ortalama oluşma miktarını elde edebilmemizdir. Bu sonuç, 1. bölümde verilen PBT eşitliklerinin modüler olarak çözülebilmesi sayesinde elde edilebilecektir.

$$\lambda_{EDP}(edp) = \sum_{im} P[EDP > edp \mid IM = im] : \Delta\lambda_{IM}(im) : \quad (68)$$

Eşitlik sayesinde, olasılıksal deprem analizleri ile elde edilen deprem parametresi oluş miktarlarının, yapılan tekrarlı analizler sonucunda elde edilen mühendislik parametresi kullanılarak Şekil 65'deki gibi ifade edilebilmektedir.



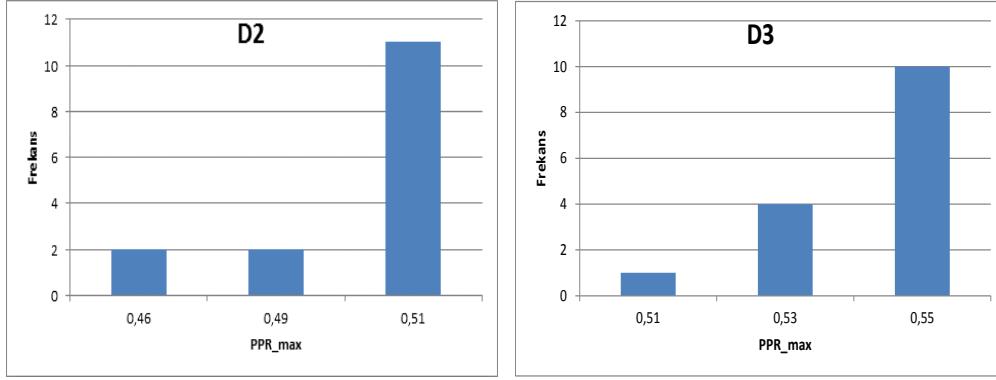
(a)



(b)

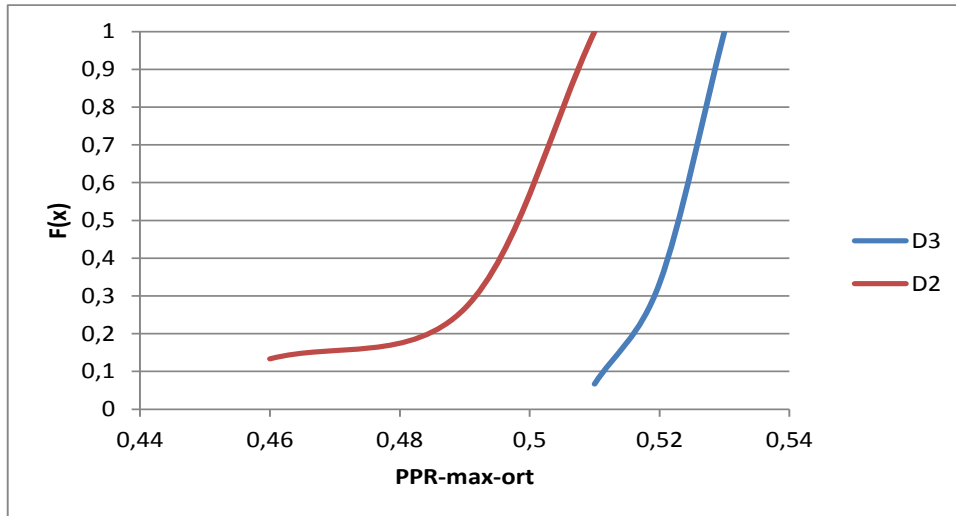
Şekil 65. a. Mühendislik Parametresi Olasılık Dağılımı b.Mühendislik parametresi yıllık ortalama oluş miktarı

Değişen tabaka kalınlıklarının, mühendislik parametresi olan PPR_max değerine olan etkileri tekrarlı yapılan analizlerle ortaya konulmaya çalışılmıştır. Bu amaçla, 4. Bölümde tariff edildiği gibi, arazi verilerine dayanarak elde edilen istatistiki parametrelerin kullanılmasıyla Latin hiperküp modellemeler yapılmış ve toplam 30 adet tekrarlı analiz gerçekleştirilmiştir. Analiz sonuçları elde edilen PPR_max parametresi frekans dağılımları Şekil 66'da gösterilmiştir.



Şekil 66. D2 ve D3 deprem seviyesi altında elde edilen PPR_max değerleri histogram gösterimi

Şekil 67'den görülebileceği gibi tamamen aynı sismik deprem etkisi altında yapılan tekrarlı analizlerde, D2 deprem seviyesi için PPR_max değerinin 0,46-0,51 değerleri arasında; D3 deprem seviyesi için ise 0,51-0,56 seviyeleri arasında elde edildiği görülmüştür.

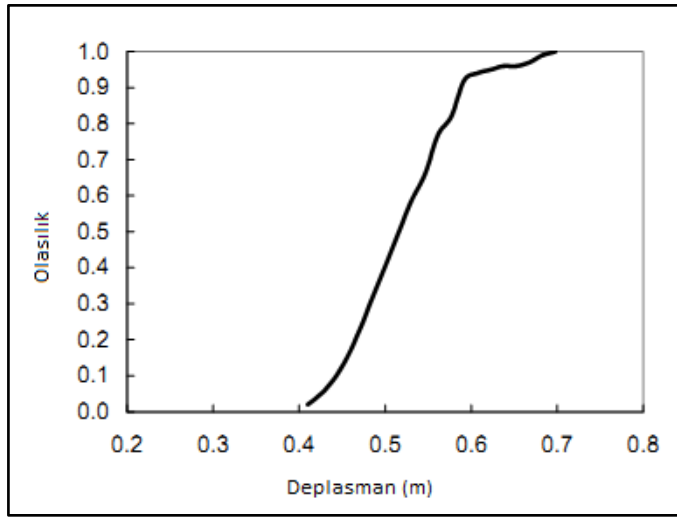


Şekil 67. 2 farklı sismik etkiye göre PPR_max birikimli dağılım grafiği

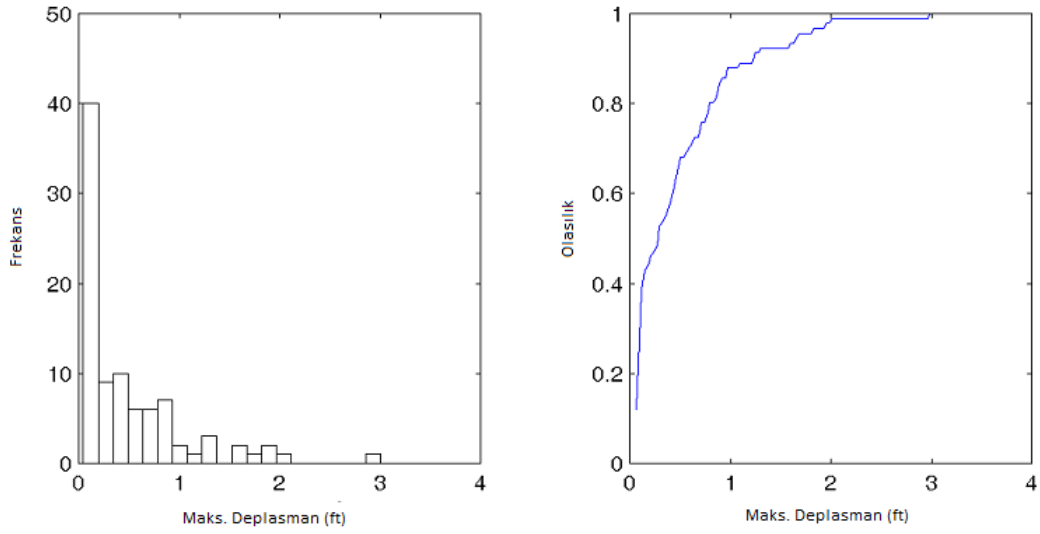
Elde edilen sonuçların birikimli dağılım grafikleri olarak temsil edilmesi halinde, Şekil 67'de görülebileceği gibi İzmir şehrinde Karşıyaka alüvyonel Zemin koşullarında D2 sismik depremi hasar seviyesine göre yapılan analizlerde PPR_max değerinin DSI=2 sınır değeri olan 0,47'den daha fazla çıkma olasılığı yaklaşık 75%'dir. D3 deprem seviyesine göre yapılan analizlerde ise meydana gelebilecek deprem sonucu

%100 ihtimal ile sivilaşmaya bağlı yapısal hasar seviyesi $DSI=3$ mertebelerinde beklenilmelidir.

Değişken zemin parametrelerinin performansa dayalı tasarımda kullanımı ile ilgili en kapsamlı çalışmalardan birisi olan PEER 2002/16 sayılı raporda (Jones, 2002) temel teorik anlatımlardan sonra 2 adet analiz yapılmıştır. Bunlardan ilkinde farklı N_{160} değerleri simüle edilerek, sivilaşma sonrası yanıl yayılım problem incelenmiştir. Analiz sonuçları, elde edilen yanıl deplasman değerinin, farklı N_{160} değerleri ile beraber dağılım grafikleri birikimli dağılım grafikleri olarak sunulmuştur. (Şekil 68) Diğer analizler kapsamında ise 100 adet farklı kayma dalgası simüle edilerek, temel altında oluşması muhtemel oturmaları incelemişlerdir. Elde ettikleri sonuçlar Şekil 69’da histogram grafiğı ve ardından buna bağılı olarak oluşturulan birikimli dağılım grafiğı şeklinde verilmiştir.



Şekil 68. Analizler sonucu elde edilen 3 m seviyedeki yanıl deplasman olma olasılığı birikimli dağılım grafiğı (Jones v.d.)



Şekil 69. Analizler sonucu elde edilen Temel Altında Elde Edilen maksimum deplasman değerleri

Yapılan çalışmalar sonucunda, İzmir ili Karşıyaka bölgesinde oluşabilecek depremli durumlar sonrasında gelişebilecek sınılaşma hadisesi sebepli yapısal hasar mertebeleri, deprem etki parametresine bağlı olarak geliştirilmiştir. Ayrıca, farklı sınılaşabilir Zemin tabaka kalınlıkları kullanılarak yapılan çalışmalar sonucunda, PBT kapsamında seçilecek D2 ve D3 tanımlı yer hareketlerine göre elde edilebilecek PPR_max parametresi değişimleri belirlenmiştir.

4.5. Sığ Tünellerde Yapı-Zemin Etkileşimi Analizleri

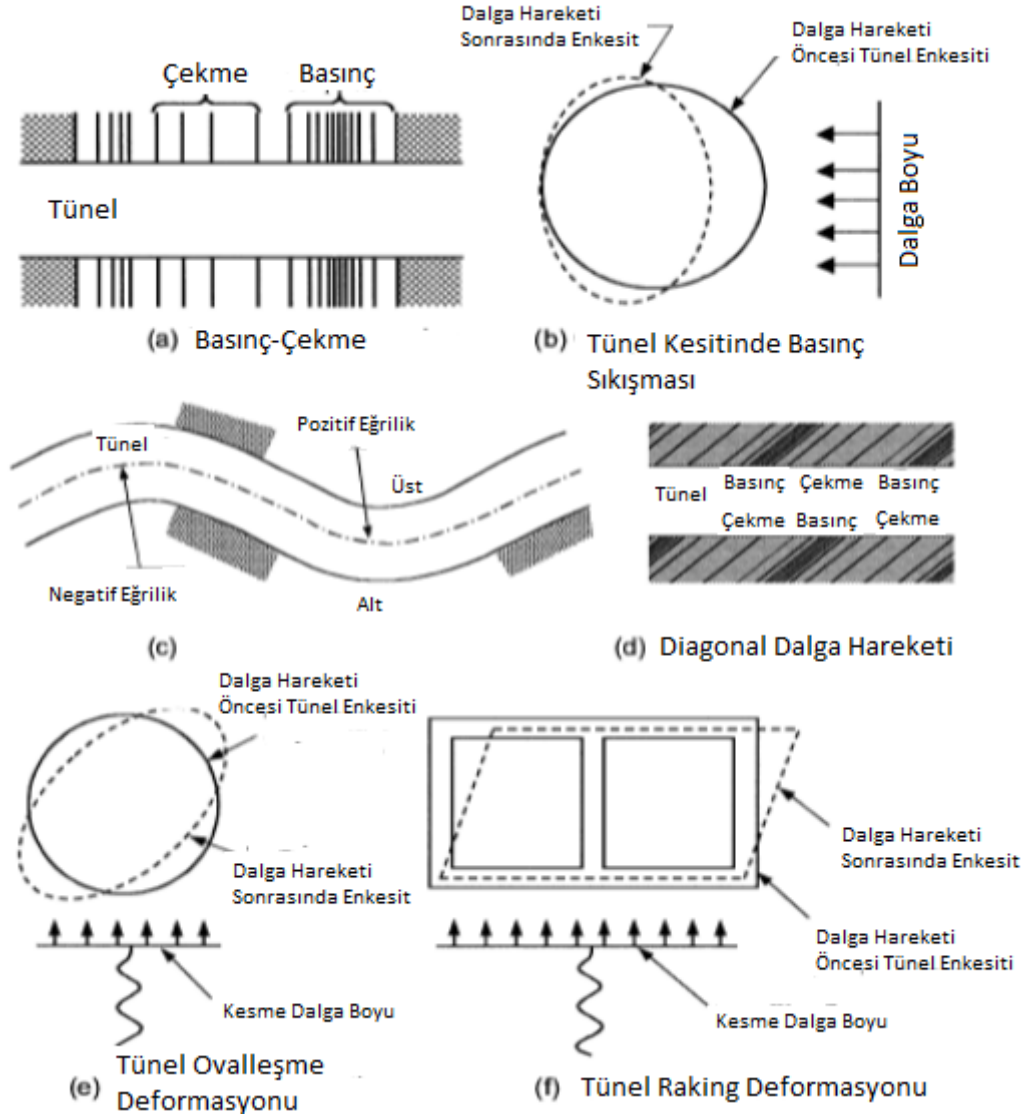
Çalışma kapsamında yapılacak bir diğer analiz olan sığ yeraltı yapıları sismik deprem analizleri zemin-yapı etkileşimi analizleri çerçevesinde ele alınmıştır. Oluşturulan sonlu elemanlar modeli, önceki bölümlerde anlatılan zemin parametreleri ve farklı sismik deprem etkisi altında tekrarlı analizlerden geçirilmiştir. Yapılan çalışma, lokal saha koşullarında ve depremsellikte gerçekleştirildiği için, elde edilen sonuçların tasarım aşamasında yardımcı birer abak olarak kullanılması da amaçlanmıştır. Analizler neticesinde iki farklı sonuç üzerinde surulmuştur. Bunlardan ilki literatürde tanımlı ve dizayn aşamasında başvuru kaynağı ve hesap adımı olarak kullanılan raking eğrilerinin, lokal depremsellik ve zemin koşullarında tekrar elde edilmesidir. Diğer bir sonuç ise,

performansa dayalı tasarım sistematığı içinde problemin ele alınması ve sonuçların verilmesidir.

4.5.1. Giriş

Yer altı yapıları, yer üstü yapılarına (köprüler ve binalar gibi) kıyasla farklı sismik tasarım felsefesi gerektirmektedir. Yer üstündeki yapıların zemin içerisinde kalan kısımları, zeminde meydana gelen deformasyonlara üst yapının atalet etkisiyle karşı koymakta ve dolayısıyla, üst yapıda kütlesiyle orantılı olarak iç kuvvetler ortaya çıkmaktadır. Yeraltı yapıları ise zemin ile sınırlandıkları için, atalet etkileri önemsiz kalmakta ve sismik tepkiler zemin tepkisi ile domine edilmektedir. Bu sebeple, yer altı yapılarının sismik analizleri, kuvvet bazlı değil (tasarım spektrumu metodu), deformasyon temelli analiz yöntemlerine dayandırılarak yapılmalıdır (Yang, 2008).Tünel ve metrolar gibi uzun yer altı yapıları, özellikle enkesitin değişiklik gösterdiği farklı lokasyonlarda (İstasyon veya çıkış şaftları gibi bölümler) önemli diferansiyel kuvvetlere maruz kalmaktadır (Hashash, 2002).

Deprem oluşmasını takiben kaynaktan yayılan deprem dalgaları, yayılma hızına ve doğrultusuna göre çeşitli isimler almakta ve yer altı yapıları üzerinde çeşitli etkilerde bulunmaktadır. Neticede gözlenen deformasyonlar aksel sıkışma ve uzama; boyuna eğilme ve enkesit üzerinde ovalleşme yada raking tipi davranışlardır (Şekil 70) (Wang, 1993).



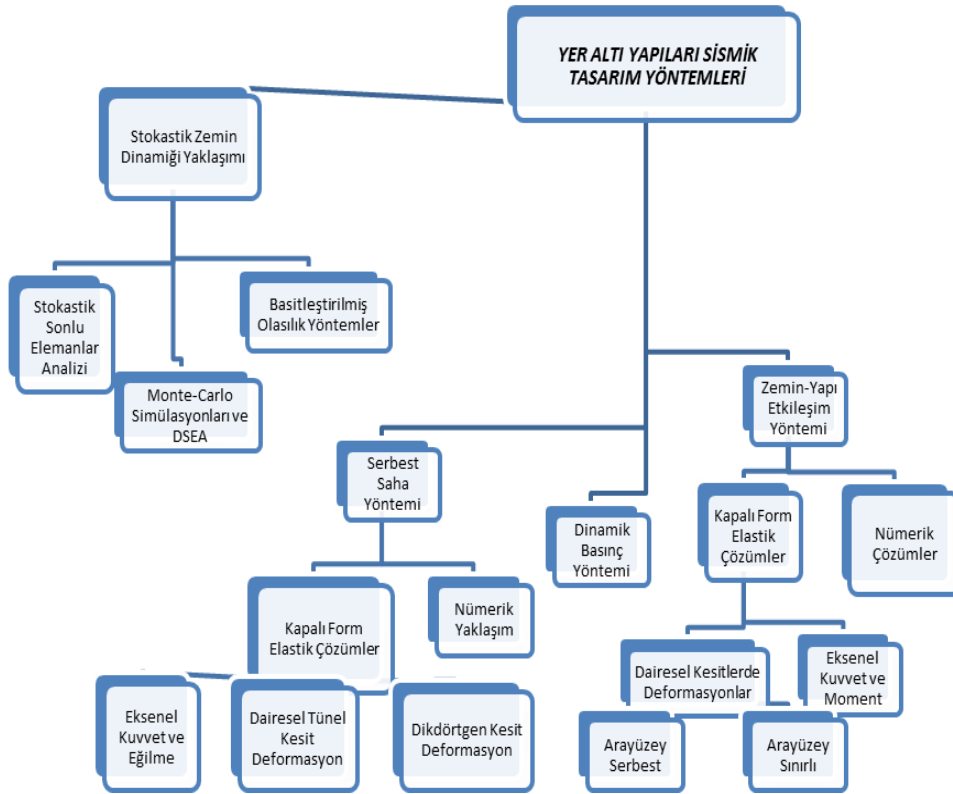
Şekil 70. Sismik Deprem Dalgaları Altında tünellerin deformasyon modülleri (Owen ve Scholl, 1981)

Şekilden de görülebildiği gibi, deprem etkisi altındaki tünel deformasyonları esas itibari ile 3 farklı kategoride ele alınabilmektedir. Bunlar 1) Tünel Boykesit Eğilmeleri 2)Tünel boyuna basınç ve gerilmeleri 3) enkesitlerde raking-ovaling tipi deformasyonlar.

Bu 3 grup analiz içinde, boyuna deformasyonlar sismik dalgaların tünel eksenine paralel olan bileşenleri tarafından oluşmaktadır. Eğilme ve enine deformasyonlar ise, tünel boyuna dik yönde gelen sismik dalgalar tarafından oluşmaktadır. Bu 3 deformasyon tipinden en kritik olan raking/ovaling türü, tünel enkesitinde oluşan ve

deprem kayma dalgalarının sebep olduğu deformasyonlardır. Tasarımda kritik olarak değerlendirilen deformasyonlar, işte bu raking/ovaling türü deformasyonlardır.

Literatür araştırması ışığında geliştirilen çeşitli sığ tünellerin analizleri için geliştirilen sismik tasarım metodları Şekil 71’de verilmiştir. Analiz yöntemlerinden analitik metot, zemin tabakalarında oluşabilecek dinamik amplifikasyon gibi etkileri önemsememektedir. Bununla beraber, yapı ve zemin atalet etkileri de göz önüne alınmamaktadır. Nümerik analizlerde ise, analiz girdi deprem kayıtları, belirli bir hedef spektruma göre ölçeklenmiş depremlerdir. Girdi deprem kayıtları, zemin modeline etkiltilerek, düşey yönde ilerleyen kayma dalgalarını modellemektedir.



Şekil 71. Yer altı Yapıları Sismik Tasarım Yöntemleri

Bu konudaki en basit yaklaşım yer altı yapısı ile çevreleyen zemin arasındaki etkileşimin önemsenmediği durumlardır. Bu durumda, birçok dinamik analizin temelinde yer alan serbest saha tepki analizleri gerçekleştirilerek yer altı yapısı oluşan deformasyonlara uygun tepki verebilecek şekilde tasarlanır. Bu amaçla geliştirilen çeşitli yaklaşımlarda, bu deformasyonlar sebebiyle yapıda oluşacak iç kuvvetlerin (eksenel kuvvetler, eğilme ve kesme kuvvetler) nasıl bulunacağı belirtilmiştir. Bu metot,

pek çok durumda gerçekleşecek olan yapının zeminle aynı deformasyonu yapamayacağı durumlarda gerçek dışı sonuçlar verebilmektedir ve bu açıdan bakılınca probleme genel bir bakış açısı verebilmektedir.

Yapı-zemin etkileşim analizlerinde, zemin içine gömülü yapıların rijitliği, yapı çevresindeki zemini rijitliğinden farklı ise, bu durumda deprem kuvvetlerine karşı farklı davranış eğiliminde olacakları için, yapı-zemin etkileşimi mutlaka dikkate alınmalıdır. Örneğin Rodriguea-Roa (1985) rijit ve esnek dairesel tünellerde sonlu elemanlar analizleri yaparak yapı-zemin etkileşimini modellemişlerdir. Yaptıkları analizlerde hem zemin, hemde tünel kaplamaları lineer elastik olarak modellenmiştir. Mondees ve Merritt (1991) Güney Kalifornia Transit metro hattı çalışmalarında bir dizi 2 boyutlu ve 3 boyutlu sonlu elemanlar analizi gerçekleştirmiştir. Girdi deprem kaydı olarak 1971 San Fernando depremi seçilmiştir. Yaptıkları çalışmalar ile beraber, tünel performans analizlerini gerçekleştirmişlerdir. Shawky ve Meakawa benzer şekilde Dakai metro hattı geri analizleri için bir dizi sonlu elemanlar analizi gerçekleştirmiştir.

Geçmişte yapılan çalışmalar içerisinde, gerek akademide ve gerekse de endüstride yeraltı tünelleri analizlerinde en çok kullanılan yöntem Wang (1993) tarafından yapılan çalışmalardır. Wang (1993) zemin-yapı etkileşimi analizlerinde önem kazanan bazı parametreleri (zemin-yapı rijitlik farkı- esnekli oranı (F), yapı geometrisi, deprem girdisi ve tünel derinliği) kullanarak 25 adet FLUSH sonlu elemanlar programı kullanarak analizler gerçekleştirmiştir. Tünel kaplamaları lineer elastik kiriş olarak modellenmiştir.

Her bir analiz neticesinde raking katsayısı (R) elde edilmiş ve girdi olarak kullanılan esneklik oranı (F) arasındaki ilişkiyi grafiksel olarak göstermiştir. Daha sonra geliştirdiği “Basitleştirilmiş Çerçeve Yönteminde” ise, deprem parametreleri ve zemin profili belirli olan bir hedef bölgede, yapılması düşünülen tünel yapısının geometrik sınırları belirlendikten sonra, dinamik sonlu elemanlar analizleri neticesinde elde ettiği R-F grafikleri kullanılarak R (Raking Katsayısı) değeri bulunur. $R = \Delta_s / \Delta_{(serbest-saha)}$ ilişkisinden hareketle, Shake ve benzeri saha tepki analizleri sonucu bulunan $\Delta_{(serbest-saha)}$ verisi ile beraber gerçek raking deformasyonu (Δ_s) bulunur. Bulunan deformasyon tünel dış duvarlarına üçgensel eşdeğer dağılıma sahip yükleme olarak etkilerek tünel elemanları içerisinde oluşacak içsel kuvvetler tespit edilir. Bu kuvvetlere, tasarım

şartnamesinde yer alan diğer yüklemelerde eklenilerek (MDE ya da ODE), kriterlere uygunluk araştırılır.

Wang'ın geliştirdiği çalışma yöntemlerinin benzerleri Penzien ve Wu (1998) tarafından da geliştirilmiştir. Hashash (2001), ise yaptığı çalışma ile yazarların geliştirdikleri yöntemleri ve tünellerde sismik tasarım üzerinde başvuru kaynağı oluşturmuştur. Yer altı yapılarının sismik analizlerinde olasılık yöntemleri de son yıllarda sıkça kullanılmaya başlanılmıştır. Örneğin, Schweiger ve Thurner (2007) yaptıkları çalışmada sığ tünelleri Zhou ve Nowak tarafından geliştirilen Nokta Tahmin Metoduyla incelemişlerdir. Yaptıkları analizlerde zemin ve yapıya ait 12 adet değişken ve bunların nokta değerlerinin belirleyip, belirledikleri performans fonksiyonlarını sonlu elemanlar programı kullanarak hesaplamışlardır. Nasekhian ve Schweiger (2011) ise rasgele parametre değerleri ile tünel kaplamasının deformasyonunu sonlu elemanlar analizleri yardımıyla incelemiş, seçmiş oldukları performans değerlerine (kaplamanın dayanabileceği maksimum normal yük ve tünel tepe deformasyonu) ait birikimli olasılık dağılım grafiklerini elde etmişlerdir. Karakostas ve Manolis (2000) çalışmasında sınırlı elemanlar yöntemini uygulayarak rasgele olarak tasarladığı birçok parametrenin etkisini irdelemiştir. Fellin (2010), sığ tünellerdeki en önemli tasarım kuvveti olan ayna basıncının tahkiki için FOSM metodu ve Monte-Carlo simülasyonlarından yararlanarak kullanılan hesaplama modellerinin ve analitik yöntemlerin geçerliliğini sınamışlardır. Li ve Low (2010) hidrostatik yük altında bulunan dairesel geometrideki tünellerin performans fonksiyonlarını FORM algoritması kullanarak olasılıksal çerçevede incelemiştir.

Performansa dayalı tasarım sistemi içinde, yapı performans analizleri yapı mühendisleri tarafından yapısal elemanlardaki deformasyon ve çatlaklık kontrolü amaçlı olarak itme analizleri yapılması suretiyle yapılmaktadır (Caltrans, 1999). Analiz sonuçlarından kesit deformasyonlarının, daha önceden belirlenen limit değerler ile karşılaştırılması hedeflenmektedir. İtme analizleri için kullanılacak raking deplasmanı ise, geoteknik mühendisinin yapı zemin etkileşimi analizleri sonucunda belirlediği raking eğrileri ile temsil edilmektedir (Liu, 2012). Raking eğrilerinin belirlenmesi için uygulamada, dinamik sonlu elemanlar analizleri yapılması her zaman ekonomik ve pratik olmamaktadır. Bu sebeple raking eğrileri genel olarak, Wang'ın yaptığı çalışma esas alınmak suretiyle değerlendirilmektedir. Wang eğrilerinden tünel kesit ve lokal

saha depremselliği bilinen bir bölgede tünel enkesitinde oluşacak deplasman değerleri elde edilebilmektedir.

Bu sebeple, yerel zemin koşulları ve yerel depremsellik verileri kullanılarak, dinamik nonlinear sonlu elemanlar analizleri yapılmıştır. Depremler altında zeminde gözlenen histerik deformasyonları, kullanılan zemin modeli içinde realize edilmiştir. Betonarme tünel elemanları, bu aşamada yapısal analizlerin gerçekleştirilmesi öngörülmediği için lineer elastik malzeme modeli kullanılarak modellenmiştir (Montesinos, 2006). Analizlerden elde edilen raking eğrileri, bilahare itme analizlerinde kullanılarak performans seviyeleri ve analizleri yapılabilecektir. Çalışmada elde edilmek istenen diğer hedef ise, performansa dayalı tasarım sistematığı içinde, literatürde bulunan mevcut hasar ilişkileri kullanılarak, hasar olasılıklarının tespit edilebilmesidir.

Hedef analizlerin yapılması için öncelikle gerekli olan teorik altyapı bir sonraki bölümde anlatılmıştır.

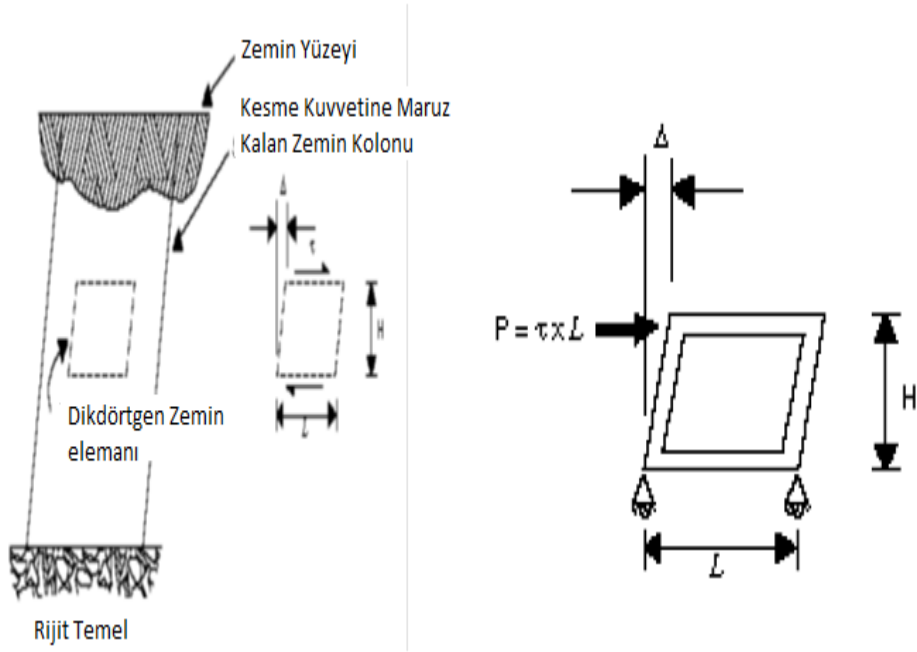
4.5.2. Analiz Yöntemi

Zemin içerisinde gömülü olan Şekil 72’de görülen basit kayma gerilmesi altındaki L genişliğinde ve H yüksekliğinde bir zemin elemanını dikkate alınırsa, basit kesme kuvvetine (τ) maruz kaldığı zaman, elemanda oluşacak kayma deformasyonu (Raking Birim Yerdeğiştirmesi Yada Raking Deformasyonu - Strain) aşağıdaki gibi ifade edilebilir:

$$g = \frac{D}{H} = \frac{\tau}{G} \quad (69)$$

Burada G zemin kayma rijitlik modülü, D ise H yüksekliğindeki bir zemin danesinde oluşan yatay deplasman miktarıdır. Zemin kayma modülü, kayma gerilmesi ile zeminde oluşan açısall deformasyonun oranı şeklinde ifade edilebilir.

$$\begin{aligned} \text{Raking Modülü} &= \frac{\text{Gerilme}}{\text{Raking Deformasyonu}} = \frac{\tau}{g} = \frac{\tau}{D/H} = G \\ &= \text{Zemin Kayma Rijitlik Modülü} \end{aligned} \quad (70)$$



Şekil 72. Zeminde (Serbest Saha Koşulları) Meydana gelen deplasman değişimi (Solda) ve Karşılığında Tünel Yapısında Meydana Gelen Deplasman Değişimi

Dikdörtgen çerçeve yapısal tünele uygulanan yatay itki, aynı kayma gerilmesi (τ) altında etkitildiği zaman, P yatay kuvveti ile ifade edilebilecektir. ($P = \tau \times L$). Bu durumda yapıda elde edilen raking deformasyonu aşağıdaki gibi ifade edilebilir:

$$g = \frac{D}{H} = \frac{P}{HS_1} = \frac{\tau L}{HS_1} \quad (71)$$

Eşitlikte S_1 , yapının birim yatay deplasman yapabilmesi için gerekli olan kuvveti ifade etmektedir. Dolayısı ile yapıda oluşan raking modülü aşağıdaki gibi ifade edilebilir:

$$Raking \text{ Modülü} = \frac{Gerilme}{Raking \text{ Deformasyonu}} = \frac{\tau}{g} = \frac{\tau}{D/H} = \frac{S_1 H}{L} \quad (72)$$

Esneklik oranı, F, zemin raking rijitlik modülü ile yapıdaki rijitlik modülünün oranı olarak ifade edilmektedir. Bu durumda bu oran aşağıdaki gibi ifade edilir.

$$FR = \frac{GL}{S_1 H} \quad (73)$$

G = Zemin kayma modülü

L = Yapı genişliği

S1 = Birim kuvvet ile yatay deplasman

H = Yapı yüksekliği

Esneklik oranı (FR), tek açıklıklı tüneller aşağıdaki şekilde ifade edilebilmektedir (Hashash, 2001).

$$FR = \frac{G}{24} \left(\frac{H^2 L}{EI_L} + \frac{HL^2}{EI_H} \right) \quad (74)$$

E- betonarme tünel çerçevesi elastisite modülüdür. I_L ve I_H tünel çerçevesi döşeme ve duvarlarının atalet moment değeridir.

Raking eğrisi elde edilebilmesi için çalışmada uygulanacak analiz metodu aşağıdaki gibi özetlenmiştir.

1. Analizlerde üçüncü bölümde elde edilen sismik deprem parametreleri ile 4. Bölümde elde edilen Bayraklı bölgesi arazi koşulları kullanılmıştır. 2 farklı sismik deprem seviyesi için toplam 14 adet deprem kaydı kullanılmıştır.

2. Çalışmalarda 3 tip tünel kesiti kullanılmıştır. Kullanılan tünel kesitleri 16x10 m’lik tünel için 100cmx100cm boyutlarında, 18x6 tünel için 80*80cm ve 4x4 m’lik tünel kesidi için 60x60 cm olarak seçilmiştir. Yapılan seçimler uygulama ile paralel olarak kullanılan tünel kesidi ile uyumlu olarak yapılmış, herhangi bir ön hesap neticesinde seçilmemiştir.

Kullanılan yapısal kesitler Çizelge 23’de verilmiştir. Farklı tip tünel kesit ve zemin tipi kullanılması, farklı esneklik oranları ile çalışabilme olanağı verecek ve analiz çeşitliliği artacaktır. Analizler 3 farklı kesitte yapılmak suretiyle toplam 84 adet sonlu elemanlar analizi gerçekleştirilmiştir.

Çizelge 24. Analizlerde Kullanılan Yapısal Kesitler

No	Genişlik – L (m)	Yükseklik - H (m)	Tünel Derinliği (m)	Boyut Oranı (L/H)	Kesit (a/b)
1	16	10	10	1.60	100x100
2	18	6	6	3.00	80x80
3	4	4	8	1.00	60x60

3.Yapılan çalışmalar sonlu elemanlar analizi yapılarak gerçekleştirilmiştir. Esneklik oranı tespit edilmek amacıyla gerekli parametreler analiz sonuçlarından elde edilmiştir. Zemin rijitlik modülü, deprem kaydı ve dolayısı ile zeminde meydana gelen deformasyonlar ile ilintili olacağı için analiz sonuçlarından aşağıdaki şekilde elde edilmiştir.

$$G = \frac{\tau}{D/H} \quad (75)$$

Burada D, tünel seviyesindeki yatay deplasmandır. H ise tünel yüksekliğidir. τ_{max} , G_{eq} ve γ_{max} değerleri analizler sonucunda tünel derinliklerinde elde edilmiştir.

Esneklik oranı (FR) eşitlik 74’te verildiği gibi elde edilmiştir. Bunun için 3 farklı tünel kesidi ve kullanılan kesitlerin elastisite modülü ile atalet momentleri eşitlikte yerlerine konulmuştur.

4. Serbest saha analizleri tünel derinliğindeki yatay deplasmanların belirlenmesi amacıyla yapılmıştır. Yapı Zemin etkileşimi analizleri şehir içi aç-kapa tipi tünel yapım yöntemleri doğrultusunda modellenmiştir. Aç kapa tekniği ile tünel yapım yöntemi, klasik yeraltı tünellerinin yapım yöntemlerinden farklı yaklaşımlar gerektirmektedir (John ve Zahrah, 1987). Analizler yapım metodolojisine uygun olarak 3 aşamalı olarak gerçekleştirilmiştir. 1. Aşamada, başlangıç koşullarındaki sahadaki gerilme koşulları realize edilmiştir. 2. Aşamada tünel inşaatı için gerekli kazı ve kaplama işlemlerinin tamamlanarak, geri dolgunun yapılması durumu realize edilmiştir. Bu aşamada tünel inşaatı tamamlanarak çevre koşullara göre statik denge koşulları sağlanmıştır. 3.

Aşamada ise, sisteme deprem kuvveti etkililerek sonuçlar elde edilmiştir. Elde edilen deplasmanların oranlarından R (Raking katsayısı) bulunmuştur. Bulunan esneklik oranı ve raking parametresinden hareketle, lokal zemin ve deprem şartlarına uygun raking eğrileri elde edilmiştir.

$$R = \frac{\Delta_{yapı-zemin}}{\Delta_{serbest-saha}} \quad (76)$$

Elde edilen raking eğrisi performasa dayalı tasarım sistematığı içinde mühendislik parametresi olarak kullanılabilecektir. Ancak burada önemli olan, seçilen parametrenin, yapısal hasarı belirtebilecek muhteviyatta olmasıdır. Bu amaçla daha önceden yapılan çalışmalar incelenmiş ve bu doğrultuda kesit moment değerinin, direkt olarak yapısal hasar ile ilişkilendiren (Argyroudis ve Pitilakis,2012) yöntem kullanılmıştır. Buradan hareketle kesit moment değerleri kullanılarak, yapı hasar olasılık eğrileri oluşturulmuş ve literatürde yapılmış diğer çalışmalar ile karşılaştırılmıştır.

Arayüzey (eklem) elemanlar, zemin-yapı etkileşim problemlerinde, yapı ile zemin arasındaki muhtemel kayma ve ayrılmanın modellenmesi amaçlı olarak, zeminden yapıya gerilme ve yerdeğiştirme aktaran elemanlar biçiminde modellenmektedir. Yapılan analizlerin pek çoğunda arayüzeyde zemin ile tünel arasında tam anlamıyla bir kontakt oluşumu kabulüne dayanmaktadır (Sedarat vd, 2009).

Şimdiye dek yapılan etkileşim analizlerinde arayüzey davranışı ile ilgili aşağıda belirtilen 2 ön kabul ile beraber ilerlenilebilinmiştir:

- Tünel kaplamasına dik yönde, zemin ve kaplama tam kontakt içrisindedir.
- Tünel kaplamasına paralel yönde ise aşağıdaki iki önerme yapılmaktadır.
 - o Zeminden kaplamaya herhangi bir mukavemetin gösterilmediği “serbest kayma” durumu
 - o Zemin ile kaplamanın beraber hareket ettikleri “katı (kaymaz) arayüzey” durumu

Bu etkileşimi daha gerçekçi modelleyebilmek amacıyla, arayüzey elemanları elasto plastik bünyesel model ile tanımlanmışlardır. Arayüzeyde gerçekleşen deformasyon mertebesine bağlı olarak Coulomb kriteri doğrultusunda elastik yada kalıcı deformasyon

durumları modellenenilmektedir. Arayüzeyin elastik sınırlar içinde kalması için Coulomb göçme zarfı tanımından hareketle

$$|\tau| < \sigma_n \tan \phi + c_i \quad (77)$$

$|\tau| = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2}$ Eşitlikteki τ_1 ve τ_2 , iki yönde etkili olan kayma gerilmeleridir.

Plastik davranış için ise $|\tau| = \sigma_n \tan \phi + c_i$ olarak tanımlanır. Eşitlikteki ϕ ve c_i , arayüzey sürtünme açısı ile kohezyonu temsil etmektedir. Arayüzey mukavemet parametreleri, zemin mukavemet katsayısı ile azaltım faktörü sayesinde doğrusal olarak ilişkilendirilmektedir (R_{int}).

Arayüzey etkileşimi, arayüzeyin tamamen rijit olduğu kabulü ile zemin ile aynı mukavemet özelliklerini göstermektedir. Fakat gerçek arayüzey davranışı, çevreleyen zeminden daha gevşek ve daha esnek yapıda olmaktadır. Bu durumda, literatürdeki yaygın kabul ile beraber R_{Inter} , katsayısı $2/3$ mertebesinde yaklaşık 0.65 olarak analizlerde kullanılmıştır. Buna göre, zemin ve beton arasındaki daha az mukavim olan malzemenin (zemin) mukavemetinin %65'i etkileşimi yönlendirecektir.

Arayüzeyin elastik durumda olduğu koşullarda, kayma (arayüzeye paralel yönde deformasyon) ve arayüzeye düşey yönde oluşan izafi deformasyonlar gözlenebilmektedir. Bu deformasyon mertebeleri aşağıdaki eşitlik ile verilmiştir.

$$Elastik Kayma Deformasyonu = \frac{\tau}{K_s} = \frac{\tau x t}{G} \quad (78)$$

$$Elastik Düşey Aralık (Gap) Deformasyonu = \frac{\sigma_n}{K_n} = \frac{\sigma_n x t}{E_{oed}} \quad (79)$$

Eşitliklerdeki G ve E , arayüzey kayma rijitliği ile elastisite modülüdür. t ise arayüzey zahiri kalınlık faktörü olarak tanımlanmaktadır. Bu faktör, eşitlikte görülen rijitlik parametrelerinin hesabında kullanılmaktadır.

$$E = 2xGx \frac{1-\nu_i}{1-2\nu_i} \quad (80)$$

$$G = R^2 x G_{zemin} \quad (81)$$

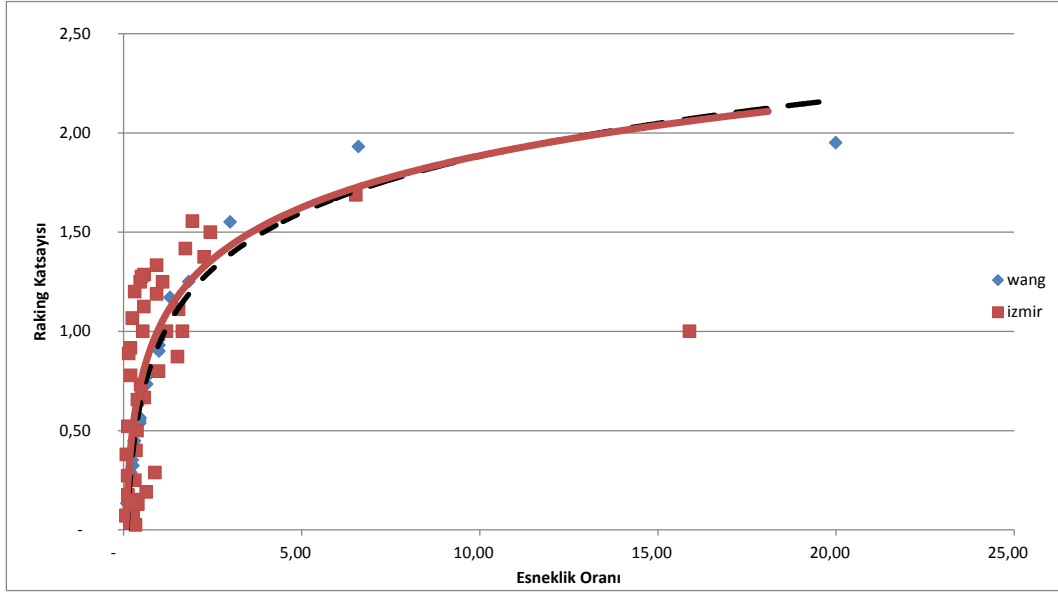
Sonlu elemanlar ağındaki arayüzey elemanları sıfır kalınlıkta modellenirler. Zemin-tünel duvarı arayüzünden oldukça düşük mertebelerde elastik deformasyonlar üretecek olan bu arayüz elemanlarına ilişkin zahiri kalınlık faktörü 0.1 olarak seçilmiştir.

4.5.3. Analiz Sonuçları

Yapılan analiz sonuçları bu bölümde iki farklı sonuç olarak sunulmuştur. bunlardan ilki analizler sonucunda elde edilen raking eğrileri ve diğeri de PBT sistematığı içerisinde, yer altı sığ tünelleri hasargörebilirlik analizleri sonuçlarıdır. Yapılan tekrarlı sonlu elemanlar analiz sonuçları Ek-7 'de verilmiştir.

4.5.3.1. Raking Eğrisi Analizleri

Yapılan analizler sonucunda elde edilen raking eğrileri, Wang tarafından yapılan orjinal çalışma ile karşılaştırmalı olarak Şekil 73'te sunulmuştur. Sonuçlar genel olarak paralellik arz etse bile, yapılan çalışmanın doğrusal olmayan bir zemin modeline dayanması ve dinamik bir analiz metodunun uygulanması sebebi ile sonuçlar arasında farklılıklar oluşmuştur. Analiz sonuçları, özellikle düşük esneklik oranlarında, literatürdeki sonuçlara kıyasla daha yüksek raking oranları elde edildiğini göstermiştir. Öte yandan yüksek esneklik oranlarında ise Wang (1993) ile kıyaslanınca daha düşük raking oranları elde edilmiştir.

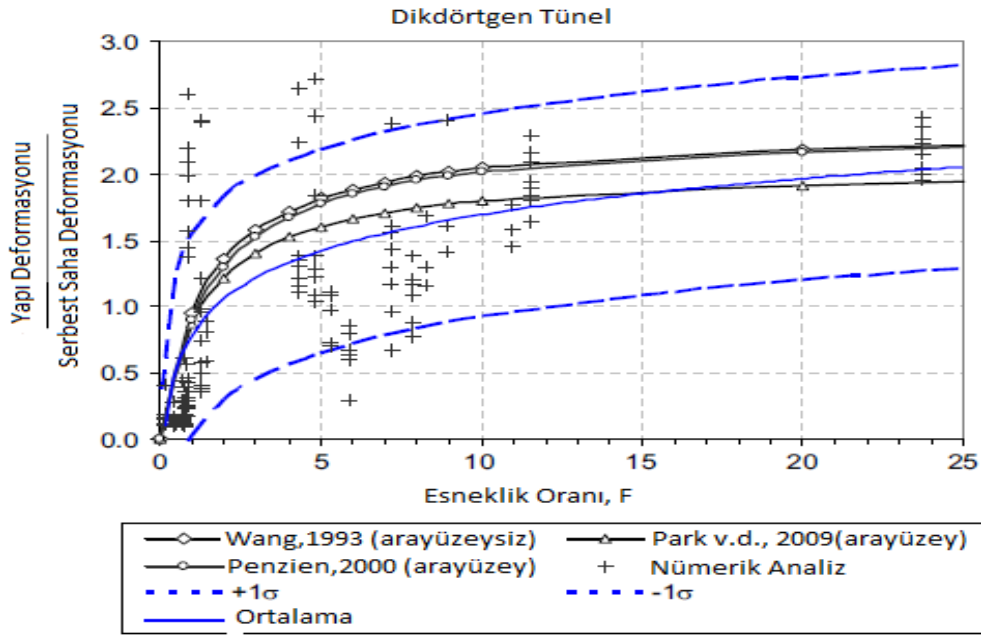


Şekil 73. Analizler Sonucu Elde Edilen Raking Eğrileri

Esneklik oranı, zemin rijitliği ile tünel rijitliği arasındaki oranı ifade etmektedir. Esneklik oranı 1'den küçük olduğu durumlarda, tünel, çevresindeki zeminden daha rijittir. Bu durumlarda, İzmir için yapılan analizler daha büyük yatay öteleme katsayıları vermektedir. Zayıf zemin koşullarında doğrusal elastic zemin modeli kullanılarak çözümlenen Wang analizleri yerine, gerçek doğrusal olmayan malzeme modeli kullanılan İzmir örneği analizlerinde sönüm etkisi ile serbest saha deformasyonlarının daha az olmasından dolayı, yatay öteleme oranı daha fazla çıkmıştır.

Analizlerden elde edilen bir digger sonuç ise $F > 1$ olması durumunda, yeraltı tünel analizlerinin serbest saha analizlerine göre değerlendirilmesi halinde, gerçek deformasyon seviyelerinden daha az mertebelere göre tasarım yapılmasına sebep olmasıdır. Bu durum yapay öteleme oranının 1'den daha fazla olması ile açıklanabilmektedir.

Literatürde yapılan benzer çalışmalar incelendiği zaman numerik çözümlerin, Wang'ın çözümü ve benzer diğer yaklaşımlar (Penzien, 2000; Penzien ve Wu, 1998) tarafından yapılan çalışmalara kıyasla hayli değişken sonuçlar ürettiği görülebilmektedir. Pitilakis tarafından yapılan analizler aç-kapa tünellerde değil, derin kapalı tünellerdeki analizleri içermektedir (Şekil 74).



Şekil 74. Raking eğrileri – Literatürde Gözlenen Çeşitli Yaklaşımlar

4.5.4. Performansa Bağlı Tasarım Analizleri

Analizlerin ikinci kısmını oluşturan PBT analizleri için, aşağıda verilen metodoloji takip edilmiştir:

- Elde edilen sismik deprem kayıtları ile elde edilen Bayraklı Bölgesi arazi koşulları kullanılarak 2 farklı sismik deprem seviyesi (D2 ve D3) ve 3 farklı tünel kesiti için tekrarlı sonlu elemanlar analizi yapılmıştır.
- Seçilen mühendislik tepki parametresi, $DI=M/M_{rd}$, analiz sonuçlarından ve betonarme kesit tahkikleri sonucunda elde edilmiştir. M, analiz sonucunda tünel kesitlerinde elde edilen maksimum moment değeri, M_{rd} ise, yapılan betonarme kesit tahkiklerinden elde edilen kesit moment kapasitesidir.
- Hasargörebilirlik eğrileri elde edilmiş ve literatür verileri ile beraber sunulmuştur.

4.5.5. Performansa Bağlı Tasarım Analizleri

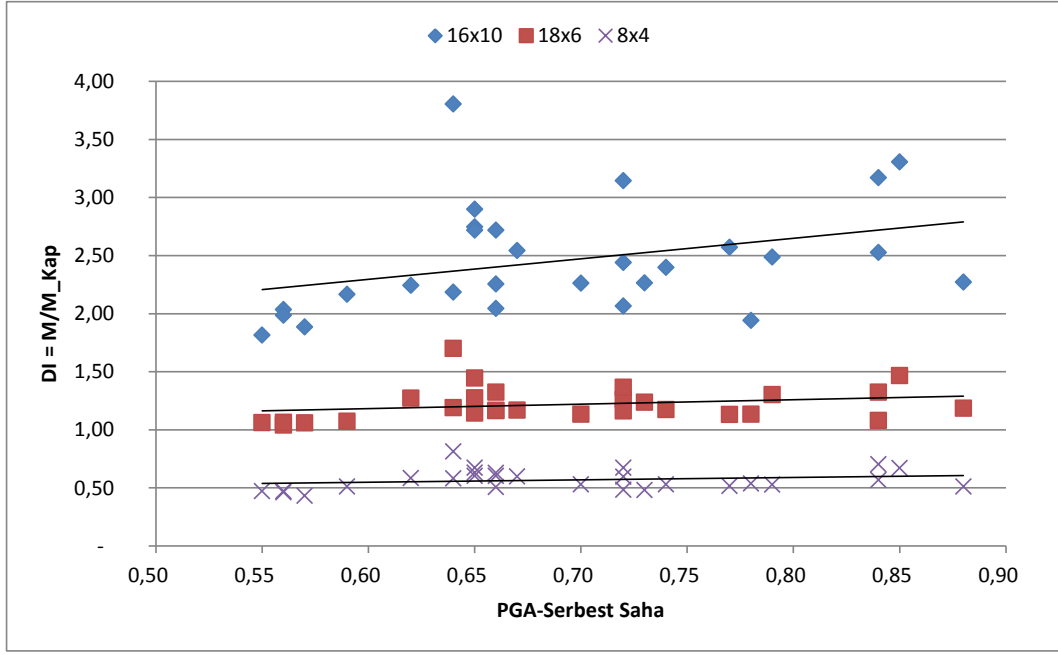
Argyouridis ve Pitilakis (2012) tarafından kullanılan hasar seviyeleri ve hasar seviyelerinin mühendislik tepki parametresi ile olan ilişkisi (Çizelge 25) kullanılmıştır. Yazarlar 2005 yılından itibaren yaptıkları çalışmaları ve kullandıkları hasar seviyesi ilişkilerini Avrupa Birliği ENSURE (2009) projesi kapsamında kullanmışlardır.

Çizelge 25. Hasar Seviyesi İlişkileri (Argyouridis ve Pitilakis (2012))

Hasar Seviyesi (dsi)	Hasar Seviyesi Dağılımı ($DI = M/M_{rd}$)
ds0. Hasar yok	$DI \leq 1.0$
ds1. Hafif Hasar	$1.0 < DI \leq 1.50$
ds2. Orta Hasar	$1.5 < DI \leq 2.5$
ds3. Büyük Hasar	$2.5 < DI \leq 3.5$
ds4. Göçme	$DI > 3.5$

Tünel kesitinde gözlenen moment değerleri ve kesit kapasite momentleri hesaplandıktan sonra, hasar endeksi ile ilişkilendirebileceğimiz mühendislik parametresini edilmiştir. Yapılan kesit kapasite hesapları Ek-8’de verilmiştir. Hesaplamalarda (Xtract, 2006) kullanılan betonarme kesit ve detayları genel kabuller çerçevesinde belirlenmiştir. Analizlerde, yeraltı yapıların deprem tasarımlarında, üst yapılar oranla zemin içinde çevrelendiklerinden dolayı daha rijit olabilecekleri için yalnız D2 ve D3 seviyelerinde ölçeklendirilmiş deprem kayıtları kullanılmıştır.

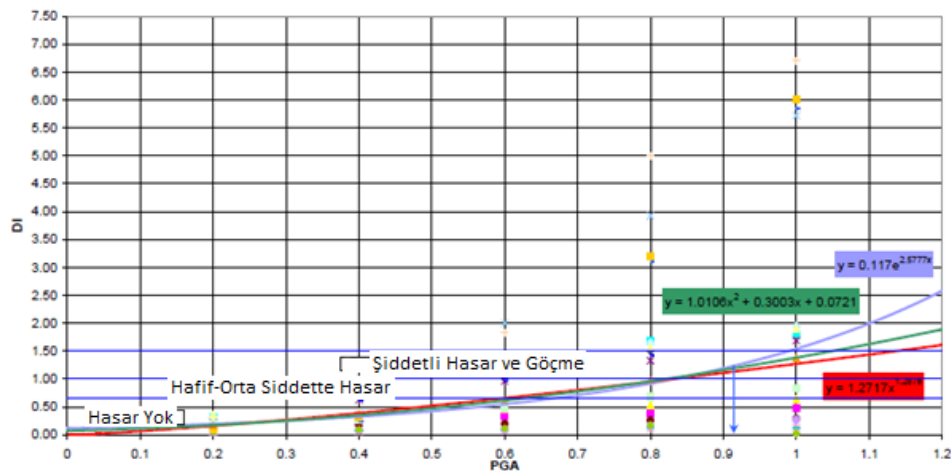
Şekil 75’de elde edilen hasar endeksi parametresi ile deprem etki parametresi arasındaki ilişki yer almaktadır. Şekilden anlaşılabileceği gibi, deprem etki parametresinin artan değerleri karşılığında, hasar endeks parametresinde paralel bir artış göstermiştir. Bu da seçilen deprem parametresinin analizleri temsil edebilecek durumda olduğunu göstermektedir.



Şekil 75. Farklı tip tünel kesitleri için elde edilen hasar seviyesi- PGA değerleri

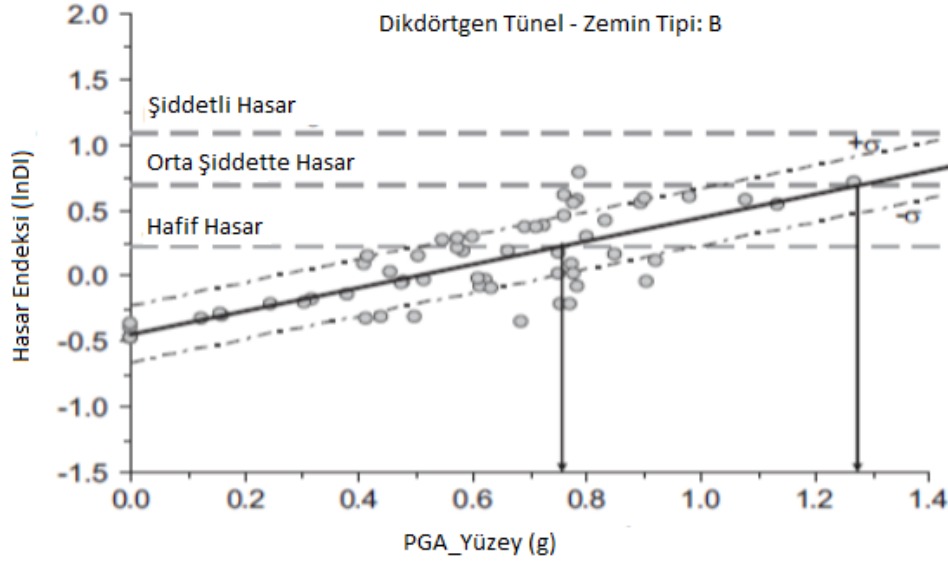
Beklenildiği gibi aynı şiddetdeki bir depreme maruz kalan farklı tip tünel kesitleri, davranış itibari ile farklı tepkiler vermekte ve neticede beklenen hasar seviyeleri değişiklik göstermektedir. Bu şekil itibari ile üç farklı narinlik oranına sahip tünel kesidinin, beklenen deprem etkisi altında hasar seviyesinin ne olduğu anlaşılabilmektedir.

Benzer çalışmalar Şekil 76’da verildiği gibi farklı çalışmalarda da sunulmuştur. Pik yüzey ivmesindeki artışa paralel olarak hasar endeksinin attığı gözlemlenebilmektedir.



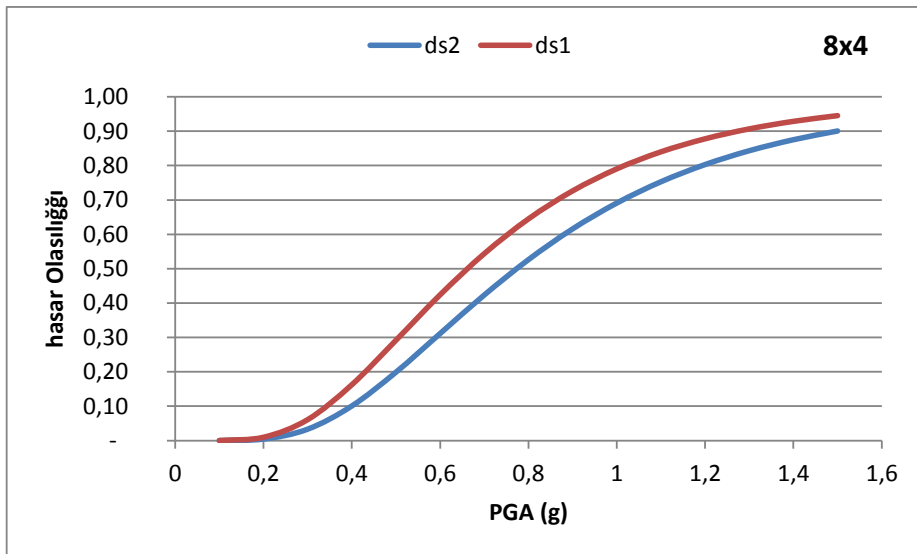
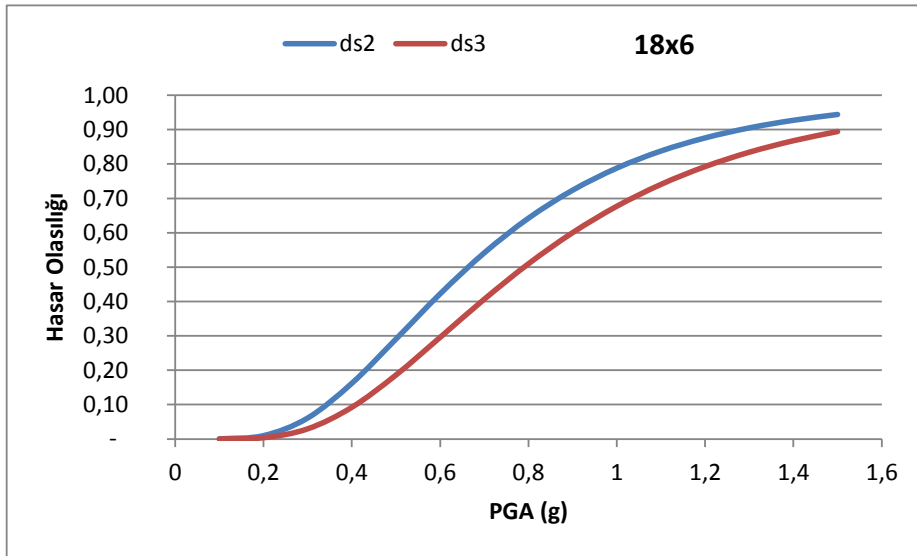
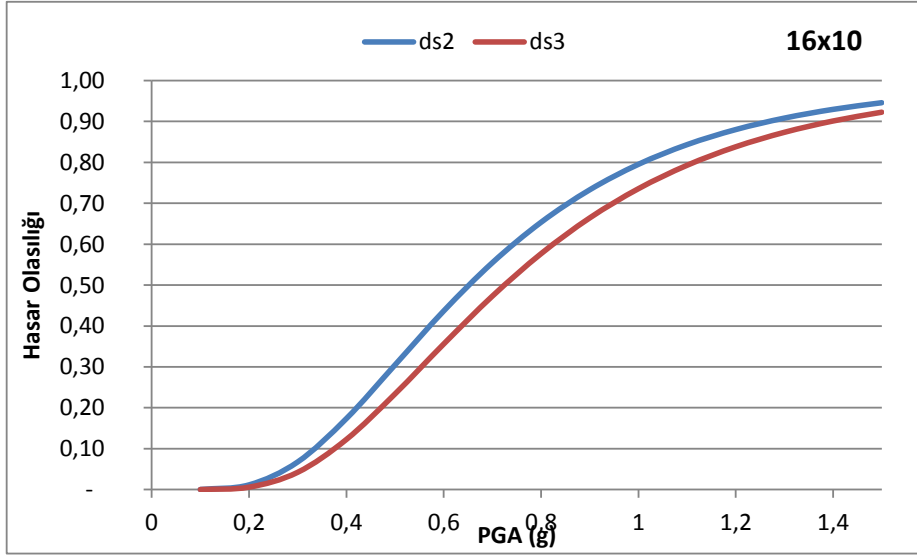
Şekil 76. Deprem Etki Parametresi- Deprem Hasar Endeksi İlişkisi (Üçer S. 2012)

Belirlenen hasar seviyeleri ve bu seviyelerde tespit edilen yüzey ivmesi değerleri değişimi benzer bir şekilde Arygroudís ve Pitilakis (2012) tarafından yapılan çalışmada da gözlenmektedir (Şekil 77). Dolayısı ile seçilen deprem etki parametresi ile mühendislik tepki parametresi arasındaki anlamlı bir ilişkiden söz edilebilmektedir.



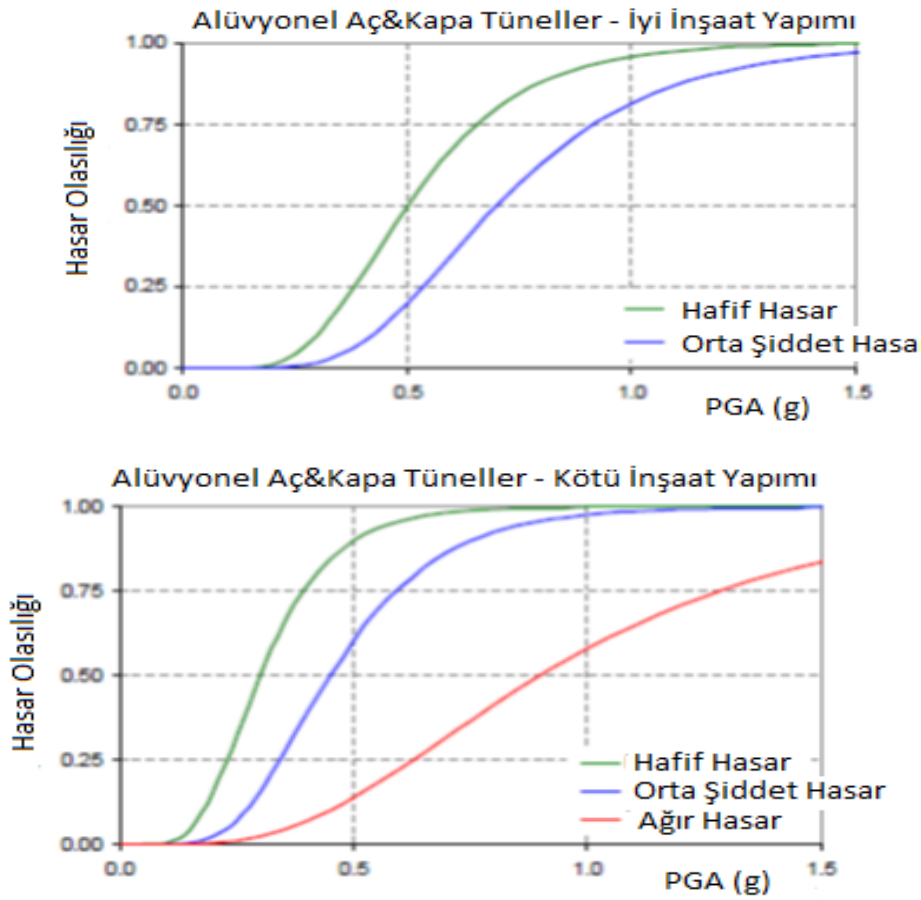
Şekil 77. PGA – Tünel hasar endeksi (Arygroudís ve Pitilakis 2012)

Tanımlanan sınır hasar seviyelerine ait ortalama pik yer ivme değerleri ve lognormal dağılıma ait standart sapma değerleri kullanılarak her bir tünel tipi için farklı hasar seviyelerine ait olasılık yoğunluk fonksiyonları elde edilmiştir. Oluşturulan olasılık yoğunluk fonksiyonları kullanılarak deprem parametresi olarak seçilen pik ivme değeri kesit moment değeri için önceden tanımlanmış olan sınır hasar seviyelerine ulaşılması veya aşılması olasılıkları hesaplanmıştır. Lognormal standart sapma değeri için rastlantısal belirsizlik ($\sigma_{DM\backslash EDP}$) ve gerçek belirsizlik değerleri sırasıyla 0.40 ve 0.30 olarak alınmıştır. (Arygroudís ve Pitilakis, 2012; ,ALA, 2001)3 farklı tip tünel kesitinde geçerli olan sonuçlar kırılma eğrileri ile abaklar halindeki sunumu Şekil 78’de verilmiştir.



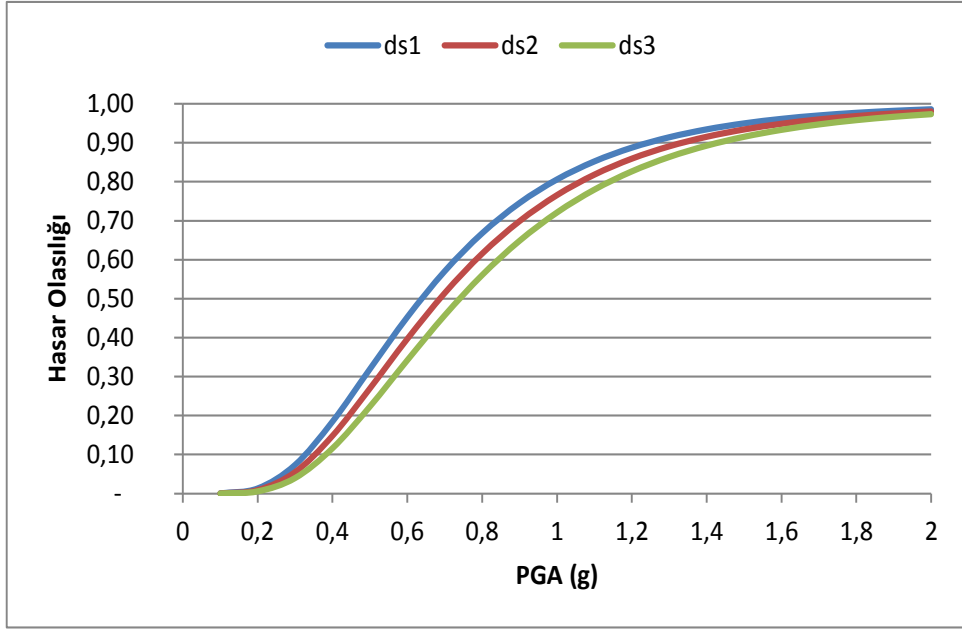
Şekil 78. Analizler Sonucu 3 Farklı Kesit İçin Elde Edilen Kırılgnalık Eğrileri

Şekil 78'den anlaşılacağı gibi, geniş kesitli yeraltı yapıları, hasar görmeye daha yatkındır. Bunun en önemli sebebi, depremli durumda, daha narin kesitli yapıya göre kesit tesirlerinin daha büyük olmasından kaynaklanmaktadır. Örneğin 8x4 m kesitli bir tünelde yapılan analizlerde ds3 (ağır hasar) rastlanamamışken, hafif veya orta şiddetli hasar riski bulunmuştur. ALA (2001) tarafından derlenen vaka analizlerinden hareket edilerek elde edilen kırılma eğrileri Şekil 79'da verilmiştir.



Şekil 79. ALA (2001) tarafından veri tabanından hareketle yapılan hasar görülebilirlik eğrileri

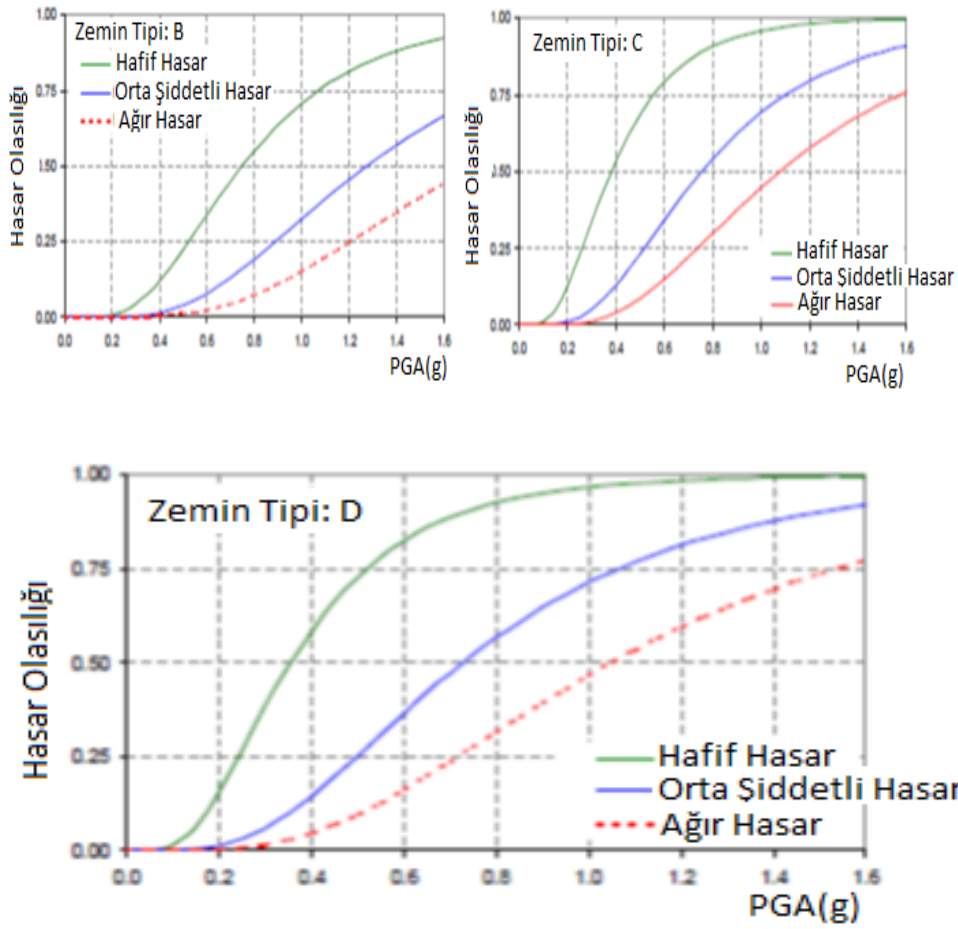
Alüvyonel zeminlerde aç/kapa yöntemi ile inşaa edilen tünellerde, depremler sonrasında oluşan hasarlardan derlenerek yapılan bu çalışmada, ağır hasar riskine ciddi anlamda büyük depremlerde ($PGA > 1g$) ve kötü inşaa koşullarında rastlanılmıştır. Analiz sonuçlarında, farklı tip kesitlerdeki tünellerde meydana gelmiş hasarlar da aynı grafik üzerinde birleştirilerek sunulmuştur (Şekil 80).



Şekil 80. Birleştirilmiş Hasar Olasılık Eğrisi

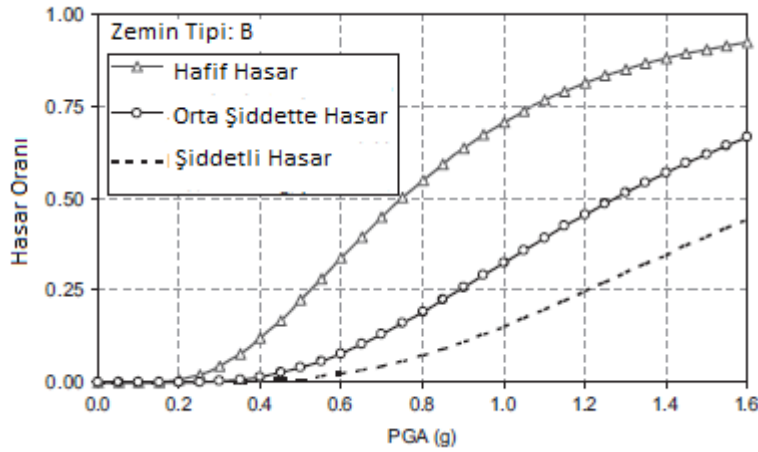
Şekil 80’den anlaşılacağı gibi, analizlerdeki farklı tip tünel kesitleri, aynı ivmeler etkisinde farklı hasar seviyelerine yol açabilmekte, dolayısı ile hasar seviyeleri arasındaki fark ALA eğrileri kadar belirgin olmamaktadır.

SYNER_G (2012) tarafından Avrupa birliği yeraltı yapıları ve hassas yolların risk analizleri projesi kapsamında B,C ve D sınıfı zeminlerde dikdörtgen ve dairesel tünellerde üzerinde yapılmıştır. Lognormal dağılıma ait parametreler belirlendikten sonra elde edilen kırılgenlik eğrileri Şekil 81’de verilmiştir.



Şekil 81. SYNER_G- Dikdörtgen formda aç&kapa tünellerdeki Kırılğanlık Eğrileri

Alüvyonel tipteki kısmen yumuşak zemin koşullarını ihtiva eden D tipi zeminlerde yapılan incelemelerde ağır hasar olasılığı elde edilmemiştir. Yalnız yapılan analizlerin yöntemi ve kullanılan basitleştirilmiş zemin parametrelerinin, analizler sonucunda farklı kesit tesirleri ve farklı hasar endekslerine sebep olacağı unutulmamalıdır. Bu çalışmada kullanılan hasar endeksleri ile aynı tip hasar seviyeleri Arygroudı ve Pitilakis (2012) tarafından yapılan çalışmada kullanılmıştır. Yaptıkları çalışmada, B,C ve D tipi zeminlerde, 16x10 m tünel kesiti üzerinde çalışma yapmışlardır. Kullanılan sismik deprem kayıtları literatürden seçildikten sonra 0.1g-0.7g arasında ölçeklendirilerek analizlerini tamamlamışlardır (Şekil 82).



Şekil 82. Ptilakis (2012) yapılan analizler sonucunda elde ettiği Kırılabilirlik Eğrileri

Analizler sonucunda elde edilen hasargörebilirlik eğrileri, her ne kadar sadece İzmir şehri lokal zemin bilgileri ve depremsellik koşullarında yapıldı ise de, yakın zamanlı bazı depremlerde meydana aç/kapa tünellerde meydana gelmiş-raporlanmış hasarların tahmininde kullanılmıştır. Yapılan tahminler ile gerçek arazi gözlemleri Çizelge 26'da verilmiştir. Kobe depremi ve zemin koşulları, derin alüvyonel şartlar ve sismik etki açısından İzmir koşulları ile daha uyumlu gözükmemektedir. Bu sebepten, yapılan tahminler Dakai metro istasyonunda gözlenen ciddi hasarların oluşabilme olasılığını daha yakın tahmin etmiştir. Benzer tahminler, Atina depremi sonrası bazı tünellerde gözlenen hasarsızlığın tahmini içinde yeterli olarak değerlendirilebilir.

Çizelge 26. Gerçekleşen Hasar ile Tahmin Edilen Hasar Seviyeleri Arasındaki İlişkiler

Deprem	Tünel Tipi ve Yeri	PGA-g	Zemin Tipi	Gerçekleşen Hasar Seviyesi	Hasar Olasılığı
Parnitha,1999	Monastiraki İstasyonu	0,34	Katı kumlu kil,60-70 m seviyelerde ayrılmış kayaç formasyonları, Vs=400 m/s	Hasar yok	Hasarsız:91% Hafif Hasar:2%; Orta Hasar:2% Şiddetli Hasar:5%
Parnitha,1999	Sepolia İstasyonu	0,31	0-7 m kumlu kil; 7-15 m çakıllı siltli kil; 15-25 m ayrılmış kayaç ;Vs=390 m/s	Hasar yok	Hasarsız:92% Hafif Hasar:2%; Orta Hasar:2% Şiddetli Hasar:4%
Kobe,1995	Dakai İstasyonu	0,7	Gevşek kumlu-yumuşak kil, Vs=300m/s	Geniş Hasar	Şiddetli Hasar:46% Orta Hasar:5% Hafif Hasar:3% Hasarsız:12%

5. Tartışma, Sonuç ve Öneriler

Geoteknik mühendisliğinde kısmen yeni sayılabilecek bir konu üzerinde, hem konunun daha iyi anlaşılması ve hem de önemli geoteknik problemlerin çözülebilirliği üzerinde denenmesi amacıyla bir çalışma metodu benimsenmiştir. Çalışma kapsamında, geniş ölçekli ve kendi içinde pek çok belirsizlik barındıran deprem-zemin-yapı etkileşim analizleri, güncel bir tasarım metodu olan performans -dayalı tasarım sistematığı içerisine değerlendirilmiştir.

Yapılan analizler, çalışmanın da birinci basamağını oluşturan olasılıksal sismik tehlike analizleri ile başlanmıştır. Bu aşamada, İzmir ve etkin sismik çevresi içerisinde, deprem kataloglarından ve kayıtlı depremlerden hareketle oluşturulmuş olan sismik veriler irdelenerek, gelecekte olması muhtemel depremler simüle edilmiştir. Yapılan simülasyonlar ile beraber, dinamik zaman tanım alanında yapılacak analizlerde kullanılacak tasarım tepki spektrumu, literatürde sıklıkla kullanılan 3 farklı dönüş periyodu olan deprem seviyesi için oluşturulmuştur. Kullanılan programın doğruluğunun sınanması, kullanılan parametrelerin, daha önce başka yazarlar tarafından kullanılmış olması, aynı tür analizlerin dünyanın pek çok yerinde yapılıyor olması ve İzmir şehri için şartnamelerde tanımlanmış deprem tasarım spektrumları ile bulunan

spektrumların kıyaslanması sayesinde yapılmıştır. Seçilen spektruma uyumlu deprem kayıtları seçilerek analizlerde kullanıma hazır hale getirilmiştir.

Ardından analizlerde kullanılacak zemin profilinin belirlenmesi aşamasında geçilmiştir. Bu aşamada arazide yapılmış gerçek analiz ve ölçümlerden yararlanılmıştır. Bu kapsamda, ayrıca sahada gözlenen rasgelelik irdelenmiş ve sıvılaşma analizlerinde kullanılacak farklı tabaka kalınlıkları latin hiperküp örnekleme metoduyla beraber belirlenmiştir.

Tekrarlı nümerik analizlere başlamadan evvel, kurulan sonlu elemanlar modeli, gerçek deprem koşulları ile denenmiştir. Elde edilen analizler ayrıca tek boyutlu eşdeğer lineer analizler ile de kıyaslanarak, iki farklı sistematüğın farkı da ortaya konmuştur.

Performansa dayalı analiz sistematüğının kullanıldığı ilk çalışma, geoteknik mühendisliğinde önemli bir yer tutan sıvılaşma analizleridir. Literatürden çeşitli hasar seviyeleri belirlendikten sonra, yapılan tekrarlı nümerik analizler ile hasargörebilirlik eğrileri hazırlanmıştır. Ayrıca seçilen mühendislik parametresi olan PPR_max değerinin olma olasılığı belirlenmiştir.

İkinci analiz sığ yeraltı tünellerinin sismik yükler altındaki analizleridir. Özellikle yumuşak zemin koşullarında inşa edilen sığ yeraltı tünellerinin son yıllarda gerçekleşen depremler karşısındaki performansları sebebi ile risk analizlerine konu edilmektedirler. Burada, lokal zemin şartlarında yapılan analizler ile beraber derin alüvyonel koşullardaki tünel performansları belirlenmiştir.

Şimdiye kadar yapılan ve pek çok yapım şartnamesinde yer alan sismik yapı analizleri hesaplarında genellikle tek veya iki deprem düzeyine göre analizler yapılmakta iken, performansa dayalı tasarım kapsamında bütün bir deprem sismik hasar eğrisi, analiz sonuçlarından elde edilebilmiştir (Wu v.d., 2008; Ingerslev,2005; Sun v.d., 2008)

Şimdiye kadar yapılan diğer analizlerde, çoğunlukla lineer elastik zemin modelleri kullanılmakta iken yapılan analizlerde kullanılan zemin modelleri, doğrusal olmayan zemin özelliklerini dikkate alan zemin modelleridir. Sıvılaşma analizleri için özel olarak bu amaçla geliştirilmiş bir malzeme modeli kullanılmıştır. Performansa bağlı analizler sistematüğı içinde, mühendislik parametresinin oluşma olasılığından diğer ara adımlara kadar pek çok aşama modellenmiş ve sonuçlar sunulmuştur. Yazarın bilgisi dahilinde, şimdiye kadar bu kapsamda herhangi bir analiz yapılmamıştır.

5.1. İleriki Süreçte Yapılabilecek İlave Çalışmalar

PBT analizlerinde, maksimum yüzey ivmesi, deprem parametresi olarak kullanılmıştır. Bu amaçla yapılan ön kıyaslamalarda, seçilen deprem parametresinin uygun olacağı anlaşılmıştır. Fakat, analizler farklı deprem etkileri kullanılarak da yapılabilmeli, bu sayede farklı deprem parametrelerinin ne kadar yakından konu ile ilişkilendirilebileceği anlaşılmış olacaktır.

Analizlerde, söz konusu proje bölgelerinin topografik özellikleri (tepeler, vadiler, tünel boşlukları v.b) detaylı bir şekilde modellenmemiş olup, dalga yayılımı üniform bir topografik bölgede yapıldığı kabul edilmiştir. İleriki aşamalarda yapılabilecek önemli bir gelişim, analizlere lokal jeolojik topografyanın da yansıtılabilmesidir.

Analizlerde kullanılan hasar modellerinin hepsi, literatürden alınan bazı vaka analizleri ile ampirik bilgilere dayanmaktadır. Bu bilgilerin daha da geliştirilmesi, yapılacak model testler ile geliştirilerek, akademik araştırmaya sunulmalıdır. Örneğin, tünel analizlerinde aynı yazara ait birden fazla hasar endeksi bulunduğu gözlenmektedir. Ayrıca aynı analizlerde, hasar endeksinin literatürde verilen limitlere göre yapılan çalışmalardan farklı sonuçlar verebildiği de görülmektedir.

Yapılan yapı-zemin etkileşim analizlerinde, betonarme tünel elemanları, lineer elastik olarak modellenmekle beraber, bu malzemelerin daha gerçekçi malzeme modelleri ile beraber çözümlenmesi, elde edilen sonuçların analizlerde bir adım öteye gidileceği anlamına gelmektedir. Bu kapsamda, geçmişte yapılan çalışmalardan da faydalanılarak çalışma kapsamında yapılan çalışmalar geliştirilebilecektir. Aynı zamandan yapı-zemin etkileşimi arayüzey modellenmesinin daha gerçekçi yapılabilmesi de elde edilecek sonuçlardaki belirsizliğin bir nebze daha azaltılabimesine olanak sağlayacaktır.

Yapılan çalışmalar, olasılıksal temelli olmakla beraber, analiz sayısındaki artışla beraber elde edilen sonuçların doğruluk mertebeleri de artacaktır.

KAYNAKLAR

- Afet İşleri Genel Müdürlüğü, 2004, Belediyeler İçin sismik Mikrobölgeleme Bilimsel Son Durum Raporu, 2004
- Aksakoğlu G., 2006, Sağlıkta Araştırma ve Çözümleme, İkinci Basım, Dokuz Eylül Üniversitesi Yayın Komisyonu.
- Akyol N., Zhu L., Mitchell B. J., Sozbilir H. ve Kekovalı K., 2006, Crustal structure and local seismicity in western Anatolia, *Geophys. J. Int.* 166: 1259-1269 ss.
- Akyol N., Demir O., Danışman M.A., Çeken U., 2008, Stokastik Kuvvetli Yer Hareketi Simülasyonu ile Gediz Grabeninde Zemin Davranışlarının İncelenmesi" Türkiye Jeoloji Bülteni, Cilt 51, Sayı 2.
- Altun S., 2003, Burulmak kesme deney aleti ile zeminlerin dinamik davranış özelliklerinin belirlenmesi, Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, 222 s.
- American Lifelines Alliance (2001a) Seismic fragility formulations for water systems: Part 1-Guideline, ASCE-FEMA
- American Lifelines Alliance (2001b) Seismic fragility formulations for water systems: Part 2-Appendices, ASCE-FEMA
- Amorosi A., Boldini D., Elia G., 2010, Parametric study on seismic ground response by finite element modelling, *Computer s and Geotechnics*, doi:10.1016/j.compgeo.2010.02.005
- Ansal A. ve Tonuk G., 2007, Source And Site Factors In Microzonation, K.D. Pitilakis (ed.), *Earthquake Geotechnical Engineering*, 73-92. 2007 Springer.
- Ansal, A. M., 1997, Design Earthquake Characteristics for istanbul, *Proceedings of Prof.Dr.Rifat Yazar Symposium, Turkish Earthquake Foundation*, 1: 233-244 p
- Argyroudis S., Pitilakis K., 2012, Seismic fragility curves of shallow tunnels in alluvial deposits, *SoilDynamics andEarthquake Engineering* 35: 1-12 p
- Arygroudı S, Pitilakis K., 2007, Developemnt of vulnerability curves for circular sballovv tunnels due to ground shaking and ground failure" In *Landslides from mapping to loss and risk estimation LESSLOSS Report No. 2007/01. Istituto Universitario di Studi Superiori di PAvia, KJSS Press, ISBN:978-88-6198-005-1, 175-184*
- ATC 3-06 - Applied Technology Council, 1978, Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC 3-06, NSF 78-8, Applied Technology Council, Redwood City.
- Atakan K., Bjerrum L. W., Güngör T., İms M., Rodriguez M., San C., Walderhaug H., 2009, izmir'de sismik tehlikeyi belirlemek için deprem Senaryolarına dayalı yer hareketi simülasyonları ve Paleomanyetik çalışmalar" İzmir Afet Riskini Azaltma Sempozyumu Bildiriler kitabı, Kasım 2009.

- Atkinson, G. M., Finn, W. D. L., and Charhwood, R. G.,1984, Simple computation of liquefaction probability for seismic hazard applications, *Earthquake Spectra*,\ 1:107—123p
- ATC-13, 1985, Earthquake Damage Evaluation Data for Califomia, Applied Technology Council, Redwood City
- Bardet, J.P., Ichii, K., & Lin, C.H., 2000, EERA - A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake Site Response Analyses of Layered Soil Deposits. Univ. of Southern California, Dept. Of Civil Engineering, August 2000
- Bartlett SF, Youd TL. 1995, Empirical prediction of liquefaction-induced lateral spread. *J Geotech EngASCE* 121(4):316-29 p.
- Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 2007, Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik, Uyarlanmış 2. Baskı,161 p
- Beacher, G.B., Christian J.T., 2003, Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering, John Wiley & Sons Ltd., West Sussex, 619p
- Beaty M. and Byrne P.1998, An effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand, *Geotechnical Earthquake Engineering and soil Dynamics IIASCE Geotechnical Special Publication No:75* 1:766-777pp
- Beresnev I. A. and Atkinson G. M. 1997, Modeling Finite-Fault Radiation from the wn Spectrum, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 87, No. 1: 67-84 p.
- Berardi R. Ânez,M.J. Jime Z.G., Ândez M. G.-F., 2000, Calibration of stochastic Finite-fault ground motion simulations for the 1997 Umbria-Marche, Central Italy, earthquake sequence, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 20 : 315-324p
- Bird J.F., Bommer J.J, Crowley H., Pinho R., 2006, Modelling liquefaction-induced building damage in earthquake loss estimation, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 26:15-30 p
- Bird J.F., 2005, Earthquake loss estimations: modelling losses due to ground failure, Doktora Tezi,. Imperial College London, University of London:, 289 p
- Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Katalogu
- Bommer JJ, Acevedo A. 2004, The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering* 8(1):43-91
- Boore D. M., 1983, Stochastic simulation of high-frequency ground Motions based on seismological models of the Radiated spectra, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol73,No 6: 1865-1894 p

- Boore D. M., 2000, SMSIM - Fortran Programs for Simulating Ground Motions from Earthquakes: Version 2.0—A Revision of OFR 96-80-A, U.S. Geol. Surv. Open-File Rept. OF 00-509, 55 pp. (available at <http://geopubs.wr.usgs.gov/open-file/of00-509/>).
- Boore D. M., 2002, SMSIM: Stochastic Method Simulation of Ground Motion from Earthquakes. In IASPEI Centennial International Handbook of Earthquake and Engineering Seismology (W. Lee, K. Kanamori, P. Jennings, and C. Kisslinger, eds), Academic press, Chapter 85.13
- Boore D. M., 2003, Simulation of Ground Motion Using the Stochastic Method, *Pure appl. geophys.* 160 : 635-676 p
- Boore D.M. and Boatwright J., 1984, Average Body-VVave Radiation Coefficients, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 74, : 1615-1621 p
- Boore D. M. and Joyner W. B. 1991, Estimation of Ground Motion at Deep-Soil Sites In Eastern North America, *Bulletin of the Seismological Society of America* Vol. 81 December 1991 No. 6
- Bozorgnia Y., Campbell Y., 2004, Engineering Characterization of Ground Motion Chapter 5 from Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering CRC Press, Wasbington, 1268 p, Bozorgnia Y and Bertero Vitelmo V
- Bradley B.A., Cubrinovski M., Dhakal R.P., MacRae G.A., 2010, Probabilistic seismic performance and loss assessment of a bridge-foundation-soil system, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30:395-41p
- Bradley, B.A., Cubrinovski, M., Dhakal, R.P., MacRae, G.A., 2009, Intensity measures for the seismic response of pile foundations, *Soil Dynamics and Earihquake Engineering*, 29: 1046-1058p.
- Bray JD, Stewart JP. (Coordinators and Principal contributors) Baturay MB, Durgunoğlu T, Onalp A, Sancio RB, Ural D (Principal contributors), 2000, Damage Patterns and foundation performance in Adapazarı. Chapter 8 of the Kocaeli Turkey Earthquake August 17,1999. Reconnaissance report. Earthquake Spectra J, EERI 2000; 16 (Suppl.A): 163-89
- Brune, J.N., 1970, Tectonic Stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes" *Journal of Geophysical Research*, Vol 75:4997-5009 p.
- Byrne P.M., Park S.S., Beaty M., Sharp M., Gonzales M. ve Abdoun T., 2004, Numerical Modeling of liquefaction and comparison with centrifuge tests, *Can. Geotech J.* 41:193-211 p
- CALTRANS Proje Raporu ARUP & PB Ortak Girişimi,, 2009, Doyle Drive Replacement Project "Structural Design Criteria For Cut-And-Cover Tunnels Non-Standard Retaming VValls" Version - September 2009

- Carvalho A., Zonnob G., Franceschina G., Serra, J. Bile A. Costa Campos, 2008, Earthquake shaking scenarios for the metropolitan area of Lisbon, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 28 : 347-364p.
- Çetin, K.O. 2000, Reliability-based assessment of seismic soil liquefaction initiation hazard, Doktora Tezi, University of California, Berkeley, 602 pp.
- Chakraborty P., 2008, Seismic Liquefaction of Heterogeneous Soil: Mechanism and Effects on Structural Response, Doktora Tezi, Memorial University of Newfoundland, 357 p
- Cornell, C.A. 1968, Engineering seismic risk analysis, *Bull. Seismological Soc. of America*, 58: 1583-1606p.
- Chopra A.K., Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall, 794 pp.
- Cornell C. A. and Krawinkler H., 2000, Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment, PEER Center News, Vol. 3, No. 2, Spring 2000
- Crowley H, Pinho R, Bommer JJ. 2004, A probabilistic displacement-based vulnerability assessment procedure for earthquake loss estimation, *Bull Earthq Eng*;2(2): 173-219 p
- Craig, J.I, Frost J.D., Goodno B.J., 2007, Rapid Assessment of Fragilities for Collections of Buildings and Geostuctures, Project No:DS5, Georgia Institute of Technology
- Cultrera G., Boore D.M., Joyner W.B., Dietel C.M., 1999, Nonlinear soil response in the Vicinity of the Van Norman Complex Following the 1994 Northridge, California, Earthquake. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 89, 1214-1231.
- Darendian, M.B. 2001, Development of a new family of normalized modulus reduction and damping curves, Doktora Tezi,, The University of Texas at Austin, 362 pp.
- Davis R.O., Selvadurai A.P.S. 2002, Plasticity and Geomechanics, Cambridge University Press, London
- Dey A. 2011, Calibration of a PLAXIS Finite Element Dynamic Model: Effect of Domain Width and Meshing Schemes/AES, Third Indian Young Geotechnical Engineers Conference (3IYGEC)
- DLH, Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Havameydanları İnşaatlarına İlişkin Deprem Teknik Yönetmeliği, 2008
- Dowding, C. H., and Rozen, A., 1978, Damage to Rock Tunnels from Earthquake Shaking,, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 104, No. GT2,
- Erdik M., Şeşetyan K., Demircioğlu M.B., Durukal E., 2006, Ulaştırma Bakanlığı Demiryolları, Limanlar Ve Havameydanlan İnşaatı Genel Müdürlüğü Kıyı

Yapılan, Demiryolları Ve Havameydanlan İnşaattan Deprem Teknik Yönetmeliği İçin Deprem Tehlikesi Belirlemesi, Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü

EM 1110-2-6051, Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures," US Army Corps of Engineers, Washington, D.C Technical Report for the PEER Ground Motion Database Web Application Beta Version - October 1, 2010

Emre Ö., Özalp S., Doğan A., Özaksoy V., Yıldırım C, Göktaş F., 2005, Active faults in the vicinity of İzmir and their earthquake potential, Report No: 10754, Turkish General Directorate of Mineral Research and Exploration, MTA, Ankara.

ENSURE WP 1: State-of-the art on vulnerability types "Del. 1.1.1 :Methodologies to assess vulnerability of structural systems" Reference code: ENSURE - Del. 1.1.1

EPRI-Jack R. Benjamin and Associates, 1994, Electric Power Research Institute-EPRI TR-103598 Research Report, RPK Structural Mechanics Consulting, John W.Reed, Robert P.Kennedy,Methodology for developing Seismic Fragilities",

Erdik M., Ansal A., Aydınoğlu N., Barka A., Işıkara A.M., Yüzügüllü Ö., Avcı, J.. Özel O, Biro, Y. Birgören G, 2000, İzmir Deprem Senaryosu ve Deprem Master Planı

Eurocode 8, 2004, Design of structures for earthquake resistance, Part 1: general mles, seismic actions and rules for buildings, European Norm. European Committee for Standardisation, European Committee for Standardisation Central Secretariat, rue de Stassart 36, B-1050 Brussels.

Fellin W., King J., Kirsan A., Oberguggenberger M., 2010, Uncertainty modelling and sensitivity analysis of tunnel face stability, *Structural Safety* 32: 402^110 p

FEMA Publication 445, 2006, Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines, Program Plan for New and Existing Buildings

Fenton, G.A., Griffiths, D.V., 2002, Probabilistic Foundation Settlement on a Spatially Random Soil, *ASCE J. Geotech. & Geoenv. Engrg.* 128(5) :3 81-390p.

Fenton, G.A., Griffiths, D.V., 2008, Risk Assessment in Geotechnical Engineering, John Wiley & Sons Ltd, New Jersey,461

Fenton, GA., and Vanmarcke, E. EL, 1998, Spatial variation in liquefaction risk, *Geotechnique*, Vol. 48, No. 6,819-83 İp

Finn, W.D.L., Michael K.W.L. and Martin G.R., 1978, Comparison of Dynamic Analysis of Saturated Sand, Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division, Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena, CA, June 19-21, 472-491 p

- Galavi V., Petalas A., Brinkgreve R.B.J., 2013, Finite Element Modelling of Seismic Liquefaction in Soils, *Geotechnical Engineering Journal of The SEAGS & AGSSEA* Vol. 44 No.3 September 2013 ISSN 0046-5828
- Hamada M, Towhata I, Yasuda S, Itoyama R., 1987, Study on permanent ground displacement induced by seismic liquefaction. *Comp Geotechnics* 4:197-220pp
- Han Sang-Whan, Choi Yeon-Soo, 2008, Seismic hazard analysis in low and moderate seismic region-Korean peninsula, *Structural Safety* 30: 543-558 pp.
- Hancock J, Bommer JJ. 2006, Using matched records to explore the influence of strong-motion duration on inelastic structural response, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27:291—299 p
- Harr M.H., 1987, Reliability Based Design in Civil Engineering, Mc_Graw Hill,
- Hashash Y.M.A., Hook J.J., Schmidt B., Yao J.I-C, 2001, Seismic design and analysis of underground structures, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16: 247-293 p
- Hashash YJVL A., Park D., 2002, Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in nonlinear site response analysis, *Soil Dyn Earthg Eng*, 22(1):61-24p
- HAZUS-MH National Institute of Building Sciences (MBS) 2004,: Users manual and technical Manuals. Report prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Helton J.C, Davis F.J, 2003, Latin hypercube sampling and the propagation of uncertainty in analyses of complex systems, *Reliability Engineering and System Safety*, 81:23-69 P
- Holzer T.L., 2008, Probabilistic Liquefaction Hazard Mapping, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV GS?* 181 © 2008 ASCE
- Horasan G., Gülen L., Pınar A., Kalafat D., Özel N., Kuleli S.H. ve Isikara A. M., 2002, Lithospheric Structure of the Marmara and Aegean Regions, Western Turkey, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92, 1: 322-329 p
- Housner G.W., 1947, Characteristics of Strong motion earthquakes, *Bulletin of Seismological Society of America*, Vol 37, No 1:19-3 İp
- Hwang, J. H., Chen, C. H., and Juang, C. H. 2005, Liquefaction hazard analysis: A fully probabilistic method, Proc, of the Sessions of the Geo-Frontiers 2005 Congress, *Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, R. W. Boulanger et al., eds, ASCE, Reston, Va., Paper No. 22.
- Idriss I. M., Boulanger R.W., 2012, Soil Liquefaction During Earthquakes, *Earthquake Engineering Research Institute Mno-12*
- Idriss, I.M. 1990, Response of soft soil sites during earthquakes, Proc. H. Bolton Seed

- Memorial Symposium, J. M. Duncan (editor), 2:273-290.
- Idriss, I.M. 1991, Selection of Earthquake Ground Motions At Rock Sites, Report Prepared for the structures division building and fire research lab., NIST.
- Idriss, I.M., 1993, Assessment of site response analysis procedures, Report to National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland, Dept. of Civil & Environmental Eng., Univ. of California, Davis.
- Ingerslev L.C.F. 2005, Considerations and strategies behind the design and construction requirements of the istanbul Strait immersed tunnel, *Tunnelling and Underground Space Technology* 20: 604-608 p
- Ishihara, K. and Towhata, I., 1983, Sand response to cyclic rotation of principal stress direction as induced by wave loads. *Soils and Foundations*, 23(4): 11-26 p
- Ishihara K., 1985, Stability of natural deposits during earthquakes, Proceedings of the 11th international conference on soil mechanics and foundation engineering, vol. 1. San Francisco, CA. p. 321-76.
- Ishihara K., 1996, Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics, Clarendon Press Oxford,
- Fvvasaki T, Arakawa T, Tokida K. 1982, Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes, Proceedings of the conference on soil dynamics and earthquake engineering, Southampton, UK; 925-39 p
- Iwasaki T., Tatsuoka F., Tokida K., and Yasuda S., 1978, A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan, in 2nd International conference on microzonation, San Francisco, p. 885-896.
- John C.M., Zahrah T. F. 1987, Aseismic Design of Underground Structures, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2.2, 165-197 pp
- Jones, A.L., Kramer, S.L., and Arduino, P., 2002, Estimation of Uncertainty in Geotechnical Properties for Performance-Based Earthquake Engineering, PEER Report 2002/16, Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley
- Juang C. H., Yuan H.L., David K.Y.S.H., Christopher R.A. 2005, Estimating severity of liquefaction-induced damage near foundation, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25 (2005) 403—411 pp
- Kalafat D., Güneş Y, Kara M., Deniz P., Kekovalı K., Kuleli H. Sadi, Gülen L., Yılmaz M., Özel N.M. "Bütünleştirilmiş Homojen Türkiye Deprem Katalogu"(1900-2005; M>4.0)
- Karakostas C.Z ve Manolis G.D. 2000, Dynamic Response of Unlined Tunnels in Soil with Random Properties, *Engineering Structures* 22:1013-1027 pp

- Katsanos E.I., Sextos A.G., Manolis G.D., 2010, Selection of earthquake ground motion records: A state-of-the-art review from a structural engineering perspective, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30:157-169p
- Kawaga T, Irikura K, Somerville GP, 2004, Differences in ground motion and fault process between the surface and buried rupture earthquakes. *Earth Planets and Space* 56: 3-14 p
- Kevin R.M., Lu J., Elgamal A., 2012, Performance-based earthquake assessment of bridge systems including ground-foundation interaction, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 42:184-196p.
- Kim S.H., 2005, Fragility Analysis of Bridges Under Ground Motion With Spatial Variation" Phd Thesis..
- Kwok A.O.L, Stewart J.P, Hashash Y.M.A, Matasovic N, Pyke R,Wang Z, 2007, Use of exact solutions of wave propagation problems to guide implementation of nonlinear seismic ground response analysis procedures, *J Geotech Geoenviron Eng* 133(11): 1385-98 p
- Krawinkler H., 1999, Challenges and progress In performance-based Earthquake engineering" International Seminar on Seismic Engineering for Tomorrow - In Honor of Professor Hiroshi Akiyama Tokyo, Japan, November26, 1999
- Krawinkler H., Miranda E., 2004, Performance-Based Earthquake Engineering, Chapter 9 of *Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering* CRC Press, Washington, 1268 p, Bozorgnia Yousef and Bertero Vitelmo
- Koutsourelakis S., Prevost J.H. Deodatis G., 2002, Risk assesment of an Interacting Structure-Soil System due to Liquefaction, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2031:851 -879 p
- Koutsourelakis P.S., 2002, A method to generate samples of two-phase random media, Phd Thesis, Princeton University, USA.
- Kramer S.L., Mayfield R.T. 2007, Return Period of Soil Liquefaction, *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* © Asce / July 2007
- Kramer S.L. Elgamal A.-W PEER Report 2001/13,. 2001, Modeling Soil Liquefaction Hazards for Performance-Based Earthquake Engineering" Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley, USA February 2001
- Kramer S.L., Mayfield R. T. 2008, Performance-Based Liquefaction Hazard Evaluation, GPS 133 *Earthquake Engineering and Soil Dynamics*
- Kramer S.L, 2008, Performance-based earthquake engineering: Opportunities and implications for geotechnical engineering practice, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV*, GSP 181

- Kramer, S.L. 1996, Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, New Jersey, 673 p
- Kulhawy, F.H. 1992, On the evaluation of static soil properties, *ASCE Geotechnical Special Publication* No. 31:95-115.p
- Kulhawy F.H. and Phoon K.K., 1996, Engineering Judgment In The Evolution From Deterministic To Reliability-Based Foundation Design, Proceedings of Uncertainty '96, Uncertainty in the Geologic Environment - From Theory to Practice (GSP 58), Eds. C. D. Shackelford, P. P. Nelson & M. J. S. Roth, ASCE, New York.
- Lacasse and Nadim, 1996, Uncertainties in characterizing soil properties, Uncertainty in the Geologic Environment, From Theory to Practice, Proceeding of Uncertainty '96, Geotechnical Special Publication No. 58.
- Lii W., 2010, Nonlinear Effects In Ground Motion Simulations: Modeling Variability, Parametric Uncertainty And Implications In Structural Performance Predictions, Phd Thesis, Georgia Institute of Technology, 385 p
- Li H.Z., Low B.K., 2010, Reliability analysis of circular tunnel under hydrostatic stress field, *Computers and Geotechnics* 37:50-58 p
- Liang J.W., 2011 Earthquake analysis of quay walls, Yüksek Lisans Tezi, TuDelft, 89 p.
- Liu C, Donikian R., Nelson M., Greguras, F Chang C-Y, 2012, Studies On Seismic Design And Performance Assessment Of Cut-And-Cover Tunnels" *15th WCEE*, Lisbon, Portugal
- Lopez C.F., Raza'i A.M.F, 2010, Assessment of variability and uncertainties effects on the seismic response of a liquefiable soil profile, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30:600-613 p
- Lysmer, J. and Kuhlemeyer R.L., 1969, Finite dynamic model for infinite media, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Proc. ASCE, vol. 95, no. EM4859 - 876 p
- Mammo T., 2005, Site-specific ground motion simulation and seismic response analysis at the proposed bridge sites within the city of Addis Ababa, Ethiopia, *Engineering Geology* 79: 127-150 p
- Marcuson, W.F., 1978, Definition of Terms Related to Liquefaction, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 104(9), 1197-1200 p
- Marrone, J., Ostadan, F., Youngs, R., and Litehiser, J. 2003, Probabilistic liquefaction hazard evaluation: Method and application, Proc. 17th Int. Conf. Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 17), Prague, Czech Republic, Paper No. M02-1.

- Miranda E. and Aslani H., 2003, PEER 2003/03, Probabilistic Response Assessment for building-specific loss estimation.
- Montesinos G. J. P., Bobet A., and Ramirez J.A., 2006, Evaluation of Soil-Structure Interaction and Structural Collapse in Daikai Subway Station During Kobe Earthquake, *ACI Structural Journal*/January-February 2006
- Montgomery D.M., Runger G.R., 2003, Applied Probability and Statistics for Engineers John Wiley & Sons, 822 p..
- Morozov I.B., 2008, Geometrical attenuation, frequency dependence of Q, and the absorption band problem, *Geophys. J. Int.* 175: 239-252p.
- Nasekhian. A., Schweiger H.F. 2011, Random set finite element application to tunnelling, *Int. J. Reliability and Safety*, Vol. 5 : 299-319 p
- NCHRP Synthesis 428, 2012 Practices and Procedures for site-specific evaluations of earthquake ground motions-Transportation Research Board.
- Nishiyama S., Muroya K., Haya EL, Tanamura S., Nihimura A., 1999, Seismic Design of Cut and Cover Tunnel Based on Damage Analyses and Experimental Studies, *QR of RTRI, Vol 40, No .3*
- NIST/SEMATECH e-Handbook of Statistical Methods, <http://www.itl.nist.gov/div898/handbook/date>.
- NIST GCR 11-917-15, 2011, Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses, November 2011.
- Nour, A., Slimani, A., Laouami, N., Afra, H., 2003, Finite element model for the probabilistic seismic response of heterogeneous soil profile, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23:331—348p.
- Owen, G.N., and Scholl R.E., 1981, Earthquake Engineering of Large Underground Structures, prepared for the Federal Highway Administration, FHWA/RD-80/195.
- Park S.-S., 2005, A Two Mobilized-Plane Model And Its Application For Soil Liquefaction Analysis, Phd Thesis, 2005, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 236 p
- PEER, Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings, Developed by the Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) as part of the Tall Buildings Initiative, Report No. 2010/05, November 2010, Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley.
- PEER, Ground Motion Database, Beta Edition, Pacific Earthquake Research Center, http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database/
- Penzien J., Wu C. 1. 1998, Stresses In Linings of Bored Tunnels, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 27: 283-300p

- Penzien J., 2000, Seismically induced racking of tunnel linings, *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 29: 683-691
- Petalas A., Galavi V., 2013, Plaxis Liquefaction Model
- Phoon K.K., 2004, Towards reliability-based design for geotechnical engineering, Seoul. Special lecture for Korean Geotechnical Society, 9 July 2004
- Phoon K.K., 2008, Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering. Taylor & Francis, New York, 545p. Chapter 1: Kok-Kwang Phoon, Numerical recipes for reliability analysis - a primer.
- Phoon K.-K. and Kulhawy F. H. 1999, Evaluation of geotechnical property variability, *Can. Geotech. J.* 36: 625—639 p.
- Plaxis 2D Scientific Manual, version 9.01. Delft University of Technology&PLAXIS B.V.
- Plaxis 2D Dynamics Manual, version 9.01. Delft University of Technology&PLAXIS B.V.
- Priestly, M.B. 1981, Spectral Analysis and Time Series, Volume I-II" Academic Press, London, 1981
- Popescu R., Deodatis G. and Prevost J. H., 1998, Simulation of homogeneous nonGaussian stochastic vector fields, *Prob. Engng. Mech.* 13:1,; 1-13 p.
- Popescu R., 1995, Stochastic Variability of Soil Properties: Data Analysis, Digital Simulation, Effects on System Behaviour, Doktora tezi, Princeton University, 198 p
- Puebla H., Byrne M, and Phillips P., 1997, Analysis of Canlex Liquefaction Embankments prototype and centrifuge models, *Canadian Geotechnical Journal*, 34:641-65 P7
- Pulido N., Ojeda A., Atakan K., Kubo T., 2004, Strong ground motion estimation in the Sea of Marmara region (Turkey) based on a scenario earthquake, *Tectonophysics* 391: 357- 374 p
- RADIUS Projesi, 1999, İzmir Deprem Senaryosu ve Deprem Master Planı, <http://www.izmirbld.gov.tr/izmirdeprem/izmirrapor.htm>
- Romero S.M., 2001, Ground Motion Amplification of soils in the upper Mississippi embayment Doktora Tezi ,Georgia Institute of Technology, 499 p.
- Salmon, M., YVang, J., Jones, D., Wu, C, 2003, Fragility formulations for the BART system. 6th U.S. Conference on Lifeline Earthquake Engineering, TCLEE, Long Beach.
- Schultz, M.T., Gouldby, B.P., Simm, J.D. and Wibowo, J.L., 2010, Beyond the Factor of Safety: Developing Fragility Curves to Characterize System Reliability
- Schweiger H.F., Thurner R. 2007, Basic Concepts and Applications of Point Estimate

- Methods in Geotechnical Engineering, In Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering, D.V.Griffiths & G.A. Fenton (eds), Springer-Verlag, Wien - New York, 97-112 p
- Schweiger, H.F., Peschl G.M., 2005, Reliability analysis in geotechnics with the random set finite element method, *Computers and Geotechnics*, 32: 422-435p
- Seed, H. B., and I.M. Idriss, 1971, Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 97 (9):1249-1273p.
- Seed, H.B., Idriss, I.M., 1970. Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses, Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley, California
- Seed, H.B. and Sun, J.H., 1989. Implication of site effects in the Mexico City earthquake of September 19, 1985 for earthquake-resistance-design criteria in the San Francisco Bay Area of California. Report No. UCB/EERC-89/03, University of California, Berkeley, California
- Seed, H.B. and Lee, K.L., 1966, Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *Journal of ASCE*, 92, SM6, 105-34 pp
- Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F. Jr., and Chung, R., 1985, Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations, *J. Geotechnical Eng., ASCE* 111(12): 1425-445 p
- Shinozuka M., Feng M.Q., Kim H., Uzawa T., Ueda T., 2001, Statistical Analysis of Fragility Curves, Technical Report MCEE
- Shinozuka, M., and Kishimoto, S. 1989, Development of fragility curve for liquefaction, In Proc. of ICOSAR 89, the 5th International Conference on Structural Safety and Reliability, San Francisco, August 7-11.
- SEAOC, 1995, Vision 2000: Performance-Based Seismic Engineering of Buildings, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California
- Sedarat H., Kozak A., Hashash Y.M.A., Shamsabadi A., Krimotat A., 2009, Contact interface in seismic analysis of circular tunnels, *Tunnelling and Underground Space Technology* 24: 482-490
- Sen, T.K., 2009, Fundamentals of Seismic Loading On Structures.
- Shome N, Cornell C.A., Bazzurro P., and Carballo E.J., 1998, Earthquakes, records and nonlinear responses, *Earthquake Spectra*, 14, 469-500p.
- Sorabella S, Baise GL, Hines ME. 2006, Ground motion suite for Boston, Massachusetts. Proceedings of the 8th national conference on earthquake engineering.
- SPSS for Windows 15.0 (SPSS Inc, Chicago)

- Sriskandakumar S., 2004, Cyclic loading response of Fraser sand for validation of numerical models simulating centrifuge tests, Yüksek Lisans Tezi, University of British Colombia, Vancouver, Canada.
- Stewart, J.P., Chiou, S.J., Bray, J.D., Graves, R.W., Somerville, P.G. and Abrahamson, N.A., September 2001, Ground Motion Evaluation Procedures for Performance-Based Design, PEER Report 2001/09, Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley, San Francisco, USA.
- Stein M., 1987, Large sample properties of simulations using Latin hypercube sampling, *Technometrics*, Vol 29:. 2 P
- Stewart J.P. Kwok A.O.-L., Hashash Y.M.A. Matasovic N., Robert P., Wang Z., Yang Z., 2008, Benchmarking of Nonlinear Geotechnical Ground Response Analysis Procedures", PEER Report 2008/04, Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley August 2008
- Sun Y., Klein S., Caulfield J., Romero V. and Wong J., 2008, Seismic Analyses of the Bay Tunnel" *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV GSP 181* © 2008 ASCE
- SYNER-G, 2012, Systemic Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline Networks and Infrastructures Safety Gain Reference Report 4
- Tantalla, J.M., Prevost, J.H. and Deodatis, G., 2001, Spatial variability of soil properties in slope stability analysis: fragility curve generation", In Proc. of ICOSSAR 2001, International Conference on Structural Safety and Reliability, Newport Beach, California, USA, June 17-21.
- Terzaghi, K, Peck, R.B., Mesri, G., 1996, Soil Mechanics In Engineering Practise, 3rd edition
- Trevor L.L.O. ve Denys B., Eurocode 7 and Reliability-Based Design Phoon K.K., 2008, Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering, Taylor & Francis, New York, 545p. Chapter.
- Trifunac M.D., 2012, Earthquake response spectra for performance based design- A critical Review , *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 37 (1012):73-83p
- Toprak S, Holzer TL., Liquefaction potential index: field assessment. *J Geotech Eng ASCE* 9(4): 2003, 315-22 p
- Towhata L, 2008 Geotechnical Earthquake Engineering, Springer Press, Heidelberg, 698 p
- Tsinidis G., Pitilakis K., Heron C. and Madabhushi G., 2013, Experimental And Numerical Investigation Of The Seismic Behavior Of Rectangular Tunnels In Soft Soils, 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in

- Tüzün, C. ve Aydınoglu, N., 2007, Gerçek Binaların Doğrusal Olmayan Analizlerinden Hasargörebilirlik İlişkilerinin Elde Edilmesi, Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İTÜ, İstanbul
- Tsai C.-C., Hashash Y.M.A. 2008, A novel framework integrating downhole array data and site response analysis to extract dynamic soil behavior, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28 (2008) 181—197p
- Tsegaye A., 2010, Plaxis Liquefaction model, report no:1 Plaxis Knowledge base
- Upsall S.B., 2006, "Instrumental Intensity Scales for Geotechnical and Structural Damage" Phd Thesis, University of Washington, 248 pp
- Uçar T., Düzgün M., 2013, Betonarme Binalar İçin Artımsal İtme Analizi Esaslı Analitik Hasargörebilirlik Eğrilerinin Oluşturulması, İMO Teknik Dergi, Yazı 402.6421-6446,
- Üçer S., 2012, Seismic Response And Vulnerability Assessment Of Tunnels: A Case Study On Bolu Tunnels" Doktora Tezi, ODTÜ, 178 pp
- Uzielli, M., Vannucchi, G., Phoon, K.K. 2005. Normal field characterization of stress-normalised cone penetration testing parameters, *Geotechnique* 55(1):3-20
- Vanmarcke, E.H. 1977, Probabilistic modeling of soil profiles, *Journal of the Geotechnical Engineering Division of the ASCE* Vol. 103: 1227-1246p
- Vanmarcke E.H, 1988, Random Fields: Analysis and Synthesis, The MIT Press Cambridge, Massachusetts Boston, USA, 393 p
- Wang, J.N., 1993, Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-art Approach. Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc., New York, NY, Monograph 7
- Wu C.L. and Wen Y.K., 1999, Uniform Hazard Ground Motions and Response Spectra for Mid-America Cities, report on a Research Project Sponsored by NSF-MAE Center", December 1999
- Wu C.L., Ostadan F., Tseng W.S., Chai J., 2008, Cut-and-Cover Structures: Seismic Response and Design, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV GSP 181* © 2008 ASCE
- XTRACT Educational 3.0.7, Imbsen Software Systems, Sacramento, 2006
- Yamazaki, F., Shinozuka, M. 1988, Digital Generation of Non-Gaussian Stochastic Fields, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 114, No. 7: 1183-1197 p.
- Yang C.-T., Law H., Shamsabadi A., 2008, Seismic Analyses For The Fourth Bore of Caldecott Tunnel, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV GSP 181*, 2008 ASCE
- Yegian, M.K. ve Whitman R.V., 1978, Risk Analysis for Ground Failure by Liquefaction, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, American*

- Yeh, C.H. and Rahman, M.S., 1998, Stochastic finite element methods for the seismic response of soils, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 22: 819-850p.
- Yerlici V., Luş H., 2007, *Yapı Dinamiğine Giriş*"-Boğaziçi Yayınları, İstanbul,
- Yoshida N. ve Iai S., 1998, Nonlinear site response and its evaluation and prediction," In Irikura, K., Kudo, K., Okada, K. & Sasatani, T. (Eds.) *The Second International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion*, Yokohama, Japan, A.A.Balkema, 71-90
- Youd T.L, Perkins D.M. 1987, Mapping of liquefaction severity index. *J Geotech Eng ASCE* 1987; 113(11): 1374-92.
- Youd T.L., Idriss I.M., 2001, Liquefaction Resistance Of Soils:Summary Report From The 1996 Nceer And 1998 Nceer/Nsf Workshops On Evaluation Of Liquefaction Resistance Of Soils). *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*
- Yuan H, Yang SH, Andrus RD, Juang CH. 2004, Liquefaction-induced ground failure: a study of the Chi-Chi earthquake cases. *Eng Geol*, 71:141-55 p
- Zafarani H., Noorzad A.A, Bargi A.K., 2009, Stochastic modeling of Iranian earthquakes and estimation of ground motion for future earthquakes in Greater Tehran" *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 29: 722-74 p