

**T.C. İSTANBUL KÜLTÜR ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**İSTANBUL AVRUPA YAKASI BATI BÖLGESİ ZEMİNLERİNİN
GEOTEKNİĞİ VE ZEMİN-TEMEL-YAPI ETKİLEŞİMİ**

Doktora Tezi

İLHAN BURAK DURAN

1009131001

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 29.11.2017

Tezin Savunulduğu Tarih : 22.12.2017

Tez Danışmanı : Yrd. Doç. Dr. Ersin AREL

Eş Danışman : Prof. Dr. Akın ÖNALP

Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Yusuf Hatay ÖNEN

Prof. Dr. Gürkan ÖZDEN

Prof. Dr. Gökhan BAYKAL

Doç. Dr. Sadık ÖZTOPRAK

Yrd. Doç. Dr. Ertuğrul SAATÇI

ARALIK 2017



ÖNSÖZ

İstanbul Kültür Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Geoteknik Programında doktora tezi olarak hazırlanan bu çalışmanın konusu; İstanbul Avrupa Yakası Batı Bölgesi Zeminlerinin Geotekniği ve Yapı-Zemin Etkileşimi açısından değerlendirilmesidir.

Meslek hayatım boyunca bana her konuda maddi ve manevi yardımcı olan, hiçbir zaman bilgisini ve yardımını esirgemeyen, kendisinden her türlü desteği gördüğüm ve öğrencisi olmaktan her zaman gurur duyacağım çok değerli hocam Prof. Dr. Akın Önalp'e sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Doktora eğitimim boyunca her türlü destekte bulunan, tez çalışmamın planlamasında, yürütülmesinde ve oluşumunda desteğini esirgemeyen, bilgi ve tecrübesiyle büyük katkı sağlayan danışmanım değerli hocam Yrd. Doç. Dr. Ersin Arel'e teşekkür ederim.

Ayrıca mesai arkadaşlarım Dr. Melih Sürmeli'ye, Dr. Sadık Yiğit'e, Dr. Murat Aksel'e İstanbul Kültür Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarından çalışma arkadaşlarım Suat Yakut ve Aykut Aydın a teşekkür ederim.

Eğitim hayatım süresince her zaman yanımda olan aileme sonsuz teşekkür ederim.

Aralık 2017

İlhan Burak DURAN

İÇİNDEKİLER

TABLO LİSTESİ	iv
ŞEKİL LİSTESİ	v
KISALTMALAR	x
SEMBOL LİSTESİ	xii
ÖZET	xvi
ABSTRACT	xviii
1. GİRİŞ	1
1.1. İstanbul Avrupa Yakasında Yapılan Önceki Çalışmalar	2
1.2. İstanbul Avrupa Yakası Batı Bölgesi Jeolojisi	5
2. KİLLERİN MEKANİK ÖZELLİKLERİ	10
2.1. Kayma Direnci	10
2.1.1. Aşırı Konsolide Killerin Kayma Direnci	11
2.2. Kil Rijitliğinin Laboratuvar Deneyle İle Ölçümü	13
2.2.1. Poisson Oranının Ölçümü	15
2.3. Kil Rijitliğinin Arazi Deneyle İle Ölçümü	15
3. DENEYSEL ÇALIŞMA VE ARAZİ DENEYLERİ	17
3.1. Kıvam Limitleri ve Sınıflandırma	17
3.2. Mekanik Özellikler	19
3.2.1. Serbest Basma Deneyi	19
3.2.2. Konsolidasyonsuz Drenajsız Üç Eksenli Hücre Kesme Deneyi (TX-UU)	20

3.2.3.	Üç Eksenli Konsolidasyonlu Drenajsız Test (TX-CIU)	21
3.2.4.	Kesme Kutusu Deneyi	21
3.2.5.	Konsolidasyon (Ödometre) Deneyi - Sıkışabilirlik	22
3.2.6.	Dinamik Deneyler (DSS ve CTX)	24
3.2.7.	Presiyometre Deneyi ve Sonuçları	26
4.	SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ	29
4.1.	Özel Elemanlar	31
4.1.1.	Gömülü Kiriş Elemanı (<i>Embedded Beam Element</i>)	31
5.	ZEMİN İÇİN İLERİ MALZEME MODELLERİ	36
5.1.	Pekleşen Zemin Modeli (<i>Hardening Soil Model</i>)	36
5.1.1.	Duncan-Chang Modeli	36
5.1.2.	Ön Yükleme İçin Rijitlik	39
5.1.3.	Yükleme-Boşaltma İçin Rijitlik	40
5.1.4.	Akma Kuralının Plastik Potansiyel Fonksiyonları	41
5.1.5.	Pekleşen Zemin Modelinin Parametreleri	43
5.1.6.	Rijitlik İçin Temel Parametreler	43
5.1.7.	Gelişmiş Parametreler	44
5.1.8.	Modifiye Mohr-Coulomb Modeli (MMCM)	44
5.2.	Düşük Birim Şekil Değiştirmeler Durumunda Pekleşen Zemin Modeli (<i>HSS, Small Hardening Soil Small Strain Model</i>)	47
5.3.	Yumuşak Zemin Modeli	48
5.4.	Yumuşak Zemin-Sünme Modeli (<i>SSC, Soft Soil Creep Model</i>)	49
6.	ZEMİN - TEMEL - YAPI ETKİLEŞİMİ	51
6.1.	Yatak Katsayısı	52
6.1.1.	Tek parametrelili zemin modelleri	53
6.1.2.	İki parametrelili zemin modelleri	54
6.2.	Yapı-Zemin Etkileşiminin Gelişmiş Yaklaşımlarla İncelenmesi	57
6.2.1.	SSI'nin Sonlu Elemanlar Yöntemi ile İncelenmesi	60
6.3.	SSI Çalışmalarının Değerlendirilmesi	76
7.	ANALİZ VE YÖNTEM	77
7.1.	DIANA FX+ Sonlu Eleman Programı	77
7.2.	Modelleme ve Analiz	78

7.2.1.	Sonlu eleman Ağının Uyumu	78
7.2.2.	Yapı Modelinin Kalibrasyonu	80
7.2.3.	Analizi Yapılan Yapı Modelinin Seçilme Gerekçeleri	84
7.2.4.	Analiz Yöntemi	86
7.2.5.	Zemin Rijitliğinin Yapı Davranışı Üzerindeki Etkisi	89
7.2.6.	Radyejeneral Temel İçin Parametrik Çalışma	90
7.2.7.	Kazıklı Radyejeneral Temel Analizi	96
7.3.	Kazı Destek Sisteminin ve Ara Dolguların Modele Dahil Edilmesi	105
8.	MODAL VE DİNAMİK ANALİZ	111
8.1.	Modal Analiz	111
8.2.	Dinamik Analiz	116
9.	DEĞERLENDİRME VE SONUÇLAR	128
10.	EK 1. KALIP PLANLARI	131
11.	KAYNAKLAR	135
12.	ÖZGEÇMİŞ	145

TABLO LİSTESİ

Tablo 2.1 İnce daneli zeminlerin deformasyon modülü değerleri	14
Tablo 3.1 TX-CU deney sonuçları	21
Tablo 3.2 Menard Faktörleri (Briaud, 1992)	27
Tablo 7.1 Bina hakim periyotları	81
Tablo 7.2 Yapının y-ekseni yönündeki kütle katılım oranları	83
Tablo 7.3 Zemin rijitliğine bağlı olarak üst yapıda oluşan maksimum düşey hareketler	89
Tablo 7.4 Seçilen düğüm noktaları için TDtZmaks değerleri	95
Tablo 7.5 t=1.00m için kazıksız ve kazıklı analizler	100
Tablo 7.6 Bloklar altında düşey zemin profili	102
Tablo 7.7 Modellerde kullanılan zemin özellikleri	103
Tablo 7.8 Tüm bloklar için analiz sonuçları	104
Tablo 7.9 Temel ortasına göre düşey deformasyon sonuçları	110
Tablo 8.1 Zemin rijitliği ve temel tipinin modlar üzerinde etkisi	113
Tablo 8.2 Ankastre durum için x-ekseni yönünde kütle katılım oranları	117
Tablo 8.3 Dinamik analiz sonuçları (yapının üst kotu için)	126

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 1.1 İstanbul Avrupa Yakası Jeoloji Haritası (İBB, 2011).....	6
Şekil 1.2 Esenyurt bölgesinde Çukurçeşme Formasyonundan kesit (Dalgıç, 2009)...	7
Şekil 1.3 Bakırköy dolayında Bakırköy formasyonuna ait jeolojik kesit (Dalgıç, 2009)	7
Şekil 1.4 Çukurçeşme ve Güngören formasyonu istiflenmesi (İBB, 2007)	8
Şekil 1.5 İstanbul ve yakın çevresi için güncellenmiş stratigrafik kesit (Yıldırım, 2013)	9
Şekil 2.1 OC kilde boşluk suyu basıncının gelişimi.....	11
Şekil 2.2 OC kilde toplam ve efektif gerilme yenilme zarfları	12
Şekil 2.3 Ön konsolidasyon basıncının yenilme zarfı üzerindeki etkisi.....	12
Şekil 2.4 Killerde yenilme eğrisi	13
Şekil 2.5 Elastisite modülleri E_i ve E_t 'nin belirlenmesi	14
Şekil 3.1 Serbest basma deneyi $E_u - c_u$ arasındaki ilişki.....	19
Şekil 3.2 Serbest basınç deneyinde $\rho_n - e$ ilişkisi	19
Şekil 3.3 UU deneyi $E_u - c_u$ arasındaki ilişki.....	20
Şekil 3.4 UU deneyinde $\rho_n - e$ arasındaki ilişki.....	20
Şekil 3.5 Kesme kutusu deneyinde $c - z$ arasındaki ilişki.....	21
Şekil 3.6 Kesme kutusu deneyinde $\phi - z$ arasındaki ilişki	22
Şekil 3.7 OCR nin derinlikle değişimi.....	23
Şekil 3.8 $C_r - C_c$ arasındaki ilişki.....	23
Şekil 3.9 CTX ve DSS deney sonuçları.....	25
Şekil 3.10 Aynı sondajın farklı derinliklerdeki numuneleri için kayma modülü azalım eğrileri	26
Şekil 3.11 $z=20.0m$ için sıkışma zaman eğrileri	26
Şekil 3.12 Limit basınç (p_L^*)-derinlik (z) ilişkisi.....	27

Şekil 3.13 Menard modülünün (E_M) derinliğe (z) bağlı değişimi	28
Şekil 3.14 E_M/p_L^* oranı	28
Şekil 4.1 Yol uzunluğu hesabı (Topçu, 2015).....	30
Şekil 4.2 Levha modeli (Topçu, 2015)	31
Şekil 4.3 Gömülü kazık ara yüzey elemanlarının rijitlikleri (2D).....	33
Şekil 4.4 Kazık uç bölgesinde oluştuğu kabul edilen elastik bölge	34
Şekil 4.5 Gömülü kazık ara yüzey elemanlarının rijitlikleri (3D).....	35
Şekil 5.1 Duncan-Chang hiperbolik modeli.....	37
Şekil 5.2 Standart bir üç eksenli deneyde birincil yükleme altında	40
Şekil 5.3 Pekleşme parametresi γ^p 'nin farklı değerleri için akma sınırı eğrileri ve yenilme yüzeyleri.....	41
Şekil 5.4 p-q uzayında ve deviyör gerilme düzleminde MMCM	45
Şekil 5.5 Kayma modülü azalım eğrisi.....	48
Şekil 5.6 λ^* ve κ^* katsayıları	49
Şekil 6.1 Winkler Modeli (a) düzgün yayılı olmayan yük (b) tekil yük (c) rijit tabaka ile aktarılan yük (d) düzgün yayılı yük altında zeminde oluşan yer değiştirmeler.....	53
Şekil 6.2 Filonenko-Borodich Zemin Modeli (a) yüksüz durum (b) tekil yük (c) rijit bir tabaka ile aktarılan yük (d) yayılı yük altında zeminin yer değiştirmeleri	54
Şekil 6.3 Pasternak Zemin Modeli	55
Şekil 6.4 Vlasov Zemin Modeli	56
Şekil 6.5 Deneysel çalışma; çerçeve detayları	61
Şekil 6.6 Sonlu eleman modeli.....	61
Şekil 6.7 Farklı oturma sonuçları	61
Şekil 6.8 Çerçevede oluşan çökmeler	61
Şekil 6.9 Kalibrasyon modelleri	62
Şekil 6.10 Uygulamadan Modeller	62
Şekil 6.11 a) Sadece Silo 1 dolu iken tüm silolar üzerinde oluşan dönmeler (b) Sadece Silo 1 dolu iken tüm silo tabanları altında oluşan oturmalar (c) Ardışık olarak yüklenen silolar altında oluşan oturmalar (sayısal analiz sonuçları ve arazi ölçümlerine göre).....	63
Şekil 6.12 Nükleer santral modeli	64
Şekil 6.13 Model 1. Yatay hareket	64
Şekil 6.14 Model 2. Yatay hareket....	64
Şekil 6.15 Yapının geometrisi ve model.....	65

Şekil 6.16 Davranış Spektraları.....	65
Şekil 6.17 Analiz edilen çerçeve sistemler	66
Şekil 6.18 Rijitlik değişiminin iç tesir kuvvetleri üzerindeki etkisi	67
Şekil 6.19 Baca modeli ve analiz sonuçları	68
Şekil 6.20 Model ve yapı modları	69
Şekil 6.21 Model ve plastisitenin kat sayısına göre yatay ötelenmeler üzerindeki etkisi	70
Şekil 6.22 Şanghay Merkez Kulesi temeli ve kazık uygulaması.....	71
Şekil 6.23 Tank'ın FEM modeli.....	73
Şekil 6.24 Karşılaştırmalı dinamik parametre değerleri	73
Şekil 6.25 Model ve analiz şartları	75
Şekil 6.26 Kazıkların 3D davranışlarının 2D olarak tanımlanması.....	76
Şekil 7.1 Dolgu Baraj ve Derivasyon Sisteminin FEM Modellemesi	77
Şekil 7.2 1 km ² lik alan için oluşturulmuş yüzey geometrisi.....	78
Şekil 7.3 Sonlu eleman ağı uyumu; temel model ve bakir düğüm noktaları	79
Şekil 7.4 Gömülü kazık üzerinde serbest yüzeyler	79
Şekil 7.5 Sonlu eleman uyumunun sağlanması.....	80
Şekil 7.6 Karşılaştırmalı modal analiz örneği	81
Şekil 7.7 SAP2000 ve DIANA Fx+ modal analiz sonuçları karşılaştırması	82
Şekil 7.8 Analizlerde kullanılan model yapı	84
Şekil 7.9 Perde elemanlar için malzeme modeli ve değerleri	85
Şekil 7.10 Geliştirilmiş Mohr-Coulomb malzeme modeli değerleri	86
Şekil 7.11 Tüm bina ve temelinde oluşan $TDtZ_{max}=-55.4mm$	87
Şekil 7.12 a) Tüm yapı için $TDtZ_{max}=-161mm$, $TDtZ_{min}=-8.5mm$	87
Şekil 7.13 Ankastre durumda analiz -a) aşamalı b) tek seferde.....	88
Şekil 7.14 Zemin rijitliğindeki değişimin yapı üzerindeki etkisi	90
Şekil 7.15 Temel üzerinde seçilen referans düğüm noktaları (plan görünüşü).....	91
Şekil 7.16 $t=1.00m$ için analiz sonuçları.....	91
Şekil 7.17 Farklı zemin rijitlik değerlerinde $t=1.00m$ lik temelin çökme kalıpları....	92
Şekil 7.18 $t=2.50m$ için analiz sonuçları.....	93
Şekil 7.19 Farklı zemin rijitlik değerlerinde $t=2.50m$ lik temelin çökme kalıpları....	94
Şekil 7.20 Tablo 7.4 değerlerine göre oluşturulmuş rijitliğe ve temel kalınlıklarına bağlı düşey deformasyon yüzeyleri	95
Şekil 7.21 Kazıklı radyejeneral temel model geometrisi	96

Şekil 7.22 Kazık elemanları malzeme özellikleri.....	97
Şekil 7.23 $q=500\text{kPa}$ kalibrasyon yükü altında kazıksız temelde oluşan düşey deformasyonlar (a)Plaxis (b)Diana FX+	97
Şekil 7.24 $q=500\text{kPa}$ yük altında kazıklı radyejeneralde düşey deformasyonlar.....	98
Şekil 7.25 Kazıkların yatay yükler altında davranışı.....	98
Şekil 7.26 Farklı rijitlikte zeminde $t=1.00\text{m}$ lik kazıklı radyejeneral temelin çökme kalıpları	99
Şekil 7.27 Kazıklı radyejeneral temel modeli	100
Şekil 7.28 Temelin (a) kazıklı ve (b) kazıksız olması durumunda düşey deformasyonlar	101
Şekil 7.29 4. Bodrum kat iç perdelerinde temelin kazıksız ve kazıklı olması durumunda oluşan düşey hareketler	101
Şekil 7.30 4.bodrum kat asansör perdesinde oluşan toplam düşey deformasyonlara kazıkların etkisi.....	102
Şekil 7.31 Blokların oturma planı (A1-A2-A3-A4 blokları)	103
Şekil 7.32 Kazık uç direncinin 4. bodrum iç perdeleri üzerindeki etkisi.....	104
Şekil 7.33 İksa sistemi (diyafram duvar) ve dolgular.....	105
Şekil 7.34 Kazıdan kaynaklanan kabarmaların temel üzerindeki etkisi	107
Şekil 7.35 Tüm binanın inşasından sonra temelde oluşan düşey deformasyon kalıpları	108
Şekil 7.36 Kazıklar üzerinde oluşan deformasyon dağılımı	109
Şekil 7.37 Deformasyonların sıfırlanması ile elde edilen davranış	109
Şekil 8.1 Tam ankastre durum mod şekilleri ve periyotları.....	112
Şekil 8.2 Burulma modu üzerinde zemin rijitliği ve temel türünün etkisi.....	114
Şekil 8.3 x-ekseni doğrultusunda periyotlar arasındaki oranlar	115
Şekil 8.4 y-ekseni doğrultusunda periyotlar arasındaki oranlar	115
Şekil 8.5 Sönüm oranı tanımı.....	117
Şekil 8.6. Beşinci Çevrim için histeresis ilmikleri (Duran, 2010)	118
Şekil 8.7 Bentonit karışımlarının sönüm oranları, η (Duran, 2010).....	119
Şekil 8.8 Güngören Formasyonu, kayma modülü azalım eğrileri.....	119
Şekil 8.9 Güngören Formasyonu, sönüm oranı eğrileri.....	120
Şekil 8.10 Deprem kaydı özellikleri a) İvme b) Hız c) Yer değiştirme.....	121
Şekil 8.11 Spektrumlar a) İvme b) Yer değiştirme.....	121
Şekil 8.12 Depremde ankastre durumda çatı ve temel yatay hareketi.....	122

Şekil 8.13 Çatıda oluşan net yatay yer değiştirmeler	122
Şekil 8.14 Çatıda oluşan net yatay yer değiştirmeler	123
Şekil 8.15 Kazıksız durum için çatı ve temelın göreceli yer değiştirmeleri	123
Şekil 8.16 Kazıklı durum çatı ve temel göreceli yer değiştirmeler	124
Şekil 8.17 Kazıklı durumlar için çatının göreceli yer değiştirmeleri	124
Şekil 8.18 Sönüm oranı değişiminin yatay yerdeğiştirmeler üzerindeki etkisi.....	125
Şekil 8.19 Göreceli kat ötelenmeleri	126
Şekil 8.20 Ara dolgu malzemesinin tepe nokta salınımı üzerindeki etkisi (toplam yerdeğiştirme).....	127



KISALTMALAR

NL	: Normal yüklenmiş
OC	: Aşırı konsolide
OCR	: Aşırı konsolidasyon oranı
CU	: Konsolidasyonlu-Drenajsız (<i>Consolidated-Undrained</i>)
TX	: Üç eksenli
PMT	: Presiyometre deneyi
MPM	: Menard tipi presiyometre
PBP	: Önceden açılmış sondaj kuyusu (<i>Pre-Bored</i>)
SBP	: Kendi delen presiyometre (<i>Self-Boring</i>)
TS	: Türk Standardı
ASTM	: Amerikan Standardı
UC	: Serbest basma deneyi (<i>Unconfined Compression Test</i>)
UU	: Konsolidasyonsuz-Drenajsız (<i>Unconsolidated Undrained</i>)
CIU	: İzotropik Konsolidasyonlu-Drenajsız (<i>Isotropic Consolidated Undrained</i>)
YASS	: Yeraltı Su Seviyesi
HSS	: Düşük deformasyon pekleşen zemin modeli (<i>Hardening Small Strain Model</i>)
DDSS	: Dinamik kesme kutusu (<i>Dynamic Direct Simple Shear</i>)
CTX	: Dinamik üç eksenli (<i>Cyclic Triaxial</i>)
CSR	: Çevrimsel gerilme oranı (<i>Cyclic Stress Ratio</i>)
FEM	: Sonlu elemanlar yöntemi (<i>Finite Element Method</i>)
2D	: 2 boyutlu analiz
3D	: 3 boyutlu analiz
ISF	: Ara yüzey rijitlik faktörleri (<i>Interface Stiffness Factors</i>)
MMCM	: Modifiye Mohr Coulomb Modeli (<i>Modified Mohr Coulomb Model</i>)
SS	: Yumuşak zemin modeli (<i>Soft Soil</i>)

SSC	: Yumuşak zemin-sünme modeli (<i>Soft Soil Creep Model</i>)
SSI	: Yapı-zemin etkileşimi (<i>Soil Structure Interaction</i>)
BNWF	: Doğrusal olmayan Winkler temeli üzerine yerleştirilmiş kiriş (<i>Beam on Nonlinear Winkler Foundation</i>)
BEM	: Sınır Elemanlar Yöntemi (<i>Boundary Element Method</i>)
FDM	: Sonlu farklar yöntemi (<i>Finite Differences Method</i>)
ANN	: Yapay sinir ağı (<i>Artificial Neural Networks</i>)
DBM	: Veriye dayalı yöntem (<i>Data-Based Method</i>)
SVM	: <i>Support Vector Machine</i>
PHA	: Kazık başlarındaki maksimum yatay ivme değeri
SSA	: Kolon başlarındaki maksimum yatay ivme değeri
DIANA	: <i>DI</i> splacement <i>AN</i> alyzer

SEMBOL LİSTESİ

s	: Drenajsız kayma direnci
σ_0'	: Efektif gerilme
c	: Kohezyon
c'	: Efektif kohezyon
\emptyset	: İçsel sürtünme açısı
\emptyset'	: Efektif içsel sürtünme açısı
\emptyset^m	: Uyanmış içsel sürtünme açısı
\emptyset_{cv}	: Göçme anında uyanmış içsel sürtünme açısı
u_w	: Boşluk suyu basıncı
σ_c	: Ön konsolidasyon basıncı
σ_d	: Deviatör gerilme
ε_z	: Eksenel birim kısalma
ε^e	: Eksenel birim kısalmanın elastik bileşeni
σ_1	: Büyük asal gerilme
σ_3	: Küçük asal gerilme / çevre basıncı
σ_t	: Çekme dayanımı kontrol parametresi
τ	: Kayma gerilmesi
J_f	: Yenilme aşamasında ulaşılan ortalama efektif gerilme
E	: Elastisite modülü
E_u	: Drenajsız elastisite modülü
E_i	: Başlangıç elastisite modülü
E_t	: Teğet elastisite modülü
E_{50}	: Ön yükleme için gerilmeye bağlı elastisite modülü
p^{ref}	: Referans gerilme
E_{50}^{ref}	: Referans gerilmeye bağlı ön yükleme için elastisite modülü
E_u^{ref}	: Referans gerilmeye bağlı yükleme-boşaltma için elastisite modülü

E_{oed}	: Ödometre rijitliği
P_a	: Atmosfer basıncı
K ve K_b	: Modül sayısı
n ve m	: E_i nin σ_3 e göre değişim oranını belirten üs
R_f	: Yenilme oranı
ν	: Poisson oranı
ν_{ur}	: Yükleme-boşaltma için Poisson oranı
$\Delta \epsilon_a$: Eksenel birim kısalmadaki artış
$\Delta \epsilon_v$: Hacimsel birim şekil değiştirme
$\Delta \epsilon_r$: Yanal birim şekil değiştirme
w_n	: Doğal su muhtevası
w_L	: Likit limit
w_P	: Plastik limit
I_P	: Plastisite indisi
I_L	: Sıvılık indisi
e	: Boşluk oranı
ρ_n	: Doğal birim hacim ağırlık
C_r	: Yeniden sıkışma indisi
C_c	: Sıkışma indisi
r_u	: Boşluk basıncı oranı
f	: Frekans
G	: Kayma modülü
G_0	: Başlangıç kayma modülü
G_{max}	: Maksimum kayma modülü
G_{sec}	: Kiriş kayma modülü
G_{ur}	: Yükleme-boşaltma için kayma modülü
E_M	: Menard modülü
α	: Menard katsayısı
p_L	: Limit basınç
p_L^*	: Düzeltilmiş limit basınç
t	: Kalınlık
h	: Yükseklik
p	: Üniform yük
γ	: Kayma birim şekil değiştirmesi

γ^p	: Plastik kayma birim şekil değiştirmesi
$\gamma_{0.7}$: G_0 in %70 ine denk gelen G_{sec} modülünün ölçüldüğü kayma birim şekil değiştirmesi
A	: Kesit alanı
I	: Atalet momenti
N	: Normal kuvvet
Q	: Kesme kuvveti
M	: Eğilme momenti
u^p	: Kazıklarda oluşan yer değiştirme
u^s	: Zeminde oluşan yer değiştirme
K_s	: Kazık üzerinde oluşan eksenel yer değiştirme
K_n	: Kazık üzerinde oluşan yanal yer değiştirme
L_s	: Kazıklar arası merkezden merkeze olan açıklık
D_{eq}	: Kazık çapı
T_{maks}	: Kazık çevresinde uyanan maksimum sürtünme
F_{maks}	: Kazık uç direnci
t_n	: Kazığın aldığı normal gerilme
t_s	: Eksenel doğrultudaki kayma gerilmesi
R_{eq}	: Kazığın uç bölgesindeki eşdeğer yarıçap
V	: Toplam hacim
O	: Toplam yüzey
O_p	: Yük uygulanabilir yüzey
O_u	: Mesnetlenmiş toplam yüzey
u	: Yer değiştirme
p_i, g_i	: Yüklerin x_i eksenini yönündeki bileşeni,
u_i	: Yer değiştiriminin x_i eksenini yönündeki bileşeni,
σ_{ii}	: Normali x_i olan düzlemde ve x_i eksenini yönünde olan gerilmeyi,
σ_{ij}	: Normali x_i olan düzlemde ve x_j eksenini yönünde olan kayma gerilmesini,
ϵ_{ii}	: Normali x_i olan düzlemde ve x_i eksenini yönünde birim şekil değiştirmeyi,
ϵ_{ij}	: σ_{ij} kayma gerilmesinden oluşan kayma şekil değiştirmesini (açısal değişimi)
g	: Yük vektörü

\underline{D}	: Diferansiyel veya kinematik operatör matrisi
\underline{n}^T	: Yüzeyden alınan çok küçük parçaların denge matrisi
\underline{r}^T	: Reaksiyon kuvvetleri
β	: Dönme açısı
\underline{E}	: Malzemenin elastisite rijitliği matrisi
\underline{G}	: Malzemenin esneklik matrisi
\mathbf{a} ve \mathbf{b}	: Malzeme sabitleri
R_f	: Yenilme oranı
S_l	: Kayma gerilmesi seviyesini gösteren katsayı
q^f	: Maksimum kayma dayanımı
f_{ij}	: Akma fonksiyonu
ψ	: Kabarma açısı
ψ^p	: Uyanmış kabarma açısı
K_0^{nc}	: Normal konsolide durum için sükunette yanıl toprak basıncı katsayısı
λ^*	: Modifiye sıkışma indisi
κ^*	: Modifiye şişme indisi
μ^*	: Modifiye süne indisi
M	: K_0^{nc} ye bağılı parametre
k	: Elastik yay katsayısı
T	: Membran kuvveti
α ve β	: Rayleigh parametreleri
TdZ_{max}	: Maksimum düşey deformasyon
L	: Kazıgım boyu
D	: Kazıgım çapı
$s_x=s_y$: Kazıklar arası merkezden merkeze yatay mesafe
T_b	: Burulma modu
$x(t)$: Yer değıştirmenin zamana bağılı fonksiyonu
$[M]$: Kütle matrisi
$[C]$: Sönüm matrisi
$[K]$: Rijitlik matrisi
η	: Sönüm oranı

Enstitüsü : Fen Bilimler
Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği Bölümü
Programı : Geoteknik
Tez Danışmanı : Yrd. Doç. Dr. Ersin AREL
Tez Türü ve Tarihi : Doktora– Aralık 2017

KISA ÖZET

İSTANBUL AVRUPA YAKASI BATI BÖLGESİ ZEMİNLERİNİN GEOTEKNİĞİ VE ZEMİN-TEMEL-YAPI ETKİLEŞİMİ

İnş. Yük. Müh. İlhan Burak DURAN

Bu çalışmanın amacı; İstanbul Avrupa yakası Batı Bölgesi'nde inşa edilen yüksek yapıların temel - zemin etkileşimi(SSİ) ve yaygın olarak uygulandığı görülen kazıklı yayılı temel (*radyejeneral*) sisteminin yapı performansına etkilerinin tanımlanmasıdır.

Bölgede yaygın olarak yapılmış sondajlardan gelen numuneler üzerinde yapılan laboratuvar, ve icra edilmiş arazi deneyleri sonucunda; çalışma alanında Güngören Formasyonu üyesi yeşil renkli, orta derecede aşırı konsolide, yüksek plastisiteli(CH) killerin ağırlıkta olduğu görülerek , bu zeminin fiziksel ve mekanik özellikleri tespit edilmiştir. Eldeki bu veriler doğrultusunda sayısal analizlerde kullanılacak modellerde, zemin rijitliğini belirlemede gerekli parametreler sağlanmıştır.

Statik ve dinamik analizlerde; zemin - temel sistemi -inşası tamamlanmış yapı, aşamalı olarak birebir benzerlikte modellenmiştir. Analiz yönteminin, mesnetlenme şartlarının, zemin ortamının rijitliğinin ve temelin esnek veya rijit olması durumunun; statik yükler altında taşıyıcı sistemde ve temelde oluşan maksimum düşey deformasyonların yerlerini ve mertebelerini kontrol ettiği saptanmıştır.

Çok katlı yapılar için artık geleneksel hale gelmiş olan kazıklı radyejeneral temelin statik durumda SSİ üzerindeki iki belirgin etkisi tanımlanmıştır: İlk durumda esnek temeller için gözlemlenen dışbükey oturma kalıbının ortamda kazıkların varlığı ile içbükey şekle dönüştüğü, diğer ikinci durumda oturmaların kontrolü ve taşıma gücünün yükseltilmesi için tercih edilen kazıkların gerçekte yapının düşey perdelerinin davranışı üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğu bulgusu elde edilmiştir.

Modal analizlerde temel tipinin ve zemin rijitliğinin binanın hakim periyotları üzerindeki etkisi incelenmiştir. Ayrıca, kazıklı radye temel uygulamasının yapı

modlarının değişimine olan katkısının belirlenmesi için analizler yapılmıştır. Yapı ataletini sağlayan elemanlardan olan perdelerin konumunun kütle katılım oranı dağılımlarına etkiler sağladığı belirlenmiştir.

Modal analiz değerlendirmeleri sonucunda belirlenen Rayleigh parametreleri, dinamik çözümlerde kullanılan malzeme modellerine uygun olarak tanımlanmıştır. Zeminin modele katılmadığı ankastre mesnetlenme durumu referans alınarak; temel gömme derinliği ile kazıkların, yapının salınımları ve göreceli kat ötelenmelerinde önemli farklılıklar yarattığı belirlenmiştir.

Yapılan tüm analizler irdelendiğinde, “kazıklı radyejeneral temel” uygulamasının çok katlı, 4 veya daha fazla bodruma sahip yapılarda için belirgin bir olumlu etki yapmadığı görüşüne varılmıştır. Ancak uygulandığında; kazıkların, yapıdaki taşıyıcı perdeler üzerinde oluşan deformasyonları azaltması yönündeki etkisinin göz ardı edilmemesi gerekmektedir.

Anahtar Kelimeler: Yapı-Temel-Zemin Etkileşimi, Güngören Formasyonu, Kazıklı Radyejeneral Temel, Statik ve Dinamik Analiz.

Bilim Dalı Sayısal Kodu: İMGD

University : **Istanbul Kultur University**
Institute : **Institute of Sciences**
Department : **Civil Engineering**
Programme : **Geotechnical Engineering**
Literature Supervisor : **Asist. Prof.Ersin AREL**
Degree Awarded and Date : **PhD– December 2017**

ABSTRACT

“A GEOTECHNICAL ASSESSMENT OF SOIL-FOUNDATION- STRUCTURE INTERACTION AT THE WESTERN PART OF EUROPEAN SIDE OF ISTANBUL”

İlhan Burak DURAN, B.S.in C.E.; M.S.

The purpose of this thesis is to investigate the effect of piled raft systems on the superstructure, which is extensively employed in the Western part of the City of Istanbul.

A comprehensive laboratory and in situ testing program was implemented around the zone of study to determine the physical and mechanical properties of the local soils. The investigations demonstrated the predominance of moderately overconsolidated fat clays of Güngören Formation throughout the soil profiles.

Static and dynamic analyses were performed on the prototype models of the buildings already in service. It was determined that in static conditions, the deformations of the superstructure and the foundation system were governed by the method of analysis, support conditions, and the rigidity of the foundation medium.

Two distinct effects of the piled mats, the use of which has almost become routine, on the tall superstructure were identified. Firstly, the concave shape of a flexible foundation was converted to convex when supported by piling and secondly, the influence of piling intended to control settlements and augment bearing capacity had

actually a more pronounced effect on the curtains of the basement and the superstructure rather than the targeted properties.

Modal analyses were performed to determine the influence of the type of foundation, and the rigidity of the soil on the fundamental vibration period of the superstructure. Additionally, the effect of using piled raft as the foundation system on the modes of deformation of the superstructure was evaluated. The contribution of the reinforced concrete curtains, elements that contribute to the inertia of the structure, was also taken into account to estimate the effect of the position of the curtains on the distribution of modal participation mass.

The Rayleigh parameters were determined as a product of modal analyses and were defined in conformity with the foreseen material modelling. The influence of the footing depth of embedment and that of piling on the oscillation of the structure and the relative floor displacements of the structure were determined.

The results led to the view that the practice of employing piled raft foundations for high rise buildings with the required four or more basements does not have an appreciable effect on the static and dynamic performance. However, the application does decrease the deformations of the basement walls, a finding that may be worth evaluating during design.

KEYWORDS:

Soil-foundation-structure interaction(SSI), overconsolidated clay, rigidity, piled raft, static/dynamic analysis, settlement

1. GİRİŞ

Türkiye’de hazırlanan bina projeleri incelendiğinde taşıyıcı sistemin gelişmiş yöntemlerle hesaplanarak, güvenli ve ekonomik çözümlere ulaşıldığını görmek çoğunlukla mümkündür. Aynı görüş, binanın temel hesapları ve bunların tasarımı ile ilgili olarak öne sürülememektedir. Bunun nedeni yapılmış zemin incelemelerinin projecinin anlayıp, uygulayabileceği bilgileri sağlamaması olabilmektedir. İletişimsizliğin doğal sonucu, yüksek maliyetli temel boyutlandırma (aşırı boyutlandırma) olarak belirmektedir. Bu bağlamda, içinde bulunulan yıllarda yoğun yapılaşma etkinliklerine sahne olan İstanbul’un Batı yakasındaki aşırı konsolide killer içine yapılmış ve yapılmakta olan yüksek yapıların projeleri incelendiğinde; temel zemini özelliklerinin gereğince yansıtılmamış olması yanında, zemin-temel-yapı etkileşiminin hesaplara dahil edilmediği görülmektedir. Diğer deyişle, yapının analizinde temeller gömülü (ankastre) kabul edilerek üst yapı çözümlenmekte ve bu süreçte temellerde yer değiştirme ve dönmenin oluşmadığı varsayılmaktadır. Benzer şekilde geoteknik mühendislerince yapılan analizlerde, temellerde belirecek oturmalar yapısal elamanların rijitliklerinden bağımsız olarak değerlendirilmektedir. Sonuçta, neredeyse tüm yüksek yapıların kazıklı radyejeneral temel sistemleri ile projelendirilmesi gibi bilimsel açıdan sorgulanabilir çözümler ortaya çıkmaktadır.

İstanbul Batı yakasının bilinen karmaşık jeolojisi genç yaştaki (Holosen) kıyı kesimlerinden soyutlandığında zeminin geoteknik açıdan “modellenebilir” özellikte olduğu görülebilmektedir. Bu kaniya son 10 yılda yapılmış arazi gözlemleri yanında laboratuvar ve arazi deney sonuçlarının İKÜ’de bir veri tabanında toplanması ile varılmıştır.

Eldeki bilgiler, bina temellerinde mevzuat gereği yapılması gereken derin kazılarla (otopark) Geç Miyosen yaşlı Güngören üyesi killere girildiğini göstermektedir. Bu aşırı konsolide olmuş killerin binalarla etkileşiminin anlaşılmasıyla bu bölgede ve genelde, daha verimli projelendirme çalışmalarına olanak sağlanabileceği görüşü bu tez çalışmasının başlangıç noktası olmuştur.

1.1. İstanbul Avrupa Yakasında Yapılan Önceki Çalışmalar

İstanbul Avrupa yakasının jeolojisi birçok araştırmacı tarafından ayrıntılı olarak çalışılmıştır. Özçep ve diğerleri (2012), deprem etkisi ile Gürpınar bölgesinde oluşabilecek heyelanları incelemişlerdir. Yamaçlar üzerinde yaptıkları pseudostatik çalışmalarda, bölge şartlarını göz önüne alarak deprem etkisinin tahmini üzerinde çalışmışlardır. Maksimum derinliği 50 m olan 6 sondaj yaparak ölçülen SPT değerleri ile laboratuvarda yapılan mekanik ve fiziksel deneylerle zemin özelliklerini belirlemişlerdir. Bunun yanı sıra arazide yapılan jeofizik çalışmalar ile (sismik kırılma ve MASW) derinliği 50m ye varan zemin profillerini oluşturmuşlardır. Bulgularında, statik dengede olduğu görülen yamaç ve şevlerin deprem yükleri altında duraylılıklarının kaybolduğunu belirtmişlerdir.

Karabulut ve diğerleri (2012), çok kanallı yüzey dalga (MASW) yöntemi ve sıralı mikrometre ölçüm (MAM) cihazı ile özellikle sellenme sonucu oluşmuş olan Selimpaşa, Kavaklı bulunan problemlili zeminlerde, deprem sırasında oluşabilecek zemin büyütmesini incelemiştir. Açılan 80 adet sondaj kuyusundan elde edilen SPT ölçümleri ve laboratuvar deney sonuçları ile MASW-MAM yöntemiyle 100 farklı lokasyondan kayıtlar toplanmıştır. Bu veriler kullanılarak Eurocode 8'e göre zemin büyütme sınıflandırması yapılmıştır. Böylece çalışma alanı, kayma dalgası hızlarına göre farklı sınıflara ayrılmıştır: A grubu 420 m/s den büyük olan, B grubu 360 ve 420 m/s arasında olan, C grubu 360 m/s kayma dalgası hızı olan zeminleri temsil etmektedir. 180 m/s den küçük kayma dalgası hızına sahip olan zeminler ise D grubu olarak sınıflandırılarak bölgenin alüvyal kökenli zeminlerden oluştuğunu belirtmişlerdir.

Erçelebi ve diğerleri (2011), Esenler ve Kirazlı 1A lokasyonu arasında yapılan ikiz tünel kazı çalışmaları sonucu yüzeyde oluşacak oturmaların modelini sonlu elemanlar ile analiz etmişlerdir. Kazı çalışmalarında EPM ve TBM kazı makineleri kullanılmıştır. İkiz tünellerin çapı 6.5 m olup merkezden merkeze mesafeleri 14 m dir. Kazı kaplaması olarak kullanılan segmentlerin uzunluğu 1.4 m olarak verilmiştir. Bölge; dolgu, sert kil, sıkı ve çok sıkı kum kesitlerinden oluşmaktadır. Çalışmalarında yarı-ampirik ve analitik çözümler de yaparak, SEM çözümlerinin kısa vadeli yüzey oturmalarında makul değerlerde kaldığı bilgisini vermişlerdir. Yarı-ampirik ve analitik

çözümler, sonlu eleman analizlerini destekleyerek arazi ölçümleri ile de uyumlu olduğunu göstermişlerdir. Ayrıca kazı sonrası uygulanan destek sistemlerinin mümkün olduğunca kısa sürede yapılması gerektiği vurgulanmış ve kullanılan EPM ve TBM kazı makinelerinin ilerleme hızları farklı zeminlerin özelliklerine göre olması belirtilmişti.

Karabulut ve diğerleri (2011), yaptıkları bu çalışma ile yüksek çözünürlüklü sismik mikro bölgeleme haritası oluşturmuşlardır. Burada Poisson olasılık yaklaşımını kullanarak sismik risk analizi yapmışlardır. Çalışmada 50 yıllık periyoda sahip deprem ivme değerlerinin %15 olasılıkla aşılması durumu incelenmiştir. Ayrıca çalışmada kullanılan deterministik sismik risk analizinde, oluşabilecek deprem büyüklükleri dörtlü kırılma modeli (*quadruple rupture model*) kullanılarak belirlenmiş, Kuzey Anadolu fayı üzerinde uzunlukları 108, 119 ve 174 km olan segmentler incelenmiştir. Deterministik ve olasılıksal analizlerin her ikisinden elde edilen sonuçlar ile tasarım deprem büyüklüğünün değeri 7.6 olarak belirlenmiştir. Bu değer kullanılarak oluşacak ivme değerleri farklı uzaklıklar için (25 ila 50 km arasında) tahmin edilmiştir. Çalışmanın ikinci kısmında ise İstanbul/Şişli bölgesi için zemin büyütme değerleri ve karakteristik zemin hakim periyotları, yapılan sismik ölçümler ve SPT değerleri kullanılarak hesaplanmıştır. Bölgeden elde edilen mikrotremör ve deprem verileri ile hesaplanan karakteristik hakim periyotlarının karşılaştırılması yapılmıştır. Eurocode'a göre bölgenin geneli B grubu olarak sınıflandırılmaktadır. Alanın küçük bir bölgesinin ise C ve A grubuna girdiği belirtilmiştir. Değerlendirmede, çalışma alanının bir bölümü için sismik yöntemlerle belirlenen karakteristik hakim periyotlarının güçlü (deprem) ve zayıf (ortam gürültüsü) etki spektralleriyle uyumlu olduğu görülmüş ve tüm jeofizik ve geoteknik uygulamalar için kullanılabilir bir mikro bölgeleme haritası oluşturulmuştur.

İstanbul Büyük Şehir Belediyesi tarafından yönetilen mikrobölgeleme çalışmalarının ilk kısmı olan Avrupa yakasını Ansal ve diğerleri (2010) yürütmüştür. Çalışmalarında, Zeytinburnu İlçesi için Erdik ve diğerlerinin (2004) yapmış oldukları deprem senaryosunu kullanarak geliştirdikleri mikrobölgeleme haritasını, European Union Framework FP6 Less Loss Project (2007) ve Zeytinburnu Pilot Mikrobölgeleme Projesi (2006) kapsamında yapılmış olan haritalandırma sonuçları ile karşılaştırmışlardır.

Dalgıç ve diğeri (2009), İstanbul Avrupa yakasını oluşturan farklı jeolojik formasyonlardan alınmış 655 numune üzerinde yapılmış mekanik ve fiziksel deney sonuçlarını incelemiştir. Bu bölgelerde gözlemlenmiş farklı zaman ve etkiler altında oluşan geoteknik problemlerin kaynağını ve çözüm önerileri üzerinde durmuşlardır.

Özçep ve diğeri (2009) zeminlerin su muhtevası ve elektriksel iletkenlikleri arasındaki ilişkiyi incelemiştir. Jeofizik yöntemlerle yapılmış olan ölçümler; Yeşilköy, Florya, Basıncıköy ve Gölcük bölgelerinden elde edilmiştir. Araştırmacılar, VES (*vertical electrical sounding*) ve MCPHAR ekipmanlarını kullanmışlardır. Jeofizik ölçüm yapılan yerlerden alınan numunelerin su muhtevası değerleri belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlara göre çalışmacıların elektriksel iletkenlik açısından inceleme aralığı 1-50 ohm arasında olup, su muhtevası açısından bu değer %20 ila 60 arasında değişmektedir. Buradan, elektriksel iletkenlik ile su muhtevası arasındaki ilişkiyi $w=49.21e(-0.017R)$ denklemi ile belirtmişlerdir.

Şen, 17 Ağustos 1999 depreminde, özellikle Avcılar'da oluşan yıkım ve hasarın nedenleri üzerinde durmuştur. Jeolojik olarak Çukurçeşme, Güngören ve Bakırköy Formasyonu ile aynı yapıya sahip olan Bakırköy, Beylikdüzü ve Zeytinburnu'nda, Avcılar'da oluşan hasarın oluşmamasının nedenini bu bölgedeki zemin tabakalarının birçok fay tarafından kesilmiş olmasıyla ilişkilendirmiştir. Ortaya çıkan hasarın da bu fay bölgesi içerisinde kaldığı belirtilmiştir. Araştırmacı bu durumun, fayların deprem dalgalarının yayılmasını yönlendirmesinden ve açığa çıkan sismik enerjiyi yakalamasından kaynaklandığını belirtmiştir.

Duman ve diğeri (2006) geniş bir veri tabanı oluşturarak, heyelan duraylılığının karakterize edilmesinde kullanılabilecek bir modelin geliştirilmesi amacıyla Çekmece bölgesindeki aktif heyelan bölgesini incelemiştir. Veri tabanı, inceleme alanının çekilen hava fotoğrafları ve bölgede yapılan arazi çalışmalarından elde edilen sonuçlara dayalı olarak oluşturulmuştur. İncelenen alanının %19.2'lik bölümünü derin toprak kayması görülen bölge olduğunu belirlemiştir. Mantıksal regresyon analizleri; eğim, boy, yükseklik, akış gücü indeksi (SPI), geçirimsizlik plan ve profil eğriliği, jeoloji, jeomorfoloji ve litolojik birimler gibi 37 değişkenden oluşan bir matris

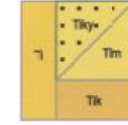
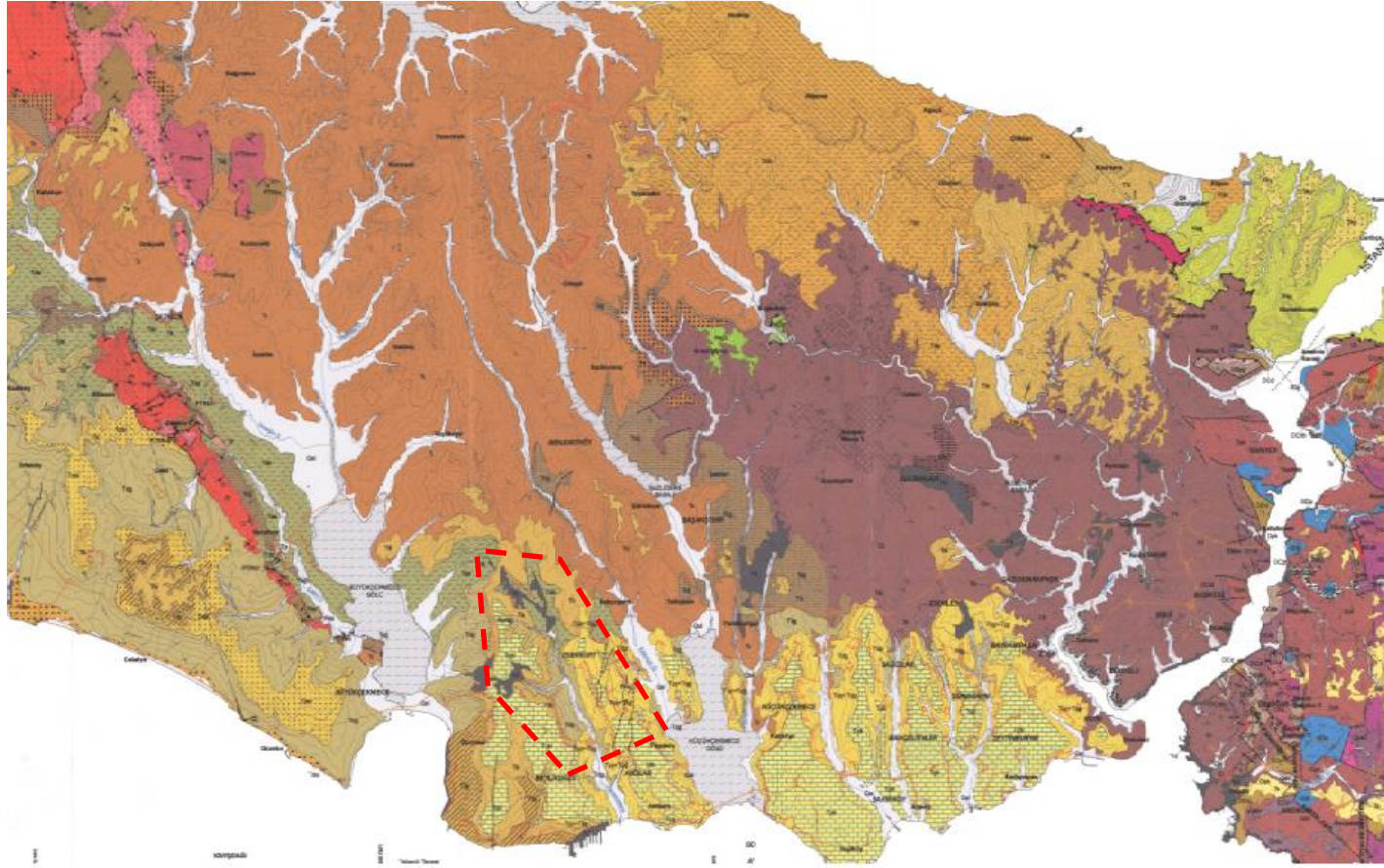
kullanmışlardır. Wald istatistik değerleri; litolojinin, SPI' nin ve eğimin diğer değişkenlere göre daha etkili olduğunu göstermiştir.

Çinicioğlu ve diğerleri (2001), Bakırköy İlçesi için; jeolojik, geoteknik değerlendirme ve sismik mikro bölgeleme sondajları, jeofizik testleri, SPT ölçümleri ve bölgeden alınan numuneler üzerinde zemin/kaya mekaniği laboratuvarlarında yapılan deney sonuçlarını kullanarak bölgeye özgü davranış spektrasını tanımlamışlardır. Elde ettikleri sonuçlar ile coğrafi bilgi sistemi kullanarak haritalandırmışlardır.

1.2. İstanbul Avrupa Yakası Batı Bölgesi Jeolojisi

İstanbul Avrupa Yakası Batı Bölgesi'nde başlıca Karbonifer, Eosen, Oligosen, Miyosen ve Kuvaterner yaşlı çökel kayalar ile kıyı şeridinde yakın alanlarda alüvyon ve dolgu malzemesi bulunmaktadır (Şekil 1.1).

Bölgenin egemen formasyonu olan Trakya formasyonu, yoğun tektonizma olaylarından etkilenmiş ve birkaç metrede değişik doğrultulu fay, kıvrım, kırık ve eklem sistemlerine sahiptir. Bu formasyonunun ilk 15-20 metresi ayrılmış/orta ayrılmış kaya özelliğindedir. Daha alt kesimlerde ise gri-mavi renkli ayrılmamış kaya ve bölgesel verilere göre formasyonun kalınlığı 1000 metreden fazladır. Bu formasyon üzerine, yaklaşık kalınlığı 150m olan Eosen yaşlı, orta ve yer yer kalın tabakalı, karstik boşluklu, bol fosilli, kireçtaşı, marn ve karbonatlı kiltaşından oluşan Kırklareli formasyonu gelmektedir. Daha üstte, 700 metreden kalın Oligosen yaşlı sıkı kum-kumtaşı mercekli sert kil-kiltaşından oluşan Gürpınar formasyonu bulunmaktadır. Bu formasyonun üstünde Miyosen yaşlı çökel birimleri yer almaktadır. Miyosen yaşlı ilk birim Çukurçeşme formasyonudur (Şekil 1.2). Bu formasyon, yaklaşık 25m kalınlıkta az tutturulmuş veya tutturulmamış çakıllı kum tabakaları ile arada kil tabakalarından oluşmaktadır. Bu birimin üstü geçişli olarak yeşilimsi gri, açık kahve renkli, ince kum mercekleri bulunan kil tabakalarından (Güngören Formasyonu) oluşur. Kırmızı sınırlar içerisinde gösterilen ve daha çok Güngören formasyonu hakimiyetindeki alan tez çalışması için belirlenen ana bölgeyi göstermektedir (Şekil 1.1). Miyosen istifinde ayırt edilen en üst birim ise 20m kalınlıktaki Bakırköy formasyonudur. Bu formasyon; (Şekil 1.3) beyaz, ince-orta tabakalı, arada yeşilimsi gri kil, marn ve kireçtaşından oluşur. Bu birimler üzerinde alüvyon ve Haliç çökelleri yer alır. Alüvyon çökelleri başlıca sarı kahve renkli kum ve siltli killerden oluşmaktadır. Haliç çökelleri ise



T1, İstanbul Formasyonu

T1m, Meşe Tepe Üyesi; *kil, mil, ince kum; çakıl arakatlı ve mercekli, ince kömür arakatlı,*

T1ky, Kayalı Tepe Üyesi; *çakıl-kabe kum, çapraz katmanlı, Meşe Tepe Üyesi ile yanal ve düşey geçişli; kuvarsit ve lilit gerek egemen*

T1k, Kıraç Üyesi; *kızılımsı açık kahve, gri, boz, büyük bölümüyle çakıl ve daha az oranı kum-mil boyu tutturulmamış gerek egemen; çapraz katmanlı, kuvar, kuvarsit, ofiyolitik seri kökenli seyrek :adyolarit, serpantin, gabro çekirli*



Td, Danişmen Formasyonu

Tda, Ağaçlı Üyesi; *kum, çakıl, kil; kömür arakatlı*

Tdsi, Sinekli Üyesi; *külrengi-boz, kalın katmanlı, scm, kabe taneli kumtaşı; çakıltaşı mercekli*

Tdc, Çantaköy Tuf Üyesi; *boz, kirli beyaz, devitrifiye, felsik tuf-Tuffit*

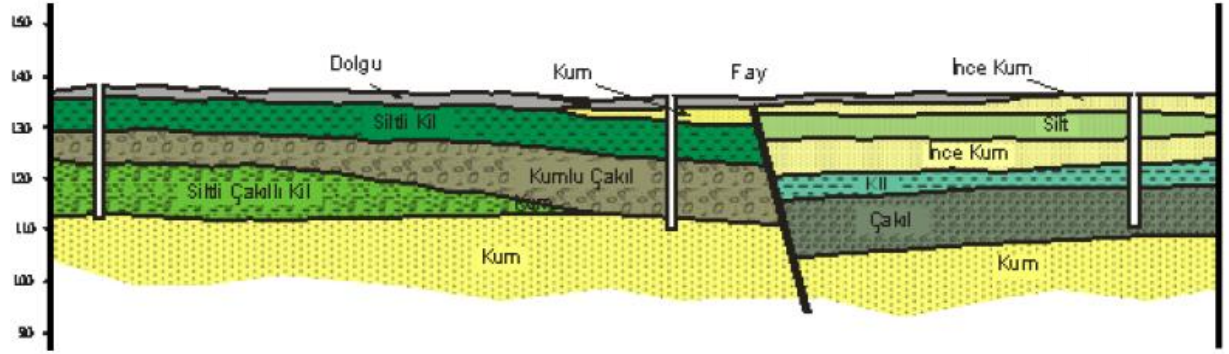
Tdg, Gürpınar Üyesi; *yeşilimsi, koyu gri, mor, alacalı, kıltaşı-şeyil; kumtaşı ve miltası arakatlı, ince linyit ara düzeyli*

Tdsi, Sillivri Kumtaşı Üyesi; *kaba taneli kumtaşı egemen; sıkı tutturulmuş çakıl, kil-mil arakatlı*

Tds, Süloğlu Şeyil Üyesi; *kara, koyu külren varlık, killi miltli şeyil egemen; balık fosilli, karbonumsu ayrışmalı*

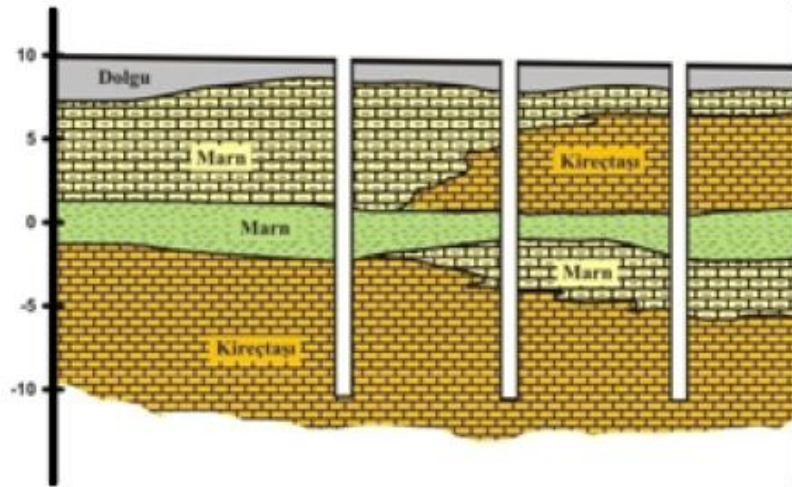
Şekil 1.1 İstanbul Avrupa Yakası Jeoloji Haritası (İBB, 2011)

kalınlığı 35m dolayında olan, durgun ortamda çökelmiş siltli killerden oluşmaktadır. Bu çökeller üzerinde eski yerleşim yerlerinde bulunan antik ve yeni yerleşim yerlerindeki güncel dolgu malzemeleri bulunmaktadır. Kalınlıkları yer yer 30m ye kadar ulaşabilmektedir.



Şekil 1.2 Esenyurt bölgesinde Çukurçeşme Formasyonundan kesit (Dalgıç, 2009)

Yer Altı Suyunun durumu açısından incelendiğinde; Trakya formasyonu ve Bakırköy formasyonu kırıklı akifer, Çukurçeşme formasyonu taneli akifer ve Kırklareli formasyonu karstik akifer özelliği taşır. Gürpınar formasyonuna ait killler geçirimsiz olarak kabul edilebilir. Gürpınar formasyonunun çakıllı ve kumlu düzeyleri ile Çukurçeşme formasyonunun kumlu çakıllı düzeyleri akifer özelliğindedir. Ancak, Gürpınar formasyonun kum ve çakıl düzeylerinin kalın kil ile ardalanmalı oluşu ve Çukurçeşme formasyonun kalınlığının az olması ve yerleşim alanları içerisinde kalmasından dolayı yeraltı suyu açısından beslenme koşulları azalmaktadır.



Şekil 1.3 Bakırköy dolayında Bakırköy formasyonuna ait jeolojik kesit (Dalgıç, 2009)

Beylikdüzü'nün güneyinde yapılan bir temel kazısında, Çukurçeşme formasyonunu ($T_{\text{ç}}$) temsil eden ince kumlar üzerinde istiflenmiş olan Güngören üyesi (T_{g}) seyrek kireçtaşı arakatkılı kil katmanları Şekil 1.4'te gösterilmiştir. Ayrıca bu istifte D-B doğrultulu K ve G ye 65° eğimli Neojen yaşlı normal faylar da görülmüştür.



Şekil 1.4 Çukurçeşme ve Güngören formasyonu istiflenmesi (İBB, 2007)

Çalışmaların tümünde Gürpınar formasyonu tanımlanırken sadece Üst Oligosen dönemine ait kumlu kil çökellerinin bu grubu temsil ettiği kabulü yapılmıştır. Bu istifin üzerinde, Üst Miyosen yaşlı yaklaşık 20m kalınlığında kum ve çakıllardan oluşan Çukurçeşme formasyonu bulunmaktadır. Bu formasyonunun üzerinde ise sırasıyla Güngören ve Bakırköy formasyonları yer almaktadır. Çalışma bölgesindeki tüm zemin etüt ve inceleme çalışmaları kapsamında yapılmış sondajlar bu genel stratigrafiyi göstermektedir. Ancak, çoğu zaman kil olması gereken derinliklerde kuma ve kum beklenen yerlerde ise killere de rastlanmaktadır. Kapsamlı, güncel mikro bölgeleme çalışmalarında iki farklı jeolojik dönem kullanılarak aralarında yapay diskordans oluşturulan Gürpınar-Çukurçeşme-Güngören formasyonları tek bir grup “Avcılar Formasyonu” olarak tanımlanmıştır (Şekil 1.5).

ÜST SİSTEM		SİSTEM		SERİ		FORMASYON		LİTOLOJİ	AÇIKLAMALAR
KUVA- TERNER	HOLOSEN	PLİYOSEN	SAMANDIRA	50	BAKIRKÖY	50	10		
S E N O Z O Y İ K	T E R S İ Y E R	Ü. O L İ G O S E N — A V C I L A R	K İ R K L A R E L İ	> 250	K İ R K L A R E L İ	> 250	> 250	ÇAKIL, KUM, SİLT, KİL (ALÜVYON)	Uyumsuzluk
								KİL : Kıztı renkli, siltli, kumlu, yuvarlak - yarı yuvarlak kuvarsit çakıllı, çok katı - sert, gevşek tutturulmuş	Uyumsuzluk
								KİREÇTAŞI - MARN : Beyaz krem renkli, tebeşirimsi, poröz, ince - orta katmanlı, <i>Maktra</i> 'lı, kil / kum arakatmanlı	KİL / KİLTAŞI: Koyu gri - boz renkli, karbonatsız veya az karbonatlı, siltli, yer yer bitki kırıntılı, yüksek plastisiteli, orta katı - katı, sert
P A L E O Z O Y İ K	K A R B O N İ F E R	O. E O S E N - A. O L İ G O S E N	K İ R K L A R E L İ	> 250	K İ R K L A R E L İ	> 250	> 250	KUM: Sarımsı gri, açık kahverengi, çakıllı ve siltli, kil arakatmanlı, tutturulmamış veya çok gevşek tutturulmuş, çapraz katmanlı merceksele	KİL / KİLTAŞI - KUM / KUMTAŞI ARDALANMASI
								KİL : Grimsi yeşil, aşırı konsolide, tüf seviyeli, fissürlü yer yer karbonatlı / kireçtaşı banlı, kömür katkılı	Kiltaş: Gri - yeşil, ince - orta katmanlı
								Kum : Açık gri - sarımsı krem renkli, kuvars-kireçtaşı çakıl ve bloklu	ÇAKIL / ÇAKILTAŞI : Grimsi kahverengi, kumlu, killi, kireçtaşı çakıllı, kömür arakatmanlı
P A L E O Z O Y İ K	K A R B O N İ F E R	O. E O S E N - A. O L İ G O S E N	K İ R K L A R E L İ	> 250	K İ R K L A R E L İ	> 250	> 250	MARN - KİREÇTAŞI: Beyaz - sarımsı bej - gri renkli, orta-kalın katmanlı, karbonatlı kil arakatmanlı, fosilli	KARBONATLI KUMTAŞI : Krem renkli, ince taneli, sert, som yapı
								RESİFAL KİREÇTAŞI : Beyaz - bej renkli, sert, som yapı, karstik, bol fosilli	ÇAKILTAŞI - MARN : Grimsi bej renkli, bol grovak çakıllı, kum - silt - kil ve kömür arakatmanlı
								Uyumsuzluk	KUMTAŞI (Grovak) - SİLT TAŞI - KİL TAŞI: Mavimsi gri - kahverengi, kireçtaşı mercekli (Ölçeksiz)

Şekil 1.5 İstanbul ve yakın çevresi için güncellenmiş stratigrafik kesit (Yıldırım, 2013)

2. KİLLERİN MEKANİK ÖZELLİKLERİ

2.1. Kayma Direnci

Killerin kayma direnci konusu zemin mekaniğinin karmaşık başlıklarından biridir. Bunun ana nedenlerinden biri, normal yüklenmiş (NL) ve aşırı konsolide (OC) killerin tam olarak tanınmamasından kaynaklanmaktadır.

Lineer bağıntı en basiti olduğundan kayma direnci denklemi Mohr-Coulomb hipotezine göre c ve ϕ gibi iki parametre ile tariflenir. Hipotezde zaman (t) ve deformasyon (ϵ) ögelerinin yer almaması önemli eksikler olarak eleştirilse de yaygın uygulama bulduğu yadsınmaz.

Ayrık danelerden oluşan kilin 'kohezyon' olarak değinilen çekme dayanımının nasıl belirlediği sorusuna yanıt, aşırı konsolidasyon özelliği ile verilmektedir. Tamamen konsolide olmuş (NL) bir doygun kilde toplam gerilmeye göre kayma direnci (s) denklemi

$$s = \tau = c_u \quad (1.1)$$

ile yazılır, ϕ sıfır değerini alırken, efektif gerilmeye göre yazılan denklem,

$$s = \tau = \sigma' \tan \phi' \quad (1.2)$$

biçimine dönüşmekte, bu kez c değeri görünmemektedir. Bu killerde kayma direnci açısı ϕ' ise 30° yi aşabilmektedir.

Kil aşırı konsolide olduğunda, yani önceden yüklenmiş ise, toplam gerilmeye göre kayma direnci denklemi,

$$s = \tau = c_u + \sigma \tan \phi_u \quad (1.3)$$

efektif gerilme türünden de ,

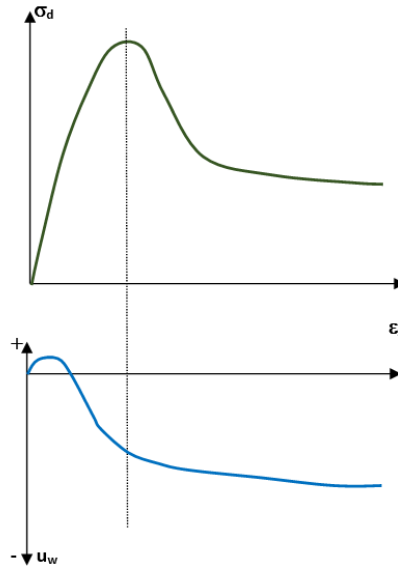
$$s = \tau_{\max} = c' + \sigma \tan \phi' \quad (1.4)$$

ye dönüşerek “efektif kohezyon” değerini içerir hale gelmektedir.

Drenajsız durumda çok yüksek değerlere erişebilen c , efektif parametre olarak da aşırı konsolidasyon oranının (OCR) düzeyine bağlı olarak önemlenecek değerlerde kalır. Böylece aşırı konsolide (sert/katı) killerin ölçülen aşırı yüksek rijitlikleri OCR'nin artan düzeyinden kaynaklanmaktadır. Bu yüzden, aşırı konsolide killerin kayma direnci ölçümünde yüksek basınçlara (3200 kPa) çıkılan konsolidasyon deneyleri ile ön konsolidasyon basıncı σ_c' nin bulunması çalışmanın ayrılmaz bir bölümüdür.

2.1.1. Aşırı Konsolide Killerin Kayma Direnci

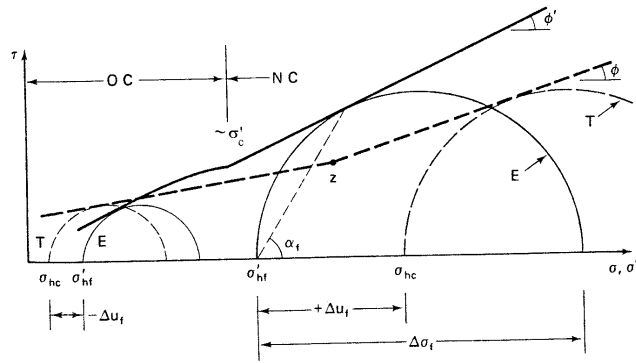
Aşırı konsolide kilin kayma direnci, laboratuvarında konsolidasyonlu drenajsız; CU (*consolidated undrained*) üç eksenli hücre kesme(TX) deneyinde boşluk suyu basınçlarının (u_w) ölçülmesiyle bulunur. Bu tür killerde, kumlarda olduğu gibi, boşluk suyu basınçları kayma gerilmelerinin artışı ile hızla düştüğünden u_w ölçümü önem kazanır. OC kilde boşluk suyu basıncı parametresi A_f ön konsolidasyon basıncı σ_c aşılan değerin negatif değerler taşır (Şekil 2.1).



Şekil 2.1 OC kilde boşluk suyu basıncının gelişimi

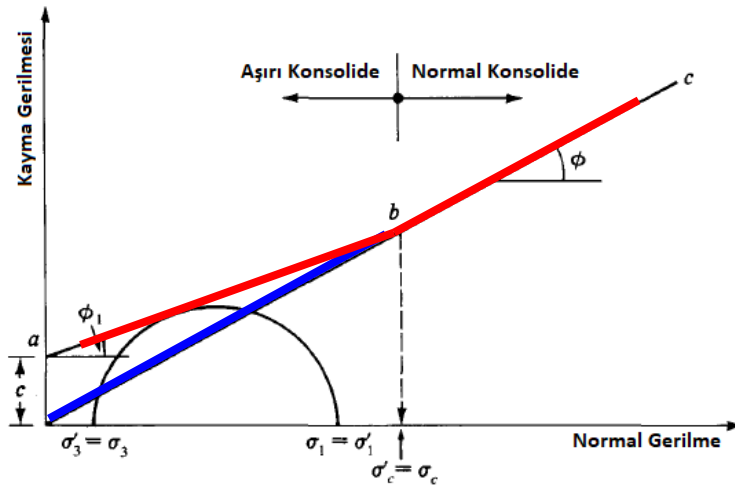
Aşırı konsolide bir kilde yapılan CIU deney sonuçları(I:izotrop konsolidasyon koşulu) ve buradan üretilen toplam ve efektif kırılma zarfları Şekil 2.2 de gösterilmektedir. Kilin direnci düşük birim boy kısalmalarda hızla yükselirken boşluk suyu basıncı

belirgin düşüş göstermektedir. Bu düşüşün hızı, deviator gerilme (σ_d) maksimumuna eriştiğinde en fazla olmaktadır. Böylece, birim boy değiştirme (ϵ_z) nin artışı efektif gerilmeyi yükselttiğinden kayma direnci büyümektedir. Deney farklı çevre basınçlarında tekrarlandığında, Şekil 2.2 de gösterilen kırılma zarfları elde edilecektir. Toplam gerilme zarfının (T) gerçekte kırık olduğu özenle yapılmış çok sayıda deneyden bulunabilmektedir. Efektif gerilme zarfının (E) ön konsolidasyon basıncı σ_c' ne kadar bir eğri olduğu, ancak buradan sonra Mohr-Coulomb zarfına uyduğu, bu aralıkta efektif gerilme dairesinin negatif boşluk suyu basıncı ($-u_w$) okuması nedeniyle sola değil, sağa kaydığı görülmektedir.



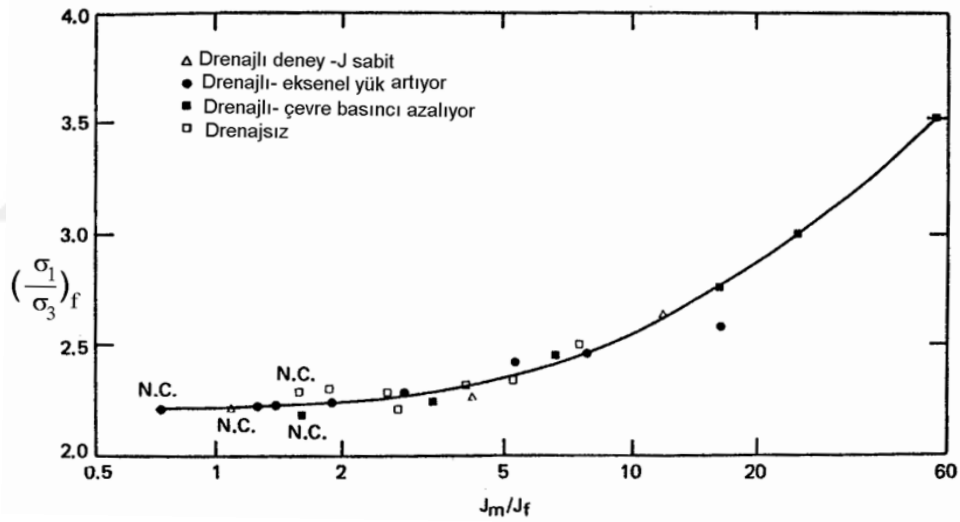
Şekil 2.2 OC kilde toplam ve efektif gerilme yenilme zarfları

Daha da önemlisi, efektif zarfın geri uzatımında doğrunun orijinden geçeceği bulgusudur. Yani, bir OC kil ön konsolidasyon basıncının üstündeki gerilmelerde kesildiğinde NL gibi davranmaktadır (Şekil 2.3).



Şekil 2.3 Ön konsolidasyon basıncının yenilme zarfı üzerindeki etkisi

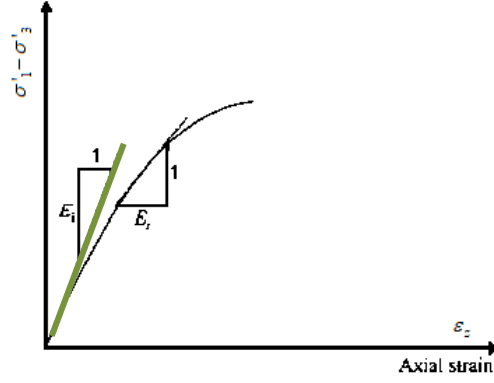
Kayma direncinin ölçümünde önemli kriterlerden biri de büyük-küçük asal gerilme oranının izlenmesidir. $\tau - \varepsilon_z$ eğrisi (σ_1'/σ_3') maksimuma ulaştığında bir tepe/doruk noktasından (*peak*) geçmektedir. Kilin aşırı konsolidasyon oranını her zaman bilmek mümkün olamayacağına göre, bu farklı düzeydeki hörgüçlerin yer ve biçimini tahmin etme yerine OCR' den bağımsız olan bir çözüm aranmıştır (Henkel, 1960). Şekil 2.4'de bir kil için yenilmede; büyük-küçük asal gerilme oranının, maksimum konsolidasyon basıncının ile ortalama gerilmeye oranı verilmektedir. Burada J_m maksimum konsolidasyon basıncı σ_c' nü, J_f ise yenilme aşamasında ulaşılan ortalama efektif gerilmeyi göstermektedir: $J_f = 0.33(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3') \approx 0.5(\sigma_1' + 2\sigma_3')$. Eğri, kilin OCR değeri arttıkça yenilme aşamasında erişilecek asal gerilme oranının hızla yükseldiğini boyutsuz olarak göstermektedir.



Şekil 2.4 Kilerde yenilme eğrisi

2.2. Kil Rijitliğinin Laboratuvar Deneyleri ile Ölçümü

Kilin rijitliğini belirlemede gerekli elastisite (deformasyon) modülü (E) ve Poisson oranı (ν) laboratuvarda drenejli ve drenejli olmayan üç eksenli deneyi ile $\sigma_d - \varepsilon_z$ grafiği oluşturularak elde edilebilir. Başlangıç (E_i) ve teğet (E_t) elastisite modülleri Şekil 2.5'de gösterilmiştir. Tablo 2.1'de kilerde ölçülmüş modüllerin aralığı gösterilmektedir. Kiler için belirtilen özellikler tablo üzerinde vurgulanmıştır.



Şekil 2.5 Elastisite modülleri E_i ve E_t 'nin belirlenmesi

Tablo 2.1 İnce daneli zeminlerde deformasyon modülü değerleri (MPa)
(Obrzud ve Truty, 2012)

USCS Sınıfı	Tanım	Çok Yumuşak-Yumuşak	Orta Katı	Katı-Çok Katı	Sert
ML	Çok düşük plastisiteli silt	2.5-8	10-15	15-40	40-80
ML, CL	Düşük plastisiteli silt	1.5-6	6-10	10-30	30-60
CL	Düşük plastisiteli kil	0.5-5	5-8	8-30	30-70
CH	Yüksek plastisiteli kil	0.35-4	4-7	7-20	20-32
OL	Organik silt	-	0.5-5	-	-
OH	Organik kil	-	0.5-4	-	-

Janbu (1963) başlangıç elastisite modülü için;

$$E_i = KP_a \left(\frac{\sigma'_3}{P_a} \right)^n \quad (2.1)$$

bağıntısını geliştirmiştir. Burada,

σ'_3 = Küçük asal gerilme

P_a = Atmosfer basıncı

K = Modül sayısı

n = E_i nin σ'_3 göre değişim oranını belirten üs değeri

K ve n değerleri TX deney sonuçlarından elde edilen E_i ve σ'_3 değerlerinin log-log eksenli grafik üzerinde gösterimi ile elde edilmektedir. K değeri farklı zemin grupları için 300-2000 arasında değişirken, n değeri ise 0.3 ile 0.6 arasındadır.

Duncan ve Chang (1970) teğet elastisite modülü için,

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin \phi)(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma'_3 \sin \phi} \right]^2 KP_a \left(\frac{\sigma'_3}{P_a} \right)^n \quad (2.2)$$

bağıntısını geliştirmişlerdir: Yenilme oranı R_f 0.75 ile 1.0 arasında değişmektedir.

Tablo 2.1'e bakıldığında katı killerin laboratuvarında ölçülmüş teğet modülünün 70MPa'yı aşmadığı görülmektedir. Nedeninin, numune alma ve deneye hazırlama sırasında oluşan örselenmeden kaynaklanan bir düşüş olduğu bilinmektedir (Bishop ve Henkel 1957).

2.2.1. Poisson Oranının Ölçümü

Kilin Poisson oranı, TX deneyde hücre içinde düşey ve yanal birim deformasyonların ölçümünden hesaplanır. Yanal deformasyonun ölçümünde kimi zaman sorunlar belirebildiğinden bu değer hacim değişiminden de aşağıdaki gibi hesaplanabilir (Duncan ve Chang, 1970):

$$\nu = \frac{\Delta \varepsilon_a - \Delta \varepsilon_v}{2\Delta \varepsilon_a} \quad (2.3)$$

$\Delta \varepsilon_a =$ Eksenel birim şekil değiştirmedeki artış
 $\Delta \varepsilon_v =$ Hacimsel birim şekil değiştirme = $\Delta \varepsilon_a + 2\Delta \varepsilon_r$
 $\Delta \varepsilon_r =$ Yanal birim şekil değiştirme

Böylece;

$$\nu = \frac{\Delta \varepsilon_a - (\Delta \varepsilon_a + 2\Delta \varepsilon_r)}{2\Delta \varepsilon_a} = -\frac{\Delta \varepsilon_r}{\Delta \varepsilon_a} \quad \text{olur.} \quad (2.4)$$

2.3. Kil Rijitliğinin Arazi Deneyleri İle Ölçümü

Zemin özelliklerinin yerinde (*in situ*) deneylerle ölçümü 1960'lı yıllardan sonra öne çıkmıştır. Aşırı konsolide killerde yanal basıncın artan OCR değeri ile yükselerek

düŖey gerilmelerin üstüne çıkması, örselenmemiŖ örnek alma giriŖimlerinde sorunlar yaratmaktadır. Özellikle numunenin tüpten çıkartılarak hücreye alınma öncesi kabarak çatlaması laboratuvarlarda sıkça görülen bir olumsuzluktur.

AŖırı konsolide kilde deformasyon modülü ölçümü en kolay biçimde presiyometre (PMT) ile yapılabilir. Türkiye’de presiyometre tiplerinden en basiti olan Menard tipi (MPM) yaygın olarak kullanılmakta olup, önceden açılmış sondaj kuyusuna (PBP, *Pre-Bored*) indirilerek ölçüm yapılması, kolaylığı nedeniyle tercih edilmektedir. Ancak, kuyu açıldığında yanall gerilmeler sıfıra yöneldiğinden zemin bakir özelliğini yitirmekte, dolayısıyla gerçekten düşük E_M değerleri elde edilmektedir. Bu nedenle, deliğini kendi delen presiyometre (SBP, *Self-Boring*) kullanılması tercih edilmelidir.



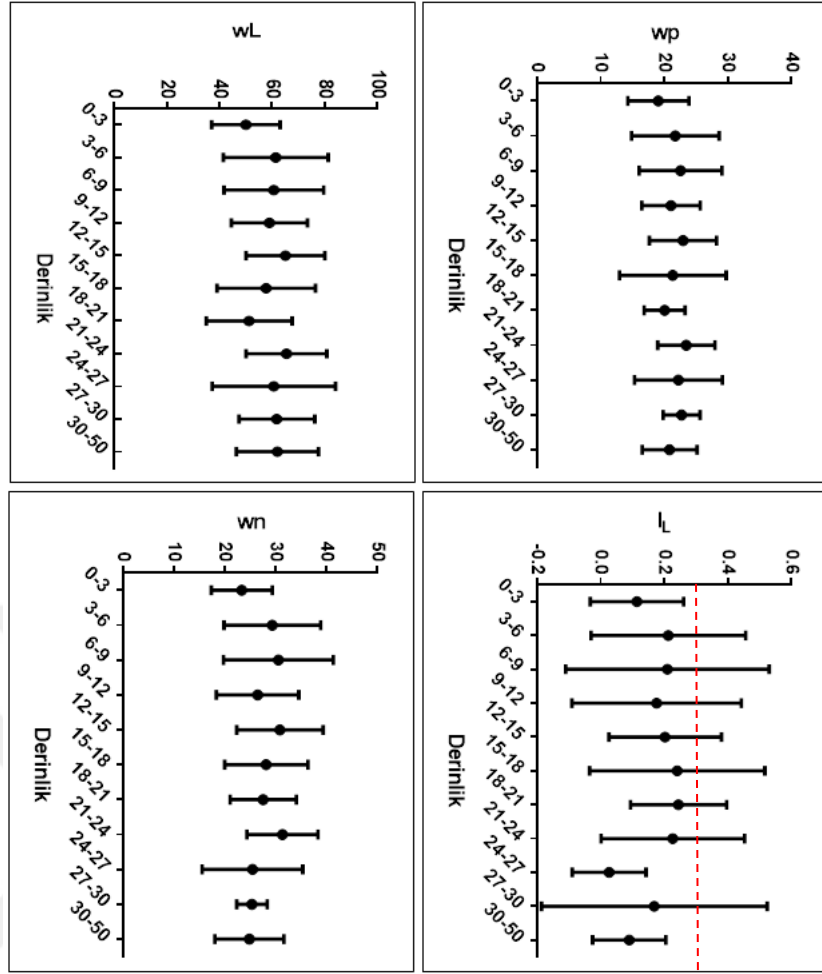
3. DENEYSEL ÇALIŞMA ve ARAZİ DENEYLERİ

Esenyurt bölgesinden alınmış Güngören Formasyonuna ait aşırı konsolide kil numunelerinin mekanik ve fiziksel özelliklerinin belirlenmesi amacıyla, laboratuvarında fiziksel ve mekanik deneyler TS ve ASTM uyarınca yapılmıştır. Deneyler toplam 539 farklı derinlikten alınan numuneler üzerinde uygulanmıştır.

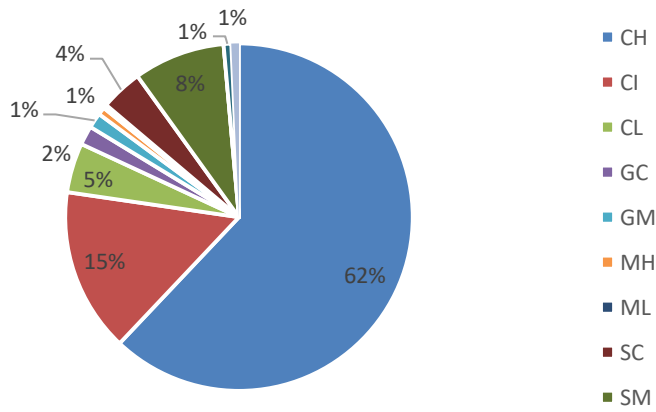
3.1. Kıvam Limitleri ve Sınıflandırma

Çalışılan bölgenin farklı derinlik ve lokasyonlarından alınan, aşırı konsolide, yeşil renkli 262 adet numune üzerinde yapılan kıvam limitleri ve doğal su muhtevalarının derinliğe bağlı değişimleri ile ortalama ve standart sapma değerleri Şekil 3.1’de verilmiştir. Kıvam limitleri ve sıvılık indisleri değerleri killerin aşırı konsolide karakterini yansıtmaktadır. Zemin doğal durumda jeolojik koşullar başta olmak üzere türlü nedenlerle belirli bir su muhtevasında bulunur. Bu aşamada doğal su muhtevasının plastisite cetvelinin hangi noktasında bulunduğunu saptayarak bazı özellikleri hakkında bilgi edinmek mümkündür. Bu tanımlama ‘*sıvılık indisleri*’ ile yapılır. Sıvılık indisinin 1.0 olması zeminin arazide likit limite yakın bir su muhtevasını, 0.0 olması plastik özelliklerin alt limitini, sıfırdan küçük olması ise kuruluk yani kilin aşırı konsolide özelliğini yansıtır (Önalp ve Arel, 2017). Şekil 3.2 de 0-30m derinlik boyunca numunelerin ortalama sıvılık indislerinin 0-0.3 arasında kaldığı görülmektedir. Bu sonuç çalışma alanının zemin profilinde aşırı konsolide killerin hakimiyetinin en basit göstergesidir.

TS 1500/2000’e göre zemin sınıflarının dağılımı Şekil 3.2’ de verilmiştir. Bölgede, zemin profillerinde %84 gibi yüksek oranda ince daneli zeminlerin hakim olduğu görülmektedir. Burada killerin oranı, %82 dir. Ortam, CH killer baskın olup %62 oranındadır.



Şekil 3.1 Kıyım limitleri ve doğal su muhtevalarının dağılımı

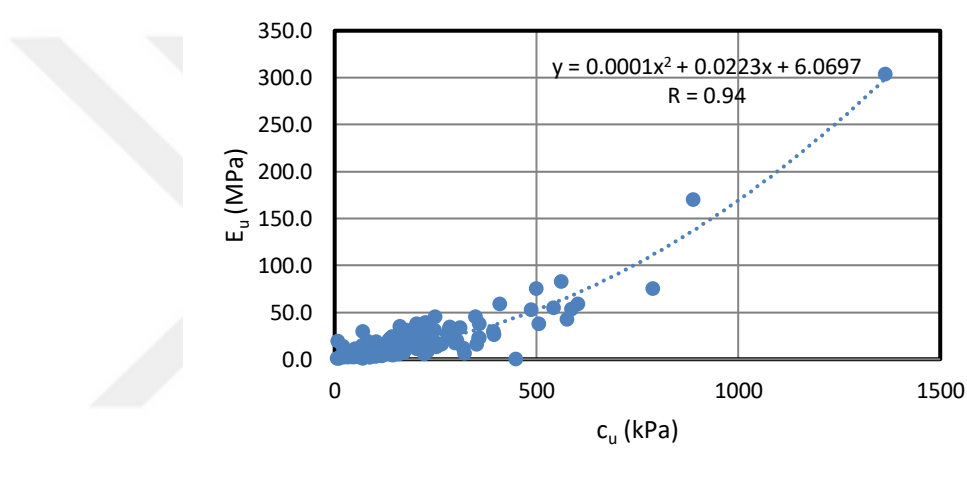


Şekil 3.2 Zemin sınıflarının dağılımı

3.2. Mekanik Özellikler

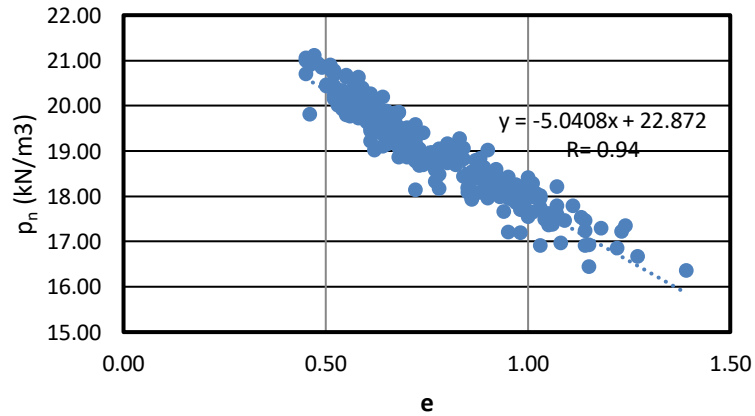
3.2.1. Serbest Basma Deneyi

Farklı derinlik ve zemin sınıfından 256 numune seçilerek serbest basma (UCS) deneyi yapılmıştır. Numunelerin drenajsız kayma direnci ile elastisite modülü arasındaki bağıntı Şekil 3.1’de gösterilmiştir. Elde edilen korelasyon katsayısı tatminkar görünse de bu deneyin arazideki gerçek gerilme durumlarını yansıtmamasından dolayı ($\sigma_3=0$) uygulamada sadece ön bilgi edinme amaçlı kullanılması daha doğru olmaktadır. Ancak, bu deneyde dahi drenajsız kayma direncinin birçok örnekte 200 kPa’ı aştığı görülmektedir. Bu değer TX deneyde elde edilen sonucun %80’i kadardır.



Şekil 3.1 Serbest basma deneyi E_u – c_u arasındaki ilişki

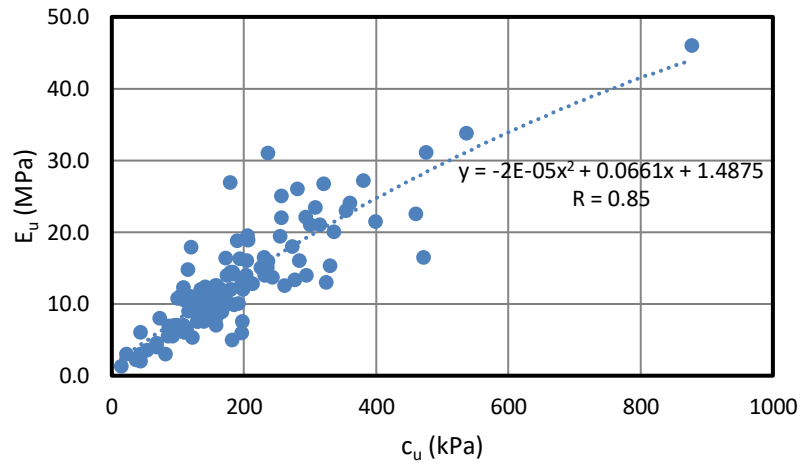
Numunelerin artan boşluk oranı ile birim hacim ağırlığın azalış ilişkisi ise Şekil 3.2’de gösterilmiştir.



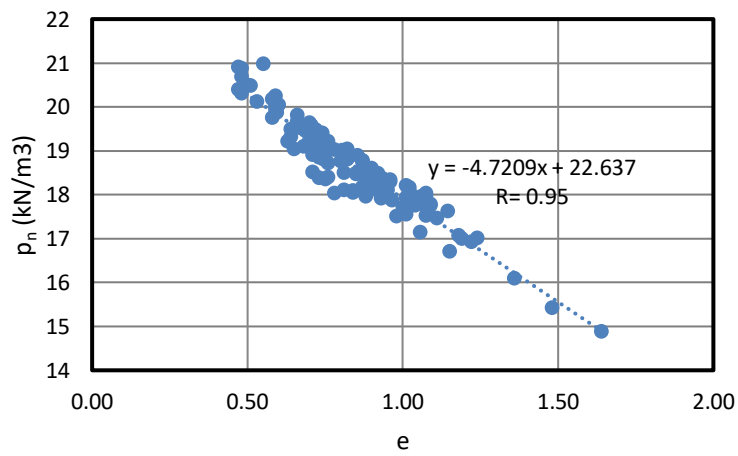
Şekil 3.2 Serbest basınç deneyinde ρ_n – e ilişkisi

3.2.2. Konsolidasyonsuz Drenajsız Üç Eksenli Hücre Kesme Deneyi (TX-UU)

Kayma direnci parametrelerin ölçümünde, çevre basıncı uygulamasıyla daha gerçekçi ölçüm sağlayan çabuk “UU” (*Unconsolidated Undrained*) üç eksenli deney, 136 numune üzerinde yapılarak farklı birim deformasyon seviyelerine göre drenajsız elastisite modülü (E_u) ile drenajsız kayma direnci (c_u) arasındaki korelasyonlar Şekil 3.3 ve doğal birim hacim ağırlığı (ρ_n) ile boşluk oranı (e) arasındaki korelasyonlar ise Şekil 3.4’de gösterilmiştir. Killerin doğal birim hacim ağırlığının boşluk oranı ile doğrusal ilişkisi bulunmaktadır. Burada, drenajsız kayma direnci ile elastisite modülü arasındaki bağıntı UC deney sonuçlarına yakın çıkmaktadır. TX-UU deneyi için kırılma zarfı yataydır ve kayma direnci açısı da $\phi = 0$ gösterilir.



Şekil 3.3 UU deneyi $E_u - c_u$ arasındaki ilişki



Şekil 3.4 UU deneyinde $\rho_n - e$ arasındaki ilişki

3.2.3. Üç Eksenli Konsolidasyonlu Drenajsız Test (TX-CIU)

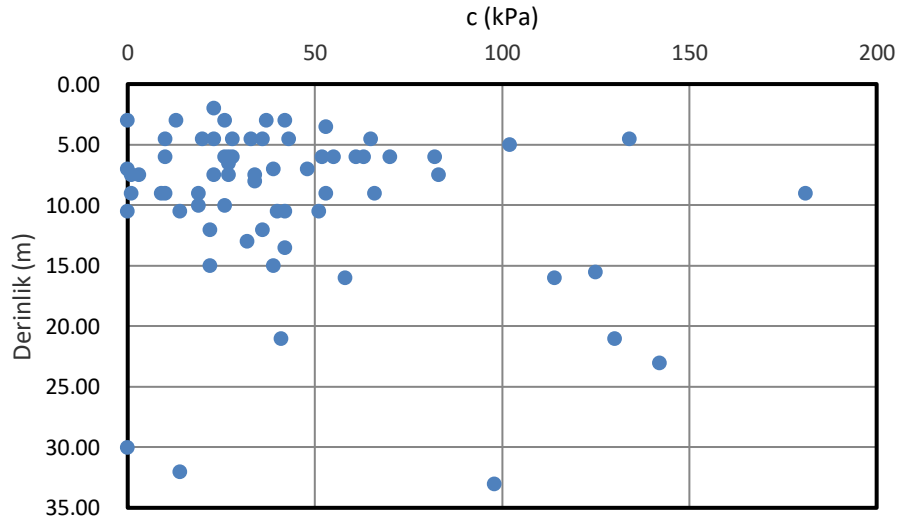
Çalışma bölgesinin Gürpınar Formasyonu örneklerinde (15 adet) yapılan, numunenin kesmeden önce konsolide olmasını sağlayan CIU (*Isotropically Consolidated-Undrained*) üç eksenli deney sonuçları Tablo 3.1 de özetlenmiştir. Deneyin uygulama şekline göre hem toplam hem de efektif parametrelerinin elde edilebilmesi deneyin olumlu yanıdır. Ancak, OC killerde numunenin doyurulmasındaki zorluk ve bunu izleyerek geri basınç altında konsolidasyon aşamasının uzunluğu yaygın olarak uygulanmaması sonucunu getirmektedir.

Tablo 3.1 TX-CIU deney sonuçları

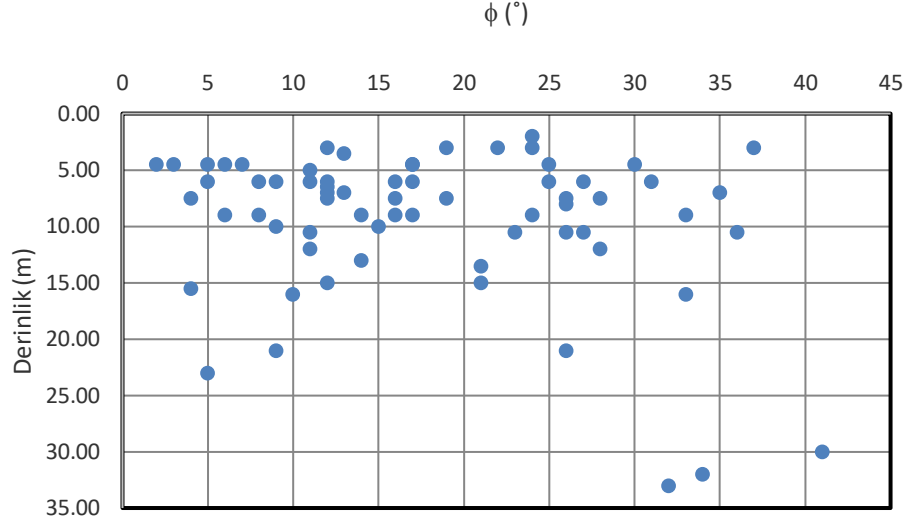
z (m)	RENK	WL (%)	WP (%)	W _n (%)	I _L	%İNCE	SİNİF	c / c'	φ / φ'	E _u
6,00	Yeşil	84	30	38	0.15	99	CH	0 / 0	25 / 45	14.0
8.50	Yeşil	70	19	28	0.15	96	CH	80 / 48	16 / 31	17.6
10.00	Yeşil	71	26	31	0.11	98	CH	11 / 4	22 / 32	18.3
12.00	Yeşil-Gri	61	24	27	0,10	97	CH	52 / 58	10 / 13	17.3
27.00	Yeşil	67	19	24	0,11	85	CH	25 / 0	13 / 25	24.9
19.50	Sarı-Kahve	NP	NP	18	-	32	SM	29 / 22	27 / 45	27.5
16.00	Yeşil-Kahve	63	29	25	0.12	95	CH	71 / 71	8 / 10	91.1

3.2.4. Kesme Kutusu Deneyi

73 numune üzerinde yapılan kesme kutusu deneyi(DS) sonuçları Şekil 3.5 ve 3.6 da gösterilmiştir.



Şekil 3.5 Kesme kutusu deneyinde c – z arasındaki ilişki



Şekil 3.6 Kesme kutusu deneyinde $\phi - z$ arasındaki ilişki

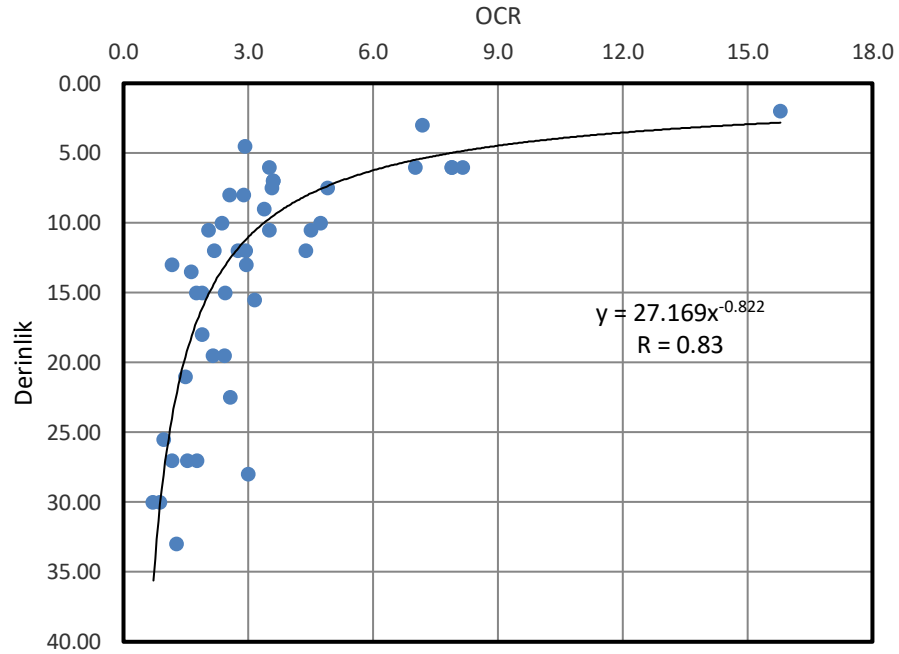
Sonuçlar incelendiğinde c ve ϕ 'nin derinlikle değişiminde belirgin bir ilişkinin kurulmasının güç olduğu görülmektedir. Bu durumun ana sebebi kesme kutusu deneyinde drenaj koşullarının kontrol edilememesidir. Ayrıca, zorlanan kayma yüzeyi ile eğer varsa, numune üzerindeki zayıf bölgenin çakışmama olasılığının yüksek olması deneyin en sakıncalı tarafını oluşturmaktadır. Deney numunesi içerisinde bulunan fisürlerin ve iri gereçlerin sonuçlar üzerindeki etkisinin sağlanması amacıyla numune çapının 500mm ye kadar büyütülmesi de önemli bir avantaj sağlamaktadır (Önalp ve Arel, 2017).

3.2.5. Konsolidasyon (Ödometre) Deneyi - Sıkışabilirlik

44 deney numunesi üzerinde konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Yüzeyde 8'e yaklaşan aşırı konsolidasyon oranı (OCR, *Over Consolidation Ratio*)'nin beklendiği gibi derinlikle azaldığı görülmektedir (Şekil 3.7). Nedeni son jeolojik zamanda killerin yüzeyden aşağıya doğru kuruma (*desiccation*) geçirmiş olmaları biçiminde yorumlanmıştır.

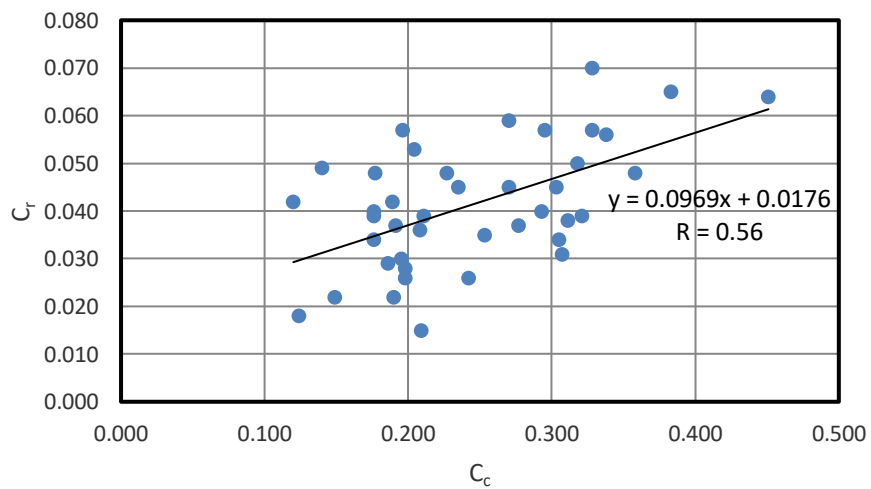
Burada belirtilmesi gereken bir diğer husus Yer Altı Su Seviyesinin (Y.A.S.S) konumunun tam bilinmiyor olmasıdır. Birçok kuyunun sondaj logunda Y.A.S.S. yüzeye oldukça yakın gösterilmişse de bu suyun geçirimsiz olduğu bilinen kilde mevcut kum damarlarından gelen, ya da kuyudan kaçamamış sondaj suyu olduğu görüşü ağırlık taşımaktadır. Bu nedenle düşey efektif gerilmenin hesaplanmasında iç

deney numunelerinin tipik birim hacim ağırlığı olan $\rho_n=19 \text{ kN/m}^3$ değeri kullanılmıştır.



Şekil 3.7 OCR nin derinlikle değişimi

Bölge killerinin sıkışma indisi (C_c) ile yeniden sıkışma indisi (C_r) arasındaki doğrusal ilişki Şekil 3.8 de gösterilmiştir. Buradan C_c/C_r oranının 4 -7 arasında olduğu bu verilerle doğrulanmaktadır.



Şekil 3.8 $C_r - C_c$ arasındaki ilişki

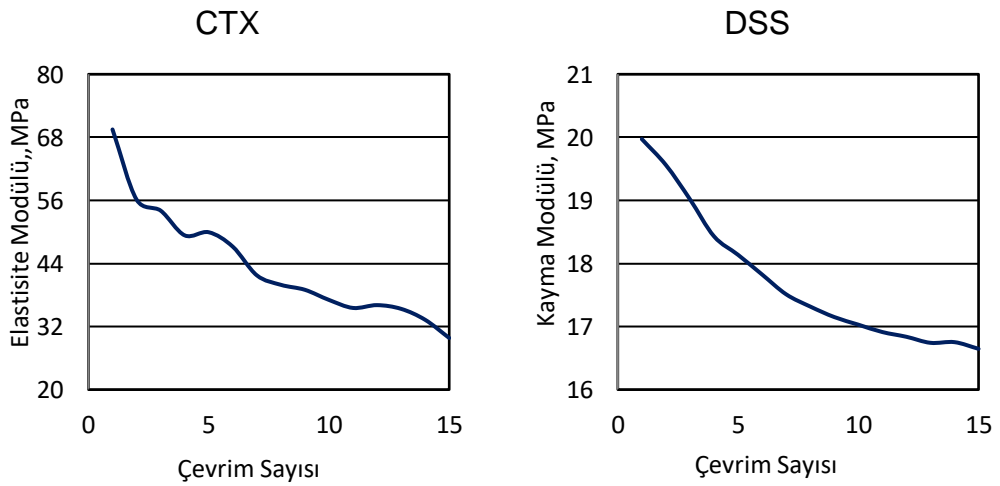
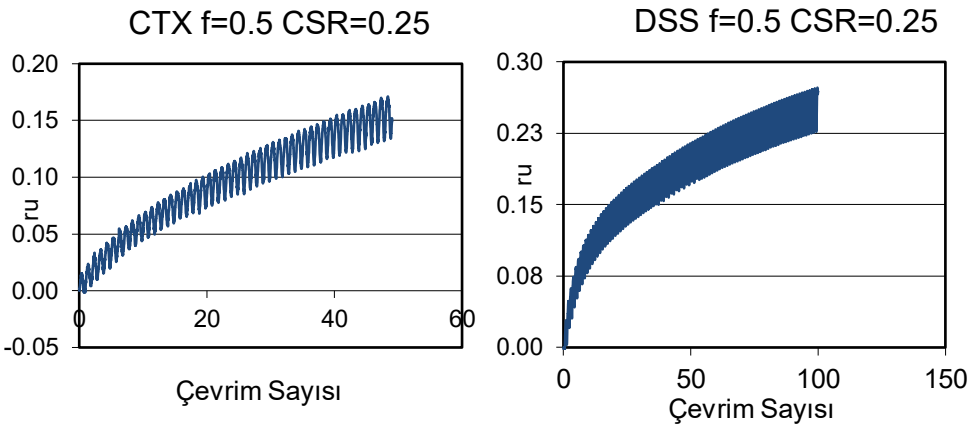
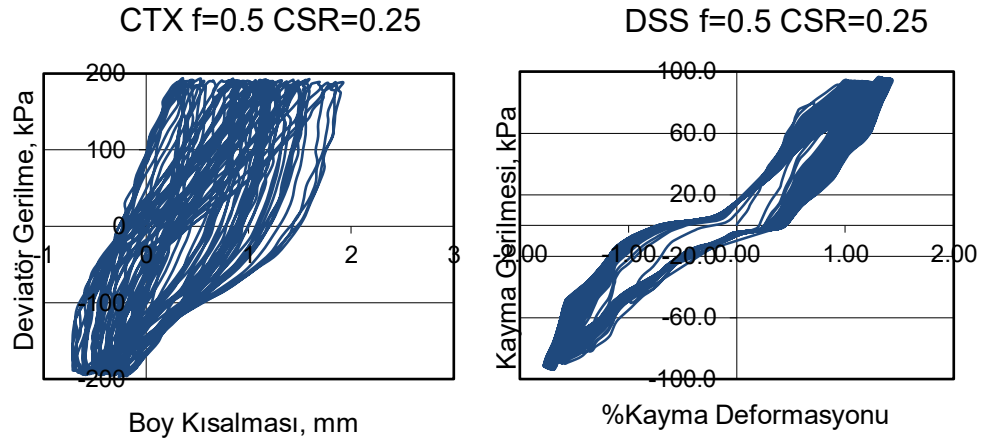
3.2.6. Dinamik Deneyler (DSS ve CTX)

Zeminin dinamik parametrelerinin belirlenmesi için laboratuvarında yüksek deformasyon deneyleri CTX (*Cyclic Triaxial*) ve DSS (*Dynamic Simple Shear*) yapılmıştır.

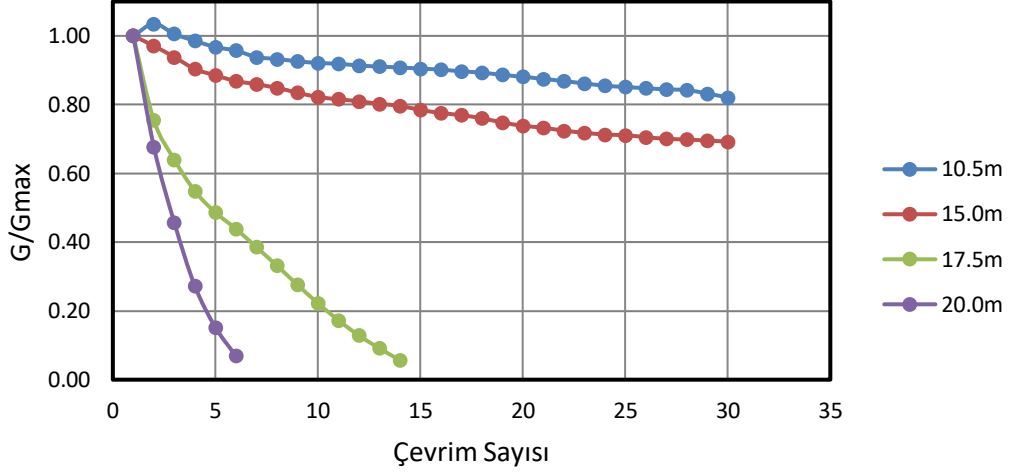
Çalışma alanından 19.0m derinlikten alınmış bir numune üzerinde yapılan çevrimsel üç eksenli (CTX) ve basit kesme (DSS) deneylerinden 100 çevrimsel yükleme sonucu elde edilen histeresis ilmekleri ve boşluk suyu basıncı oranı (r_u) değişimi Şekil 3.9'da gösterilmiştir. Seçilen derinlik tez çalışmasında kullanılacak modelin temel gömme derinliğine göre belirlenmiştir. Her iki deney için de uygulanan çevrimsel gerilme oranı CSR (*Cyclic Stress Ratio*) 0.25 ve frekans 0.5 Hertz'dir. Deneylerdeki başlangıç çevre basıncı ve normal gerilme değerleri derinliğe bağlı olarak 400 kPa civarındadır. Burada gözlemlenen, CTX' te doğrudan DSS de ise dolaylı olarak hesaplanan ilk 15 çevrim için elastisite modülü azalım eğrileri arasında yaklaşık olarak 3 kat dolayında bir fark olmasıdır. Davranışın esas nedeninin örselenmeden kaynaklandığı düşünülmektedir. Her çevrim için DSS de oluşan elastisite modülünün azalım adımı CTX' in değerine oranla oldukça düşüktür. CTX numunesinin 15 çevrim sonrasında başlangıç rijitliği yaklaşık %60 oranında düşerken, DSS de bu kayıp değer %15 seviyelerinde kalmıştır.

Killi zeminlerin tekrarlı yüklemeler altında yumuşama sonucu göstereceği kayma modülü azalım davranışı (*softening*) tanımlanması gereken bir başka önemli konuyu oluşturmaktadır. Şekil 3.10'da bölgede yapılmış sondaj numuneleri üzerinde yapılan DSS deneylerinde elde edilen kayma modülü azalım eğrileri gösterilmiştir. Tüm deneyler için CSR=0.35; f=0.5 Hz'dir. Burada, daha derinden alınan numunelerdeki rijitlik kayıplarının çok daha fazla olduğu ve bunun erken çevrim sayılarında gerçekleşmesi dikkat çekicidir. Bu davranışın nedeni, yukarıda belirlendiği gibi OCR'nin derinlikle gösterdiği düşüştür. DSS'nin ilk aşaması olan konsolidasyonda uygulanan normal gerilme tanımlanmış CSR değeri ile çarpılarak tekrarlı yük olarak numuneye etkililmektedir.

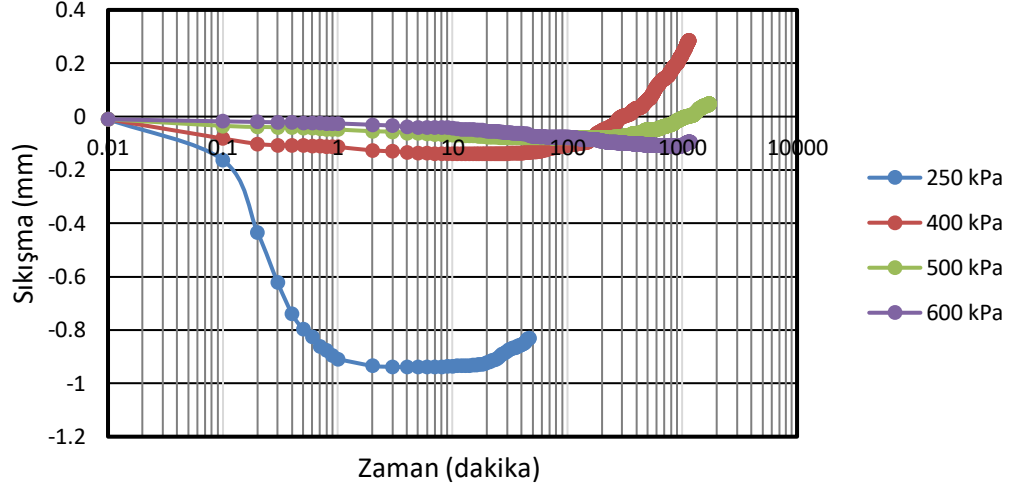
Şekil 3.11' de z=20.0m derinliğindeki numuneye konsolidasyon aşamasında uygulanan farklı normal gerilme değerlerine göre elde edilen sıkışma-zaman eğrileri gösterilmiştir. Deneyde numunenin kabarmasının önlenmesi için 600kPa normal gerilme uygulanması gerekmiştir. Bu nedenle yatay doğrultuda numuneye uygulanan dinamik yük de artmıştır.



Şekil 3.9 CTX ve DSS deney sonuçları



Şekil 3.10 Aynı sondajın farklı derinliklerdeki numuneleri için kayma modülü azalım eğrileri



Şekil 3.11 $z=20.0m$ için sıkışma zaman eğrileri

3.2.7. Presiyometre Deneyi ve Sonuçları

Presiyometre deneyinden (MPM) elde edilen okumalar ile basınç-birim deformasyon eğrileri oluşturulur. Bu eğrilerden hesaplanan ilk değer Menard elastisite/deformasyon modülüdür (E_M). Bu modül deneyin elasto-plastik safhasını kontrol etmektedir. Menard modülü ile Elastisite modülü arasındaki ilişki;

$$E = E_M / \alpha \quad (3.1)$$

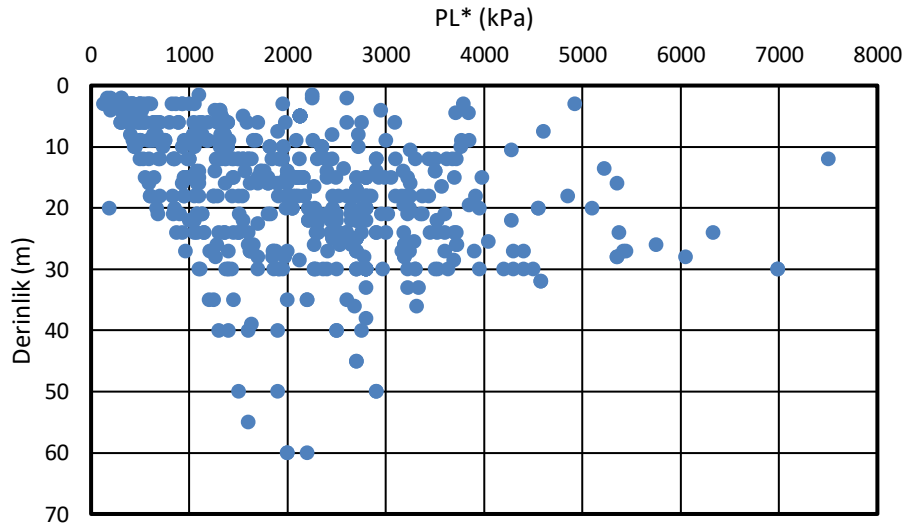
ile hesaplanmaktadır. Düzeltme faktörü ya da Menard katsayısı α , zemin türüne ve gerilme mertebesine bağlı olarak Tablo 3.2 te verilmiştir.

Tablo 3.2 Menard Faktörleri (Briaud, 1992)

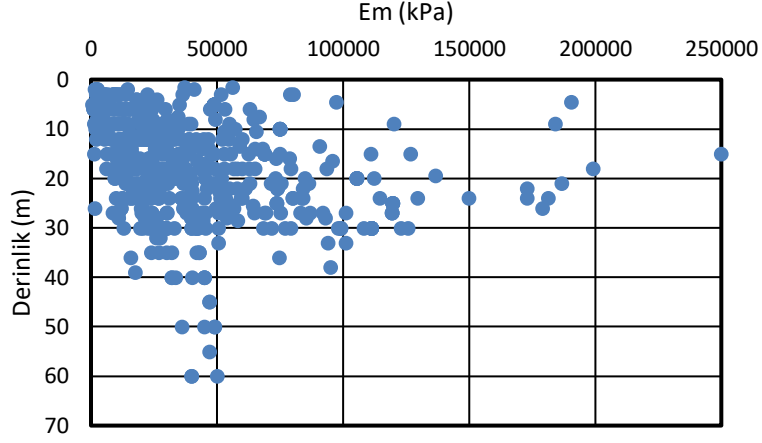
Zemin Türü	Turba	Kil		Silt		Kum		Kum-Çakıl		Kaya	α
	α	E_M/p_L	α	E_M/p_L	α	E_M/p_L	α	E_M/p_L	α	Sağlam	α
OC	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Normal	1/2
NL	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	Ayrışmış	1/3-2/3
Ayrışmış veya yoğrulmuş	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-			

Son aşamaya gelindiğinde zeminde yenilme gözlemlenmiş ise, bu durumda limit basınç değerinden (p_L) söz edilmeye başlanır.

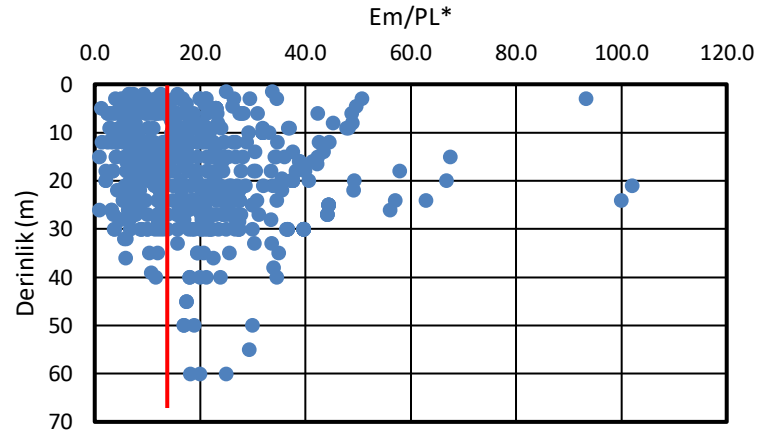
Bölgede yapılmış 562 presiyometre deneyinden elde edilen düzeltilmiş limit basınçlar P_L^* ve Menard modülleri (E_M) Şekil 3.12 ve Şekil 3.13'te gösterilmiştir. Bu sonuçlarda dikkat çeken özellik direncin derinlikle belirgin artış göstermesi yanında, aynı derinlik için elde edilen değerlerde standart sapmanın (σ_{std}) çok farklı değerde olmasıdır. Örneğin, $z=20.0m$ için; $\sigma_{std_pL^*}=1.15MPa$ iken Menard modüllerinde bu değer $\sigma_{std_EM}=36.0MPa$ seviyelerine kadar çıkmaktadır. Bu sapmanın, operatör farkından kaynaklandığı tahmin edilmektedir. Ancak bu deneyin zeminde en az örselenme ile yapılması nedeni ile parametrelerin daha duyarlı olarak ölçüldüğü gerçeği de gözardı edilemez.



Şekil 3.12 Limit basınç (p_L^*)-derinlik (z) ilişkisi



Şekil 3.13 Menard modülünün (E_M) derinliğe (z) bağlı değişimi



Şekil 3.14 E_M/p_L^* oranı

Derinliğe göre E_M/p_L^* oranı noktalandığında (Şekil 3.14), benzer olarak aynı derinlikte çok farklı değerler elde edildiği görülmektedir. Bu oran 6.00m derinlikte, 2.5 ile 49 arasında değişmektedir. OC killer için sınır değer olan oran 16, şekil üzerinde işaretlenmiştir. Böylesine yüksek oranlar İstanbul OC killerinde sıkça belirmektedir. Bunun da yenilme basıncının doğru ölçülmemiş olması gibi deneysel hatalardan kaynaklanabileceği düşünülmektedir.

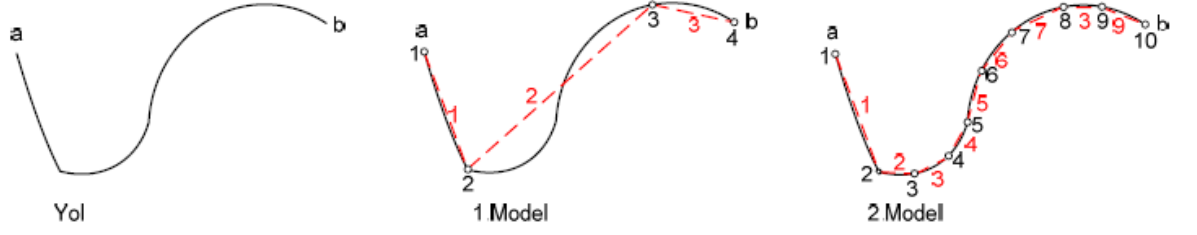
Yapılan değerlendirmeler sonucunda zemin-temel-yapı Etkileşimi (SSI, *Soil Structure Interaction*) hesaplarında önemli yeri olan deformasyon modülünün, presiyometre (MPM) ve üç eksenli (TX-CU) deneylerinden gelen değerleri ile karşılaştırıldığında nihai model için başlangıç zemin rijitliğinin 30MPa alınmasının gerçekçi olacağı görüşüne varılmıştır.

4. SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ

Bilgisayarın icadından ve yaygınlaşmasından önce sonlu elemanlar yönteminin (*FEM, Finite Element Method*)' in ilk matematiksel modelleri Lord Rayleigh, Boris Grigorievich Galerkin, Walter Ritz ve Richard Courant tarafından oluşturulmuştur. 1930-1945 yılları arasında bilgisayarların icat edilmesi ve zamanla gelişmesi FEM' in 1960 yıllarda hızla gelişmesini sağlamıştır. Bu konuda ilk yayın Turner, Clough ve diğerleri tarafından 1956'da yapılmıştır. Clough, sonlu eleman yönteminin isim babası olarak tanınmaktadır. FEM ifadesinin geçtiği ilk eser yine Clough tarafından 1960 yılında yazılmıştır. Bu konudaki ilk kitap ise Zienkiewicz tarafından 1967 yılında yayımlanmıştır.

Sonlu elemanlar yönteminin esası; sistem ne kadar karmaşık olursa olsun bu sistemin klasik mekanikte çözümü, bilinen elemana bölünüp ve çözülmesi yaklaşımından oluşmaktadır. Örneğin, bir uzay çerçevesinin kiriş ve kolonları, matematiksel çözümü bilinen iki ucu ankastre olarak modellenir. Küp elemanlara bölünerek modellenen bir baraj gövdesi için de tek bir eleman üzerinde oluşacak üç eksenli gerilme-şekil değiştirme davranışı mukavemet bağıntıları ile tanımlanabilmektedir. Önemli olan, çözümü bilinen elemanların tüm sistemin çözümünü verecek şekilde tekrar nasıl birleştirileceğidir. Bu da elemanların sadece düğüm noktalarında birbirine bağlı olduğu ve bu noktalardaki yer değiştirmelerin birbirine eşit olması gerektiği koşulu (*compatibility*) ile yapılmaktadır.

Sistemin sonlu sayıda elemana bölünmesine “sistemin modellenmesi”denmektedir. Şekil 4.1 de gösterilen a-b noktaları arasındaki yolun uzunluğunun bulunması için a ve b noktasının koordinatları ve eğrinin de fonksiyonu biliniyorsa integralinin alınarak hesaplanması mümkündür. Ancak, eğrinin fonksiyonu bilinmiyorsa, integrali yok veya alınması karmaşıkça, yolun uzunluğu 1 ve 2. modelde gösterildiği gibi yolu takip eden doğru parçalarının ölçülüp toplanması ile hesaplanabilir.

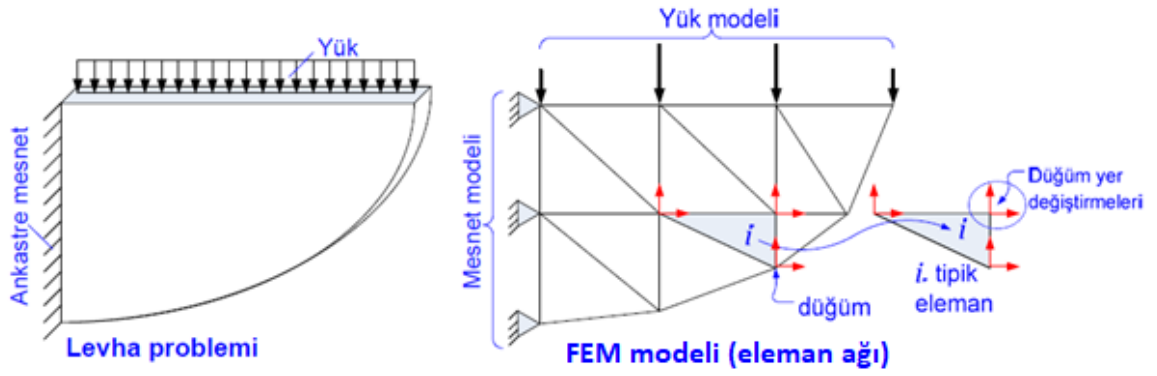


Şekil 4.1 Yol uzunluğu hesabı (Topçu, 2015)

Bu durumda;

- 1. modelde az, 2. modelde çok eleman (doğru parçası) vardır,
- Hesap yükü 1. modelde az, 2. modelde fazladır,
- Her iki modelde bulunan sonuç; gerçek yol uzunluğu değil yaklaşıktır,
- 2. model daha doğru sonuç verir,
- Eleman sayısı arttıkça sonuç gerçek sonuca yaklaşılır.

Yolun uzunluğu bir skaler (sabit bir sayı) olduğu için koordinat sisteminden bağımsızdır. Diğer bir ifadeyle, koordinat sistemi nerede ve nasıl olursa olsun uzunluk değişmez. Bu nedenle elemanların (doğru parçalarının) uzunlukları toplamı yolun uzunluğunu verir. Ancak sonuç yaklaşıktır. FEM, birebir bu örnekle aynı şekilde çalışmaktadır. Sistemin koordinat sisteminden bağımsız ve sabit bir sayısı (toplam potansiyel = iç kuvvetlerin işi - dış kuvvetlerin işi) vardır. Sistem; çubuk, üçgen, dörtgen, küp gibi elemanlara bölünür. Elemanların tüm potansiyelleri toplanarak sistemin potansiyeli bulunur. Geometrinin, yüklerin ve sınır koşullarının modellenmesi sonucunda oluşan kayıplar sonucun yaklaşık olmasına neden olur. Şekil 4.2'de et kalınlığı az, yüksek bir konsol kirişin (levha) modeli (eleman ağı) örnek olarak verilmektedir. Bu levhanın analitik çözümü (gerilme ve şekil değiştirme dağılımı) yoktur. FEM ile model oluşturulduğunda geometri üçgen elemanlar ile, yükler düğümlere etkiyen eşdeğer tekil yükler ile, ankastre mesnet ise noktalarda sabit mesnetler ile modellenmektedir. Elemanların birbirine sadece düğüm noktalarında bağlı olduğu varsayılmaktadır. Bir düğümde birleşen elemanların o düğümdeki yer değiştirmeleri sistemin o noktasındaki yer değiştirmelerine eşit olmaktadır.



Şekil 4.2 Levha modeli (Topçu, 2015)

4.1. Özel Elemanlar

Sonlu eleman yöntemlerinde oluşturulan model için seçilen eleman sayısı hem analiz süresini hem de işlem kapasitesini doğrudan etkilemektedir. Özellikle 3D analizler için eleman sayısındaki değişim veya azalım oldukça önemlidir.

Geoteknik uygulamalarında; düşey yükler etkisinde çalışan kazıklı radyejeneral temellerin sonlu eleman analizlerinde kazık-zemin etkileşimi, kazık çevresinde ve ucunda kullanılan ara yüzey elemanlarıyla modellenmektedir. Temel mühendisliğinde oldukça büyük bir öneme sahip olan kazık-zemin etkileşimi, kazık ve zemin düğüm noktaları arasındaki rölatif yer değiştirme ile tanımlanmaktadır. Söz konusu bu düğüm noktaları kazık gövdesi boyunca sürekli olan ara yüzey elemanlarıyla, kazık ucundaki zemin direnci ise doğrusal olmayan yay elemanlarıyla modellenmektedir. Gömülü kazık modelinde (*embedded pile*) ise kazık 3D bir hacim elemanı değil, bir çizgi elemanı olarak modellenebilmektedir. Bu elemanlar zemini herhangi bir noktada ve herhangi bir doğrultuda kesebilmektedir. Bu yaklaşım sayesinde analiz süresi kısaltılmakla birlikte işlem yoğunluğu da azaltılmaktadır.

4.1.1. Gömülü Kiriş Elemanı (*Embedded Beam Element*)

İki boyutlu (2D, *two-dimensional*) analizler için tanımlanan gömülü kazık elemanlarında plaka (levha) ve ara yüzey elemanlarının rijitlik özellikleri kullanılmaktadır. Gömülü kazık elemanları için çevre sürtünmesi ve uç dirençleri birbirlerinden bağımsız olarak hesaplanır.

Plaka elemanı, doğrusal elastik davranış gösterecek şekilde eksenel yöndeki Young modülü (E), kazığın kesit alanı (A) ve atalet momenti (I) ile tanımlanır.

Plaka elemanlarının birim şekil değiştirme ve gerilmeye göre davranışı:

$$\begin{bmatrix} \sigma_N \\ \tau \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E & 0 \\ 0 & kG \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_N \\ \gamma \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

ile ifade edilirken, burada;

σ_N : Normal gerilme,

τ : Kayma gerilmesi,

G : Kayma modülü; $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$,

κ : Kayma düzeltme katsayısı $\left(\frac{5}{6}\right)$,

ε_N : Eksenel birim şekil değiştirme,

γ : Kayma deformasyonu

olarak tanımlanmaktadır.

Plaka elemanlarının iç tesir kuvvetleri ile birim şekil değiştirmeler arasındaki ilişkileri

$$N = EA \varepsilon_N \quad (4.2)$$

$$Q = \frac{kEA}{2(1+\nu)} \gamma^* \quad (4.3)$$

$$M = EI \kappa \quad (4.4)$$

ile verilmektedir.

Örneğin, kazıkların evre sürtünmesi için tanımlanan bünye denklemi:

$$\begin{bmatrix} t_s \\ t_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_s & 0 \\ 0 & K_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_s^p - u_s^s \\ u_n^p - u_n^s \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

olarak yazıldığında burada; u^p kazıklarda oluşan yer değiştirmeyi, u^s ise zemindeki yer değiştirmeyi ifade etmektedir. K_s kazık üzerinde oluşan eksenel yer değiştirme farkına karşı elastik kayma rijitliği; K_n yanal yer değiştirmelere karşı kazık eksenine dik elastik normal rijitliktir. Bu ara yüzey rijitlik parametreleri aşağıdaki eşitlikler yardımıyla tanımlanır:

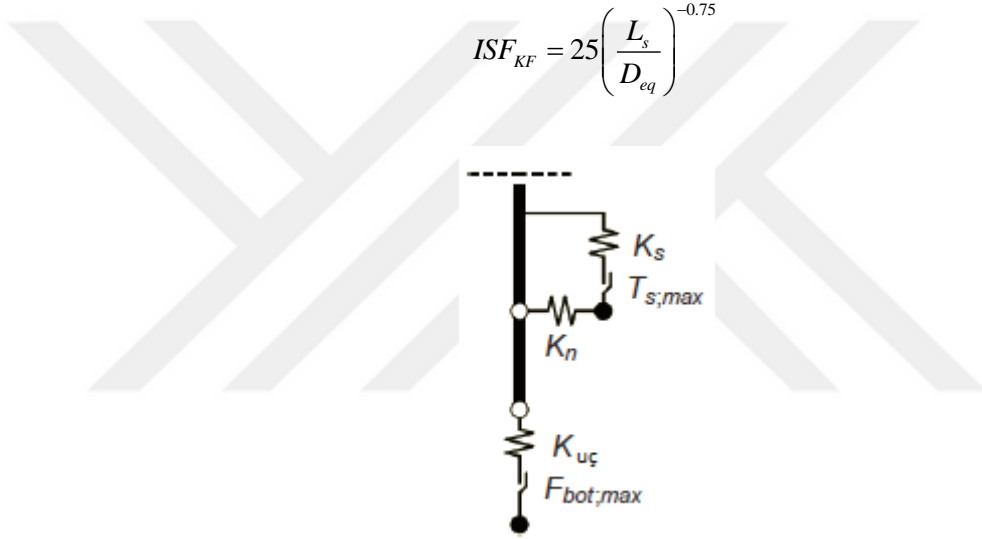
$$K_s = ISF_{RS} \frac{G_{ze \min}}{L_s} \quad (4.6)$$

$$K_n = ISF_{RN} \frac{G_{ze \min}}{L_s} \quad (4.7)$$

Burada, L_s kazıklar arasındaki merkezden merkeze olan açıklıktır. Ara yüzey rijitlik faktörleri (ISF , *Interface Stiffness Factors*,) ise L_s ve kazık çapına (D_{eq}) bağlı olan katsayılardır (Şekil 4.3).

$$ISF_{RN} = ISF_{RS} = 2.5 \left(\frac{L_s}{D_{eq}} \right)^{-0.75} \quad (4.8)$$

$$ISF_{KF} = 25 \left(\frac{L_s}{D_{eq}} \right)^{-0.75} \quad (4.9)$$



Şekil 4.3 Gömülü kazık ara yüzey elemanlarının rijitlikleri (2D)

Burada, T_{maks} kazık çevresinde uyanan maksimum sürtünmeyi; F_{maks} ise maksimum kazık uç direncini göstermektedir. Bu değerler zeminin özelliklerine göre belirlenmektedir.

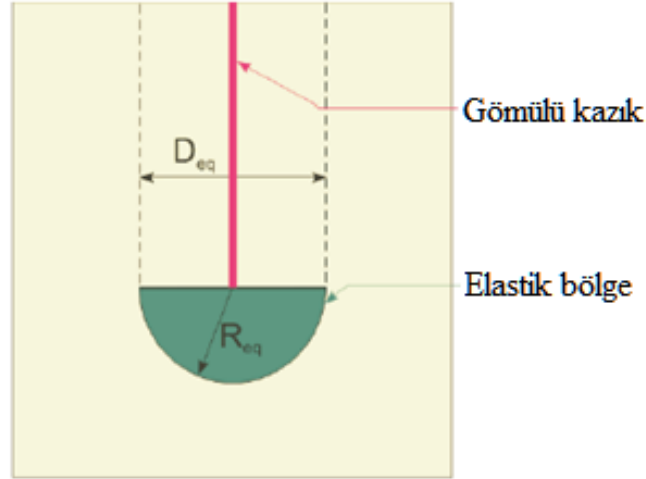
Kazığın aldığı normal gerilme (t_n) elastik bölgededir. Eksenel doğrultudaki kayma gerilmeleri ise;

$$|t_s| < T_{maks} \quad \text{durumunda elastik bölgede} \quad (4.9)$$

$$|t_s| = T_{maks} \quad \text{durumunda ise plastik bölgededir.} \quad (4.10)$$

ile tanımlanır.

Kazık uç bölgesinde ise, çekme kuvvetlerinin oluşmasına izin verilmez, basınç kuvvetleri altında tanımlıdır. Gömülü kazık elemanlarının tanımlanmasında, kazık uç taşıma gücünün gerçeğe yakın belirlenebilmesi amacıyla uç kısmında kazık eş değer yarıçapı (R_{eq}) lik bir elastik bölge oluşturulmaktadır (Şekil 4.4).



Şekil 4.4 Kazık uç bölgesinde oluşturduğu kabul edilen elastik bölge

Kazık uç taşıma kapasitesi ve yenilme durumu;

$$F_{uç} = K_{uç} (u_{uç}^p - u_{uç}^s) < F_{maks} \quad (\text{elastik durum}) \quad (4.11)$$

$$F_{uç} = F_{maks} \quad (\text{plastik durum}) \quad (4.12)$$

olarak gösterilmektedir.

Kazık uç bölgesindeki gömülü ara yüzey elemanı rijitlik parametresi $K_{uç}$ diğer rijitlik parametrelerine (K_s ve K_n) benzer şekilde hesaplanır:

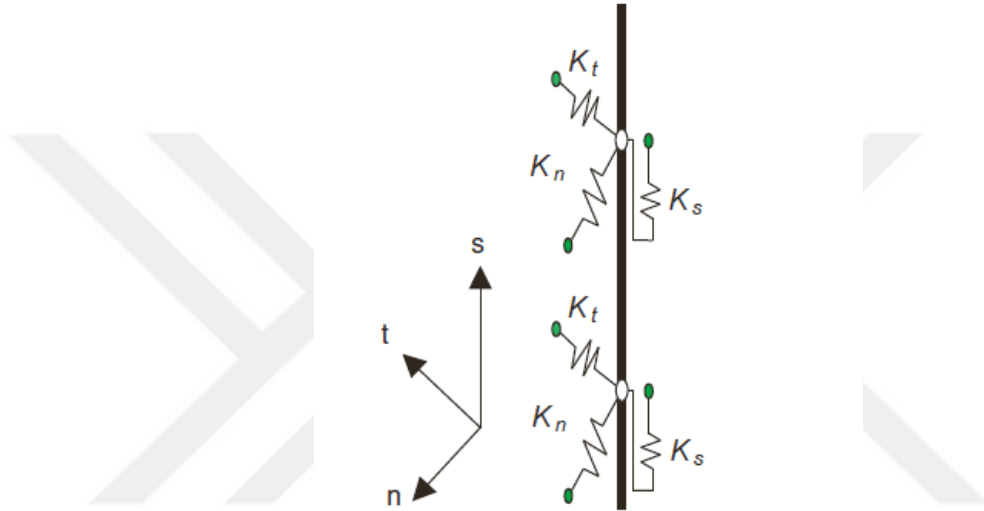
$$K_{uç} = ISF_{KF} \frac{G_{zemin} R_{eq}}{L_s} \quad (4.13)$$

İki boyutlu analizlerde malzeme tipi için “plaka elemanı” kullanılırken, gömülü kazıklar için 3D analizlerde “kiriş elemanı” olarak tanımlama yapılır. Plaka elemanlarda olduğu gibi kiriş elemanlar için de lineer elastik malzeme parametreleri kullanılır.

3D model için oluşturulan bünye denklemi:

$$\begin{bmatrix} t_s \\ t_n \\ t_t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_s & 0 & 0 \\ 0 & K_n & 0 \\ 0 & 0 & K_t \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_s^p - u_s^s \\ u_n^p - u_n^s \\ u_t^p - u_t^s \end{bmatrix} \quad (4.14)$$

Burada, u^p ve u^s kazık ve zeminde oluşan yer değiştirmeleri temsil etmektedir. K_s , ara yüzey elemanları için paralel yer değiştirme farklarına karşı oluşan kayma rijitliği, K_n ve K_t parametreleri ise birbirine dik yer değiştirme farkları için elastik normal rijitliklerdir (Şekil 4.5).



Şekil 4.5 Gömülü kazık ara yüzey elemanlarının rijitlikleri (3D)

$$K_s \gg G_{zemin} \quad (4.15)$$

$$K_n = K_t = \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} K_s \quad (4.16)$$

Diğer hesap aşamaları 2D model gömülü kazık elemanları ile benzerdir.

5. ZEMİN İÇİN İLERİ MALZEME MODELLERİ

Modern zemin mekaniğinin kuruluşundan bu yana zeminle ilgili gerilme-şekil değiştirme problemleri zeminin lineer elastik veya rijit plastik olduğu varsayılarak çözülmüştür. Son yıllarda bilgisayarlar ve hesaplama tekniklerindeki önemli gelişmeler ile karmaşık davranış ve geometrilere ait problemler çözülebilir hale gelmiştir. Böylece zemin bünye modelleri gündeme gelmiştir. Bunlar modellerin zeminin lineer ve doğrusal elastik olmayan yapısı, modellemeleri için daha kapsamlı teorileri gerekli kılar. Son yıllarda zemin problemlerine Hooke yasasının ötesinde bağıntılarla çözüm getirmeyi deneyen çok sayıda model önerilmiştir. Ancak bu modellerin kullanılabilmesi için malzemenin mekanik davranışını temsil edecek parametrelere ihtiyaç vardır.

5.1. Pekleşen Zemin Modeli (*Hardening Soil Model*)

“Pekleşen zemin” modeli hem yumuşak hem de sert zeminlerin davranışının modellenmesinde kullanılan ileri zemin modellerinden biridir. Başlangıçta ön deviatörük yükleme uygulandığında, zemin rijitliğinde azalma ile eş zamanlı olarak zemin bünyesinde geri gelmeyen birim şekil değiştirmeler oluşur. Laboratuvarda; drenajlı üç eksenli deneyde büyük asal gerilme ile bu yükleme altında oluşan plastik birim şekil değiştirmeler arasında yaklaşık hiperbolik bir ilişki bulunmaktadır. Bu ilişki ilk olarak Kondner (1963) tarafından formüle edilmiş, daha sonra ise Duncan ve Chang (1970) tarafından geliştirilmiştir.

5.1.1. Duncan-Chang Modeli

Duncan-Chang Modeli (1970) dolgu barajlar için, zeminlerin lineer olmayan malzeme davranışını tanımlamada kullanılmış bir zemin modelidir. Hiperbolik model olarak da bilinen modelde zemin davranışı çift rijitlik parametresine dayanılarak kolayca

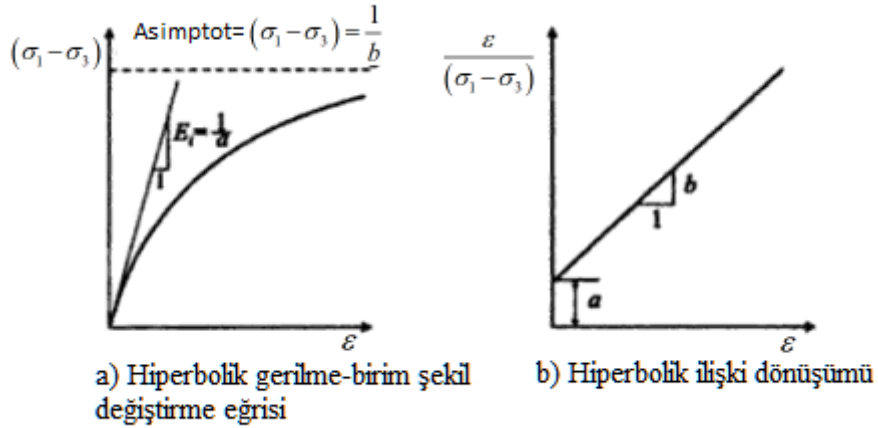
tanımlanmaktadır. Bununla birlikte bu model, tam plastik alanda, göçme yükü hesabında başarılı olmamaktadır.

Yöntem ilk geliştirildiğinde, konsolidasyonlu drenajsız üç eksenli deneyden elde edilen $\sigma - \varepsilon_z$ eğrisine uyum sağlayacak şekilde ve iki parametreye dayalı basit bir yaklaşım idi. Bunun yanında model için Poisson oranı sabit ve 0.5 kabul edilmişti. Sonraki yıllarda geliştirilerek drenajlı ve drenajsız sınır durumları için de uygulanabilir hale getirilmiş ve 2 olan malzeme modeli parametre sayısı 8'e çıkartılmıştır.

Modelin dayalı olduğu ana hiperbol denklemini;

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (5.1)$$

şeklinde olup, ifadede σ_1 ve σ_3 büyük ve küçük asal gerilmeler, ε aksenal birim şekil değiştirme, a ve b parametreleri ise malzeme sabitleridir. $\sigma_1 = \sigma_3$ durumunda a parametresi başlangıç elastisite modülüne eşit olacaktır. b parametresi ise $\sigma_1 - \sigma_3$ yenilme değerinde gerilme-birim şekil değiştirme eğrisinin asimptotunu temsil etmektedir (Şekil 5.1a). Bu hiperbolik eğri Şekil 1b de gösterilen şekilde idealize edilerek modele aktarılmıştır.



Şekil 5.1 Duncan-Chang hiperbolik modeli

Model için, zeminin lineer olmayan davranışında teğet elastisite modülü E_t ve hacimsel modül B_t aşağıdaki bağıntılar ile elde edilmektedir:

$$E_t = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n (1 - R_f S_l)^2 \quad (5.2)$$

$$B_t = K_b p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad (5.3)$$

p_a atmosfer basıncı, K ve K_b modül sayıları, n ve m üsleri çevre basıncına bağlı olarak modüllerin değişim oranını belirleyen parametreler, R_f ise yenilme oranını temsil eden sabittir ve değeri genellikle 1'den küçüktür.

Mohr-Coulomb yenilme kriteri de modele adapte edilmiştir, S_l katsayısı kayma gerilmesi seviyesini göstermektedir ve,

$$S_l = \frac{(1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \quad (5.4)$$

bağıntısı ile ifade edilir.

Yükleme-boşaltma durumunda teğet elastisite modülü;

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (5.5)$$

olur. Sonuçta, bu model için belirlenmesi gereken sekiz parametre; $c, \phi, K, K_{ur}, n, R_f, K_b, m$ olacaktır.

Duncan-Chang modeli için gerekli olan parametreler geleneksel üç eksenli deney yöntemleri ile kolayca belirlenebilmelerine karşın özellikle zeminin kabarma (*dilatancy*) davranışının tanımlanmasında yetersiz kalmakta, daha çok boşaltma durumlarını temsil etmek için uygun olmaktadır.

Mohr-Coloumb'a bağlı olan ideal plastisiteli lineer elastik Hooke tekil rijitlik modelini kullanmak yerine izotrop şekil değiştirme pekleşmesi ile birlikte çift rijitlik için yeni bir formülasyon kullanılmaktadır.

Pekleşen Zemin Modelinde Duncan-Chang modelinden farklı olarak elastisite teorisi yerine plastisite teorisi kullanılır. Zemin kabarması ve göçme durumu tanımlanır. İdeal elastoplastik modelin aksine, pekleşen zemin modelinde akma yüzeyi asal gerilme

uzayında sabitlenmiştir ve plastik sünme etkisiyle genişletilebilir. Farklılık iki ana pekleşme tipi olan kayma ve sıkışma pekleşmesinden kaynaklanmaktadır. Kayma pekleşmesi birincil deviatorik gerilme nedeniyle oluşan, geri gelmeyen plastik birim şekil değiştirmelerini modellemek için kullanılır. Sıkışma pekleşmesi ise, ödometre yüklemesi veya izotrop yük altında oluşan birincil sıkışmalardan kaynaklanan geri gelmeyen plastik birim şekil değiştirmelerin modellenmesini veya tanımlanmasını sağlar.

Modelin bazı ana özellikleri aşağıda özetlenmiştir (Schanz ve Vermeer, 1996):

- m üstel sayısına göre gerilme bağımlı rijitlik, m ,
- Deviatorik gerilme - şekil değiştirme arasında hiperbolik ilişki, E_{50}^{ref} ,
- Deviatorik yüklenme ve boşaltma / tekrar yüklenme arasında ayırım, E_{ur}^{ref} ; v_{ur} ,
- Mohr-Coulomb Modeline göre göçme davranışı, c , ϕ , ψ ,

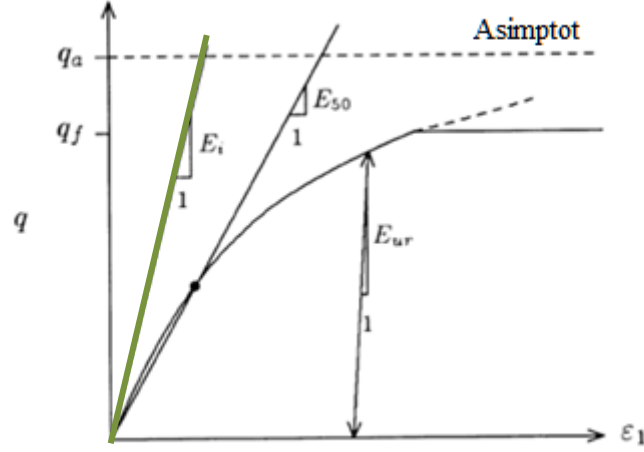
Bu model kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminler için kullanılabilir. Modelde zeminin gerilme tarihçesi göz önüne alındığından aşırı konsolide zeminler için de kullanılabilir. Ancak, ağır aşırı konsolide killerin davranışını ifade etmekte bazı güçlükler doğabilmektedir.

5.1.2. Ön Yükleme İçin Rijitlik

E_{50} , ön yüklenme durumu için gerilmeye bağlı rijitlik modülüdür. E_{50} , küçük şekil değiştirmeler için başlangıç modülü E_1 'nin yerine kullanılabilir;

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \phi}{\sigma^{ref} + c \cot \phi} \right)^m \quad (5.6)$$

E_{50}^{ref} , p^{ref} referans gerilmesine karşılık gelen rijitliktir. Gerçek rijitlik ise, küçük asal gerilme σ_3 'e bağlıdır. Gerilme bağımlılığının derecesi üstel parametre “ m ” ile gösterilir. Killeri için bu değer 1, kumlar için ise 0.5 olarak alınabilir. Kiriş modülü olarak E_{50}^{ref} , maksimum kayma dayanımı q_f 'in %50'sinin uyanması ile üç eksenli gerilme-şekil değiştirme eğrisi ile tanımlanır (Şekil 5.2).



Şekil 5.2 Standart bir üç eksenli deneyde birincil yüklemeye altında hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi

5.1.3. Yükleme-Boşaltma İçin Rijitlik

Yükleme-boşaltma gerilme izleri için, gerilmeye bağımlı bir diğer rijitlik modülü kullanılmıştır.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \phi}{\sigma^{ref} + c \cot \phi} \right)^m \quad (5.7)$$

E_{ur}^{ref} , yükleme-boşaltma için σ_{ref} referans gerilmeye karşılık gelen elastisite modülüdür. Yükleme-boşaltma izi, elastik olarak modellenmiştir. Şekil değiştirmenin elastik bileşeni ε^e kullanılarak, yükleme için sabit bir Poisson oranı ν_{ur} için hesaplanmıştır:

$$G_{ur} = \frac{1}{2(1+\nu_{ur})} E_{ur} \quad (5.8)$$

Elastik şekil değiştirme,

$$\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad (5.9)$$

$$\varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = \nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (5.10)$$

dir. Üç eksenli gerilme uzayında eşitlik (5.12) ve (5.13)' e bağlı olarak iki akma fonksiyonu f_{12} ve f_{13} tanımlanmıştır. Burada plastik kayma şekil değiştirmesi γ^p 'nin değeri için “sürtünme pekleşmesi” parametresi kullanılmaktadır.

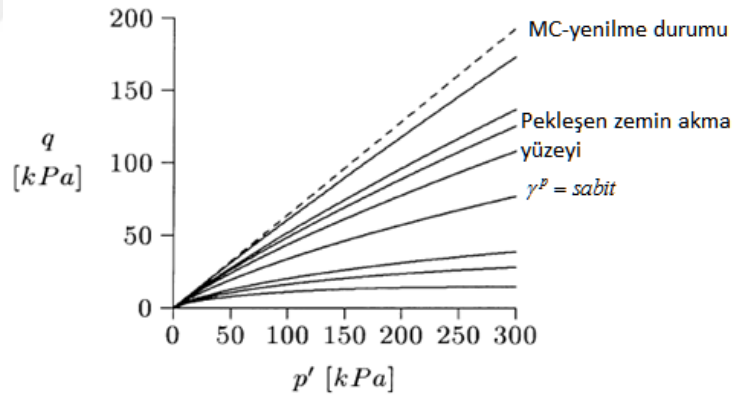
$$f_{12} = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_2)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_2)}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (5.11)$$

$$f_{13} = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (5.12)$$

$$\gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2\varepsilon_1^p \quad (5.13)$$

Gerçekte plastik hacim (şekil) değişimi ε_{vp} hiçbir zaman sıfır olmaz. Ancak, katı zeminlerde plastik hacim değişimi aksel şekil değiştirmeye oranla çok küçük olduğundan (5.13) te yapılan yaklaşım uygun ve gerçekçi kabul edilebilir (Schanz, 1996).

p'-q' düzleminde, pekleşme parametresi γ^p 'nin sabit bir değeri için ve $f_{12}=f_{13}=0$ 'da göçme gözlenebilir. Göçme eğrisinin şekli, m bileşenine bağlıdır. Biçimi $m=1$ ' de doğrusal iken bundan düşük değerler için eğriye dönüşür.



Şekil 5.3 Pekleşme parametresi γ^p 'nin farklı değerleri için akma sınırı eğrileri ve yenilme yüzeyleri

Şekil 5.3 de $m=0.5$ (sert ve sıkı zeminler) için elde edilen farklı akma sınırı doğruları gösterilmiştir. Artan yükleme değerleri için yenilme yüzeyi yaklaşımı bu eğrilere göre lineer bir fonksiyon şeklinde tanımlanır.

5.1.4. Akma Kuralının Plastik Potansiyel Fonksiyonları

Bütün plastisite modellerinde olduğu gibi Pekleşen Zemin Modeli de plastik şekil

değiştirme oranları arasındaki ilişkiyi içerir:

$$\varepsilon_v^p = \sin \psi_m \gamma^p \quad (5.14)$$

Uyanmış kabarma açısının tanımlanması için:

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cv}} \quad (5.15)$$

kullanılmaktadır. ϕ_{cv} , birim hacim ağırlıktan bağımsız bir malzeme sabiti olup kritik durum (sabit hacim) için kayma direnci açısıdır. ϕ_m ise mobilize olmuş (uyanmış) sürtünme açısı olarak,

$$\sin \phi_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2c \cot \phi_p} \quad (5.16)$$

bağıntısı ile tanımlanmaktadır.

Schanz ve Vermeer (1996) tarafından açıklandığı gibi yukarıdaki denklemler yaygın olarak kullanılan gerilme-kabarma teorisine (Rowe, 1962) uygundur. Bu teorinin ana özelliği; yüksek gerilme oranları ($\phi_m > \phi_{cv}$) için kabarma oluşurken, küçük gerilme oranları için ($\phi_m < \phi_{cv}$) malzemenin sıkışıyor olmasıdır. Göçme anında, uyanmış sürtünme açısı, göçme açısı ϕ 'ye eşit iken denklem:

$$\sin \phi_{cv} = \frac{\sin \phi - \sin \psi}{1 - \sin \phi \sin \psi} \quad (5.17)$$

olarak yazılır. Buradan kritik durum açısı; göçme açıları ϕ ve ψ 'den hesaplanabilir.

Yukarıdaki akma kuralı tanımlamaları, plastik potansiyel fonksiyonları g_{12} ve g_{13} 'ün tanımlamalarına eşdeğerdir.

$$g_{12} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} - \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \sin \psi_m \quad (5.18)$$

$$g_{13} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} - \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \sin \psi_m \quad (5.19)$$

İki göçme yüzeyi içinde Koiter kuralını kullanarak (Koiter, 1953),

$$\varepsilon^p = \Lambda_{12} \frac{\partial g_{12}}{\partial \sigma} + \Lambda_{13} \frac{\partial g_{13}}{\partial \sigma} = \Lambda_{12} \begin{bmatrix} \frac{1}{2} & -\frac{1}{2} & \sin \psi \\ -\frac{1}{2} & -\frac{1}{2} & \sin \psi \\ & 0 & \end{bmatrix} + \Lambda_{13} \begin{bmatrix} \frac{1}{2} & -\frac{1}{2} & \sin \psi \\ & 0 & \\ -\frac{1}{2} & -\frac{1}{2} & \sin \psi \end{bmatrix} \quad (5.20)$$

elde edilir.

5.1.5. Pekleşen Zemin Modelinin Parametreleri

Mohr-Coulomb Modeli ile aynı olan parametreler:

- c' : Efektif kohezyon (kN/m²),
- ϕ' : Efektif kayma direnci açısı (°),
- ψ : Kabarma açısı (°),
- σ_t : Çekme dayanımı kontrol parametresi (kN/m²),

Ana rijitlik parametreleri:

- E_{50ref} : Standart drenajlı üç eksenli deneydeki kiriş rijitliği (kN/m²),
- E_{oed}^{ref} : Ödometre deneyindeki teğet rijitliği (kN/m²),
- E_{ur}^{ref} : Yükleme-boşaltma rijitliği (kN/m²),
- m : Rijitliğin gerilme seviyesine bağlılığının üstel değeri,

İleri parametreler:

- ν_{ur} : Yükleme-boşaltma için Poisson oranı (varsayılan değer 0.2),
- p^{ref} : Rijitlik için referans gerilme (varsayılan değer 100 kN/m²),
- K_0^{nc} : K_0 'ın normal konsolidasyon için değeri (varsayılan değer $1 - \sin \phi$),
- R_f : Göçme oranı (varsayılan değer 0.9),
- $\sigma_{çekme}$: Çekme dayanımı (varsayılan değer 0),

5.1.6. Rijitlik İçin Temel Parametreler

Pekleşen zemin modelinin Mohr-Coulomb modeline göre avantajı; sadece lineer gerilme-şekil değiştirme eğrisi yerine hiperbolik bir eğri kullanılıyor olması değil, aynı

zamanda gerilme seviyesine bağımlılığını da kontrol etmesidir. Zeminde rijitliğin farklı modülleri, gerilme seviyesine bağlıdır. Pekleşen zemin modelinde referans küçük asal gerilme $\sigma_3 = \sigma^{ref}$ için E_{50}^{ref} rijitlik modülü tanımlanmıştır. E_{ur} , gerçek elastik rijitlik ve G_{ur} elastik kayma modülüdür. Sonuçta E_{50} 'den G_{50} 'ye dönüşümü sağlamanın kolay olmadığı söylenebilir. Elastisite tabanlı modellerin aksine elasto-plastik pekleşen zemin modeli, drenajlı üç eksenli rijitlik E_{50} ile ödometre rijitliği E_{oed} arasında standart bir ilişki gözetmez. Bunun yerine rijitlik bağımsız olarak verilir. Ödometre rijitliğini tanımlamak için;

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \frac{\sigma'_3}{K_0^{nc}} \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (5.21)$$

bağıntısı kullanılabilir.

5.1.7. Gelişmiş Parametreler

ν_{ur} 'un pekleşen zemin modeli için genellikle kabul edilen değeri 0.2 civarındadır. Mohr-Coulomb modelinin aksine K_{0_NL} , Poisson oranının bir fonksiyonu olarak değil, girdi (*input*) parametresi olarak kullanılır.

5.1.8. Modifiye Mohr-Coulomb Modeli (MMCM)

Modifiye Mohr-Coulomb modeli farklı zeminlerin davranışını modellemede kullanılan ileri bir zemin modelidir. Elasto-plastik formülasyona dayalı olan model, zeminin temel özelliklerini kullanarak gerilmeye bağlı kayma direnci değişimini (zemin kabarmasıyla), geri gelmeyen sıkışma ve elastik yük boşalımı altında lineer olmayan kabarma miktarlarının belirlenmesinde kullanılabilir. Kayma yenilmesi ve sıkışma durumları için ayrı akma yüzeylerine sahiptir. Modifiye Mohr-Coulomb modeli, üs kuralına (*power-law*) göre olan doğrusal olmayan elastik davranış ile Rowe'un kabarma kuralına dayalı pekleşme davranışını birleştirmektedir. Kayma direnci açısından oluşacak parabolik pekleşme ise Duncan-Chang yaklaşımına dayalı plastik kayma gerilmesi-birim şekil değiştirme fonksiyonuna bağlı olarak tanımlanır.

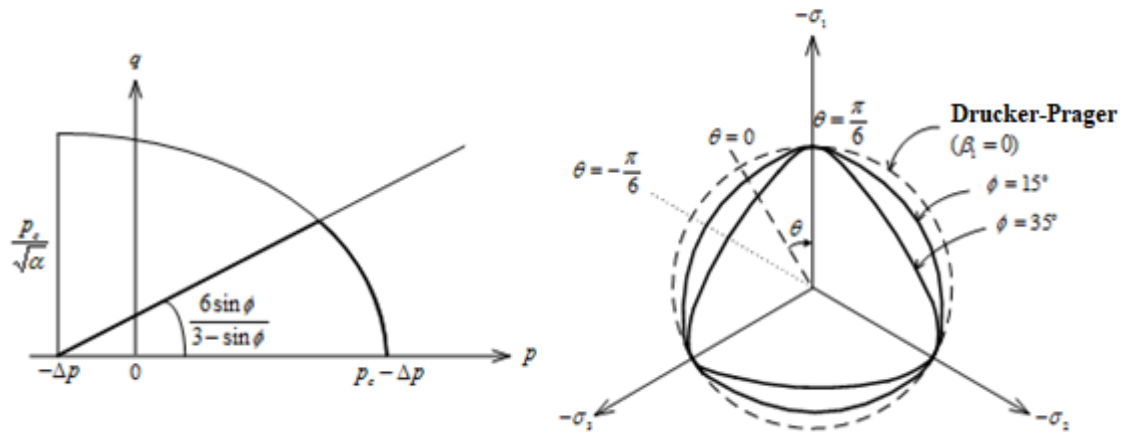
Modifiye Mohr-Coulomb modelinde kayma yenilmesi ve basınç kuvvetleri altında oluşacak yenilme yüzeyleri birbirinden bağımsızdır. p-q uzayında bu yüzeyler (Şekil 5.4);

$$f_1 = \frac{q}{R_1(\theta)} - \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} (p + \Delta p) = 0 \quad (5.23)$$

$$f_2 = (p + \Delta p)^2 + \alpha \left(\frac{q}{R_2(\theta)} \right)^2 - p_c^2 = 0$$

akma fonksiyonları ile tanımlanır. ϕ açısı üç eksenli sıkışma etkisi altında hesaplanırken $\Delta p = \frac{c_0}{\tan \phi}$ sabit bir katsayı olup ince daneli zeminler için başlangıç kohezyonu (c_0) değerine bağlıdır. p_c ise ön konsolidasyon basıncıdır.

$R_1(\theta)$ ve $R_2(\theta)$ fonksiyonları, üç eksenli sıkışma ve uzama altında Lode açısına (θ) bağlı olarak modelin dayanımındaki farklılıkları ifade etmektedir. $R_1(\theta)$ ve $R_2(\theta)$ fonksiyonları kullanılarak deviatör gerilme düzleminde Mohr-Coulomb modeline uyarlanabilir. Bu durumda dikkat edilmesi gereken durum, yenilme yüzeyinin konveks olacağıdır.



Şekil 5.4 p-q uzayında ve deviatör gerilme düzleminde MMCM $\theta = \frac{\pi}{6}$

Mohr-Coulomb modelinde üç eksenli uzama aşağıdaki bağıntı ile tanımlanmaktadır:

$$R_1(\theta) = \left(\frac{1 - \beta_1 \sin 3\theta}{1 - \beta_1} \right)^n \quad (5.24)$$

$n=0.229$ ve β_1 , kayma direnci açısının fonksiyonudur:

$$\beta_1 = \frac{\left(\frac{3 + \sin \phi}{3 - \sin \phi}\right)^{\frac{1}{n}} - 1}{\left(\frac{3 + \sin \phi}{3 - \sin \phi}\right)^{\frac{1}{n}} + 1} \quad (5.25)$$

β_1 , en fazla 0.7925 değerini alabilir. Bu değer için Mohr-Coulomb kriterine göre kayma direnci açısı $\phi=46.55^\circ$ olmaktadır.

Basınç gerilmeleri altında yenilme yüzeyinin başlık (*cap*) şekli ise $R_2(\theta)$ faktörü tarafından kontrol edilmektedir.

$$R_2(\theta) = \left(\frac{1 - \beta_2 \sin 3\theta}{1 - \beta_2}\right)^n \quad (5.26)$$

Küresel başlık şekli için $n = -0.229$ ve β_2 değeri ise sıfırdır.

Elastik olmayan birim şekil değiştirme oranı plastik potansiyel yüzeyleri ile belirlenmektedir. Modifiye Mohr-Coulomb modelinde bu tanımlama iki akma yüzeyi ile yapılmıştır:

$$g_1 = q - \frac{6 \sin \psi}{3 - \sin \psi} (p + \Delta p) \quad (5.27)$$

$$g_2 = (p + \Delta p)^2 + \alpha_g q^2 - p_c^2$$

Kabarma açısı ψ , kayma direnci açısı ϕ' nin bir fonksiyonudur ve aşağıdaki bağıntı ile ifade edilmektedir:

$$\sin \psi = \frac{\sin \phi - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi \sin \phi_{cv}} \quad (5.28)$$

$\sin \phi_{cv}$, sabit hacim şartları altındaki kayma direnci açısıdır.

Modelin tanımlanmasında kullanılan parametreler;

Mohr-Coulomb Modeli ile aynı olan parametreler:

c' : Efektif kohezyon (kN/m^2),

- ϕ' : Efektif kayma direnci açısı ($^{\circ}$),
 ψ : Kabarma açısı ($^{\circ}$),
 σ_c : Çekme dayanımı kontrol parametresi (kN/m^2),

Ana rijitlik parametreleri:

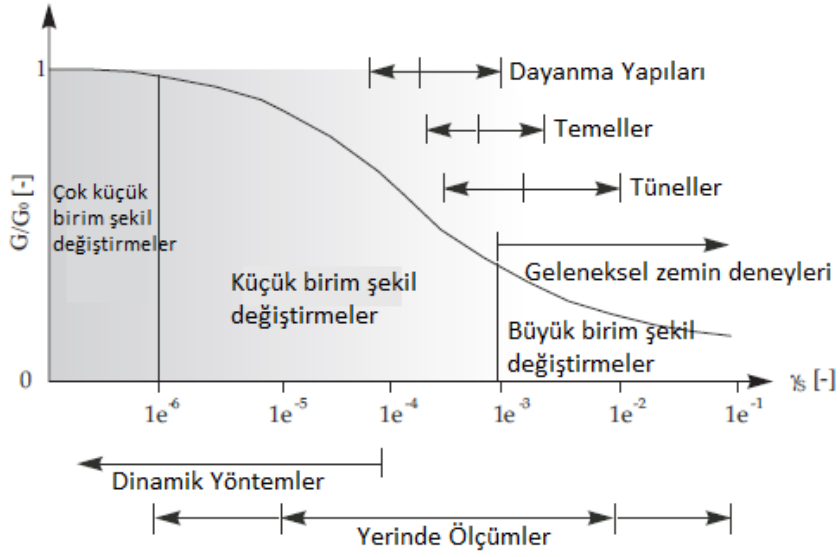
- $E_{50\text{ref}}$: Standart drenajlı üç eksenli deneydeki kiriş rijitliği (kN/m^2),
 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$: Ödometre deneyindeki teğet rijitliği (kN/m^2),
 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$: Yükleme-boşaltma rijitliği (kN/m^2),
 m : Rijitliğin gerilme seviyesine bağlılığının üstel değeri,

İleri parametreler:

- ν_{ur} : Yükleme-boşaltma için Poisson oranı (varsayılan değer 0.2),
 p^{ref} : Rijitlik için referans gerilme (varsayılan değer 100 kN/m^2),
 K_0^{nc} : K_0 'ın normal konsolidasyon için değeri (varsayılan değer $1 - \sin \phi'$),
 R_f : Göçme oranı (varsayılan değer 0.9),
 $\sigma_{\text{çekme}}$: Çekme dayanımı (varsayılan değer 0).

5.2. Düşük Birim Şekil Değiştirmeler Durumunda Pekleşen Zemin Modeli (HSS, *Small Hardening Soil Small Strain Model*)

Genel olarak zeminin yükleme-boşaltma altında elastik davrandığı kabul edilir. Gerçekte bu varsayım sadece çok düşük deformasyon aralıkları için geçerlidir. Deformasyon genliği arttıkça zeminin dayanım ve rijitliği lineer olmayan davranış göstermektedir. Şekil 5.5 te zeminin kayma modülü azalım eğrisi birim şekil değiştirme değerlerine bağlı olarak gösterilmiştir. Problemlerin analizi için gerekli parametrelerin büyük bir çoğunluğu standard laboratuvar deneyi sonuçlarından veya yerinde yapılan ölçümlerden elde edilebilmektedir. Ancak bu deformasyon aralığı, zeminin dayanım değerine göre eğrinin azalan bölgesinde kalmaktadır. Rijitliğin başlangıç değerlerinin de tanımlanması özellikle tekrarlı yüklemeler altında davranışın anlaşılması için oldukça önemlidir.



Şekil 5.5 Kayma modülü azalım eğrisi

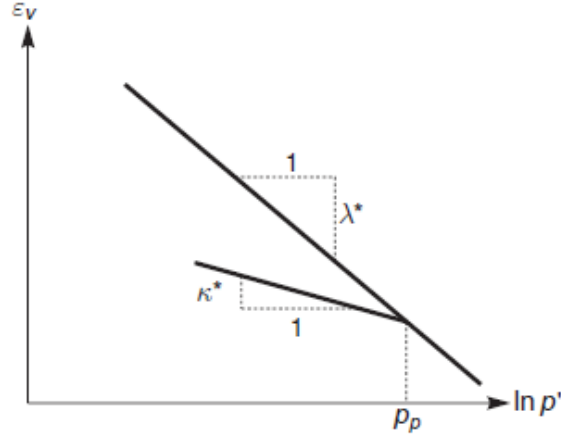
HSS modeli, pekleşen zemin modelinde kullanılan parametrelere ek olarak; başlangıç veya çok küçük birim şekil değiştirme durumundaki kayma modülünü (G_0) ve bunun %70' ine denk gelen kiriş kayma modülünün ölçüldüğü birim kayma şekil değiştirme ($\gamma_{0.7}$) değerlerini kullanarak zeminin rijitliğindeki değişimi tanımlamaktadır.

5.3. Yumuşak Zemin Modeli

Yumuşak zemin (SS, *Soft Soil*) modeli, daha çok sıkışabilirliği yüksek, birincil sıkışma bölgesinde olan genç normal konsolide killer ve siltler için kullanılan bir modeldir. Diğer modellerde kullanılan rijitlik modüllerinin yerine bu modelde modifiye sıkışma indisi λ^* ve modifiye şişme indisi κ^* parametreleri gerekmektedir (Şekil 5.6).

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e} = \frac{C_c}{2.3(1+e)} \quad (5.29)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e} = \frac{2C_r}{2.3(1+e)} \quad (5.30)$$



Şekil 5.6 λ^* ve κ^* katsayıları

5.4. Yumuşak Zemin-Sünme Modeli (SSC, *Soft Soil Creep Model*)

Zeminlerde viskozite etkisi, sünme veya gerilme boşalımı gibi davranışlar SSC modeli kullanılarak tanımlanamamaktadır. Gerçekte bütün zeminler belli bir miktarda sünme ve birincil sıkışma davranışı sergilerler. Bunu ikincil sıkışmalar izler. Bu model daha çok normal konsolide kil, silt ve turba zeminlerin yük altındaki birincil konsolidasyon oturması davranışlarının tanımlanmasında ve buna bağlı problemlerin çözümlenmesinde kullanılmaktadır. Ayrıca, gerilmeye bağlı rijitliğin belirlenmesi (logaritmik sıkışma davranışı), birincil yükleme ile boşaltma-geri yükleme arasında ayrımın tanımlanması, zamana bağlı ikincil sıkışmaların incelenmesi, ön konsolidasyon basıncının gelişiminin tanımlanması modelin karakteristik özelliklerini oluşturmaktadır. Model parametreleri;

Mohr-Coulomb Modeli ile aynı olan parametreler:

- c' : Efektif kohezyon, (kN/m²),
- ϕ' : Efektif kayma direnci açısı (°),
- ψ : Kabarma açısı (°),

Temel rijitlik parametreleri:

- κ^* : Modifiye şişme indeksi,
- λ^* : Modifiye sıkışma indeksi,
- μ^* : Modifiye sünme indeksi.

İleri parametreler:

ν_{ur} : Yükleme-boşaltma için Poisson oranı (varsayılan değer 0.2),

K_0^{nc} : K_0 'ın normal konsolide durum için değeri (varsayılan değer $1 - \sin \phi$),

M : K_0^{nc} ye bağlı parametre,

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{nc})^2}{(1 + 2K_0^{nc})^2} + \frac{(1 - K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^* / \kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^* / \kappa^* - (1 - K_0^{nc})(1 + \nu_{ur})}} \quad (5.31)$$

dir.



6. ZEMİN - TEMEL - YAPI ETKİLEŞİMİ

Zemin-temel-yapı etkileşimi hakkında yapılan çalışmalar XIX. yüzyıl ortalarında başlamış olup, daha çok problemlerin çözümü için geliştirilen denklem sistemleri ile ilgili olmuştur. Bu konuda çalışan ilk araştırmacıların mühendislik dışında, matematik ve/veya fizik alanlarında faaliyet gösteren kişiler olduğu görülmektedir (Kasuel, 2009).

W. Thomson 1848 yılında, sonsuz bir hacim elemanı üzerinde rastgele bir noktaya etkiyen statik yükten dolayı oluşan yer değiştirmelerin tanımlanması üzerine çalışma yapmıştır.

Stokes (1849), cisimlerin yüklemeler altındaki zamana bağlı davranışını incelemiştir. Araştırmacının geliştirdiği harmonik zamana bağlı veya statik yükleme altındaki farklı durumların çözümü, sadece SSI da değil aynı zamanda jeofizik, akustik ve diğer bilim dallarında da kullanılan Sınır Eleman Yöntemi (BEM, *Boundary Element Method*) çözümlerine temel oluşturma özelliğindedir. Stokes çözümlerinin modern yorumlaması olarak bilinen en kapsamlı çalışma ise Eason, Fulton ve Sneddon tarafından yapılmıştır (1956).

Boussinesq (1878), elastik yarı-uzay ortamda statik olarak etkiyen düşey noktasal yükleme çözümünü ve buna bağlı olarak yarı-uzay ortamı üzerine yerleştirilmiş pürüzsüz etkileşim içerisinde olan rijit disk için kapalı çözüm formunu üç aşamada geliştirmiştir. Bu yöntemin detayları ve açıklaması daha anlaşılır biçimde Cerruti tarafından yapılmıştır (1882).

İlerleyen yıllarda Boussinesq'in yaklaşımları ana kaynak olmak üzere, diğer araştırmacılar tarafından yapılan çalışmalar; elastik yarı-uzay düzlemlerinde bulunduğu kabulü yapılan ve farklı yüklemeler (dairesel, dikdörtgen veya uniform) altındaki rijit veya yarı-rijit yapısal elemanların davranışını tanımlayan denklem sistemlerinin geliştirilmesi ve çözümlenmesi üzerine olmuştur. Bu çalışmaların tamamı statik yüklemeler için yapılmıştır.

1936'da Reissner, zamana bağılı harmonik yüklemeye maruz elastik yarı-uzay ortamdaki dairesel diskin dinamik yüklemeler altındaki davranışı ile SSI konusunda öncü olarak dinamik davranıştan ilk kez söz etmiştir. İlerleyen yıllarda Sagoci (1944), Chadwick ve Trowbridge (1967), Apsel ve Luco (1976), bu yaklaşımı geliştirmişlerdir.

Luco (1969), rijit yarı silindirik temele oturtulmuş ve dikey olarak gelen SH dalgalarına maruz kalmış sonsuz uzunluktaki bir dayanma duvarını incelemiştir. Trifunac (1972), Luco'nun bu çalışmasına açı değişimlerini de ekleyerek problemi geliştirmiş ve temel yakınında oluşan yüzey hareketlerinin oluşumunu tanımlamaya çalışmıştır. Yapı-zemin etkileşiminin deneysel çalışmaları ise serbest yüzeydeki yer hareketi ve bina temelinin eş zamanlı ölçümlerine dayanılarak Housner (1957) ve Duke (1970) tarafından yapılmıştır.

İlk yıllarda yapılan çalışmalar daha çok sayısal çözümlere dayanmıştır. Bunların kolaylaştırılması için zemin ve\veya yapısal elemanların davranışının lineer elastik, yarı-uzay ortamında olduğu kabul edilmiştir. İlerleyen bilgisayar teknolojisi ile işlem gücü yükselmiş ve geliştirilen yenilme kriterleri sayesinde sistemin doğrusal olmayan davranışının da incelenmesi mümkün olmuştur.

6.1. Yatak Katsayısı

Zemin-temel-yapı etkileşimi konusunda çözümlenmesi gereken önemli problem, birbirinden bağımsız değişkenlerin sayısındaki çokluktur. Bu nedenle eldeki problemin çözümü için bazı özel kabullerin yapılması gerekmektedir. Bu alanda özellikle yapısal davranış üzerinde yapılan çalışmalarda bu belirsizliklerin azaltılması ve işlem kolaylığı amacıyla zeminin yaylar ile temsil edilmesi denenmiştir. Winkler hipotezinde (1867) zemin birbirinden bağımsız elastik yaylarla modellenmiş, böylece temel altında oluşan taban basıncı ile temelin oturmaları arasında bir ilişki kurulmaya çalışılmıştır. Modelin birçok olumsuz yanına karşın hala geniş kabul gördüğü bir gerçektir. Yöntemin geliştirildiği zaman ve koşullar göz önüne alındığında amaca yönelik önemli aşama kaydedilmiştir. Günümüzde kullanımda olan birçok yapı analizi yazılımı, zemini hala elastik yaylarla temsil etmektedir.

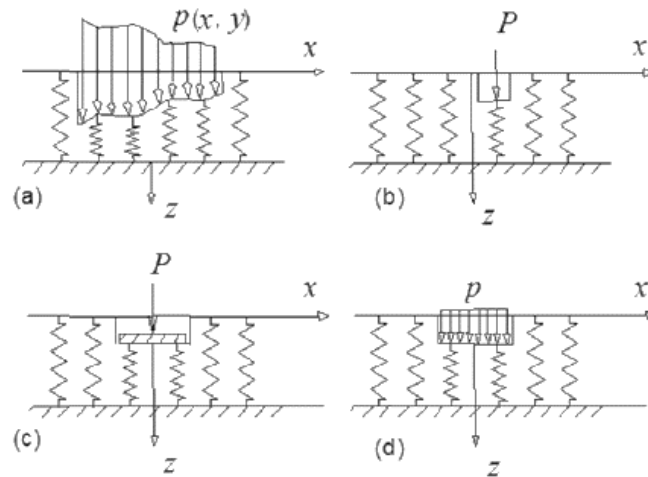
Zemin davranışının yaylarla temsil edildiği modeller genellikle bir ve iki parametrelili zemin modelleri olarak özetlenebilir.

6.1.1. Tek parametrelili zemin modelleri

6.1.1.1. Winkler modeli

Zeminin elastik davranışı ile ilgili ilk çalışma Winkler tarafından zeminin birbirine sonsuz yakın, elastik ve lineer yaylardan oluştuğu kabulü ile yapılmıştır. Buna göre $w(x, y)$ düşey doğrultudaki çökme, $p(x, y) = kw(x, y)$ ise zeminin direnci olarak tanımlanmaktadır. Burada k elastik yay katsayısı olup çökme, birim genişlikteki birim alana gelen tepki kuvvetini ifade etmekte ve uygulamada “temel yataklanma katsayısı” olarak adlandırılmaktadır. Bu hipoteze göre zemine etkileyen kuvvetler, yalnız etkilediği noktada çökme meydana getirirler. Dolayısıyla hiçbir yay komşu yayların yüklenme durumundan etkilenmez. Bu durum, zeminin tamamen süreksiz bir ortam şeklinde dikkate alındığını göstermektedir. Oysa, elastik tabakanın yüzeyinde herhangi bir noktada oluşan yer değiştirme sadece o noktaya etki eden kuvvetten değil, diğer noktadaki kuvvetlerden de etkilenir. Bu model her ne kadar tekil yükleme durumunda makul sonuçlar verse de yayılı yük durumunda gerçekçi olmayan sonuçlar getirmektedir.

Winkler modeli ile ilgili bir diğer önemli husus da yatak katsayısı olarak tanımlanan parametrenin nasıl hesaplanacağıdır. Bu konuda farklı sonuçlar veren bağıntılar önerilmiştir. Winkler Zemin Modeli’ne göre çeşitli yüklemeler için yer değiştirme durumları Şekil 6.1’de gösterilmektedir.



Şekil 6.1 Winkler Modeli (a) düzgün yayılı olmayan yük (b) tekil yük (c) rijit tabaka ile aktarılan yük (d) düzgün yayılı yük altında zeminde oluşan yer değiştirmeler

6.1.2. İki parametrelili zemin modelleri

Winkler modelinin zeminin sürekliliğini yansıtmaması nedeniyle birçok araştırmacı farklı modeller geliştirmiştir. Bunlar arasında en çok kabul görenler; Filonenko-Borodich, Hetenyi, Pasternak ve Vlasov modelleridir.

6.1.2.1. Filonenko-Borodich Modeli

Filonenko-Borodich Model’inde (1940), ortamın sürekliliği yüzeydeki ince elastik zar tabakası ile sağlanmıştır (Şekil 6.2). Sisteme bir yük etkimesi durumunda membran gerilme almakta ve yaylar birbirinden etkilenmektedir. Bu membran – yay sisteminde zemin tepki fonksiyonu,

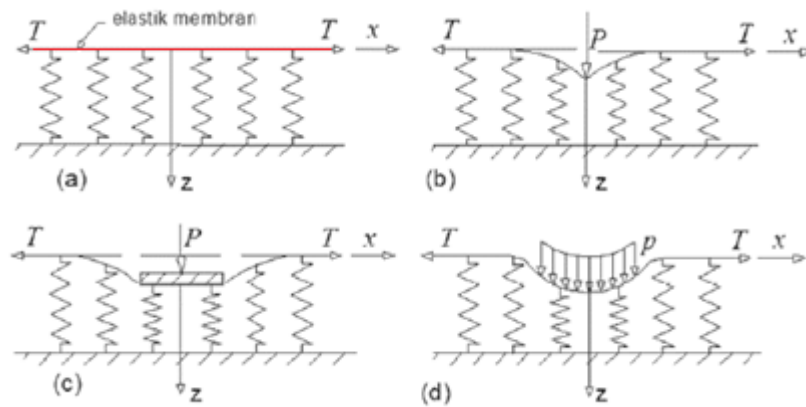
$$p(x, y) = kw(x, y) - T\nabla^2 w(x, y) \quad (6.1)$$

İle verilmektedir. Burada T membran kuvvetini, ∇^2 Laplace dönüşümünü göstermektedir:

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \quad (6.2)$$

Bir boyutlu problemler için denklem (6.1) ifadesi denklem (6.3) şeklini alır.

$$p(x) = kw(x) - T \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \quad (6.3)$$



Şekil 6.2 Filonenko-Borodich Zemin Modeli (a) yüksüz durum (b) tekil yük (c) rijit bir tabaka ile aktarılan yük (d) yayılı yük altında zeminin yer değiştirmeleri

6.1.2.2. Hetenyi Modeli

Hetenyi modelinde (1946, 1950); Winkler yayları üzerine üç boyutlu problemlerde elastik plaka, iki boyutlu problemlerde ise kiriş uygulanarak zemin ortamının sürekliliği sağlanmıştır. Bu modelde zemin tepki fonksiyonu,

$$p(x, y) = k w(x, y) - D \nabla^2 w(x, y) \quad (6.4)$$

ile gösterilmektedir. Burada,

$$D = \left(\frac{E_p h^3}{12(1 - \nu_p^2)} \right)$$

olup plağın eğilme rijitliğidir. İki boyutlu sistemler için denklem (6.4) ifadesi denklem (6.5) ile belirtilmektedir.

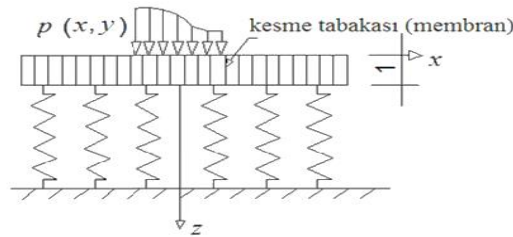
$$p(x) = k w(x) - D \frac{d^4 w(x, y)}{dx^4} \quad (6.5)$$

6.1.2.3. Pasternak Modeli

Pasternak modelinde (1954), Winkler yayları üzerinde sıkışmayan bir kesme tabakası tanımlanarak ortamın sürekliliği sağlanmıştır. Bu tabaka sadece düşey yönde yer değiştirme yapabilen elemanlardan oluşmakta ve x, y düzleminde izotrop olduğu kabul edilmektedir (Şekil 6.3). Dolayısıyla, zeminin kayma modülleri arasındaki ilişki $G_x = G_y = G_p$ şeklindedir. G_p zeminin kayma modülü olmak üzere Pasternak zemin modeli için zemin reaksiyonu:

$$p(x, y) = k w(x, y) - G_p \nabla^2 w(x, y) \quad (6.6)$$

ile ifade edilmektedir.

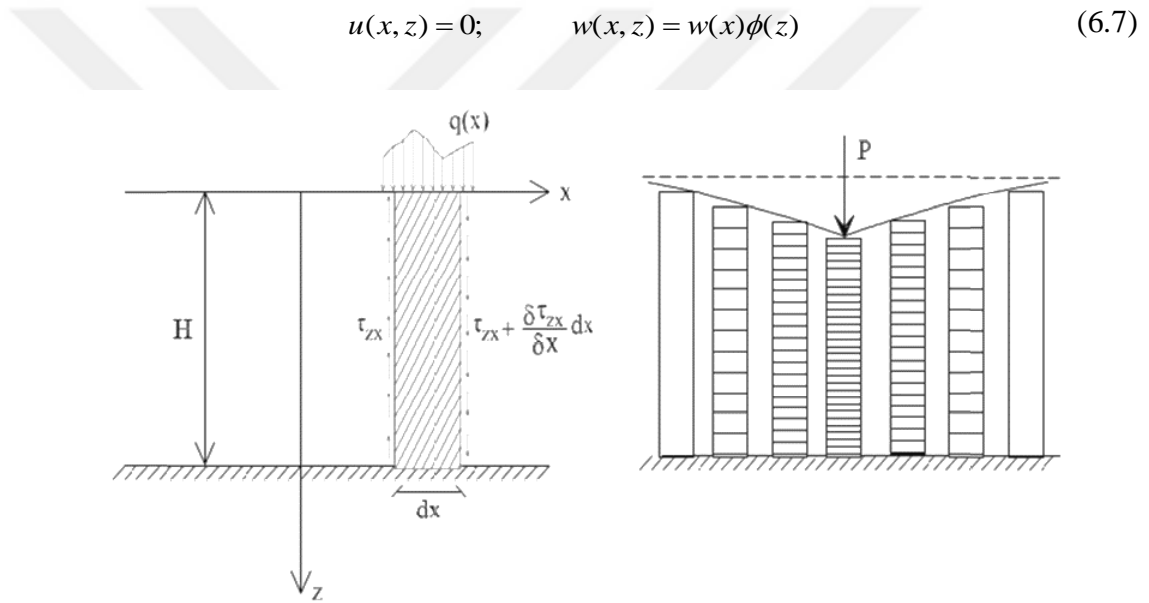


Şekil 6.3 Pasternak Zemin Modeli

Filonenko-Borodich ve Pasternak modelleri karşılaştırıldığında aradaki tek farkın G_p parametresi olduğu görülmektedir. Bu nedenle de iki model birbirine yakın düşey deformasyon değerleri vermektedir.

6.1.2.4. Vlasov Modeli

Vlasov ve Leont'ev (1966) zemin tabakasını Winkler yayları yerine x-z düzleminde zemin kolonları olarak tanımlamışlardır (Şekil 6.4). Bir zemin kolonu içinde yer değiştirmeler; $u(x, z)$ x-z düzlemindeki yatay deplasman, $w(x, y)$ aynı düzlemde düşey deplasman ve $\phi(z)$ ile $w(x)$ yer değiştirmelerin derinlik boyunca değişimini veren yaklaşım fonksiyonları olarak eşitlik (6.7) de gösterilmiştir.



Şekil 6.4 Vlasov Zemin Modeli

Bu modele göre zeminin tepki fonksiyonu eşitlik (6.8) de verilmiştir. $2t$ zemin kayma parametresini ifade etmektedir:

$$p(x, y) = kw(x, y) - 2t \nabla^2 w(x, y) \quad (6.8)$$

Vlasov modeli üzerinde çok sayıda çalışma yapılmıştır. Vlasov ve Leont'ev (1966) zemindeki düşey deformasyon değişimini gösteren ve γ olarak tanımladıkları bir parametre ile çalışmışlardır. γ parametresinin belirlenmesiyle yatak katsayısı (k) ve kayma parametresi ($2t$) değerlerinin deneysel zorluk olmaksızın hesaplanmasının mümkün olduğunu göstermişlerdir. Vallabhan ve Das (1991), yayılı yüklemeye altında

zemine oturan kirişler için zeminin yer değiştirme fonksiyonunu karakterize eden γ parametresinin hesabı ile ilgili bir yöntem önermişlerdir. Elastik zemini, birbiri ile bağlantılı olan k , $2t$ ve γ parametreleri ile tanımladıkları için kendi modellerini “Değiştirilmiş Vlasov Modeli” ya da “Üç Parametrelili Model” olarak adlandırmışlardır.

Aljanabi vd. (1990), düzlem çerçeve sistemi ile oluşturulan bir yapının Winkler yatak katsayısı yaklaşımına göre modellenmiş elastik bir temel ile olan etkileşimini incelemişlerdir. Yatak katsayısını sadece eksenel modüle dayalı olarak ifade eden rijitlik matrisini geliştirerek, eksenel yüklemeye oluşan kayma gerilmelerini de analizlere eklemişlerdir. Sonuçta, modellemede kullanılan çerçeve tipinin ve yüklemeye farklılığının sistemde oluşan eğilme momentlerini etkilediğini belirtmişlerdir.

Pendern vd. (2006), yüzeysel temellerin rijitliklerinin tanımlanmasında iki farklı yöntem üzerinde çalışmışlardır. İlk yaklaşımda temel altında bulunan zemin elastik ve sürekli olarak modellenirken, diğer yaklaşımda zemin bağımsız yaylarla tanımlanmıştır. Yayların sahip olduğu dönme rijitliklerinin elastik modellemeye oranla daha düşük olduğunu ve zeminin doğrusal olmayan davranışında dönme rijitliliğinin yaylar için etkin olan düşey rijitliğe göre daha etkili olduğunu belirtmişlerdir.

Sistemi elastik yaylarla karakterize etme yaklaşımı son dönemde yerini ileri yöntemlere bırakmaktadır. Böylece yaylı sistemlerin yeni uygulamaları gündeme gelmektedir.

6.2. Yapı-Zemin Etkileşiminin Gelişmiş Yaklaşımlarla İncelenmesi

Chore vd. (2010), zemin-temel-yapı etkileşimini göz önünde tutarak kazıklı temel üzerinde modellenen 3 katlı çerçeve sisteminin davranışını incelemişlerdir. Analizler, çerçeve sisteminin ölü ağırlığı yanında her kat seviyesinde 1000 kN yatay yüklemeye yapılmıştır. Çalışmada, değişken kazık çapları ve bina kat sayısı irdelenmiştir. Kazıklar için boy ve çap arasındaki oran $L/D=10$ olarak alınmıştır. Kazıklar yumuşak kil tabakasında gömülü (*embedded*) olarak modellenerek, zemin eşdeğer yaylarla temsil edilmiştir. Böylece zemin-temel-yapı etkileşiminin göz önünde tutulmasıyla kat seviyelerinde oluşan yatay ötelenmelerin arttığı, kazık çapındaki artışın katlarda

oluşan deformasyonları azalttığı ve kat sayısının artmasıyla üst katlarda yapı - zemin etkileşiminden dolayı oluşan yatay ötelenmelerin azaldığı sonucuna ulaşmışlardır.

Minasidis vd. (2014), çelik çerçeve bir sistemin faya olan uzaklığına göre SSI davranışını incelemişlerdir. Günümüzde kullanılan deprem kodlarında faya uzak olan yapılar için zemin-temel-yapı etkileşiminin ihmal edildiği ve bu ihmalin aşırı güvenli sonuçlar verdiğini belirtmişlerdir. Ayrıca, faya yakın konumda bulunan 2-boyutlu bir çelik kafes sisteminin esnek olmayan davranışı üzerinde durulmuştur. İncelenen faylar ters ve yanal atımlıdır. Eurocode'a göre, düşey ve sismik yük dağılımları yapılmış olan 36 farklı tip moment aktaran çelik çerçeve sistemi ile 60 adet deprem kaydı kullanmışlardır. Zemin davranışı yaylar ve sönümlenmelerle temsil edilmiştir. Sismik davranışı etkileyen birçok parametre (*interstorey drift ratios, maximum floor accelerations*) sayısal olarak hesaplanmış dinamik analizlere göre belirlenmiştir. Daha sonra kat sayısına ve fay hareketi tipine göre yapı-zemin etkileşiminin göz önüne alınıp alınmadığı durumlar istatistiksel olarak değerlendirilmiştir. Sonuçta, zeminin esnekliğinin (*flexibility*) çelik çerçevenin sismik davranışı üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğu görülmüştür. Ayrıca, yapısal davranış parametrelerinin fay mekanizmasından da doğrudan etkilendiğini belirtmişlerdir.

Jeong vd. (2014), kazıklı radyejeneral temellerde eksenel ve yanal yük altında oluşan yük transferinin analizini yapmışlardır. Özellikle analitik bir çözüm yöntemi olan YSPR (*Yonsei Piled Raft*) metodunu geliştirmişlerdir. Kazıklardaki yük aktarımı için p-y, t-z ve q-z eğrilerini kullanarak sistemi yaylarla temsil etmişlerdir. Geliştirdikleri bu yöntemde Filonenko - Borodich modelini kullanarak elde ettikleri sonuçları diğer hesap yöntemleri ve sayısal analiz (FEM) sonuçları ile karşılaştırmışlar ve uyum sağlandığını göstermişlerdir.

Ma vd. (2015), elastik temel üzerinde oturan kirişin doğrusal olmayan davranışı ve zemin-temel-yapı etkileşimi üzerinde etkili olan ön rezonans durumunu incelemişlerdir. Çalışmada kirişte sünme etkisi de göz önüne alınmış ve doğrusal olmayan hareket denkleminin açıklaması yapılmıştır. Yapının frekans-tepki eşitliğinin sağlanması için farklı ölçeklerde çalışmalar yapılmıştır. Ayrıca, ikinci derece (*second order*) etkileri de göz önünde tutularak kirişin dinamik davranışının yaklaşık çözümü yapılmaya çalışılmıştır. Buradan, ikinci dereceden momentlerin, temel modelinin,

Winkler parametrelerinin ve uyarı genliğinin elastik temel üzerine yerleştirilmiş kirişin ön rezonansı üzerinde etkili olduğunu göstermişlerdir.

Korzani vd. (2015), açık deniz platformlarının davranışını incelemişlerdir. Platform altı temellerinin (*spudcan*) modellenmesi ve analizi son zamanlarda geliştirilen yük, deformasyon davranışlarının modellenmesinde uygulanan yeni yaklaşımlarla anlaşılır hale gelmiştir. Bu çalışmada doğrusal olmayan Winkler temeli üzerine yerleştirilen kiriş yaklaşımı (BNWF, *Beam on Nonlinear Winkler Foundation*) kullanılmıştır. Bu yöntemde zemin ortamı doğrusal olmayan yaylar ve sönümlenmeler ile temsil edilmektedir. Model, BNWF yöntemine uyarılırken temel (*spudcan*) altındaki zemin iri daneli olarak kabul edilmiş ve temel etrafındaki davranışı doğrusal olmayan özellikler olarak tasarlanmıştır. Ayrıca, sisteme etkileyen kaldırma kuvvetinin ve salınım etkisinin hesaba katılması için zemin ve yapı temelleri etkileşim bölgelerinde ara yüzey elemanları (*interface element*) oluşturulmuştur. Modelde geometrik non - lineeritenin de sağlanması üzerinde çalışılmıştır. Düzenli veya düzensiz dalga hareketlerinin etkisi için platform yapısı üzerine yanal itkiler uygulanmıştır. Elastik olmayan zemin davranış için kumlu zeminlerin kayma direnci açısındaki azalma, platform seviyesinde yatay ötelenmelerin ve temel altındaki farklı oturumların artmasına neden olması sonucunu getirdiği bulunmuştur. Ayrıca, platform temellerinin zemine gömülmesi (ankastre: *fixed*) veya gömülmemesi (hareketli: *pin*) platformun tekrarlı yükler altındaki davranışını etkilemektedir. Son olarak, zemin-temel-yapı etkileşimi (*SSI*) açısından platform ayakları ile temel birleşim bölgelerinde oluşan moment-dönme eğrilerinin temelin boyutlarına ve zeminin özelliklerine bağlı olduğunu ileri sürmüşlerdir.

Saha vd. (2015) zemin-temel-yapı etkileşimini göz önünde tutarak, dinamik yükler altında zemin - kazıklı temel - yapı davranışı üzerinde çalışmışlardır. Genel olarak dinamik yükler altındaki yapı ve kazıklı radyejeneral temel tasarımları ankastre koşullar (*fixed base*) altında yapılmaktadır. Ancak, zeminin sahip olduğu esneklik veya rijitlik, sonuçları tamamen değiştirebilmektedir. Çalışmada taşıyıcı sistem olarak dört kolondan ve döşemeden oluşan tek katlı bir yapı ele alınmıştır. Bina altındaki kazıklar, kolon eleman olarak modellenmiş, yanal itkileri karşılaması açısından yaylar ve sönümlerle desteklenmiştir. Sonuçta, kolon elemanlarının (kazıklar) yanal kesme kapasitelerinin değişmediği durumlarda dahi zemin-temel-yapı etkileşiminin göz

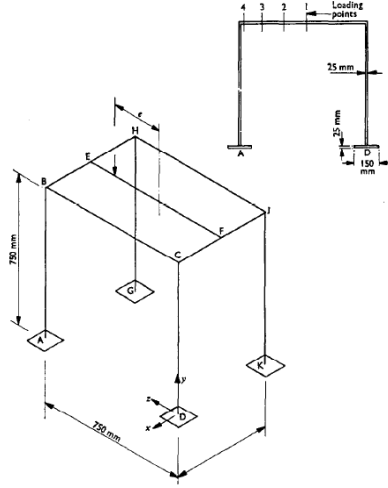
önüne alınmasının bina periyodunun önemli derecede artmasına neden olduğu bulunmuştur. Ancak, bu durumda kazık gövdelerinde oluşan kesme kuvvetlerinde de artışlar gözlemlenmektedir.

Aldaikh vd. (2015), dinamik yükleme altındaki üç ayrı binanın farklı yüksekliklerine göre zemin-temel-yapı etkileşimi açısından olumlu ve olumsuz yönlerini araştırmışlardır. Modelde zemin yaylarla ifade edilmiş olup, dönmeden kaynaklanan etkileşim için ayırık formülasyon yöntemi (*discrete formulation*) kullanılmıştır. Test edilen yöntemin kontrolü için sarsma tablası kullanılarak deneysel bir program uygulanmıştır. Sayısal analizler, yan yana bulunan üç bina için ortadaki binanın diğer iki binanın hareketlerinde sönümleyici olarak çalıştığını göstermiştir.

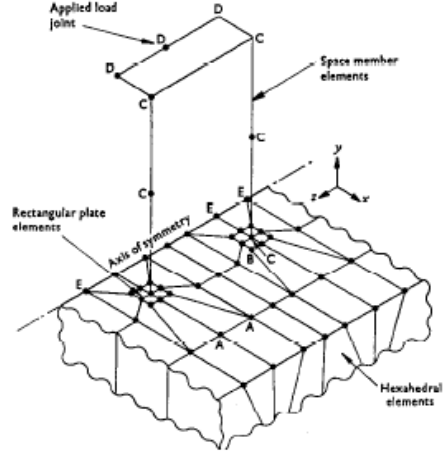
6.2.1. SSI'nin Sonlu Elemanlar Yöntemi ile İncelenmesi

Bu uygulamanın öncülerinden Duncan vd. (1970), sonlu eleman yazılımı kullanarak zeminin doğrusal olmayan davranışını modellemiş ve kumlu numuneler için laboratuvarında elde ettikleri drenajlı üç eksenli deney sonuçları ile olan uyumunu göstermişlerdir. Aynı yaklaşımlarla, killi ve kumlu zeminler üzerine yerleştirilmiş yüzeysel temellerin de sonlu elemanlar yazılımında modellemesini yapmışlardır. Temel altında doğrusal olmayan analiz sonucundan elde ettikleri temel oturmalarının analitik ve deneysel hesaplarla elde edilen değerlerini kıyaslamışlardır.

Majid vd. (1976), 3D izoparametrik FEM yöntemini kullanarak zemin – temel - yapı davranışını non-lineer olarak incelemişlerdir. Bu çalışma kum üzerine yerleştirilen çerçeve sisteminin, gerilme ve deformasyon davranışının tanımlanması ile ilgilidir. Eksantrik yükleme şartları altında farklı oturmaların çerçeve sistemi üzerinde oluşturduğu çökmeler (*sway deflexion*) incelenmiştir. Çalışmanın önemi, zemin – temel - yapı davranışının incelendiği ilk üç boyutlu sonlu eleman çalışmalarından biri olmasıdır. Ayrıca, araştırmacılar bir model çalışması yaparak elde ettikleri verileri, 3D - FEM analiz sonuçları ile karşılaştırmışlardır. Üç farklı açıklık için kurdukları çerçeve sistemine 4 farklı noktadan uyguladıkları tekil yük ile temeller altında oluşan farklı oturmaların çerçeve üzerindeki etkisini incelemişlerdir.



Şekil 6.5 Deneysel çalışma; çerçeve detayları

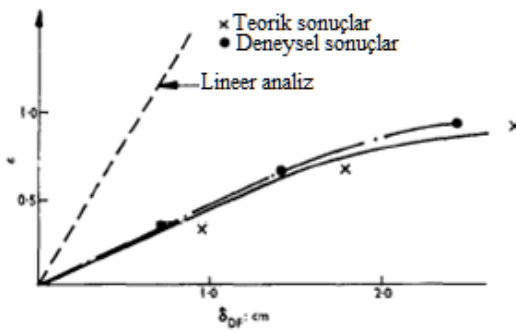


Şekil 6.6 Sonlu eleman modeli

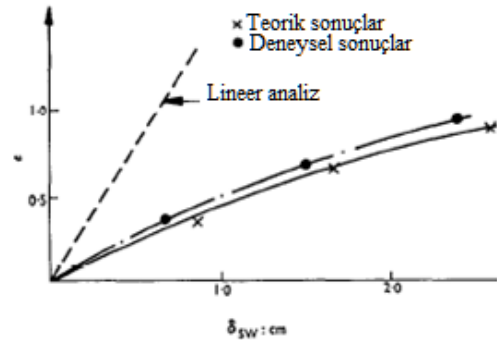
Sonlu eleman yazılımı için 8 düğüm noktasından oluşan (Şekil 6.5, Şekil 6.6) ve her düğüm noktasında 3 serbestlik derecesine sahip elemanlar kullanılmıştır (Irons ve Zienkiewicz, 1968). Zeminin doğrusal olmayan davranışını modellemek için ise τ_{oct} ve γ_{oct} arasında hiperbolik bir bağıntı olarak tanımlanan,

$$\tau_{oct} = \frac{\gamma_{oct}}{(a + b\gamma_{oct})} \quad (6.9)$$

denklemini kullanmışlardır. Sayısal analizlerden elde ettikleri zemin kitlesi içindeki gerilme dağılımlarını detaylı olarak göstermişler, son olarak da deneysel ve sayısal analiz sonuçlarını karşılaştırmışlardır (Şekil 6.7 ve 6.8).



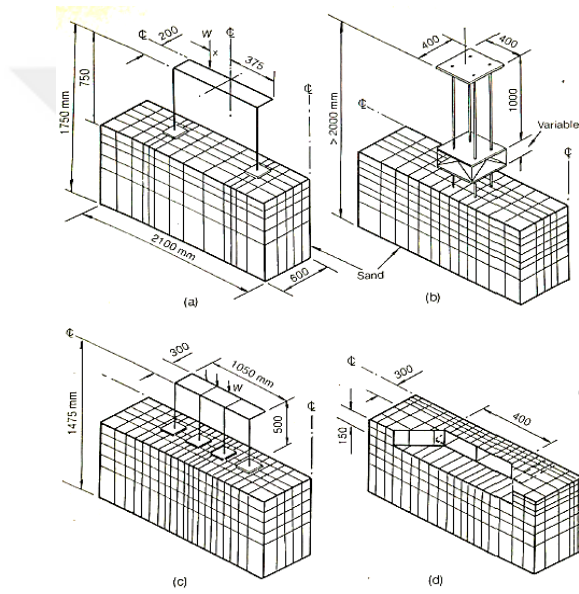
Şekil 6.7 Farklı oturma sonuçları



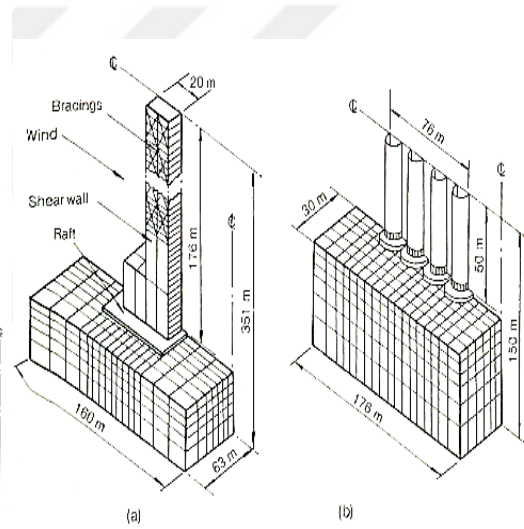
Şekil 6.8 Çerçeve de oluşan çökmeler

Daha sonraki çalışmalarında, doğrusal olmayan yapı-zemin etkileşimi davranışında geliştirdikleri sonlu eleman yazılımı ile, zemin davranışında özellikle çekme gerilmelerinin oluşumu ve dağılımı etkisinde gözlemlenen yayılma (*separation*) ve

ayrılma (*cracks*) mekanizmalarını tanımlamışlardır (Majid vd.,1982). 3D hacim elemanı olarak modelledikleri zeminde düğüm noktalarının yüklemeye altındaki değişimini açıklayan matematiksel bağıntıları geliştirmişlerdir. Özellikle büyük ölçekli yapıların analizi süresi ve işlemci gücü açısından ekonomik bir çözüm yönteminin geliştirilmesi amacıyla oluşturdukları rijitlik matrisinde yapmış oldukları yaklaşımlarını açıklamışlardır. 4 farklı yapısal özelliğe sahip modeller üzerinde geliştirdikleri sayısal analiz yöntem sonuçlarını deneysel ve diğer teorik sonuçlar ile karşılaştırmışlardır (Şekil 6.9).



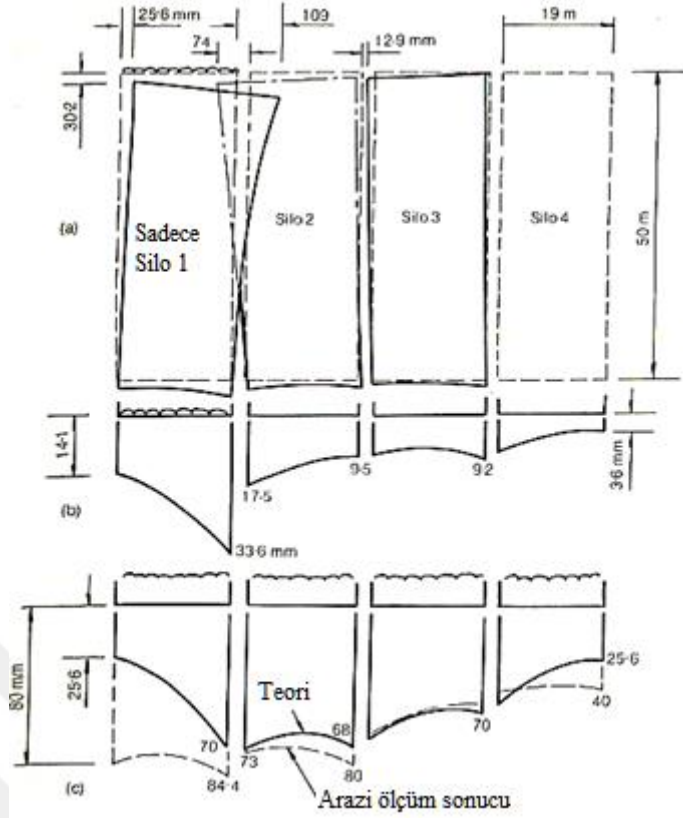
Şekil 6.9 Kalibrasyon modelleri



Şekil 6.10 Uygulamadan Modeller

Sonuçların kabul edilebilirliğini ispatladıktan sonra geliştirdikleri çözüm yöntemini iki farklı gerçek yapı üzerinde uygulamışlardır. Birinci örnekte (Şekil 6.10) 50 katlı bir yapı için analiz süresinde ve maliyetinde sağladıkları avantajı vurgulamışlardır. İkinci örnekte ise 4 silonun yüklemeye altında birbiri ile olan etkileşimini incelemişlerdir. Tek silonun yüklenmesinin diğer silolar üzerindeki etkisini göstermişlerdir (Şekil 6.11).

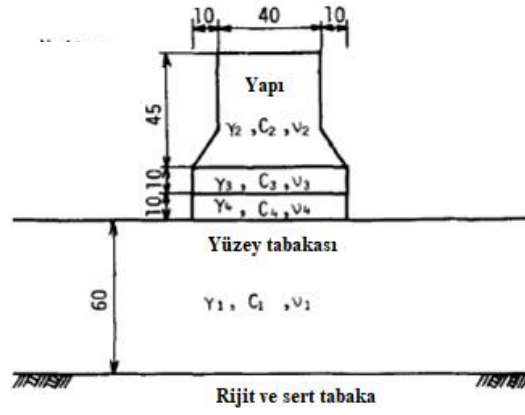
Kenzo vd. (1983), yüzeye oturtulmuş bir nükleer santralin dinamik yükler altındaki zemin-temel-yapı etkileşimini incelemişlerdir (Şekil 6.12). Vurguladıkları ana konu zemin ve yapı bağlantı bölgelerindeki ara yüzey model parametrelerinin davranışa olan etkisidir.



Şekil 6.11 a) Sadece Silo 1 dolu iken tüm silolar üzerinde oluşan dönmeler
 (b) Sadece Silo 1 dolu iken tüm silo tabanları altında oluşan oturmalar
 (c) Ardışık olarak yüklenen silolar altında oluşan oturmalar (sayısal analiz sonuçları ve arazi ölçümlerine göre)

Zemin ve yapının tamamen bağlı (*perfectly bonded*) olarak kabul edildiği yöntemlerden farklı olarak gerçek davranışta, dinamik yükleme altında çekme gerilmelerinin oluşmasıyla yapı ve zemin arasında bir ayrılma olacağı savunulmaktadır. Kuvvetli yer hareketlerinde ise uyanmış (*mobilized*) olan kayma gerilmelerinin zeminin kayma direncini aşması durumunda yapının zemin üzerinde kayacağını göstermişlerdir. Bu sonucun açıklamasını Mohr-Coulomb kriteri ile yapmışlardır. Bu davranışların ihmal edildiği, temel ve zeminin tamamen bağlı olduğu varsayımı ile elde edilen sonuçlara göre büyük farklılıklar çıkacağını göstermişlerdir.

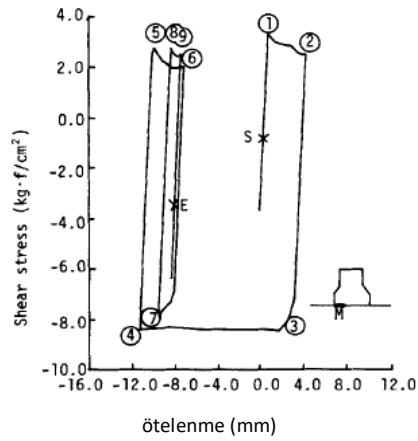
Şekil 6.13 ve 6.14'te dinamik yükleme altında santralda oluşan yatay hareket izlerinde doğrusal olmayan malzeme modeli etkisinin 10 kat fark yarattığı gösterilmiştir.



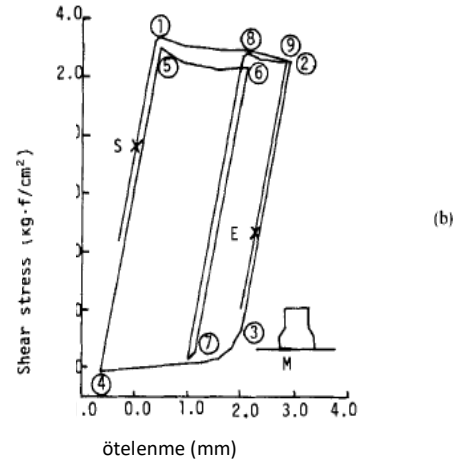
Şekil 6.12 Nükleer santral modeli

Çalışmada 3 farklı model oluşturulmuştur:

- Model 1: zemin lineer elastik ve ara yüzey elemanları doğrusal olmayan özellikte,
- Model 2: zemin ve ara yüzey elemanları doğrusal olmayan ve
- Model 3: zemin ve ara yüzey elemanlarının lineer olarak tanımlandığı durumlar.

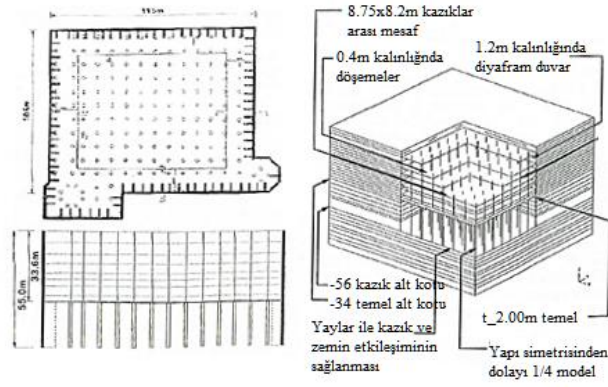


Şekil 6.13 Model 1. Yatay hareket



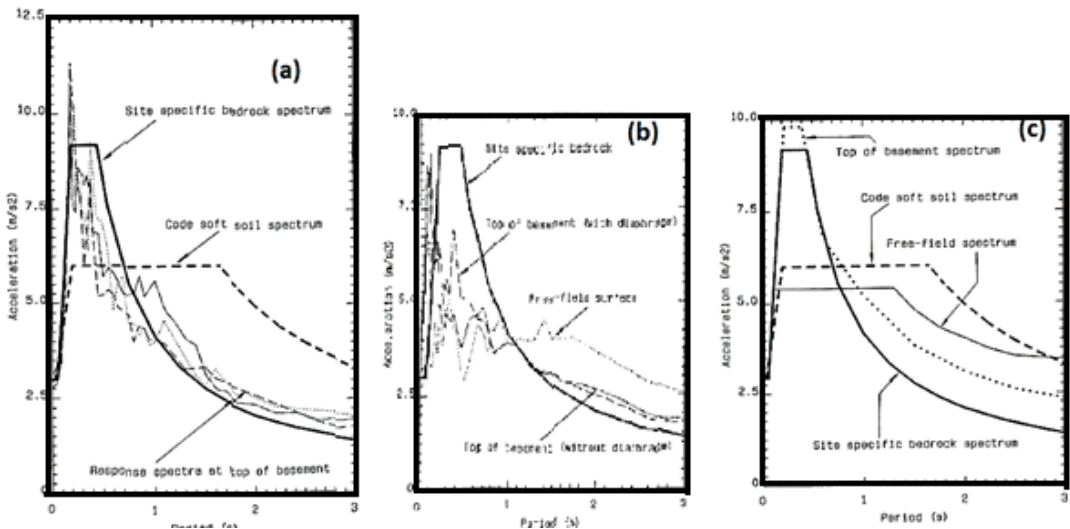
Şekil 6.14 Model 2. Yatay hareket

Lubkowski vd. (1998), bodrum katların varlığının dinamik yükler altında yapı - zemin davranışı üzerindeki etkisini incelemiştir. Çalışmada, 35m bodrum kat derinliği bulunan, kazıklı radyejeneral temele sahip ve 15 normal kattan oluşan mevcut bir yapı Oasys LS-DYNA sonlu eleman yazılımı ile incelenmiştir (Şekil 6.15).



Şekil 6.15 Yapının geometrisi ve model

Zemin profilinde kullanılan kayma modülleri; kohezyonlu ve kohezyonsuz tabakalar için farklı ampirik formüllerden elde edilmiştir ($G_0 = (7N + 14.4N^{0.68}) / 2$) (Stroud, 1988 ile Imai ve Tonouchi, 1982, G_0 / S_u ise (Weiler, 1988)). Oluşturulan profil için $PGA=3.0 \text{ m/s}^2$ (*peak ground accerelation*) kabul edilerek, Qasys SIREN yazılımı ile çalışma alanını temsil edecek serbest zemin davranış spektrasını oluşturmuşlardır. Kazıklar ve bodrum kat perdeleri ile zemin arasındaki aktif - pasif etkileşim yaylarla temsil edilmiştir. 3 farklı durum için analiz; a) rijit diyafram duvarlar b) esnek diyafram duvarlar c) rijit fakat 34-56 m derinlikleri arasındaki (Şekil 6.16) diyafram duvarlar modele dahil edilmeden yapılan çözümlerden oluşmaktadır.



Şekil 6.16 Davranış Spektraları

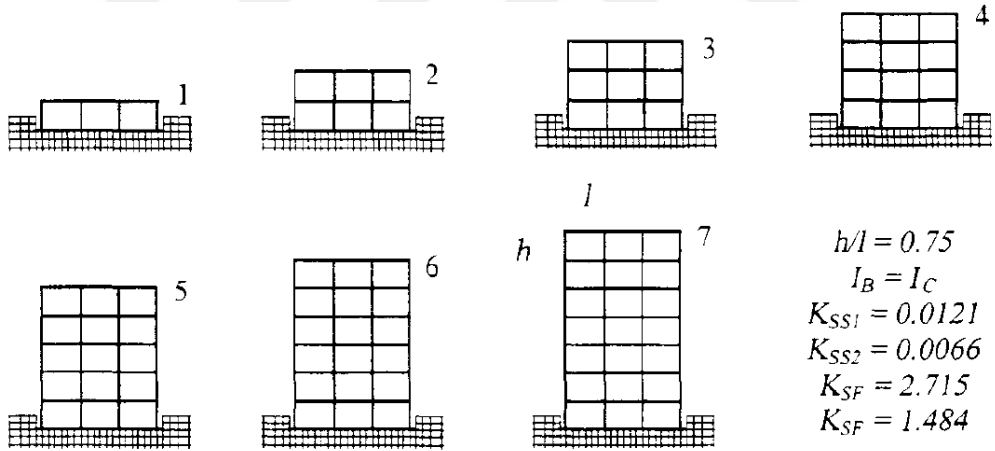
a) rijit diyafram

b) esnek diyafram

c) birleştirilmiş davranış

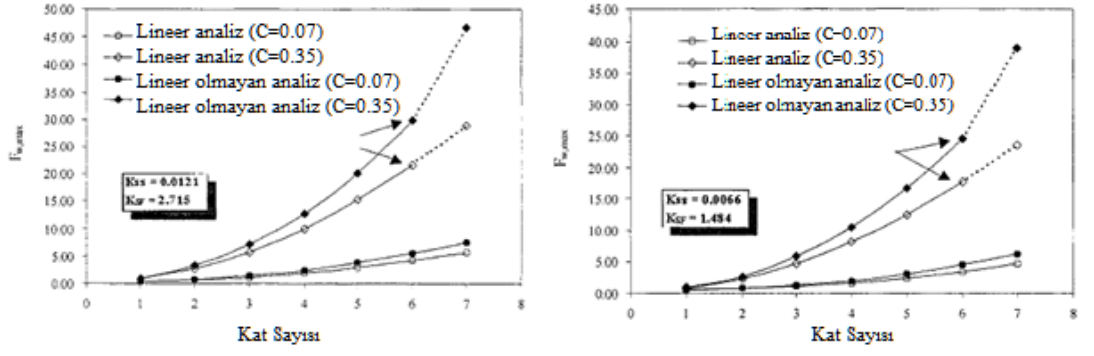
Buradan bodrum katlarının ve perdelerinin hesaba katılması ile yapı davranış spektrasının önemli ölçüde değiştiği görülmüştür. Şekil 6.21c' ye göre, bodrum katlar düşük salınımlarını 1 saniyeden daha büyük periyotlarda yapmaktadır. Ayrıca, bodrum katların davranışı ana kayanın eğrisi ile benzerlik göstermektedir.

Massimo vd. (2001), yarı statik şartlar altında zemin – temel - çerçeve etkileşimini tanımlamak için SOFIA (*Soil Frame Interaction*) adlı bir sonlu eleman kodu geliştirmişlerdir. Çalışmada özellikle yapı - zemin arasındaki rijitlik farkının ve yapı kat sayısının etkisi üzerinde durulmuştur (Şekil 6.17). Farklı kat sayısına sahip çerçeveler üzerinde hesapladıkları bağıl rijitlik katsayılarına göre (K_{ss} , zemin - yapı rijitlik katsayısı; K_{sf} , zemin - temel rijitlik katsayısı) zemin-temel-yapı davranışını incelemişlerdir. Rijitlik katsayılarını; yapı ve zeminin elastisite modüllerine, yapısal elemanların atalet momentlerine ve zeminin Poisson oranına bağlı olarak tanımlamışlardır. Analiz; temel kazısı, düşey ölü ve hareketli yüklerin statik olarak uygulanması, her kat seviyesinde uygulanan pseudo-statik olarak hesaplanmış deprem yüklerinin etkilmesi olarak 3 aşamadan oluşmaktadır.



Şekil 6.17 Analiz edilen çerçeve sistemler

Dinamik yükler altında K_{ss} ve K_{sf} rijitlikleri azaltıldığında, çerçeve temellerinde oluşan farklı oturmaların da azaldığı görülmüştür (Şekil 6.18). Aynı eğilimin statik yükler altında da geçerli olduğunu gösterip, analizlerini doğrusal ve doğrusal olmayan davranışlara göre yapmışlardır. Deprem ivmesinin zemin kitesinde oluşturduğu gerilme değişimi de incelenmiştir. Ayrıca, ilk kattaki farklı kolonlar üzerinde oluşan iç tesir kuvvetlerinin (F_w) değişimlerini de göstermişlerdir.



Şekil 6.18 Rijitlik değişiminin iç tesir kuvvetleri üzerindeki etkisi

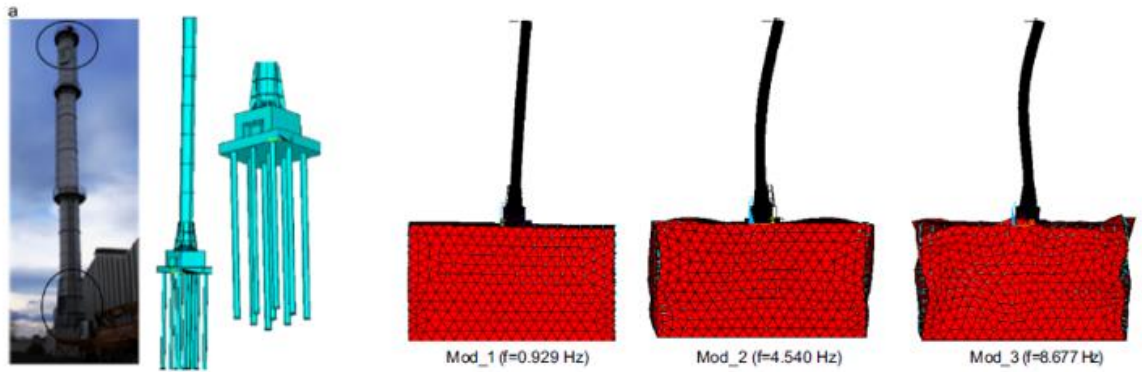
Gouasmia vd. (2007), kat sayısı düşük olan sıradan binaların dinamik yükler altındaki davranışını incelemişlerdir. Genel olarak zemin-temel-yapı etkileşiminin özel yapılarda (önemli yapılar, geniş köprüler, nükleer santraller vb.) göz önünde tutulduğunu, oysa gerçekte sıradan yapılar için de önemli sorunlar oluşturabileceğini belirtmişlerdir. Çalışmalarında 2D sonlu eleman yazılımı kullanarak 5 katlı bina üzerinde 48 farklı analiz yapmışlardır. Bina altında 3 farklı zemini tek tabaka olarak ve tabaka kalınlıklarını değiştirerek modellemişlerdir. Böylece, yumuşak zemin şartlarının, rijitliği yüksek zemin koşullarının aksine yapının salınım periyodunu uzattığını belirtmişlerdir. Ayrıca yapı doğal titreşim moduna yakın frekansların hakimiyetinde olan deprem kayıtlarının yapı üzerinde daha büyük etkiler oluşturduğunu ve tabaka kalınlığı artarken zemin rijitliği azaltıldığında yapının periyodunun yükseldiğini göstermişlerdir.

Thangaraj vd. (2010), ANSYS yazılımını kullanarak, zemin-temel-yapı etkileşiminin göz önüne alındığı ve alınmadığı durumda izotrop, homojen bir zemin üzerinde bulunan radyejeneral temelin davranışını incelemişlerdir. Analizlerde yapının rijitliği sabit alınırken, zemin ve temelin rijitlikleri değişken tutulmuştur. Zemin-temel-yapı etkileşimini ihmal etmeden yapılan analizlerden elde edilen toplam ve farklı oturmaların daha düşük olduğunu ve zemin rijitliğindeki değişimin sonuçları etkileyen ana parametre olduğunu belirtmişlerdir.

Xiujian vd. (2010), bir depolama tankı altında oluşan gerilme ve oturma dağılımlarını ANSYS yazılımını kullanarak hesaplamışlardır. Analiz sonuçlarını yerinde ölçümlerle kıyaslayarak, bilgisayar yazılımlarında doğru parametre ve kriterlerin kullanılmasıyla gerçeğe çok yakın sonuçların elde edilebileceğini göstermişlerdir.

Hora vd. (2012), zemin-temel-yapı etkileşiminin doğrusal olmayan davranışını bilgisayar çözümüne dayalı bir yaklaşımla hiperbolik model kullanarak tanımlamışlardır. Analizler kendilerinin geliştirdikleri doğrusal olmayan davranışı sağlayacak, iterasyon sayısı artan bir algoritma ile yapılmıştır. Sonuçlara dayanarak zeminin doğrusal olmayan davranışının yapı elemanlarında yüklerin dağılımında önemli bir rol oynadığını belirtmişlerdir.

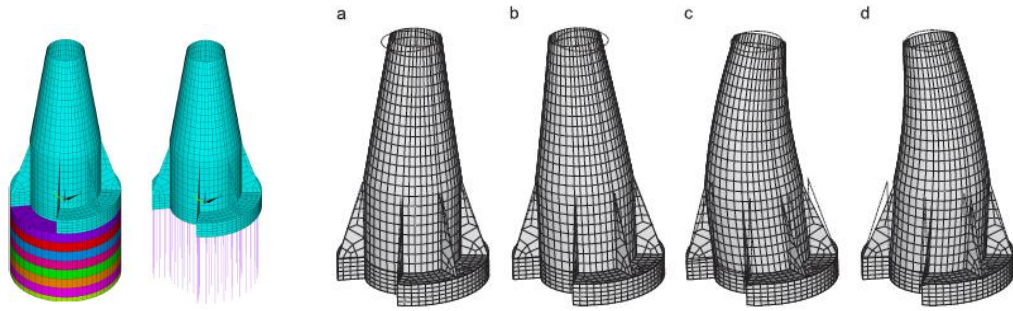
Livaoğlu (2014), Samsun Yeşilyurt'taki 52 m boyunda çelik bacanın dinamik davranışını incelemiştir. Dinamik davranışın tanımlanması için önce bacanın çalışmadığı durumda arazide ölçümler alınmıştır. Daha sonra aynı ölçümler baca faaliyete geçtikten sonra, ısı etkisi göz önünde tutularak yapılmıştır. Ayrıca ANSYS ile, yapı ve zemin aynı ortamda modellenip, sonuçlar sahada elde edilmiş gerçek ölçümlerle karşılaştırılmış ve sonuçların uyumlu olduğu belirtilmiştir (Şekil 6.19).



Şekil 6.19 Baca modeli ve analiz sonuçları

Francoins vd. (2014), İspanya'da bir gözlem teleskopu yapısının dinamik davranışını üzerinde çalışmışlardır. Yapılacak ölçümlerin ve görüntülerin kalitesi açısından teleskopun 10 Hz frekansta çalışabilecek şekilde projelendirildiğini belirtmişlerdir. Arazide yapmış oldukları ölçümlerle ve sonlu eleman yöntemini kullanarak hazırladıkları modellerle elde ettikleri sistem frekansları üzerinde çalışmışlardır. Temel tabanının tutulu (ankastre) kabulü ile yapılan çözümlerde yapının rezonans frekansının 14.3 Hz olduğu, sayısal çözümlerde ise (FEM-BEM) bu değer 11.2 Hz seviyelerine düştüğü gözlemlenmiştir. Ancak, uygulanan çözüm yöntemi çok fazla zaman aldığından süreyi kısaltacak kabuller yapılmıştır. Bu yaklaşımla teleskop temeli altında bulunan kazık başlıklarının rijit olduğu kabulünün yapılmasının hesap işlemleri

süresini azaltacak en kolay çözüm yöntemi olduğu anlaşılmıştır. Sistemin doğal rezonans frekansı 11.7 Hz. olarak hesaplanmıştır (Şekil 6.20).

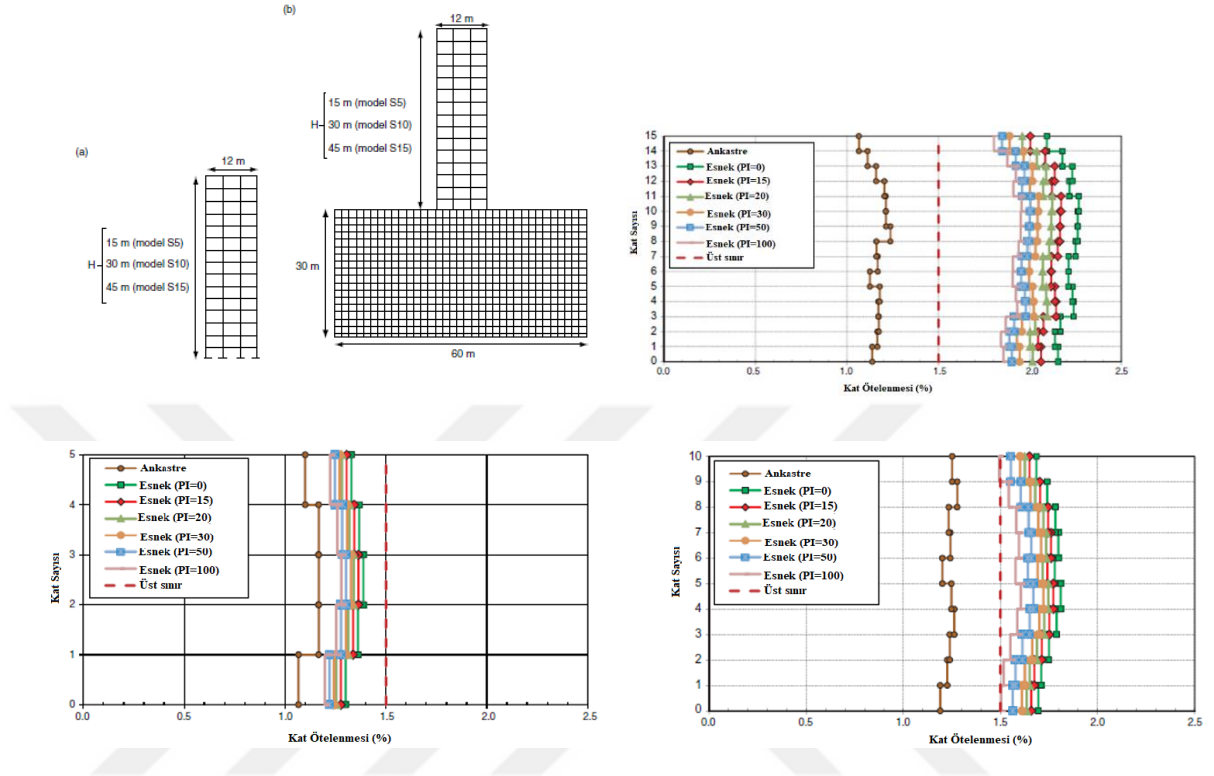


Şekil 6.20 Model ve yapı modları

Fatahi vd. (2014), yumuşak zemin tabakası üzerinde bulunan orta yükseklikte bir binanın dinamik davranışına zemin rijitliğinin (I_p , plastisite indisi) etkisini incelemiştir. Önce, killi zemin üzerinde oturan 5, 10 ve 15 katlı yapıların modeli oluşturulmuştur. Daha sonra yapının taşıyıcı eleman kesitlerine, AS3600-2009 (*Australian Standard for Concrete Structures*) standardına göre belirlenmiş 4 farklı deprem ivmesi kaydı uygulanmıştır. Oluşturulan çerçeve sistemleri sonlu farklar yöntemi ile çalışan FLAC 2D yazılımında iki farklı sınır koşulu gözönünde tutularak, ankastre bağlı (*fixed base*) zemin-temel-yapı etkileşimi durumunun olmadığı ve bunun sağlandığı esnek mesnetlenerek (*flexible base*) modellenmiştir. Farklı deprem kayıtlarına göre yapılmış doğrusal olmayan (*fully non-linear*) dinamik analizlerden elde edilen katlar arası ötelenme sonuçları taban mesnet durumlarına göre karşılaştırılarak irdelenmiştir. Analiz sonuçları, yumuşak zeminde oturan binaya etkileyen taban kesme kuvvetinin zemin plastisite indisinin yükselmesiyle arttığını, buna karşın katlar arası ötelenmenin azaldığını göstermişlerdir (Şekil 6.21). Ayrıca, plastisitedeki azalmanın zemin-temel-yapı etkileşimini azalttığını belirtmişlerdir.

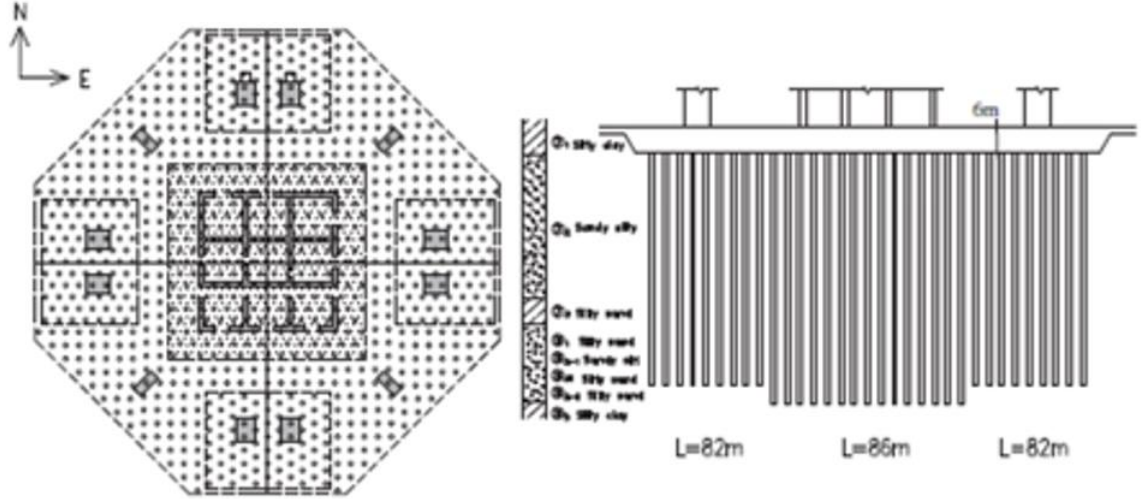
Jayalekshmi vd. (2014), 275 m boylu endüstriyel bacanın dinamik yükler altındaki yapı -zemin etkileşimini incelemiştir. Modellemede LS-DYNA sonlu eleman programı kullanılmıştır. Ek olarak lineer farklı özelliklere sahip zemin davranışlarının belirlenmesi için ProShake 3D yazılımını kullanmışlardır. Baca gövdesi üzerinde bulunan yapısal açıklıklar da modele dahil edilmiştir. Zemin-temel-yapı etkileşimi göz önünde tutularak elde edilen, temel üzerinde oluşan radyal ve teğetsel eğilme momentleri Indian Standard 11098:1984'e göre yapılmış geleneksel yöntem hesap sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak bacanın sahip olduğu doğal frekans

değerlerinin zeminin esnekliğinin (*flexibility*) artması ile azaldığını belirtmişlerdir. Yapı tepkisinin (*structural response*), yapıdaki boşlukların sisteme dahil edilmesi ile arttığını belirtmişlerdir.



Şekil 6.21 Model ve plastisitenin kat sayısına göre yatay ötelenmeler üzerindeki etkisi

Tang vd. (2014), Şanghai Merkez Kulesi kazıklı radyejeneral temelini (Şekil 6.22) analizlerini yeniden değerlendirerek zemin-temel-yapı etkileşiminin tanımlanması için temeli yüzen hibrid yöntem ile araştırmışlardır. Yapmış oldukları deformasyon analizini 4 aşamada oluşturmuşlardır. (1) Kazı sonrası tabanda oluşan kabarma (2) Yapının ölü ağırlığından dolayı yeniden yükleme (3) Hareketli yüklerden dolayı oluşan düşey deformasyon (4) Kalıcı yüklerden dolayı oluşan zemin oturmaları. Yapıdan zemine yük aktarımında kazıkların ve radyejeneralin yük paylaşımı da göz önüne alınmıştır. Elde edilen sonuçlar ölçüm değerleri ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca toprak basınçlarına dayalı çözümler ile rüzgar yükünden kaynaklanan devrilme momentlerinin azaltılması ve kontrol edilmesi üzerinde de çalışmışlardır. Sonuçta, yapımı devam eden Merkez Kulesi'nin geliştirdikleri yaklaşımlarla 121 kattan daha fazla kat sayısına sahip olabileceği gösterilmiştir.



Şekil 6.22 Şanghay Merkez Kulesi temeli ve kazık uygulaması

Justo vd. (2014), 137 m yüksekliğindeki yapının 2.00 m kalınlığındaki betonarme temelinin altında oluşan deformasyonların ve temelde belirecek momentlerin hesaplamasını yapmışlardır. Zemin ortamı kısmen ayrıışmış bazalt ve volkanik cürufan oluşmaktadır. Oluşan deformasyonlar temelin altına yerleştirilmiş ekstansometreler ile ölçülmüştür. Araziden sağlanan sonuçlarla, Plaxis 3D sonlu eleman yazılımı kullanılarak elde edilen analiz sonuçları kıyaslanmıştır. Zemin parametreleri olarak kaya sınıflandırma sistemlerine göre elde ettikleri rijitlik parametrelerini elastik, Mohr-Coulomb ve pekleşen zemin (HS) modellerinde kullanmışlardır. Kullanılan üç yenilme modeli de kabul edilebilir sonuçlar vermiş olsa da boşaltma - geri yükleme durumunun mevcut olmasından dolayı pekleşen zemin modelinin daha gerçekçi olduğu belirtilmiştir. Temelde oluşan momentlerin, kayaların kütle deformasyon modülleri azaldığında veya kullanılan sonlu eleman ağı sıklaştırıldığında arttığı da bulgular arasındadır.

Torabi vd. (2014), doğrusal olmayan davranışa sahip zemin üzerine inşa edilmiş lineer elastik tek serbestlik dereceli bir yapının sismik yüklemeler altındaki davranışının belirlenmesini 3D/FEM yazılımıyla incelemişlerdir. Yapısal davranışın doğruluğunun sağlanması amacıyla santrfüj deneyi kullanılarak yumuşak doygun kil zemin üzerinde bulunan, lineer elastik yapının davranışının gerçekliğini arttırmaya çalışmışlardır. Parametrik çalışmalar sonucunda narin yapıların SSI etkilerine (doğal frekans, cisimsel dönme, taban kesme kuvvetleri) karşı daha duyarlı olduğunu belirtmişlerdir.

Ayrıca görece yapı-temel rijitliği ve boy-en oranının yapı-zemin etkileşimini kontrol eden önemli parametreler olduğunu belirtmişlerdir.

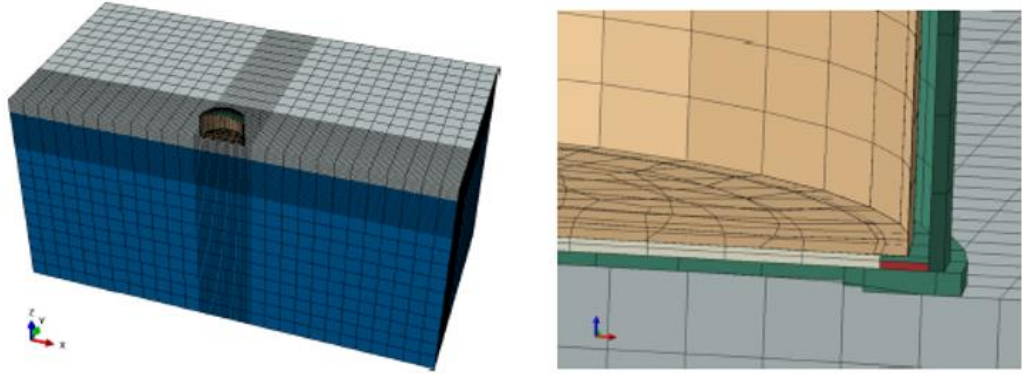
Hokmabadin vd. (2014), zemin-temel-yapı etkileşimini göz önünde tutarak, farklı temel tiplerinin yapının davranışı üzerindeki etkisini incelemişlerdir. Çalışmalarını 3 farklı durum altında gerçekleştirdikleri sarsma tablası sonuçları ile yürütmüşlerdir: (1) zemin-temel-yapı etkileşiminin göz önünde tutulmadığı ankastre mesnet durumu (*fixed base*) (2) yumuşak zemin üzerinde bulunan yüzeysel temelli yapı ve (3) yumuşak zemin ortamında bulunan kazıklı temele sahip yapı analizi. FLAC 3D sonlu farklar yazılımı kullanılarak 3 farklı durum için sayısal modeller oluşturup elde ettikleri sonuçları deneysel çalışma sonuçları ile karşılaştırmışlardır. Buradan, temel tipi seçiminin yapının sismik yükler altındaki davranışını doğrudan etkilediği görülmüştür.

Basile (2015), üç boyutlu sonlu elemanlar (FEM) ve sonlu farklar (FDM) metodlarını kullanarak düşey yükler altındaki kazıkların doğrusal olmayan davranışını incelemiştir. Elde ettiği sonuçları alternatif sayısal çözümler ve gerçek arazi ölçümleri ile karşılaştırmıştır. Zeminin doğrusal olmayan davranışının göz önüne alınması ile radyejeneral ve kazıkların davranışının tahmininde oldukça gerçekçi sonuçların elde edilmesinin sağlandığını belirtmiştir.

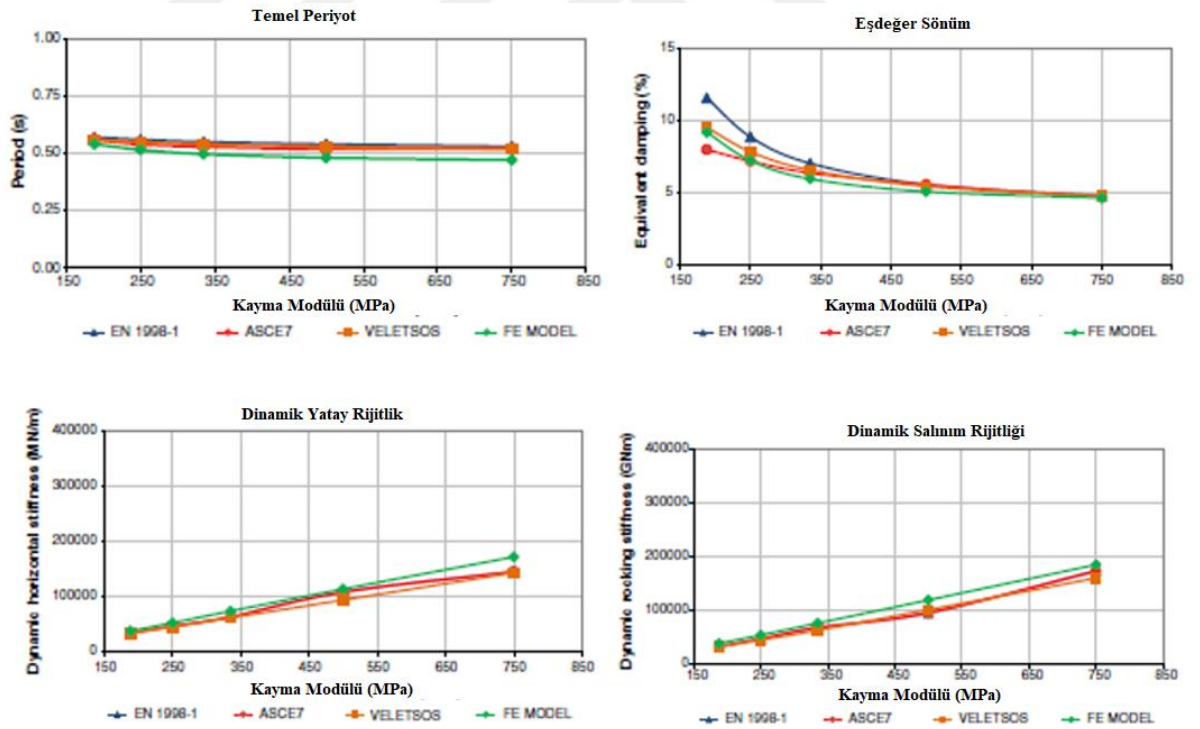
Tradigo vd. (2015), aralarında yapısal bir bağlantı olmayan radyejeneral ve kazıkların davranışı üzerinde çalışmışlardır. Bu uygulamanın temelde oluşan oturmaların azaltılması için kullanıldığı belirtilmiştir. Yük transferi temel ile kazıklar arasına iri daneli malzeme doldurularak sağlanmaktadır. Çalışmada 3D sonlu eleman yazılımı kullanılarak farklı sayıda ve konfigürasyona sahip kazık sistemleri için zeminin doğrusal olmayan davranışı modellenmiştir. Çalışmada ana ölçütün düşey yükleme altında kazıklarda oluşan aksenal yük ve moment kapasiteleri olduğu belirtilmiştir. Sonuçta, radyejeneral ile kazıklar arasındaki dolgu kalınlığının artırılmasının, temel altında oluşan toplam oturma ve rijitlik verimliliğini azaltıcı yönde etki yaptığını öne sürmüşlerdir.

Ruiz vd. (2015), sıvı yakıt tanklarının dolu durumda dinamik yükleme altındaki davranışını ABAQUS sonlu eleman yazılımı ile incelemişlerdir (Şekil 6.23). Yapının zeminden gelen dinamik etki karşısındaki tepkisini belirleyen ana yapısal elemanın,

temel olduğunu ileri sürmüşlerdir. Genel olarak analizleri basitleştirmek amacıyla; zemini homojen ve elastik, temeli ise ankastre olarak modellemişlerdir. Değişken zemin özelliklerine göre elde ettikleri sonuçları, Veletsos ve Damodaran'nın (1975) zemin için kullandığı Voigt hacim elemanı olarak temsil ederek, EN 1998-1 ve ASCE 7-05 standartlarına göre hesaplanan değerlerle uyumlu sonuçlar elde ettiklerini göstermişlerdir (Şekil 6.24).



Şekil 6.23 Tank'ın FEM modeli



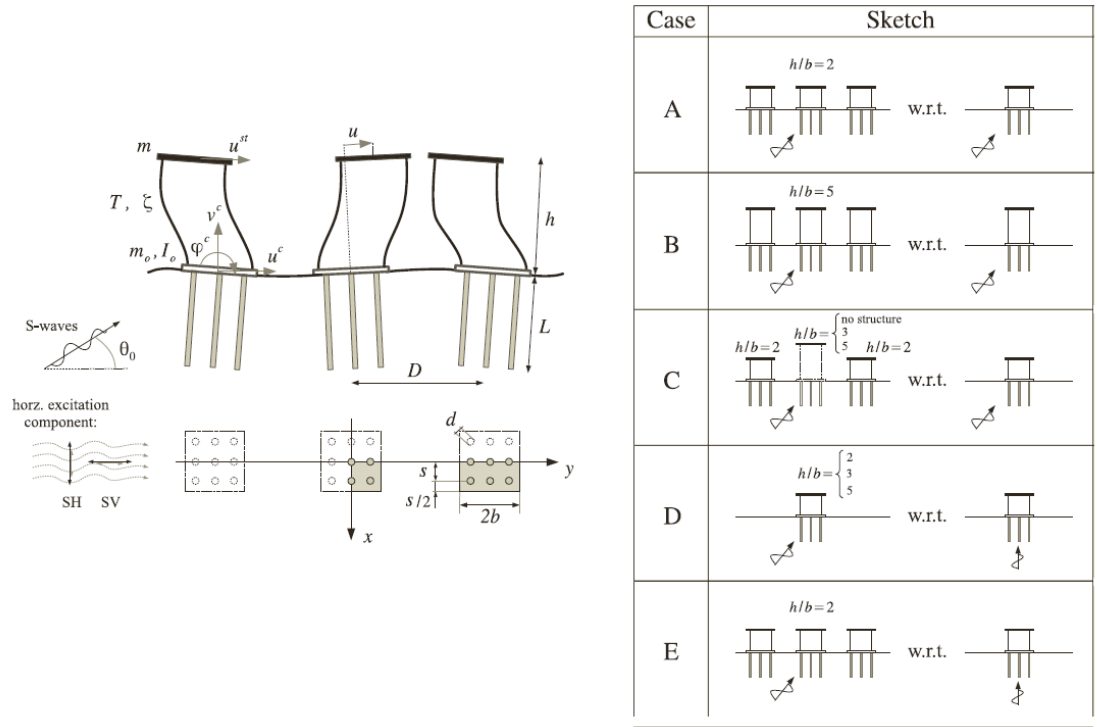
Şekil 6.24 Karşılaştırmalı dinamik parametre değerleri

Hojjan vd. (2015) yapısal analizlerde, yapının daha çok ankastre sınır koşulları altında ele alındığını ve bu yaklaşımla ihmal edilen zemin davranışının sonuçlar üzerinde

oldukça etkili olduğunu belirtmekle beraber zemin davranışının modele dahil edilmesinin zaman ve işlem kapasitesi açısından önemli zorluklar ortaya çıkardığını öne sürmüşlerdir. Bu sebeple araştırmacılar farklı kazık gruplarının dinamik yükler altındaki davranışını, santrifüj deneyi sonucunda elde ettikleri veri tabanından (DBM, *data-based method*) faydalanarak yapay sinir ağı (ANN, *artificial neural network*) ve *support vector machine* (SVM) yöntemleri kullanarak tanımlamaya çalışmışlardır. Deneysel modeli SAP2000 yazılımının sonlu elamanlar modülü ile de analiz etmişlerdir. DBM'nin oluşturulmasında santrifüj deneyinde uygulanan 17 farklı deprem kaydından elde edilen 30 tepki (*response*) kaydı kullanılmıştır. ANN'de girdi olarak; pik ivme değeri (g), deprem kaydının genlik faktörü, kolonların uzunluğu (m), kolon üzerindeki kütle (m) ve kazık sayısını kullanmışlardır. Çıktı olarak ise, kolon ve kazık başlarında oluşan maksimum ivme değeri alınmıştır. Sonuçta, kazıklı temellerin dinamik davranışları için ANN ve SVM yöntemleri ile elde ettikleri sonuçların test sonuçlarına oldukça yakın olduğunu göstermişlerdir.

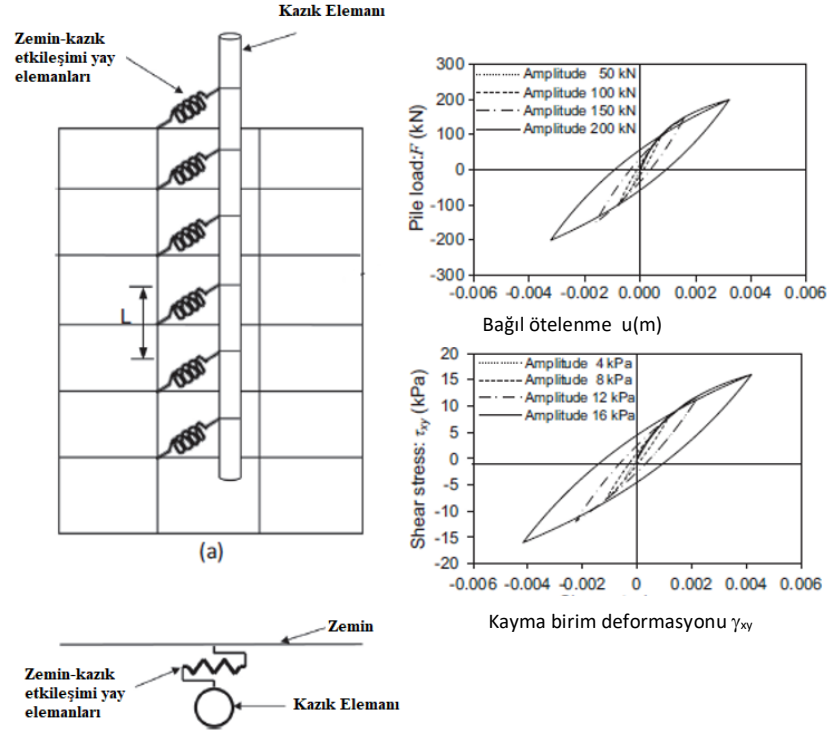
Guillermo vd. (2015) çalışmalarında dinamik davranışı incelenen yapının genellikle tek başına analiz edildiğini, yerleşim alanlarında böyle bir durumun gerçeği yansıtmadığını ve komşu binaların etkisinin ihmal edilemeyeceğini öne sürmüşlerdir. Analizlerinde yatay doğrultuda konumlandırılmış kazıklı temellere sahip (3x3 adet kazık) 3 binanın dinamik yükleme altında etkileşimini incelemişlerdir. Modellerinde zemin için sınır elemanlar (BEM, *Boundary Element Method*), yapı ve kazıklar için ise sonlu elemanlar metodlarını (FEM, *Finite Element Method*) kullanılmıştır. Tüm malzemelerin davranışını lineer olarak tanımlamışlardır. Gurup olarak analiz ettikleri modelleri tek başına analiz edilmiş bina sonuçları ile karşılaştırmışlardır (Şekil 7.25). Sonuçta, zemin-temel-yapı etkileşiminde en büyük etkiyi dalga tipinin ve etkime açısının yarattığını belirtmişlerdir. Genelde en kötü durumu oluşturduğu kabul edilen, yapıya göre dik yönden gelen sismik yüklemenin her koşulda geçerli olmadığını göstermişlerdir. Gurup olarak yapılan analiz sonuçlarına göre yapılar arasındaki mesafenin, tek başına incelenen binanın davranış spektrası üzerinde arttırıcı veya azaltıcı yönde etkisi olduğunu açıklamışlardır.

Mahmoud vd. (2015), kazıkların davranışlarını SSI ile tanımlamışlardır. Kazıklarda oluşan gerilmelerin çevredeki zemin ile olan etkileşimi (kinematik etkileşim: *kinematic interaction*) ile üst yapının davranışına karşı gösterdikleri tepki (atalet



Şekil 6.25 Model ve analiz şartları

etkileşimi: *inertial interaction*) tarafından kontrol edildiğini belirtmişlerdir. Kazıkların davranışında bu iki ana faktörün görece ağırlığını belirlemek amacıyla 2D sonlu eleman analizleri yapılmıştır. Gerçekte 3D durumunda olan kazığın etrafını saran zeminle olan etkileşimini, yaylar ve yükleme-deformasyon histeresis ilmiklerini kullanarak 2D modelde tanımlamışlar (Şekil 6.26) ve gerekli sayısal hesapları göstermişlerdir. Elde ettikleri sonuçları literatürdeki diğer benzer çalışmalar ile karşılaştırmışlardır. Sonuç olarak kısa/rijit kazıkların veya doğal periyodu zemin periyodundan düşük olan binalarda kinematik etkileşimin daha etkin olduğunu belirtmişlerdir. Ayrıca, atalet etkileşimi durumunun, kazık-temel birleşim bölgelerinde oluşan yüksek momentlerin gelişiminde hakim olduğunu göstermişlerdir.



Şekil 6.26 Kazıkların 3D davranışlarının 2D olarak tanımlanması

6.3. SSI Çalışmalarının Değerlendirilmesi

Zemin – Temel – Yapı (SSI) etkileşimi ile ilgili literatür incelendiğinde en belirgin bulgu 2D ve 3D olarak incelenen sistemlerde sayısal analiz tekniklerinin geliştirildiği ancak, temel zemininin yeterince temsil edilmediği izlenimi edinilmektedir. Özellikle zemin rijitliğinin normal yüklenmiş/aşırı konsolide özelliği yaklaşımı ile ifade edilmemiş olması konuda doldurulması gerekli alanlardan biri olarak belirmiştir.

Bu tez kapsamında, statik ve dinamik koşullarda SSI'nın incelenmesinde mühendisler tarafından rağbet edilen kullanıcı dostu yazılımlar yerine, gelişmiş analiz ve çözümlere olanak sağlayan Diana Fx+ programı ile çalışılmasının daha gerçekçi sonuçlara olanak sağlayacağı görüşü ağırlık kazanmıştır.

Diana Fx+ sonlu eleman programının en önemli özelliği hem yapının hem de zeminin doğrusal olmayan davranışlarının modellenmesine olanak sağlamasıdır. Başlangıçta sadece yapı analizi kodu olarak kullanılan bu yazılıma daha sonraki yıllarda ileri zemin modelleri de dahil edilerek 2015 modeli geliştirilmiştir.

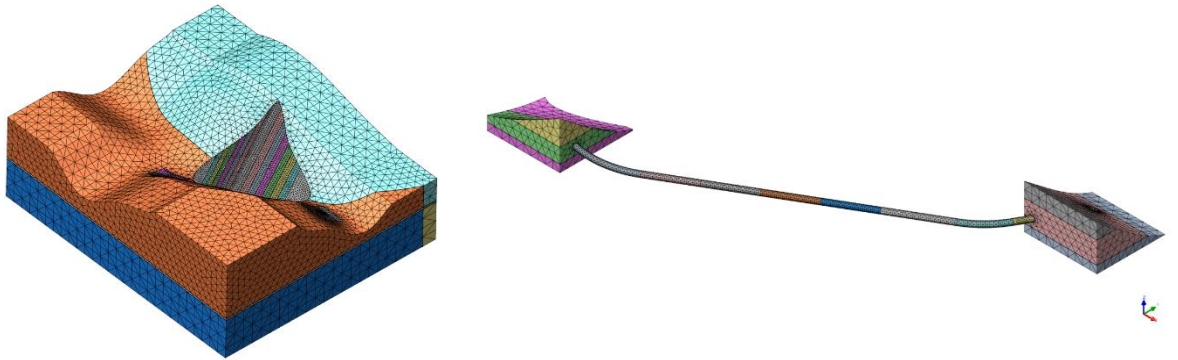
7. ANALİZ ve YÖNTEM

7.1. DIANA FX+ Sonlu Eleman Programı

DIANA (*DI*splacement *ANA*lyzer), yapı ve geotekniğin birlikte analizleri için geliştirilmiş ileri ve çok amaçlı bir 3D sonlu elemanlar yazılımıdır. Standart sonlu elemanlar yazılımları genel olarak sınırlı mühendislik problemlerini çözebilmektedir.

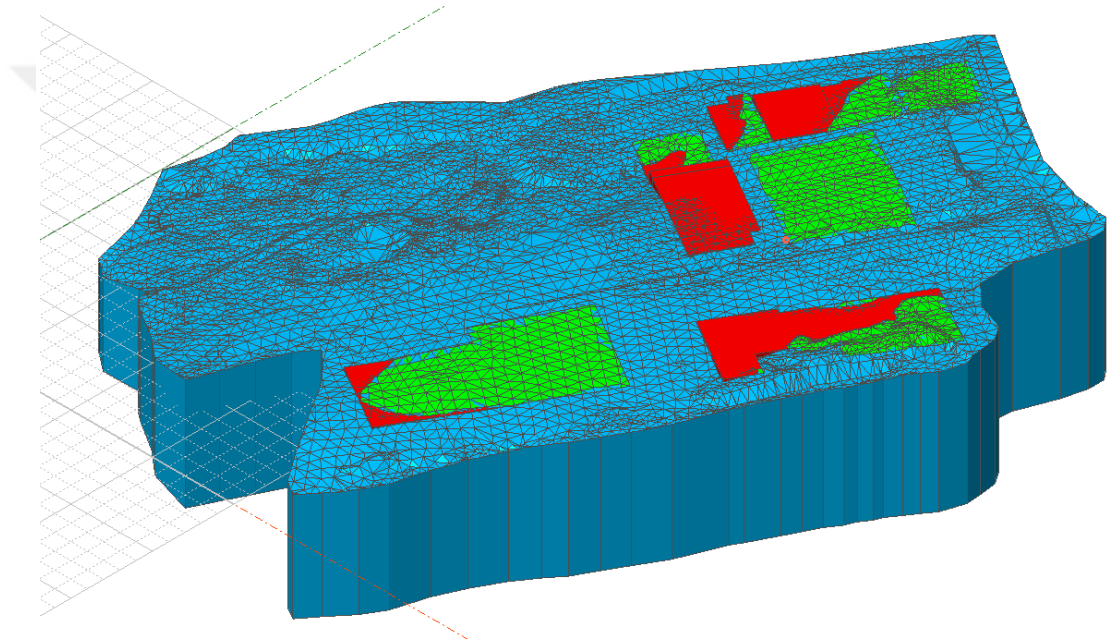
Ancak, alışlagelmişlerin dışındaki problemler ileri modelleme ve analiz işlevselliği gerektirmektedir. Bu durumlara örnek olarak baraj gibi büyük yapıların tasarımı, karmaşık doğrusal olmayan malzeme davranışlarının temsili, yangın, deprem ve patlamalar gibi aşırı yüklenme koşullarından ortaya çıkan gerilmeler ve yüksek yapının zemin ile etkileşimini içeren karmaşık modeller gösterilebilir. DIANA, geniş malzeme modelleri veri bankası ve analiz kapasitesi ile geleneksel mühendislik çözümlerinin yanı sıra yukarıda anılan problemlerin çözümü için olanak sağlamaktadır.

Yazılım, Fx+(Midas) geometri ve DIANA Solver analiz modülleri olmak üzere 2 ana kısımdan oluşmaktadır. Geometrik modelin oluşturulduğu Fx+ ara yüzü yüksek kapasiteli ve hassas modellerin oluşturulmasına olanak sağlamaktadır. Şekil 7.1. de bu yazar tarafından 2014 yılında 1:1 ölçekte modellenmiş kaya dolgu baraj için oluşturulmuş model gösterilmektedir (İKU, 2014). Gerçek eş yükselti değerlerine göre modellenmiş olan vadi topoğrafyasının farklı rijitlik özelliklerine sahip yamaçları, derivasyon tüneli ve tünel çıkışlarındaki ayrılmış bölgeler modele dahil edilebilmiştir.



Şekil 7.1 Dolgu Baraj ve Derivasyon Sisteminin FEM Modellemesi

Şekil 7.2’ de ise 1 km² lik alan gerçek doğal topoğrafya yüzeyine göre modellenmiş ve sahada yapılacak kazı ve dolgu hacimlerinin büyük oranda doğrulukla hesaplanması sağlanmıştır (İKU, 2015). Bu örnekler, geoteknikte kullanılmakta olan diğer sonlu eleman programları ile işlem kapasitesi açısından değerlendirildiğinde olumlu özellikler olarak belirmiştir. Ayrıca Diana FX+ yazılımı ile dinamik çözümler için Modal Analiz yöntemini (*Eigen Analysis*) kullanarak Rayleigh parametreleri doğrudan hesaplanabilmektedir. Ancak yapılan tercihte esas neden; yazılım ile zemin ve yapısal elemanlarda lineer olmayan malzeme modellerinin tanımlanabilmesi yeteneğidir.

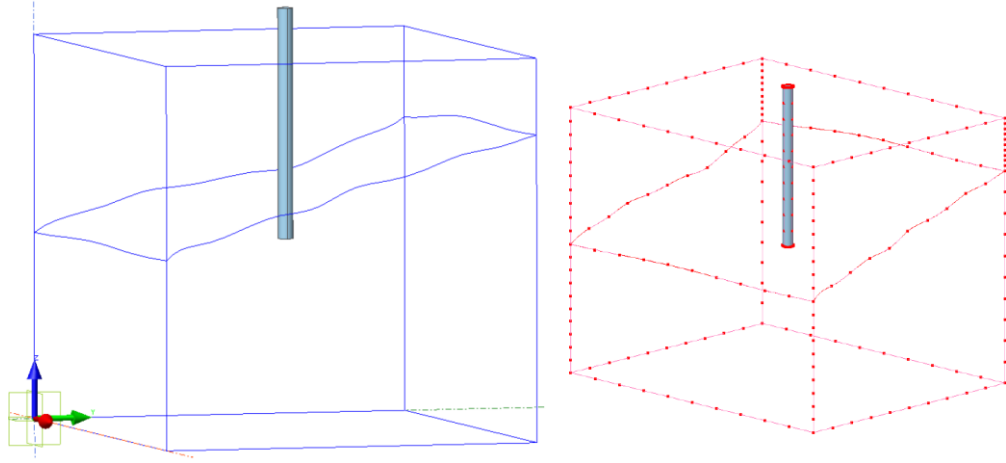


Şekil 7.2 1 km² lik alan için oluşturulmuş yüzey geometrisi

7.2. Modelleme ve Analiz

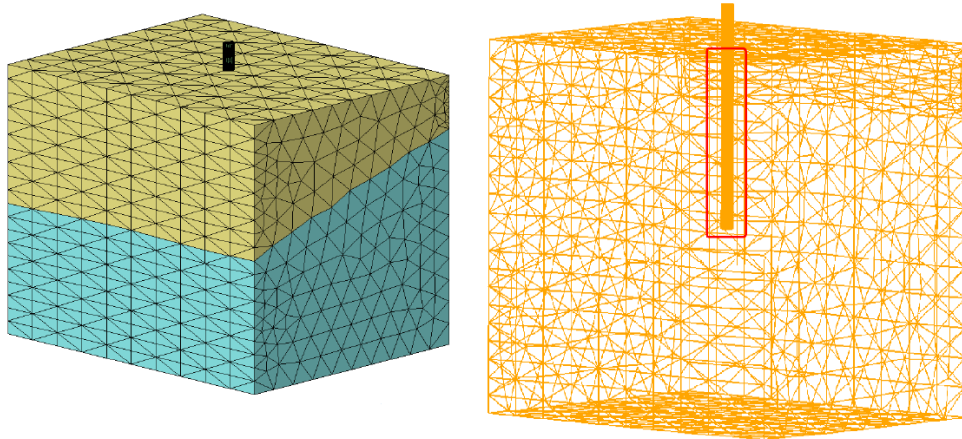
7.2.1. Sonlu eleman Ağının Uyumu

Çalışma kapsamında modeller üzerinde karşılaşılan ilk ve en önemli sorun; model genelinde tüm sonlu eleman ağının uyum ve devamlılığının kullanıcının kontrolünde sağlanması gerekliliğidir. Şekil 7.3 te hacim elemanı (*solid*) olarak modellenmiş zemin ve kazık örneği gösterilmektedir.

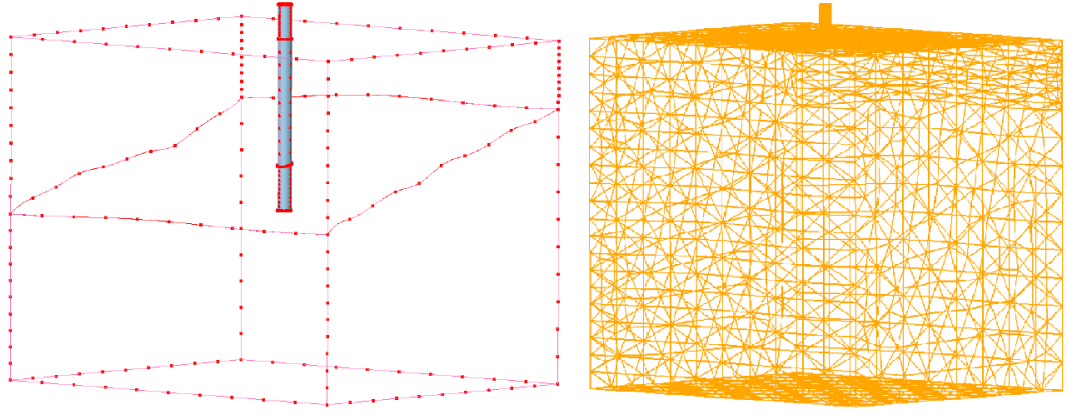


Şekil 7.3 Sonlu eleman ağı uyumu; temel model ve bakır düğüm noktaları

Hacim elemanları arasında herhangi bir geometrik ilişki sağlanmadan oluşturulan ağda serbest yüzeyler gösterildiğinde (Şekil 7.4), kırmızı çerçeve içerisinde kalan bölgenin, kazığın gömülü kısmının zemin elemanları tarafından tutulmadığını göstermektedir. Bu durumda beliren sakınca, modelin analiz aşamasında kazık etrafında geçerli sınır koşulları sağlanamaması sonucu kazığın bağımsız hareket etmesi, böylece çözümde yakınsama sorunlarının belirmesidir. Bu aşamada gerekli uyum, farklı yüzey veya hacimler arasındaki kesişim ortamlarında geometrik izdüşümler ile oluşturulmaktadır. Bu amaçla kazık, geçiş bölgelerine göre 3 parçaya ayrılmış ve kazığı kesen her yüzey üzerinde kazığın izdüşümü oluşturulmuştur (Şekil 7.5). Zemin kitlesi içerisinde serbest yüzeylerin görünmeyişi, model için gerekli sonlu eleman ağı uyumunun sağlandığını göstermektedir.



Şekil 7.4 Gömülü kazık üzerinde serbest yüzeyler



Şekil 7.5 Sonlu eleman uyumunun sağlanması

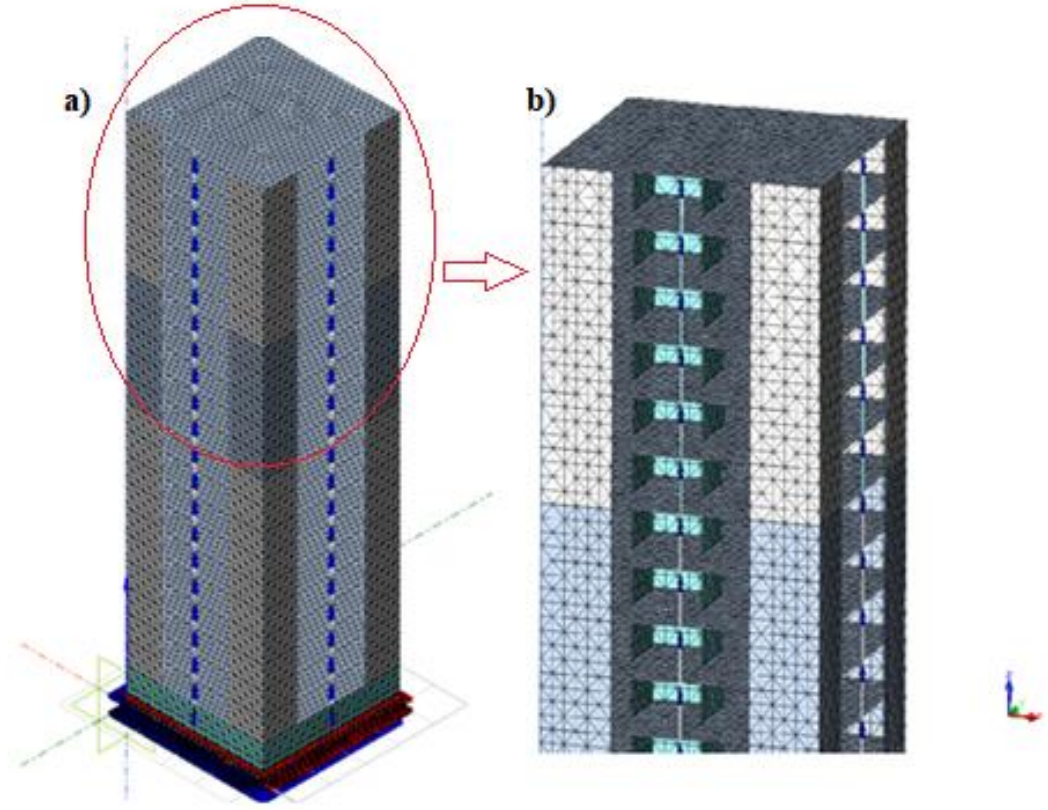
Sonlu eleman ağı uyumunun denetlenmesi için verilen tekil kazık modelinde düğüm noktalarının sürekliliğinin kontrolü, yapısal eleman sayısının az olması nedeni ile oldukça kolaydır.

7.2.2. Yapı Modelinin Kalibrasyonu

Zemin-temel-yapı etkileşiminde beliren farklı değişkenlerin etkisinin incelenmesi, ilk olarak tipik bir yapı modelinin davranışının kontrolü ile yapılmıştır. Bu denetleme, yapı mekaniği alanında yaygın olarak kullanılan SAP2000 V.17 ile Diana Fx+ 9.5 sonlu eleman yazılımlarında yapılan analizlerin karşılaştırılması ile yapılmıştır.

Seçilen örnek model, 2 Bodrum+Zemin+20 normal kattan oluşmaktadır. Radyejeneral (yayıllı temel) kalınlığı 1.50m, ilk 10 kat için kolon kesitleri 0.8x0.8m, perde kalınlıkları ise 0.40m'dir. Sonraki 10 kat için ise kolon kesitleri 0.6x0.6m, perde kalınlıkları ise 0.30m dir. Bina oturma alanı (kalıbı) 24.0x24.0m, yüksekliği ise 84.0m dir. Bu modelde zemin ortamının özelliği göz önüne alınmamış (Şekil 7.6) temelde tam tutulu mesnet (*fixed base*) koşulları oluşturulmuştur (Şekil 7.6a).

Her iki yazılımda modellenen yapının modal analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Şekil 7.7'de SAP2000 ve Diana FX+ programlarından elde edilen davranış mod şekillerini göstermektedir. Tekrarlı yüklemeler altındaki yapının davranışı kütle katılım oranlarına göre yeterli sayıda mod şekli ile temsil edilebilmektedir.



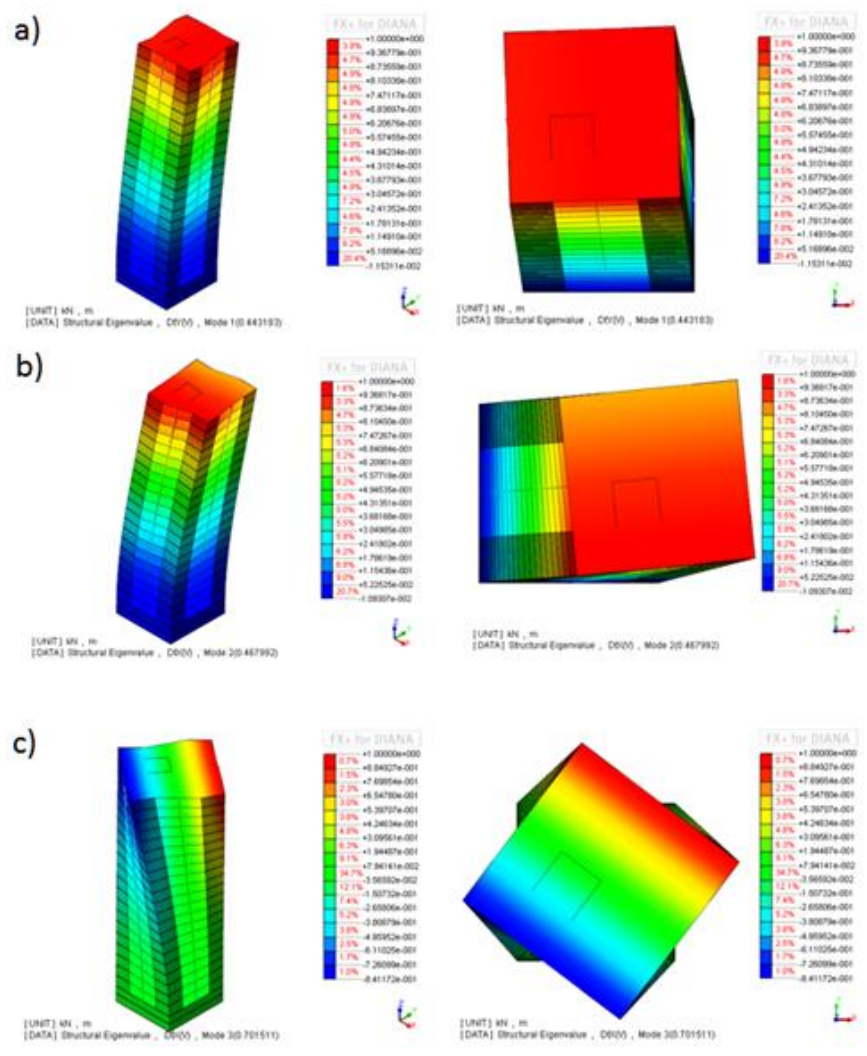
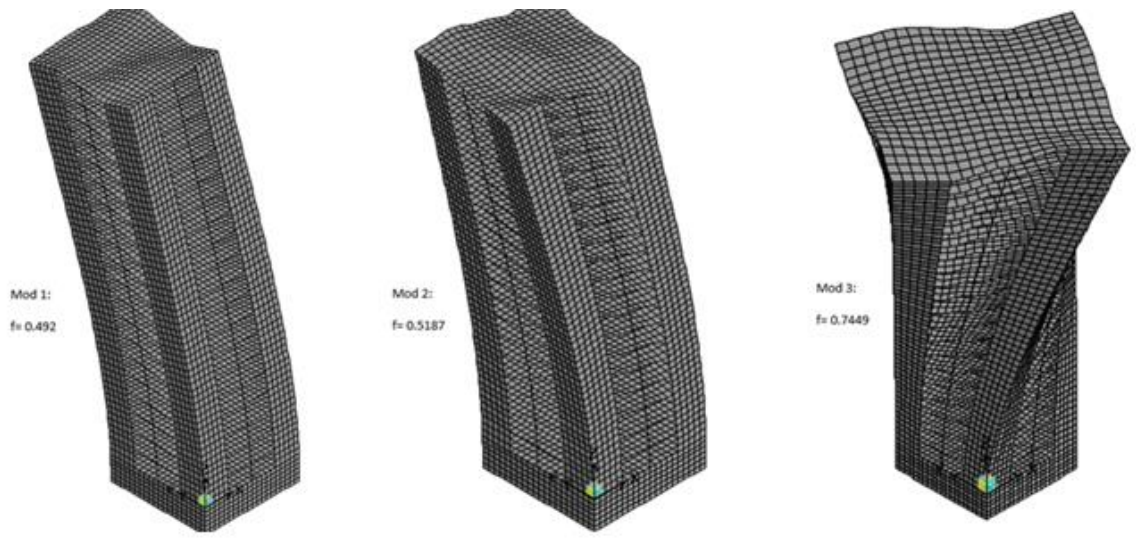
Şekil 7.6 Karşılaştırılmalı modal analiz örneği

a) Mesnetleme durumu b) Yapısal elemanlar

Bina hakim periyotları, Diana Fx+ ve SAP2000 yazılımlarında karşılaştırıldığında benzer sonuçlar elde edilmiştir. Tablo 7.1’de örnek olarak SAP2000 ile yapılan karşılaştırma sonuçları verilmiştir.

Tablo 7.1. Bina Hakim Periyotları

		SAP 2000	Diana FX+	Fark %
Mod 1	T_y (s)	2.03	2.27	11.8
Mod 2	T_x (s)	1.93	2.12	9.8
Mod 3	T_b (s)	1.34	1.41	5.2



Şekil 7.7 SAP2000 ve DIANA Fx+ modal analiz sonuçları karşılaştırması

Diana FX+ ile elde edilen y-ekseni yönündeki kütle katılım oranlarını gösterir değerler incelendiğinde (Tablo 7.2), kırmızı çerçeve içine alınmış satırlar yığışimli (*cumulative*) yüzde değerleri için sıçrama noktalarıdır. Bu değişimlerden faydalanarak modelin Rayleigh parametreleri (α ve β katsayıları) belirlenebilmektedir. Ayrıca, y-ekseni yönündeki maksimum artış değerinin Mod 1 satırında olduğu görülmektedir. Bu da yapının birinci modunun y eksenini yönünde olduğunun göstergesidir.

Tablo 7.2 Yapının y-ekseni yönünde kütle katılım oranları

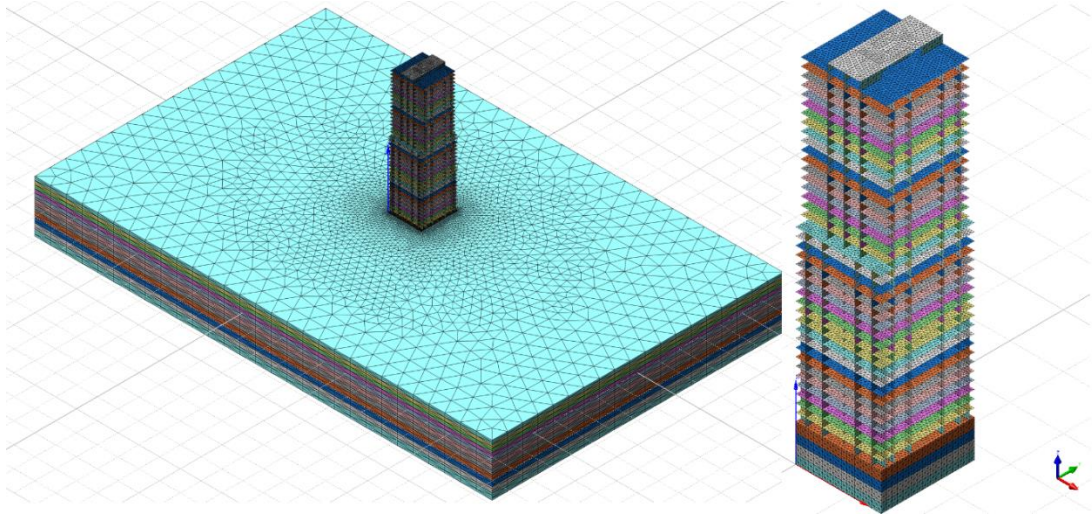
MODE	FREQUENCY	EFF.MASS TY	PERCENTAGE	CUM. PERCENT.
1	0.44318E+00	0.77814E+04	0.48347E+02	0.48347E+02
2	0.46799E+00	0.24398E+03	0.15159E+01	0.49863E+02
3	0.70151E+00	0.16193E+02	0.10061E+00	0.49963E+02
4	0.21357E+01	0.24489E+04	0.15215E+02	0.65178E+02
5	0.22607E+01	0.12999E+01	0.80767E-02	0.65186E+02
6	0.33680E+01	0.47282E+01	0.29377E-01	0.65216E+02
7	0.50681E+01	0.27628E+01	0.17166E-01	0.65233E+02
8	0.52435E+01	0.13219E+02	0.82130E-01	0.65315E+02
9	0.52923E+01	0.94102E+03	0.58467E+01	0.71162E+02
10	0.54777E+01	0.40167E-01	0.24956E-03	0.71162E+02
11	0.55130E+01	0.32202E+01	0.20007E-01	0.71182E+02
12	0.60117E+01	0.13039E+02	0.81015E-01	0.71263E+02
13	0.60325E+01	0.10776E+02	0.66953E-01	0.71330E+02
14	0.61065E+01	0.11827E+00	0.73483E-03	0.71331E+02
15	0.70188E+01	0.11702E+00	0.72705E-03	0.71331E+02
16	0.72463E+01	0.78914E+01	0.49030E-01	0.71380E+02
17	0.72819E+01	0.12685E+02	0.78811E-01	0.71459E+02
18	0.73237E+01	0.90913E-03	0.56485E-05	0.71459E+02
19	0.73721E+01	0.35984E-02	0.22357E-04	0.71459E+02
20	0.77741E+01	0.49628E+00	0.30835E-02	0.71462E+02
21	0.82717E+01	0.44994E+00	0.27955E-02	0.71465E+02
22	0.82805E+01	0.29966E+01	0.18618E-01	0.71484E+02
23	0.87511E+01	0.35106E+01	0.21812E-01	0.71506E+02
24	0.92048E+01	0.23906E+03	0.14853E+01	0.72991E+02
25	0.93097E+01	0.23667E+03	0.14704E+01	0.74461E+02
26	0.93688E+01	0.13779E+02	0.85609E-01	0.74547E+02
27	0.96108E+01	0.88129E+01	0.54756E-01	0.74602E+02
28	0.96992E+01	0.40490E+01	0.25157E-01	0.74627E+02
29	0.10027E+02	0.59076E+01	0.36704E-01	0.74664E+02
30	0.10334E+02	0.16704E+00	0.10378E-02	0.74665E+02

Eigen analizinde ilk modlarda hakim davranış salınımlarına erişildiğinden 30 mod'a kadar değerlendirme yapılmıştır. Bu durumda 30. son mod'da sistemin %75 kütle katılım oranına erişilmiştir. Yüksek katlı yapılar için modal analizlerde bu oranın en az %90 mertebelerine çıkması gerekmektedir. Bu nedenle %90 seviyelerine ulaşmak için analiz girdisi olarak mod sayısının 50 ila 100 arasında olması gerekmektedir.

7.2.3. Analizi Yapılan Yapı Modelinin Seçilme Gerekçeleri

Temel ve zeminle etkileşimi incelenecek üst yapı, aşırı konsolide killerin ağırlıkta olduğu İstanbul Esenyurt İlçesi'nde inşa edilmiş yapılar arasından seçilmiştir. Tünel kalıp sistemi ile inşa edilen bu yapı 4 bodrum+ zemin ve 39 normal kattan oluşmaktadır (Şekil 7.8). Bina oturma alanı 32.0x35.0m boyutlarındadır. Taşıyıcı sistemi oluşturan perdelerin kalınlığı 0.30m ve 0.40m, döşeme kalınlıkları 0.20m, temel(radyejeneral) kalınlığı ise 2.00m dir. EK 1 de detaylı kalıp planları verilmiştir.

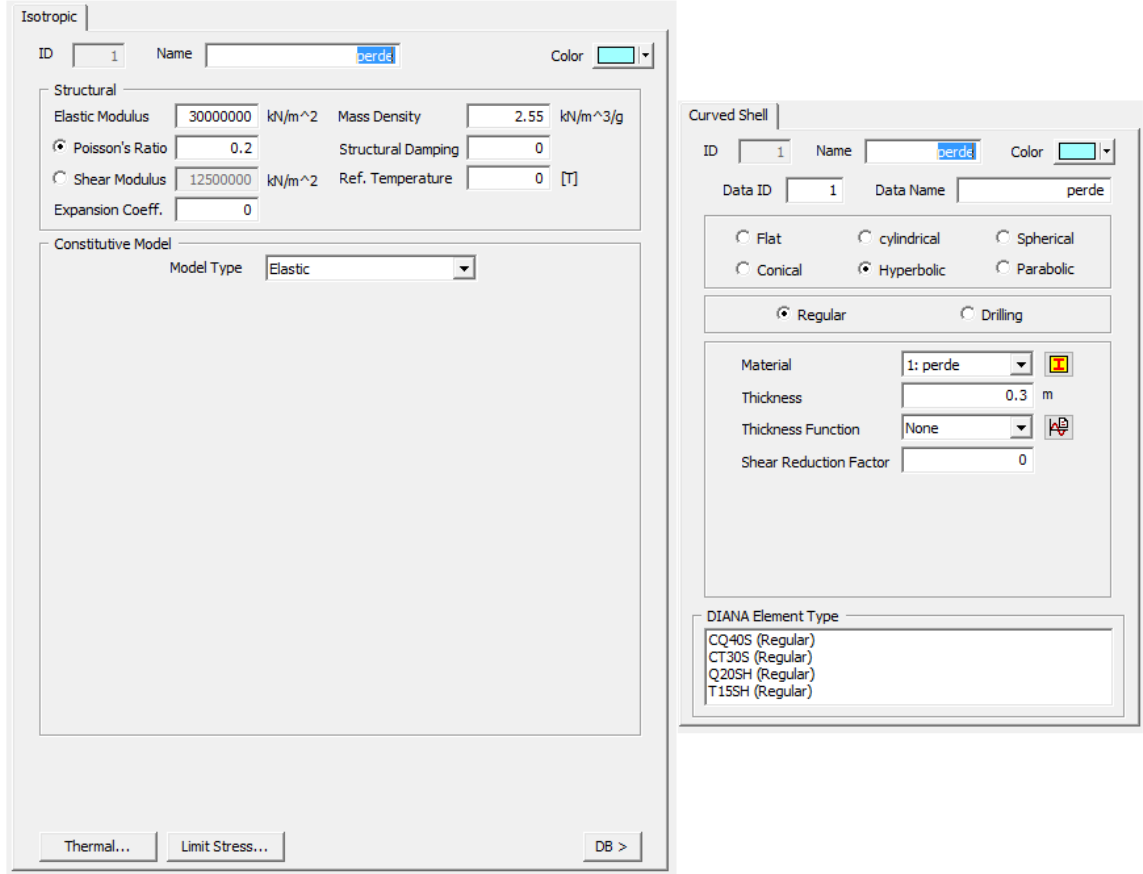
Yapının tüm öğeleri, üzerlerinde oluşacak iç tesir kuvvetlerinin hesaplanabilmesi için 2D kabuk (*2D curved shell*) elemanları olarak lineer elastik davranış gösterecek şekilde tanımlanmıştır. Analizler sonunda sonlu eleman birimleri üzerinden elde edilecek gerilme ve deformasyon değerlerinin hassasiyetlerinin artırılması amacıyla, tüm birim elemanların kenar ortalarına ilave düğüm noktaları (*quadratic element*) eklenmiştir.



Şekil 7.8 Analizlerde kullanılan model yapı

Doğrusal elastik olarak modellenen 2D kabuk elemanları için elastisite modülü $E= 30\text{GPa}$ ve Poisson oranı $\nu= 0.20$ olarak tanımlanmıştır. Yapı elemanları için birim hacim ağırlık $\rho= 24 \text{ kN/m}^3$ tür (Şekil 7.9).

Görece rijitlik farklılıkları yüksek olan zemin ve yapı elemanları arasında geçiş bölgelerinin oluşturulması ve yükleme altında bina ile zeminin bağımsız hareketlerinin sağlanabilmesi amacıyla ara yüzey elemanları (*interface element*) ayrıca modellenmiştir.



Şekil 7.9 Perde elemanlar için malzeme modeli ve değerleri

Zemin ortamı düşeyde kazı bölgesi için 4, binanın oturduğu alan dışında kalan bölgede ise 11 tabaka ile temsil edilmiştir. Böylece tabakaların istiflenme farklılıklarına bağlı rijitlik özellikleri, yer altı su seviyesindeki değişim, bodrum kat sayısına göre temelin gömme derinliği gibi değişkenlerin yapı davranışı üzerindeki etkisinin incelenmesine olanak sağlanmıştır. Ayrıca, model aşamalı analiz gerektirdiğinden (*phased analysis*) birbirinden bağımsız 138 adet sonlu eleman grubu oluşturulmuştur.

Model için zeminin rijitlik özelliklerinin tanımlanmasında Modifiye Mohr-Coulomb yenilme kriteri kullanılmıştır. Bu kriter gerekli girdi parametrelerine göre pekleşen

zemin (*hardening soil model*) modeline karşılık gelmektedir (Şekil 7.10). Zemin ortamı için ise üç boyutlu hacim elemanları (*3D solid*) kullanılmıştır.

The image shows two panels of a software interface for defining soil material properties. The left panel is titled 'Isotropic' and contains the following fields:

- ID: 4
- Name: soil
- Color: [Color Selection]
- Structural:
 - Elastic Modulus: 30000 kN/m²
 - Mass Density: 1.94 kN/m³/g
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Structural Damping: 0
 - Shear Modulus: 12500 kN/m²
 - Ref. Temperature: 0 [T]
 - Expansion Coeff.: 0
- Constitutive Model:
 - Model Type: Mohr Coulomb
 - Nonlinear Parameters:
 - Cohesion: 40 kN/m²
 - Friction Angle: 30 [Deg]
 - Dilatancy Angle: 0 [Deg]

The right panel is titled 'Name: soil' and contains the following fields:

- Aspects to include:
 - Initial stress
 - Thermal effects
 - Groundwater flow
 - Drainage
 - Rayleigh damping
- Modified Mohr-Coulomb engineering input:
 - Reference secant stiffness E50ref*: 30000 kN/m²
 - Reference unloading reloading stiffness Eurref*: 90000 kN/m²
 - Reference oedometer stiffness Eoedref*: 30000 kN/m²
 - Cohesion*: 40 kN/m²
 - Friction angle at shear failure*: 30
 - Initial internal friction angle*: 30
 - Ultimate dilatancy angle*: 0
 - Failure ratio*: 0.9
 - Power of stress level dependency*: 1
 - Reference stress: 100 kN/m²
 - Poisson's ratio: 0.2
 - Initial porosity: 0.6
 - K-ratio for normally consolidated soil: [Empty]
 - Tension cut-off: kN/m²
 - Dilatancy cut-off: [Empty]
 - Initial void-ratio: [Empty]
 - Maximum void ratio: [Empty]
 - Mass density*: 1.94 T/m³
 - Reduced mass density: T/m³

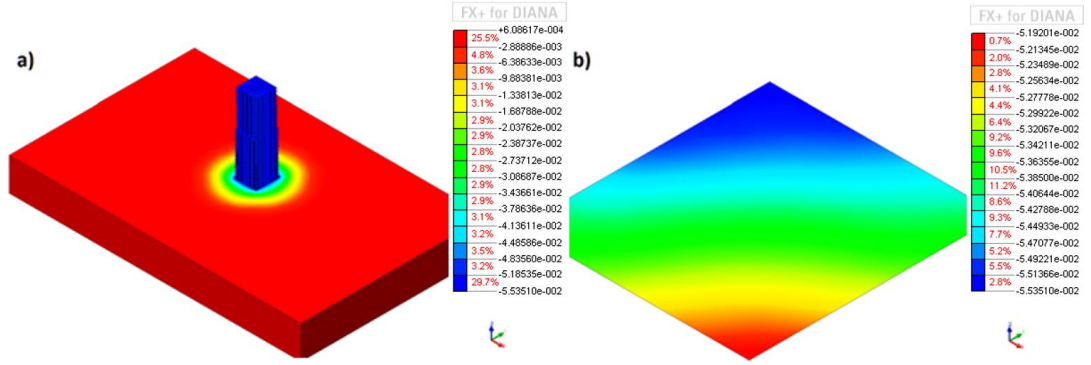
Şekil 7.10 Geliştirilmiş Mohr-Coulomb malzeme modeli değerleri

7.2.4. Analiz Yöntemi

Model, sahadaki yapım aşamalarına uygun olarak oluşturulmuştur. İlk olarak doğal durumda, herhangi bir imalat yapılmadan önce, zeminin tanımlanan rijitlik parametrelerine göre sahip olduğu düşey ve yatay gerilmelerin değişim ortamı oluşturulmuştur (*initial phase*). Daha sonra bodrum katlar için 14m kazı yapılmış ve bodrum dış perdeleri ile bina temeli aktif hale getirilmiştir. Bundan sonraki her aşamada her bir kattaki döşeme ve iç perdeler aşağıdan yukarıya doğru sıra ile modele eklenmiştir.

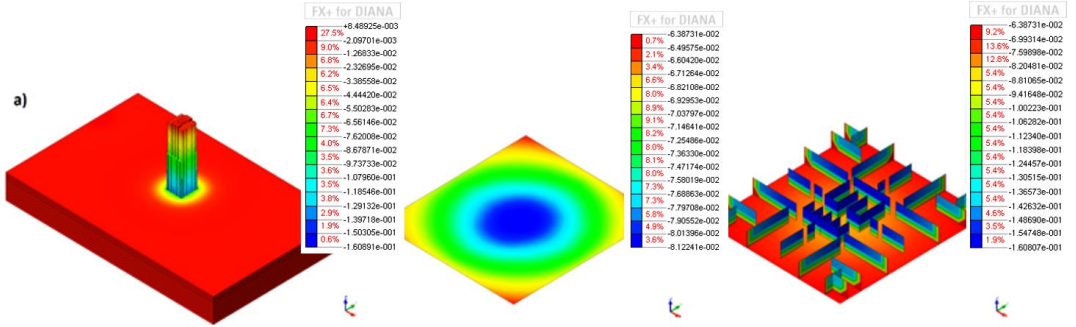
Modeller yapı mühendisliğinde genel olarak yapıldığı gibi tek ve bu çalışmada gerekliliği öne sürülen aşamalı (*phased analysis*) analizler, olarak iki şekilde

oluşturulmuştur. Tek aşamalı analizlerde bina rijit bir blok olarak davranmakta ve yükleme sonunda zeminde eşit -55.4mm düzeyinde düşey deformasyonlar oluşmaktadır (Şekil 7.11). Ancak bu davranış, düşey taşıyıcı elemanlarda yerleşim planları açısından uniform bir dağılım oluşturamayacağı için beklenmedik bir durumdur. İç perdelerin yoğunlaştığı bölgelerde düşey deformasyonların temele aktarılan yük ile doğru orantılı olarak daha yüksek olması beklenmektedir.



Şekil 7.11 Tüm bina ve temelinde oluşan $\text{TDtZ}_{\text{max}}=-55.4\text{mm}$

Aşamalı analizlerde ise, yapı bünyesinde oluşan en yüksek düşey deformasyonların (TDtZ_{max}) alt bölgelerde 4. bodrum kat iç perdeleri üzerinde olduğu Şekil 7.12' de gösterilmektedir.



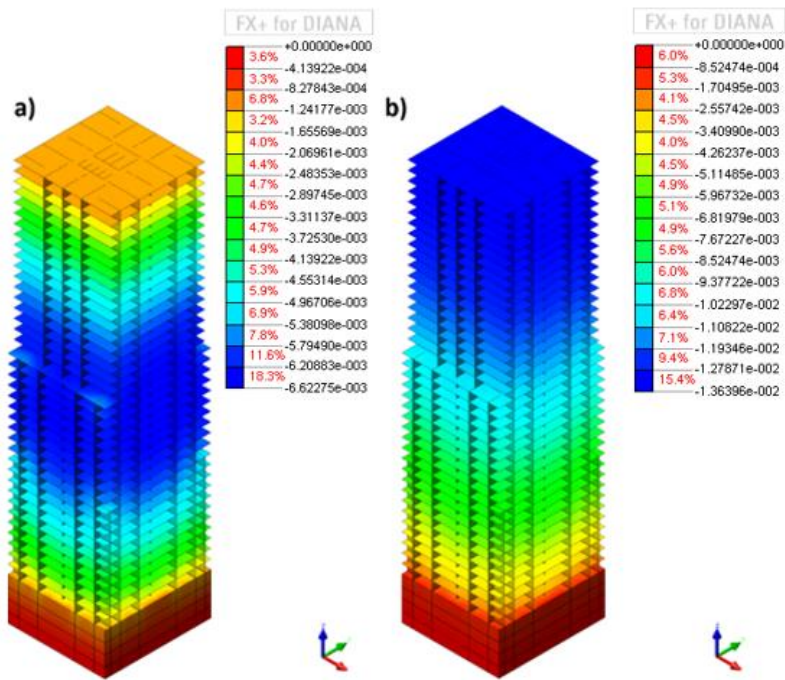
Şekil 7.12 a) Tüm yapı için $\text{TDtZ}_{\text{max}}=-161\text{mm}$, $\text{TDtZ}_{\text{min}}=-8.5\text{mm}$

b) Temelde $\text{TDtZ}_{\text{max}}=-81.2\text{mm}$

c) 4. bodrum iç perdelerinde $\text{TDtZ}_{\text{max}}=-161\text{mm}$ (net=161-81=80mm)

Temel ve iç perdeler arasındaki düşey deformasyon farklılığı, 2.00m kalınlığındaki rijit radyejeneralin gösterdiği plak davranışına (eğilme rijitliği) karşın 0.40m'lik perde duvarların gösterdiği aksenal rijitlikten kaynaklanmaktadır. Yapı elemanlarının yerleşim planına göre binanın ölü ağırlığı temel üzerinde simetrik bir etki oluştururken,

asansör perdelerinin bulunduğu orta çekirdek kısımda yük dağılımı kısıtlı bir bölgede yoğunlaşmaktadır. Burada, perdelerin temel ile birleşim bölgelerinde düşey deformasyon davranışı temel kalınlığı tarafından, perdenin üst kısımlarında ise perde rijitliği ile kontrol edilmektedir (Şekil 7.12c). Böylece, temele göre 4. bodrum kat iç perdelerinin üst kısımlarının göreceli eksenel düşey deformasyonu 80mm'ye yaklaşmaktadır (Şekil 7.12b-c). Perdelerde oluşan düşey deformasyon dağılımı katlar arasında uyumlu bir şekilde gelişmekte ve üst katlara doğru ilerledikçe perdeler üzerindeki azalan özkütle etkisiyle bu değerler de düşmektedir. Modeldeki tüm elemanlar için tanımlanmış olan rijitlik parametreleri ve malzeme modellerinin değiştirilmemesine rağmen çözüm aşama sayılarında yapılan değişikliklerin, sistem üzerinde oluşan maksimum düşey deformasyonların merteye ve konumunu doğrudan etkilemektedir. İki model arasında beliren düşey deformasyon farklılığı üzerinde ortam şartlarının etkisinin tanımlanması için; zemin ortamı hariç tutularak yapı, temel seviyesinde ankastre mesnetlenerek analiz yapılmıştır. Buna göre 45 aşamalı (Şekil 7.13a) analiz sonucunda maksimum düşey deformasyonlar binanın orta kısımlarında ve -6.6mm civarında iken tek aşamalı (Şekil 7.13b) olarak yapılan analizlerde oluşturulan modelde bu değer -14mm seviyelerine yükselmektedir. Ayrıca, maksimum düşey deformasyonlar binanın orta bölgesinden üst kat seviyelerine doğru yer değiştirmektedir (Şekil 7.13).



Şekil 7.13 Ankastre durumda analiz -a) aşamalı b) tek seferde

Geoteknikte aşamalı analizinin etkisi farklı problemlerin çözümünde de aynı sonuçları vermektedir. Clough vd. (1967) bir toprak dolgu baraj için, doğrusal elastik “tek aşamalı” ve “on aşamalı” analizleri; ortaya çıkan yatay, düşey deformasyonlar ve kayma gerilmeleri açısından karşılaştırmışlardır. İki analiz arasındaki farkın yatay yer değiştirmeler açısından çok küçük olduğunu belirtmişlerdir. Ancak düşey yer değiştirmeler söz konusu olduğunda, oldukça farklı sonuçlar ortaya çıktığı görülmüştür. Tek aşamalı analizde maksimum düşey hareket krette oluşurken, 10 aşamalı bu hareket yaklaşık olarak baraj yüksekliğinin ortasında belirmektedir. Baraj uygulamalarında aşamalı analiz hakkındaki bir başka çalışma da Zomorodian vd. (2006) tarafından Sange Siah Barajı için yapılmıştır. Bu baraj, İran’da 33m yükseklikte ve kret uzunluğu 351.6m olan kil çekirdekli kaya dolgu yapısıdır. Baraj, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 15 ve 31 kademeli olacak şekilde modellenerek analiz edilmiştir. Analizlerde, bir veya daha fazla aşamalı modelin tanımlanmasının oturma dağılımı ve miktarında farklı sonuçlara yol açtığı belirlenmiştir. İnşaat mühendisliği alanındaki tüm uygulamalar kademeli olarak yapılmaktadır. Bu çalışmada da kademeli analiz, sonuçları doğrudan etkilediği bulgusuna ulaşılmıştır.

7.2.5. Zemin Rijitliğinin Yapı Davranışı Üzerindeki Etkisi

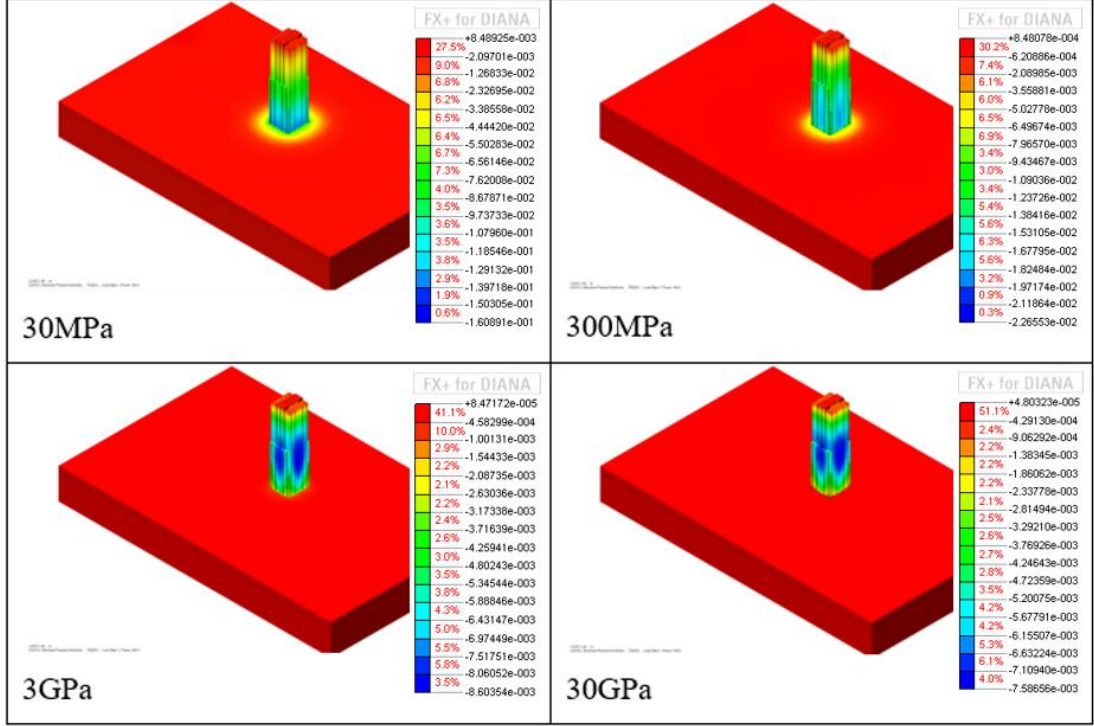
Aşamalı analizler için zemin rijitliğindeki değişimin, yapı bünyesinde oluşacak düşey deformasyonlara olan etkisi ayrıca değerlendirilmiştir (Şekil 7.14). Zemin rijitliğinin 30MPa’dan 30GPa’a kadar arttırılarak yapılan analizlerden elde edilen sonuçlar Tablo 7.3’de özetlenmiştir.

Tablo 7.3. Zemin rijitliğine bağlı olarak üstyapıda oluşan maksimum düşey hareketler

	30 MPa	300 MPa	3 GPa	30 GPa
TDtZ _{max} (mm)	-161	-22.6	-8.6	-7.6

Beklendiği gibi artan zemin rijitliği, üstyapıda oluşan düşey deformasyon değerlerini azaltmıştır. Bunun yanında, rijitlikteki artış, maksimum düşey deformasyonun oluştuğu bölgenin yerinin değişmesine neden olmuştur. Zemin rijitliği 30 MPa ile temsil edildiğinde yapının alt kısımlarında oluşan maksimum düşey deformasyon bölgeleri, zemin rijitliğinin artmasıyla ankastre mesnetli örnekte olduğu gibi binanın orta kısımlarına ilerlemiştir (Şekil 7.15). Bu bulgu SSI’nın göz önüne alınmadığı

çözümlerde, yapı bünyesinde oluşan deformasyonlar ile bunlara bağlı olarak oluşacak iç tesir kuvvetlerindeki değişimin birlikte incelenmesi gerekliliğini öne çıkarmaktadır. Bu özellik de yapının boyutlandırmasında önemli değişikliklere neden olacaktır.

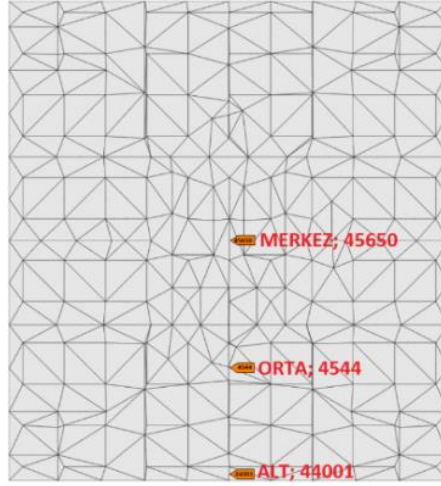


Şekil 7.14 Zemin rijitliğindeki değişimin yapı üzerindeki etkisi

Zemin ortamı temsili için alınmış olan 30GPa yüksek bir değer kabul edilebilir. Bu denli yüksek bir parametrenin değerlendirmelere katılması, sadece rijitlik seviyesinin yapının davranışı üzerindeki etkisinde sınır değerini belirleme amacını taşımaktadır. 3GPa ve 30GPa analizlerinin hem Tablo 7.3'deki sayısal değerlerinin oldukça yakın olması, hem de Şekil 7.14'teki şematik gösterimde maksimum düşey deformasyon bölgelerinin yapının aynı kat seviyelerinde oluşması 3GPa lık bir rijitliğin üst limit için yeterli olduğunu göstermektedir.

7.2.6. Radyejeneral Temel İçin Parametrik Çalışma

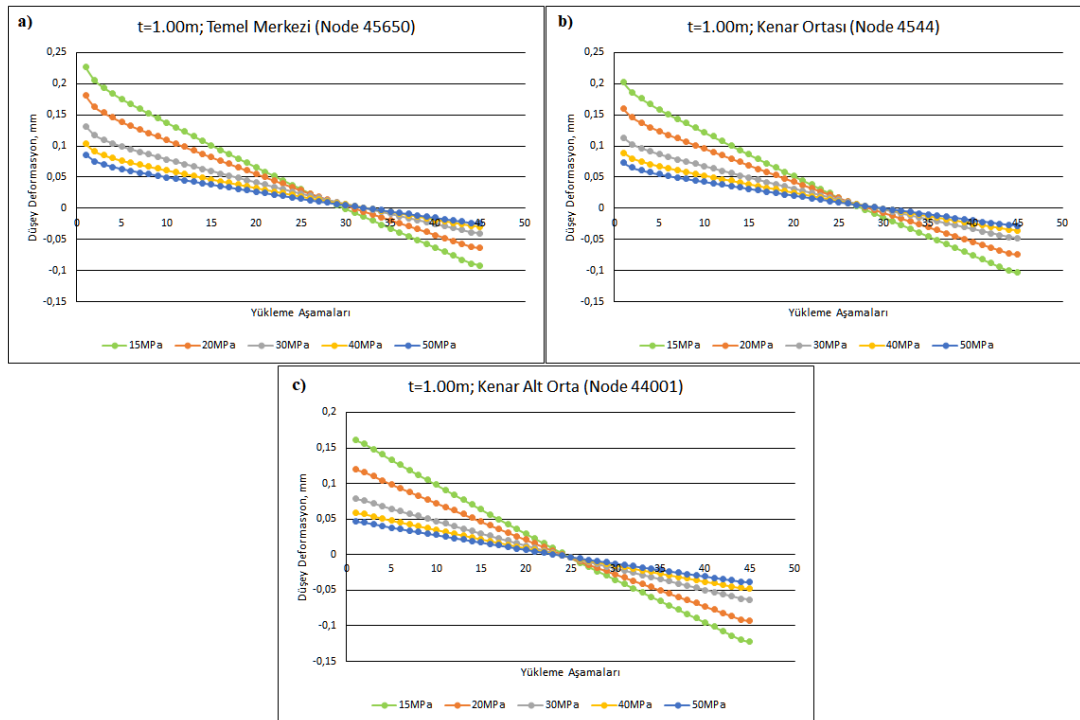
SSI'de statik düşey yükler altındaki davranışın tanımlanabilmesi amacıyla, temel kalınlıkları ve zemin rijitliklerinin değiştirilmesiyle parametrik bir çalışma yapılmıştır. Temel kalınlığı $t=1.0-1.5-2.0$ ve $2.50m$ olarak değişirken, zeminin referans kiriş rijitliği (E_{50ref}) 15-20-30-40 ve 50MPa olarak alınmıştır. Yapı simetrisinden yararlanılarak temel üzerinde seçilen düğüm noktaları Şekil 7.15'te gösterilmiştir.



Şekil 7.15 Temel üzerinde seçilen referans düğüm noktaları (plan görünüşü)

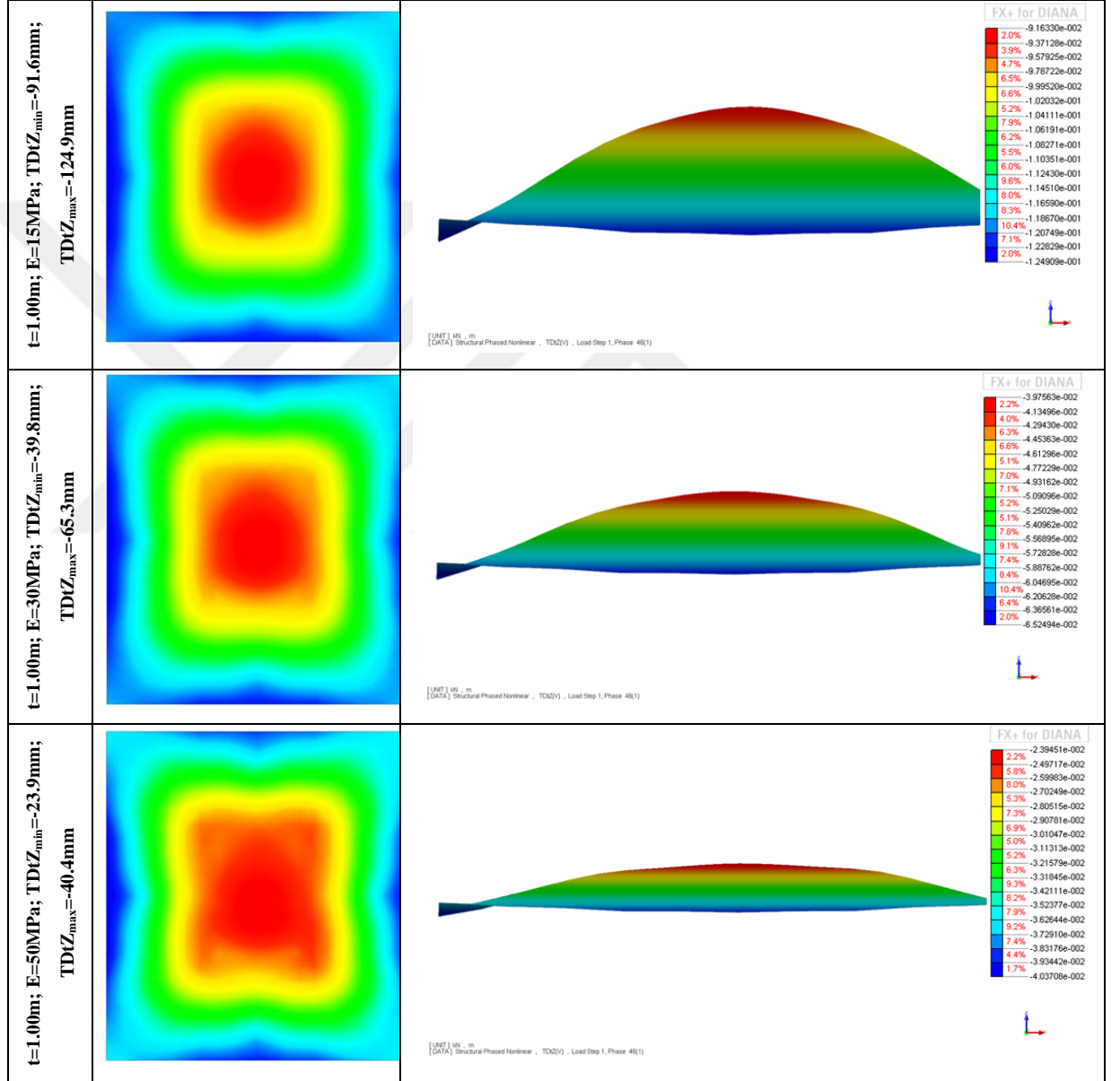
Bu örnekte radyejeneral kalınlığı $t=1.00\text{m}$ olarak seçilmiştir. Kazı ile kaldırılacak örtü yükünden dolayı yaklaşık olarak 20. kat seviyesine kadar temelde beliren düşey hareket değerlerinin pozitif (kabarma) olduğu görülmektedir. Farklı temel kalınlıkları için de benzer sonuçlar elde edilmiş ve temel kalınlığı açısından alt ve üst limitler olan $t=1.00$ ve $t=2.50\text{m}$ değerlendirmeye alınmıştır.

Temel kalınlığı $t=1.00\text{m}$ ve değişen zemin rijitlikleri için, aşamalı analizler sonucu temelde oluşan çökme eğrileri Şekil 7.16’ da gösterilmiştir.



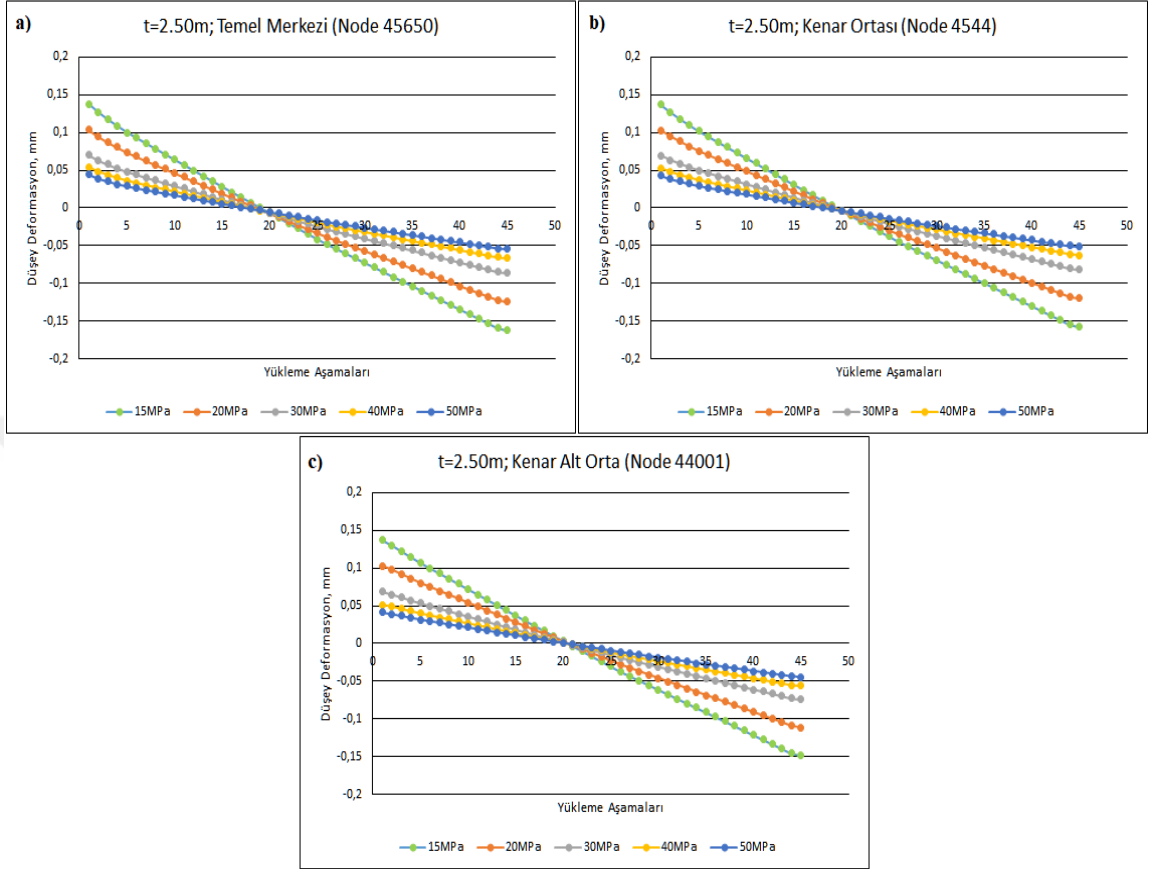
Şekil 7.16 $t=1.00\text{m}$ için analiz sonuçları

Yapı yüküne göre görece esnek temel durumunda, bodrum dış perdelerinin de etkisi nedeniyle temel kenarlarında oluşan çökme değerlerinin (düğüm noktası:44001) orta bölgelere (düğüm noktası:45650) göre daha yüksek olduğu görülmektedir. Bu nedenle temelin düşey çökme kalıbı şekli dışbükeydir. Zemin rijitliğinin artmasıyla çökme değerlerinde -125mm den -40mm ye kadar belirgin bir azalma gözlemlense de dışbükeylik egemenliği bozulmamaktadır (Şekil 7.17).



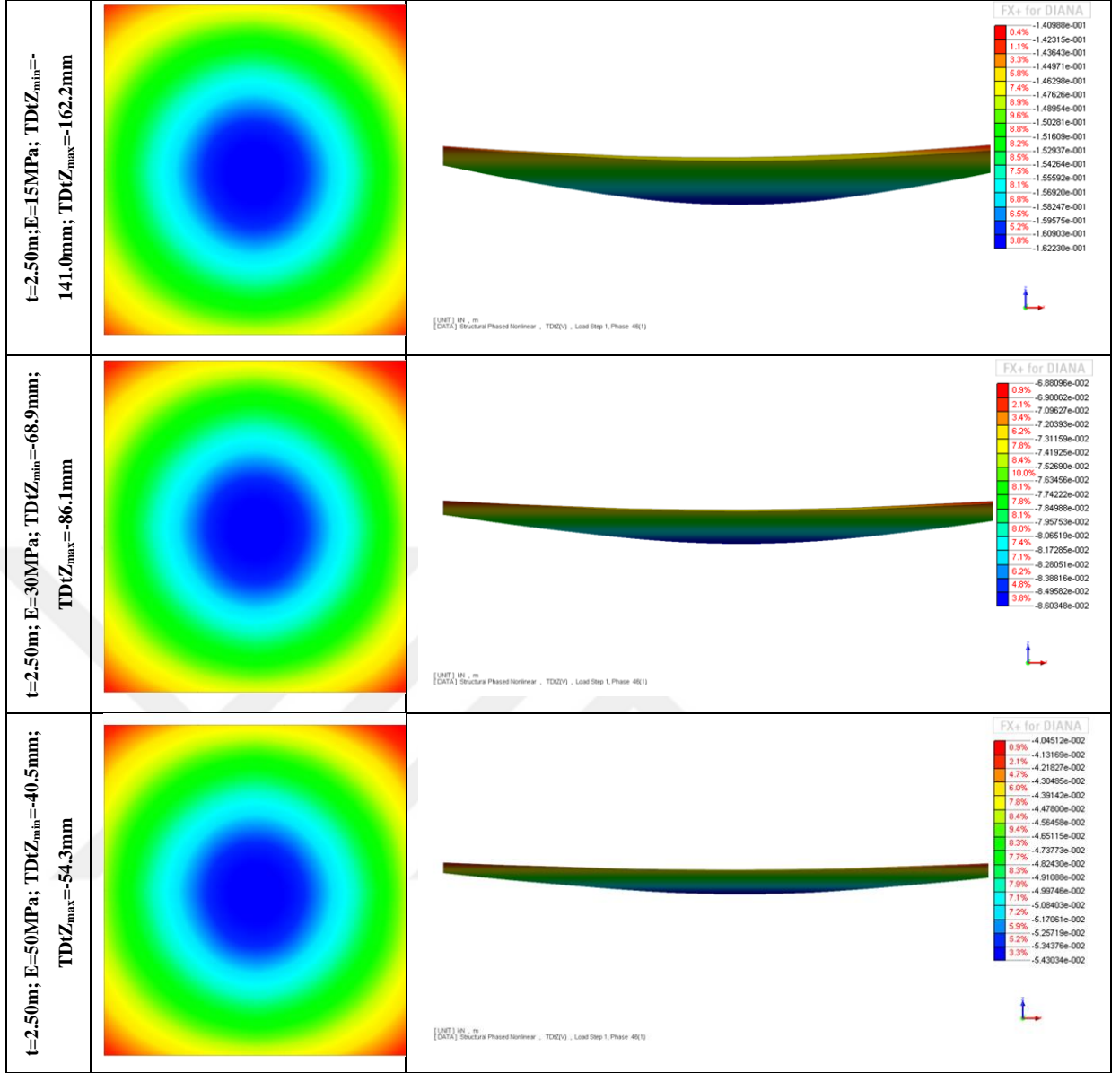
Şekil 7.17 Farklı zemin rijitlik değerlerinde $t=1.00m$ lik temelin çökme kalıpları

Temel kalınlığının artışı ile artan öz ağırlığın etkisi, aynı rijitlikteki zemin ortamlarına yerleştirilen temelerde oluşan düşey hareket değerlerinin de artmasına neden olmaktadır (Şekil 7.18).



Şekil 7.18 t=2.50m için analiz sonuçları

Ancak, artan kalınlık ile temelde oluşan çökme kalıbının şeklinin bu kez içbükeye dönüştüğü görülmektedir (Şekil 7.19). Buradan, zeminin gerçek özelliklerinin yapısal modellere dahil edilmemesinin önemli farklılıklara neden olacağı bulgusu ortaya çıkmaktadır. Dahası, düşey hareket eğrilerinin yaklaşık olarak 20. yükleme aşamasında yatay eksen ile kesiştiği yani düşey hareketlerin başlangıç durumuna döndüğü görülmektedir. Bu bulgu zemin rijitliğine dikkat edilmeden inşa edilecek en az 3 bodrum ve 20-25 normal katlı yapılar için hiçbir oturma probleminin oluşmayacağı anlamına gelmektedir.

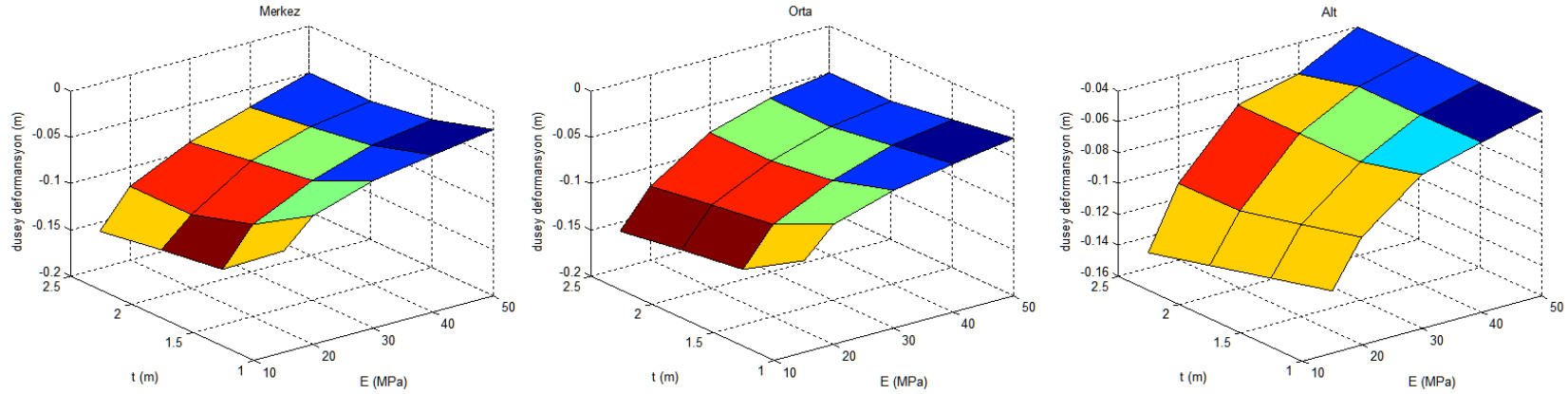


Şekil 7.19 Farklı zemin rijitlik değerlerinde $t=2.50\text{m}$ lik temelin çökme kalıpları

Yapılan analizler sonucunda, seçilen düğüm noktaları (Merkez:45650; Orta:4544; Alt:44001) için elde edilen maksimum düşey hareket ($\text{TDtZ}_{\text{maks}}$) değerleri Tablo 7.4' te özetlenmiştir. Zımbalama etkisi göz önüne alınmadan, temel kalınlığındaki değişim düşük rijitlikteki zemin ortamlarında daha fazla etkili olurken, zemin rijitliğindeki artış bu etkiyi azaltmaktadır. 40-50MPa zemin rijitliği bandı için ise temel kalınlığının $\text{TDtZ}_{\text{maks}}$ üzerinde belirgin bir etkisinin kalmadığı görülmektedir (Şekil 7.20).

Tablo 7.4. Seçilen düğüm noktaları için Tdt_{maks} değerleri

t (m) / E (Mpa)	15			20			30			40			50		
Düğüm Noktası	45650	4544	44001	45650	4544	44001	45650	4544	44001	45650	4544	44001	45650	4544	44001
1	-0.09	-0.10	-0.12	-0.06	-0.07	-0.09	-0.04	-0.05	-0.06	-0.03	-0.04	-0.05	-0.02	-0.03	-0.04
1.5	-0.14	-0.14	-0.13	-0.10	-0.10	-0.10	-0.07	-0.07	-0.07	-0.05	-0.05	-0.05	-0.04	-0.04	-0.04
2	-0.15	-0.15	-0.14	-0.12	-0.11	-0.11	-0.08	-0.08	-0.07	-0.06	-0.06	-0.05	-0.05	-0.05	-0.04
2.5	-0.16	-0.16	-0.15	-0.12	-0.12	-0.11	-0.09	-0.08	-0.07	-0.07	-0.06	-0.06	-0.05	-0.05	-0.04

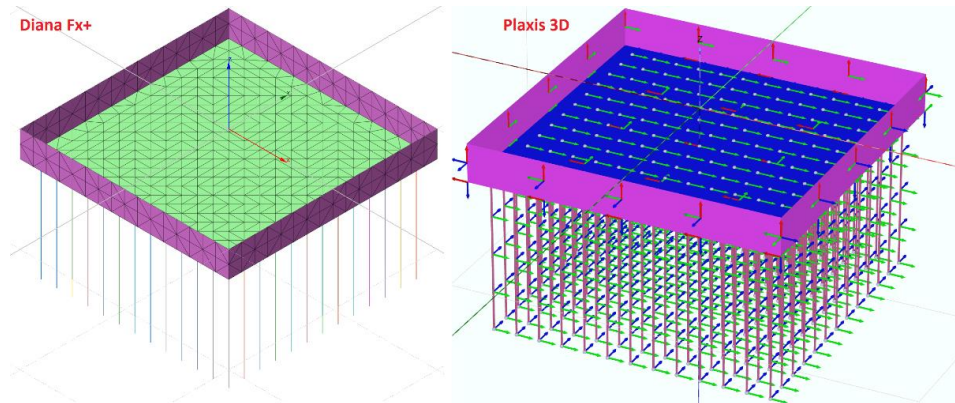


Şekil 7.20 Tablo 7.4 değerlerine göre oluşturulmuş rijitliğe ve temel kalınlıklarına bağlı düşey deformasyon yüzeyleri

7.2.7. Kazıklı Radyejeneral Temel Analizi

Esenyurt bölgesinde bugüne kadar yapılmış yüksek binalarda, neredeyse istisnasız kazıklı radyejeneral temellerin (*piled raft*) tercih edildiği gözlenmiştir. Bu bölümde bu tercihin gerekçelerini anlayabilmek için kazıklarla desteklenmiş radyejeneralde kazık-temel-zemin-yapı etkileşimi değerlendirilmektedir.

Üç boyutlu hacim elemanları ile oluşturulacak kazık modellerinde eleman sayısında oluşacak aşırı artıştan kaynaklanan uzun çözüm süresinin kısaltılması amacıyla gömülü kazık (*embedded pile*) yönteminin kullanılması tercih edilmiştir. Bu yaklaşım aynı zamanda işlem yoğunluğunun azalmasını da sağlamaktadır. DIANA FX+ sonlu eleman yazılımında, doğrudan olarak kazık elemanlar için doğrudan tanımlanan bir malzeme türü bulunmamaktadır. Bu nedenle yazılım bünyesinde bulunan donatı elemanları (*reinforcement element*) üzerinde, gömülü kazık elemanlarının ihtiyaç duyduğu K_s , K_n ve K_t ara yüzey eleman rijitlikleri ve maksimum çevre ve uç taşıma kapasiteleri tanımlanarak benzer davranış elde edilmiştir. Elde edilen sonuçlar geoteknikte yaygın kullanılan sonlu eleman yazılımlarından Plaxis 3D'den alınan sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırmanın yapılmasındaki amaç, Plaxis 3D yapısında bulunan gerçek gömülü kazık elemanları ile donatı elemanları arasındaki uyumun belirlenmesidir. Modelde önce 40x40m boyutlu temel altına; $D=1.00m$ çaplı, $L=20.0m$ boylu ve $s_x=s_y=3.00m$ aralıklarla 169 adet kazık yerleştirilerek $q=500$ kPa uniform yük altında temelde oluşan deformasyonlar incelenmiştir (Şekil 7.21). Kazıklar arası açıklık seçiminde etkileşimin (grup etkisi) minimum seviyede tutulması ve verimlilik kaybının fazla olmaması için $s=3D_{kazık}$ kriteri gözetilmiştir. Zemin için $E = 30MPa$, $\nu = 0.2$, $c' = 40kPa$, $\phi = 30^\circ$ ile, Mohr-Coulomb yenilme kriteri kullanılmıştır.

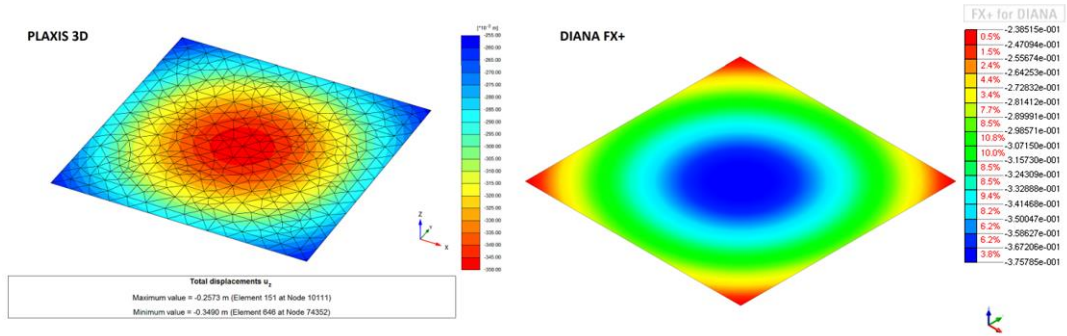


Şekil 7.21 Kazıklı radyejeneral temel model geometrisi

Diana Fx+ programı için gömülü kazıklar, donatı elemanlar kullanılarak tanımlanmıştır. Şekil 7.22’de çizgisel donatı elemanının kazık olarak çalışması için kullanılan parametreler gösterilmiştir.

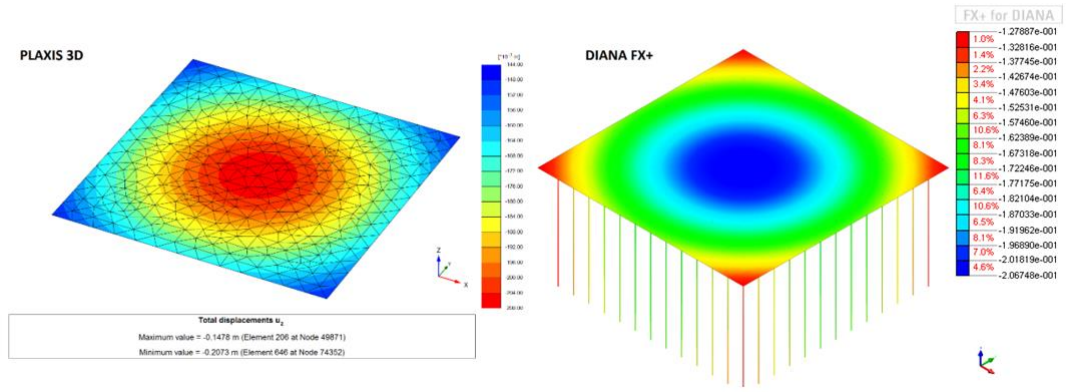
Şekil 7.22 Kazık elemanları malzeme özellikleri

Her iki sonlu eleman yazılımı için aynı yükleme ve ortam şartları altında kazıksız radyejeneral temelde oluşan çökme hesapları Şekil 7.23’ te gösterilmiştir. Plaxis 3D ile yapılan analizde $TdZ_{maks} = -349\text{mm}$ hesaplanırken, bu değer Diana Fx+ ile -376mm ile birbirine yakın bulunmuştur.



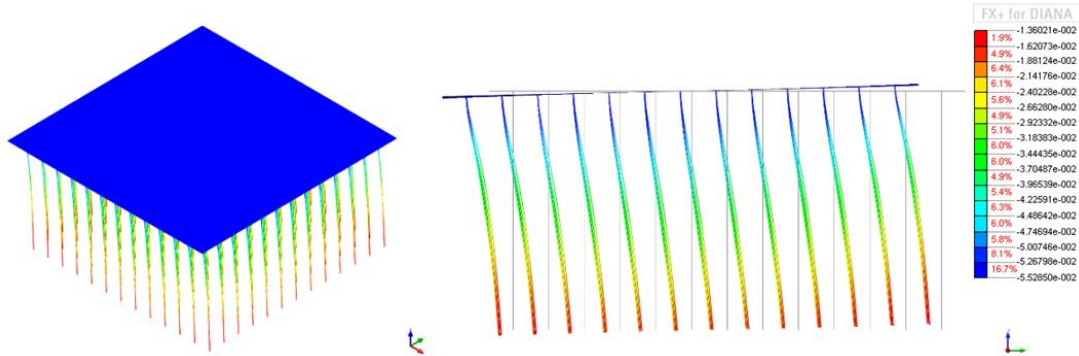
Şekil 7.23 $q=500\text{kPa}$ kalibrasyon yükü altında kazıksız temelde oluşan düşey deformasyonlar (a)Plaxis (b)Diana FX+

Aynı modelde kazıkların aktifleştirilmesiyle temellerde oluşan maksimum düşey çökme $TdZ_{maks} = -207\text{ mm}$ olarak bulunmuştur (Şekil 7.24).



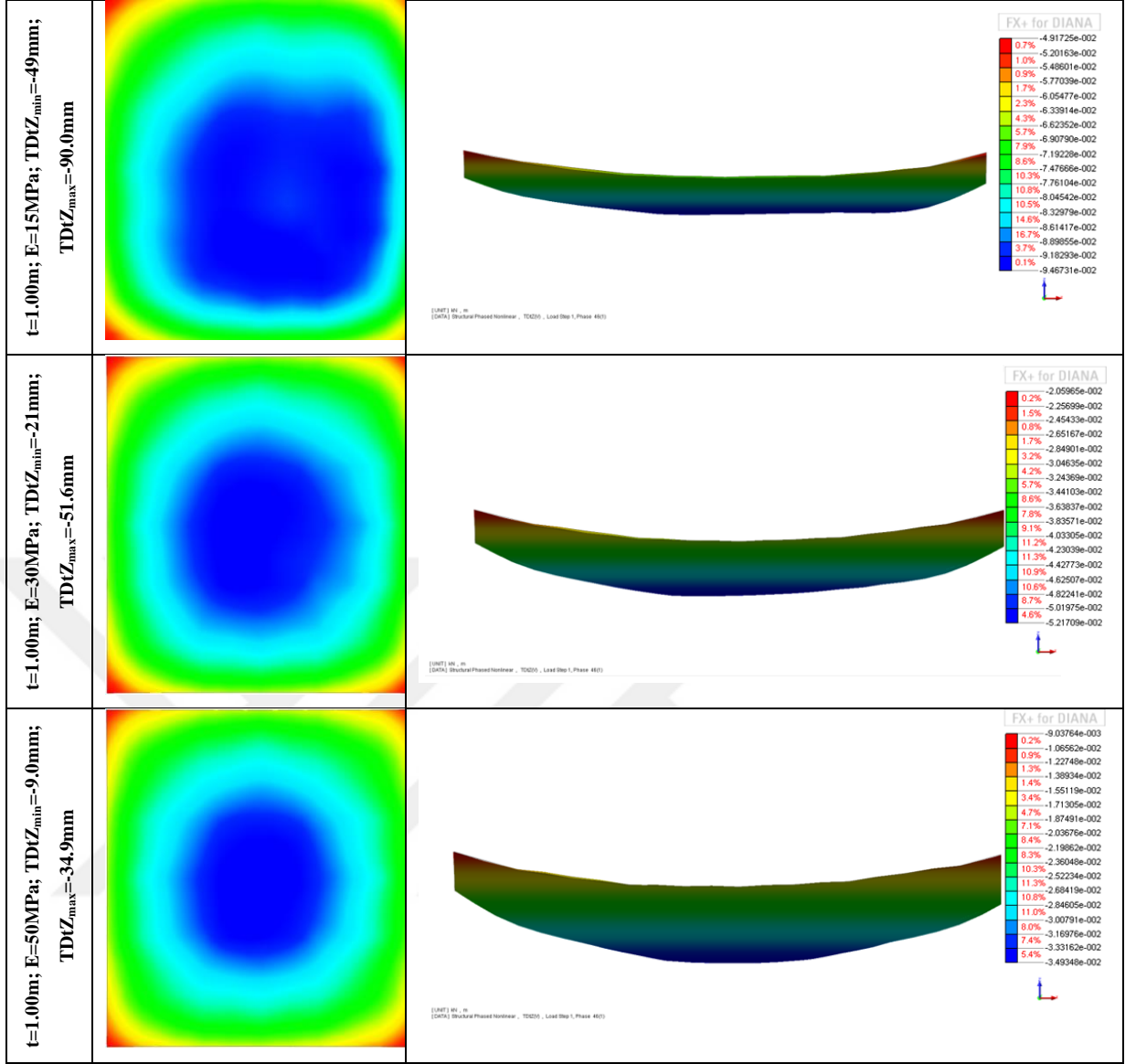
Şekil 7.24 $q=500\text{kPa}$ yük altında kazıklı radyejeneralde düşey deformasyonlar

Düşey yükler altında kazıkların davranışının tanımlanmasının ardından yatay yüklemelerde temel-kazık birleşim bölgelerinde rijit bağlantı etkisinin kontrolü yapılmıştır. Temel kenar bölgelerinden çizgisel yükler altında yatay deformasyona zorlanan sistemde, kazık üst bölgelerinin temel ile birlikte hareket ettiği ve temel ile kazıklar arasındaki ortak düğüm noktaları için rijit bağlantının sağlandığı görülmüştür (Şekil 7.25).



Şekil 7.25 Kazıkların yatay yükler altında davranışı

Kazıkların uyumu sağlandıktan sonra, temel kalınlığı ile zemin rijitliği arasındaki ilişkinin belirlenmesi için, kazıkların temelin davranışı üzerindeki etkisi de incelenmiştir. $D=1.00\text{m}$ çaplı, $L=20.0\text{m}$ boyunda ve $s_x=s_y=3.00\text{m}$ aralıklı 132 kazık yapı modelinde aktifleştirilmiştir. Özellikle $t=1.00\text{m}$ temel kalınlığı için farklı zemin rijitliklerinin tümünde ortaya çıkan dışbükey oturma kalıbı (Şekil 7.20) kazıkların modele dahil edilmesi ile içbükeye dönmüştür (Şekil 7.26).



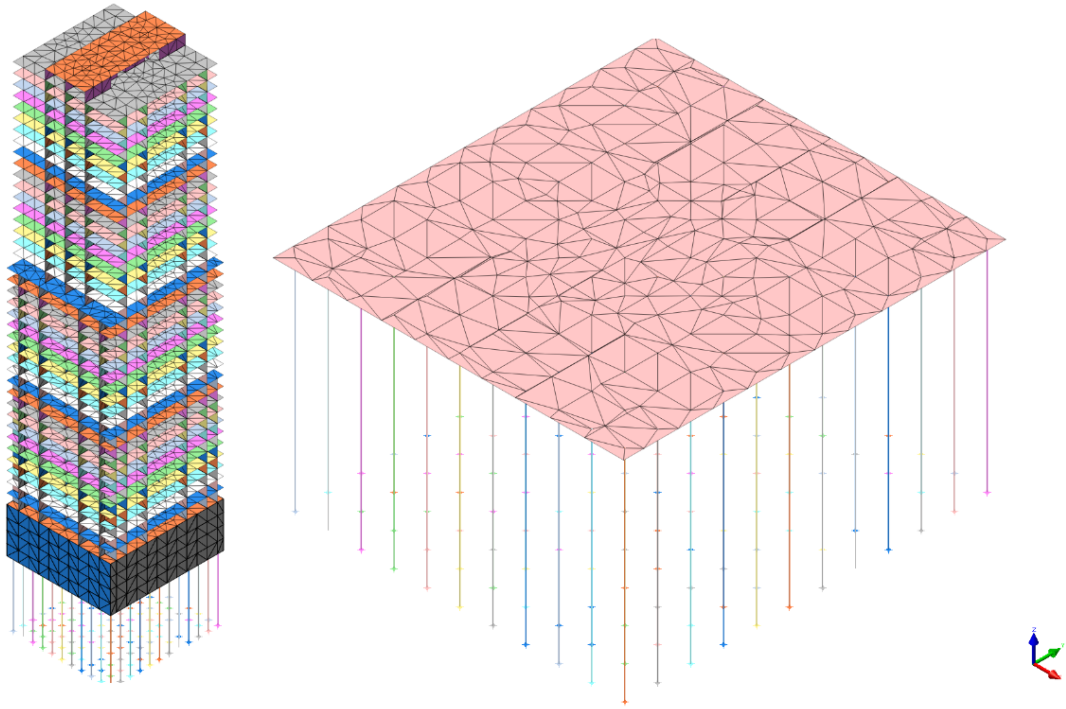
Şekil 7.26 Farklı rijitlikte zeminde $t=1.00\text{m}$ lik kazıklı radyejeneral temelin çökme kalıpları

Tablo 7.5'te, Şekil 7.15'te gösterilmiş temel planında seçilen düğüm noktaları için değişen zemin rijitliklerine göre kazıksız ve kazıklı radyejeneral temel analiz sonuçları özetlenmiştir. Sonuçlarda dikkat çeken ayrıntı, kazıkların varlığının en çok temel kenar orta bölgesinde (düğüm noktası 44001) etkili olduğudur.

Tablo 7.5 $t=1.00\text{m}$ için kazıksız ve kazıklı analizler; temel üzerinde seçilen düğüm noktaları için $\text{TDtZ}_{\text{maks}}(\text{m})$ değerleri

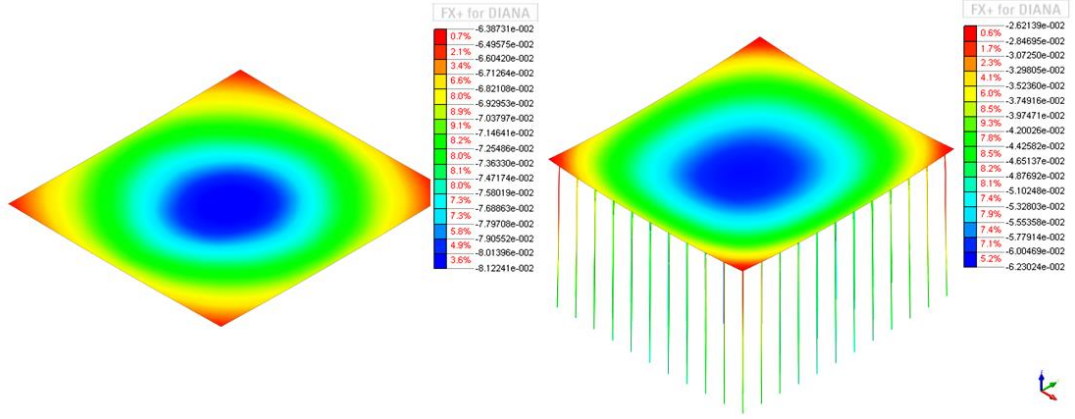
E (MPa)	15			20			30			40			50		
Düğüm Noktası	45650	4544	44001	45650	4544	44001	45650	4544	44001	45650	4544	44001	45650	4544	44001
Kazıksız	-0,092	-0,103	-0,122	-0,064	-0,075	-0,093	-0,040	-0,048	-0,063	-0,030	-0,035	-0,048	-0,024	-0,028	-0,039
Kazıklı	-0,088	-0,089	-0,069	-0,069	-0,069	-0,052	-0,051	-0,048	-0,033	-0,041	-0,037	-0,024	-0,034	-0,030	-0,019

Temel altı kazıkların davranışının tanımlanmasıyla; $D=1.00\text{m}$ çapında $L=20.0\text{m}$ boyunda ve $s_x=s_y=3.00\text{m}$ aralıklarla 132 adet kazık, yapı modelinde aktifleştirilmiştir (Şekil 7.27). Oluşturulan model için temel kalınlığı $t=2.00\text{m}$ olup, zemin için $E_{50\text{ref}}=30\text{MPa}$ değeri MPM ölçümleri göz önüne alınarak belirlenmiştir.



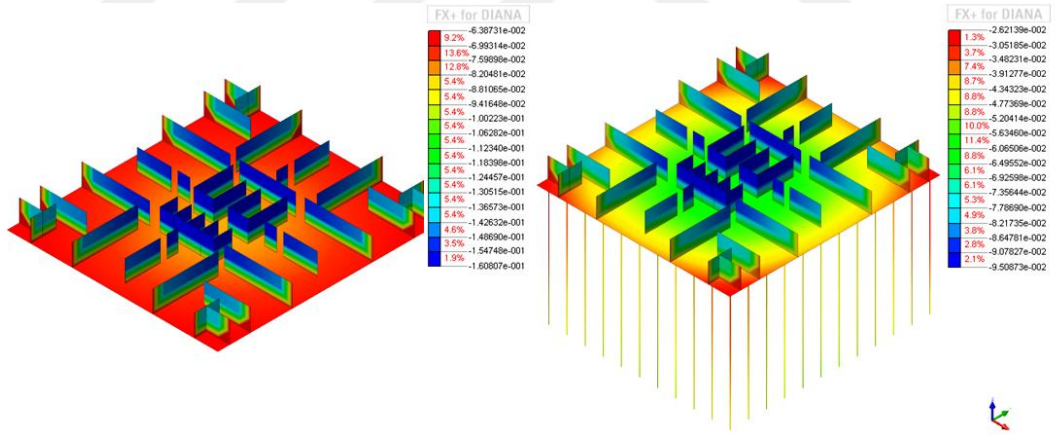
Şekil 7.27 Kazıklı radyejeneral temel modeli

Aynı model için kazıksız analiz sonucunda temelde oluşan maksimum düşey deformasyon -81mm bulunurken kazıklı radyejeneral temel durumunda bu değer -63mm ye düşmüştür. Buradan, binanın öz ağırlığı altında kazıkların varlığının, temelin davranışı üzerinde belirgin bir etki yaratmadığı görülmektedir (Şekil 7.28).



Şekil 7.28 Temelin (a) kazıklı ve (b) kazıksız olması durumunda düşey deformasyonlar

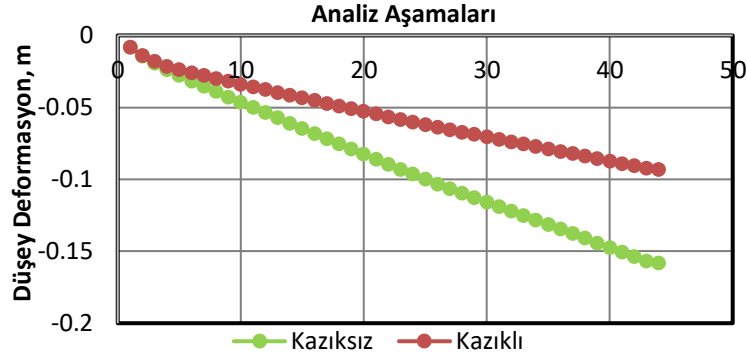
Ancak, kazık uygulamasının yapı elemanları üzerinde önemli farklılıklar oluşturduğu gözlemlenmiştir. Kazıkların olmadığı çözümlemelerde 4. bodrum kat iç perdelerinde oluşan maksimum toplam düşey hareket -161mm seviyesindeyken (net düşey deformasyon; 161-81=80mm), kazıkların aktifleştirilmesiyle bu değer -95mm'ye (net; 95-63=32mm) düşmüştür (Şekil 7.29).



Şekil 7.29 4. Bodrum kat iç perdelerinde temelin kazıksız ve kazıklı olması durumunda oluşan düşey hareketler

4. bodrum katta bulunan asansör perdeleri üzerinde seçilen düğüm noktasının (Node:60811), katların aşamalı olarak imal edilmesi durumunda belirecek düşey hareket eğrileri Şekil 7.30' da gösterilmiştir. Temelin egemenliği azalırken bina yükünün artan bölümü kazıklara aktarılmaktadır. Birer düşey yapı elemanı olarak işlev gören kazıklar, düşey doğrultuda yük ileten perdeler ile birlikte çalışmaktadır. Böylece kazıklar; perdelerde oluşan gerilmelerin etkin paylaşılmasını, yani azalmasını

sağlayarak bünye deformasyonlarını azaltmaktadırlar. Oysa, kazıkların olmadığı durumda bina yükü, plak davranışı gösteren temel tarafından doğrudan zemine aktarılmış, yük transferinin sadece radyejeneral temel tarafından kontrol edildiği sonucuna varılmış idi.



Şekil 7.30 4.bodrum kat asansör perdesinde oluşan toplam düşey deformasyonlara kazıkların etkisi

Yukarıda değinilen hususların değerlendirilmesi için uygulaması yapılmış bir proje seçilmiştir. Proje yan yana inşa edilecek 4 benzer bloktan (A1, A2, A3, A4) oluşmaktadır (Şekil 7.31).

Her bir bloğun ortasında yapılmış sondajlardan elde edilen zemin profilleri Tablo 7.6 da gösterilmiştir.

Tablo 7.6 Bloklar altında düşey zemin profili

Derinlik	SK18	SK25	SK28	SK33	Dolgu	Kil	Kum-Killi Kum
0-3.6	Dolgu	Dolgu	Dolgu	Dolgu	Dolgu		
3.6-6.9	Kil	Kil	Kil	Kil		Kil	
6.9-10.5	Kil	Kil	Kil	Kil		Kil	
10.5-13.8	Kil	Kil	Kil	Kil		Kil	
13.8-18.8	Kil	Kil	Kil	Kil		Kil	
18.8-23.8	Kil	Kil	Kil	Kil		Kil	
23.8-28.8	Kil	Kil	Kil	Kil		Kil	
28.8-33.8	Kil	Kil	Kil	Kil		Kil	
33.8-38.8	Kil	Kil	Kil	Kil		Kil	
38.8-43.8	Kil	Kil	Kil	Kil		Kil	
43.8-50.0	Kil	Kil	Kil	Kil		Kil	



Şekil 7.31 Blokların oturma planı (A1-A2-A3-A4 blokları)

SK25-28-33' te zemin profili birbirine benzer olması nedeniyle aynı kabul edilebilir. Blok A4 için yapılan SK18'de ise, diğer sondajlardan elde edilen zemin profilleri gibi arabanlı istiflenme yerine kil ve kumlu kil tabakaları süreklidir.

Her bir blok için yapılan analizlerde kullanılan zemin özellikleri Tablo 7.7 de gösterilmiştir.

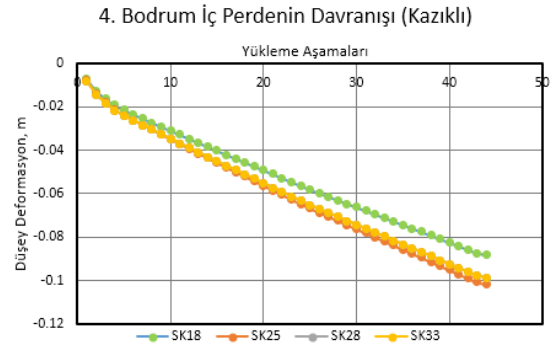
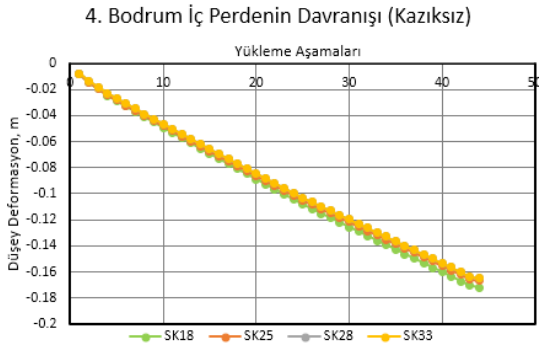
Tablo 7.7. Modellerde kullanılan zemin özellikleri

İsim	Dolgu	Kum-Killi Kum	Kil
Malzeme Modeli	MMC	MMC	MMC
Malzeme Tipi	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı
ρ_n (kN/m ³)	16.5	18.0	17.0
ρ_d (kN/m ³)	17.0	19.0	18.0
E_{50}^{ref} (kPa)	8000	35000	25000
E_{oed}^{ref} (kPa)	8000	35000	25000
E_{ur}^{ref} (kPa)	24000	105000	75000
Üstlük, m	0.5	0.5	1.0
c' (kPa)	30	10	75
ϕ' (°)	20	33	25
ψ (°)	0	3	0

Kazıklar dahil edilmeden yapılan analizlerde; A4 bloğu altında kesilmiş (SK18) ve kalınlığı yaklaşık 24m olan, rijitliği killi kum tabakasına göre daha düşük kil tabakasının analizler üzerindeki etkisi Tablo 7.8 de özetlenmiştir. Diğer blokların (A1, A2 ve A3), temellerinde ve 4. kat bodrum perdeleri üzerlerinde oluşan maksimum düşey deformasyon ($TDtZ_{maks}$) değerleri daha düşük çıkmıştır. Kazıkların dahil edildiği analizlerde ise, A4 bloğu için yapılan tüm analizlerden elde edilen $TDtZ_{maks}$ sonuçları daha düşüktür. Buradan; kazık uç bölgeleri A4 bloğunda rijitliği daha yüksek olan killi kum tabakasına soketlenirken, A1-A2-A3 bloklarında kil tabakası içerisinde kaldığı açıkça görülmektedir (Şekil 7.32). Burada, farklı zemin tabakalarına oturan kazık uç bölgelerinin/ direncinin 4. bodrum iç perdeleri üzerindeki etkisi de gösterilmektedir.

Tablo 7.8 Tüm bloklar için analiz sonuçları

		SK18	SK25	SK28	SK33	
Düşey hareket $TDtZ_{maks}$ (mm)	Kazıksız	Radye Temel	-103.4	-94.0	-94.0	-93.5
		4. Bodrum Perdeleri	-174.4	-169.5	-167.5	-162.4
	Kazıklı	Radye Temel	-67.2	-72.2	-73.3	-72.3
		4. Bodrum Perdeleri	-90.0	-103.6	-100.0	-101.8



Şekil 7.32 Kazık uç direncinin 4. bodrum iç perdeleri üzerindeki etkisi

7.3. Kazı Destek Sisteminin ve Ara Dolguların Modele Dahil Edilmesi

Çalışmanın bu bölümünde, kazı destek sistemi ile bina perdeleri arasına konulacak dolgu ve temel altı stabilize malzemelerinin analizlere olan etkisi irdelenmiştir. Bu amaçla; kazı destek sistemi, yapı dış perdeleri, iksa duvarları arasını dolduran geri dolgu malzemesi ve temel altı stabilize dolgusu ile yeni bir model oluşturulmuştur. Destek perdesi; 7.00 m soket derinliğine sahip 0.80 m kalınlığında diyafram duvardır. Bina dış perdeleri ile diyafram duvarlar arasında 1.50 m kalınlığında ve rijitliği temel altı stabilize dolgusuna göre daha düşük olan bir malzeme tanımlanmıştır (Şekil 7.33). Statik ve dinamik analizlerde; temel altı dolgu imalatı da dikkate alınarak rijitlik $E_{50}=50$ MPa olarak alınmıştır. Perdeler arasındaki dolgu, her bir bodrum kat döşemesinden sonra kademeli olarak aktif edilerek, statik analizlerde $E_{50}=20$ MPa, tekrarlı yükler altında ise rijitlikteki değişimler 20, 35 ve 50 MPa olarak alınmıştır.



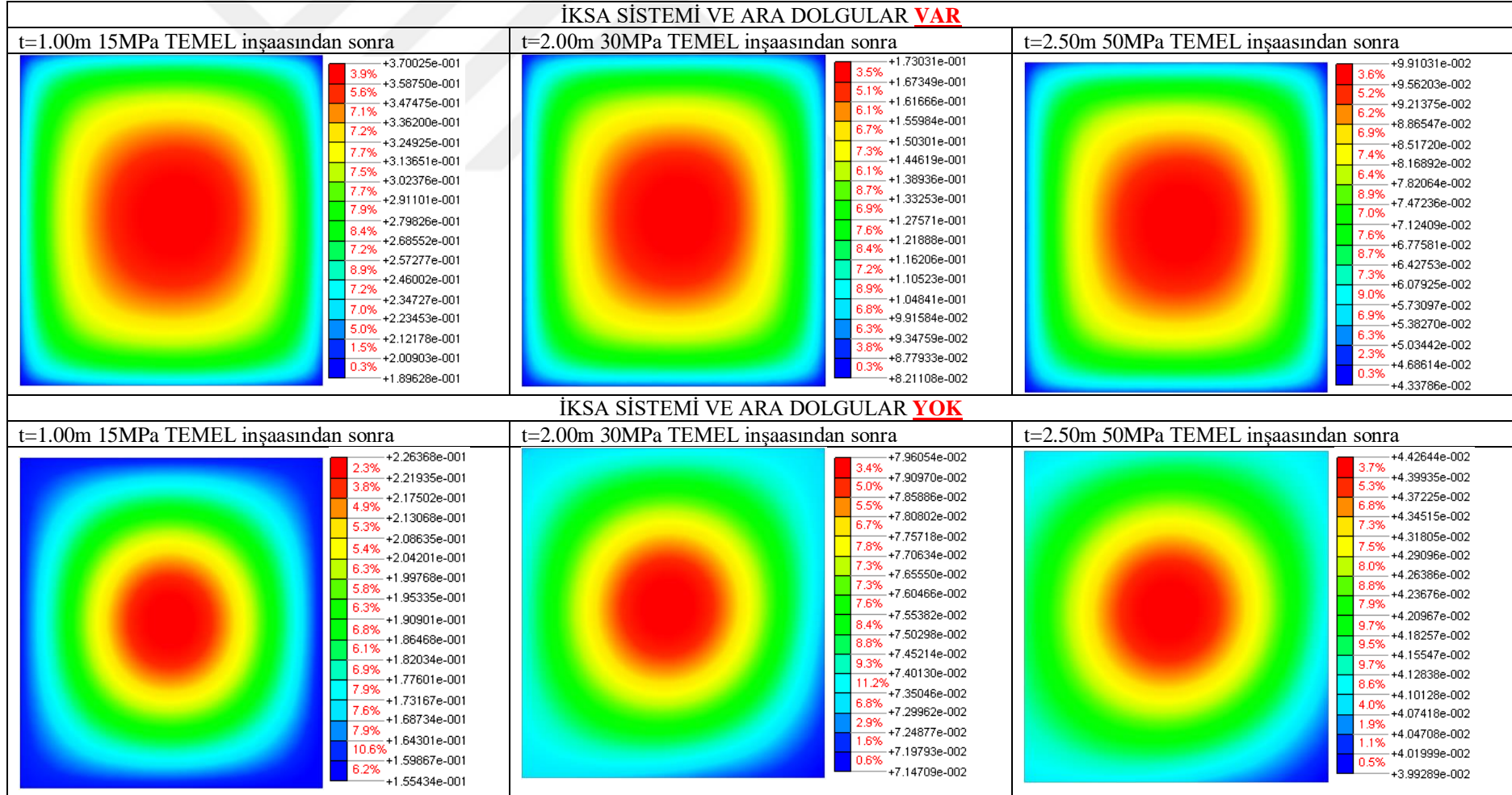
Şekil 7.33 İksa sistemi (diyafram duvar) ve dolgular

İksa sisteminin modele tanımlanmasıyla yaklaşık 14.0m olan bodrum kazısı 4 aşamada yapılarak nihai temel alt kotuna inilmiştir. Başlangıçta temelin aktifleştirilmesinden sonra kazı nedeniyle üstteki örtü yükünün kaldırılmasından kaynaklı kabarmaların farklı zemin rijitliklerine ve temel kalınlıklarına göre olan etkisi Şekil 7.34 te gösterilmiştir. Diyagramlarda dikkat çeken farklılık, deformasyon kalıplarının şekil dağılımlarıdır. Bu durum, örtü yükünün 1 ve 4 aşamada alınmasından kaynaklanmaktadır. Modelde, temel merkezinde dairesel deformasyon dağılım belirirken iksa sisteminin dahil edilmesiyle dağılım dikdörtgenleşmektedir. Bununla birlikte her iki yaklaşım için, temelin aktifleştirildiği durumlarda deformasyon değerleri kenarlarından orta bölgelere doğru azalmaktadır. Zemin

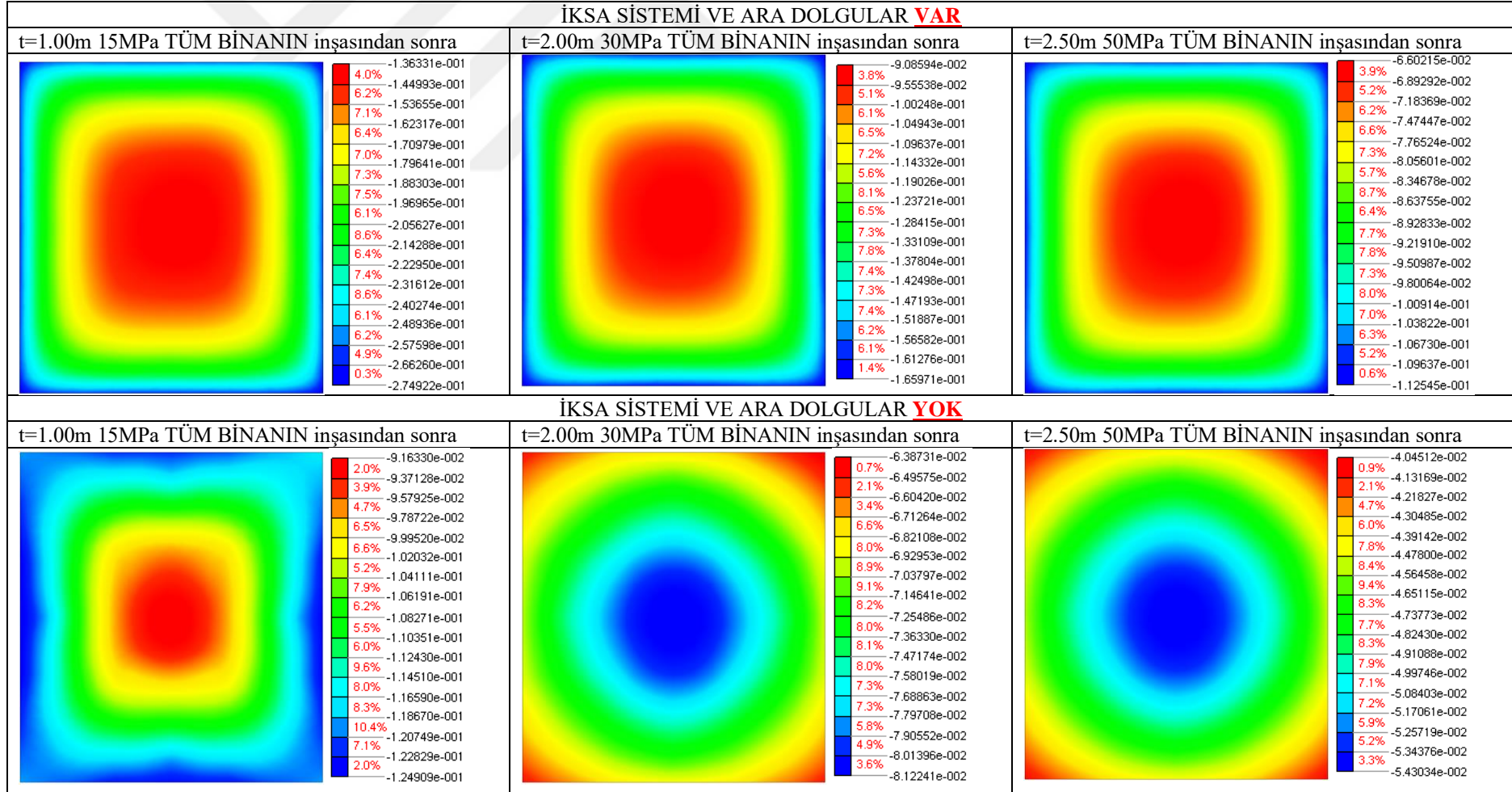
rijitliğinden ve/veya temel kalınlığından bağımsız olarak oluşan bu deformasyon kalıbı bu aşamada dış bükeydir. Ayrıca, iksa sisteminin olduğu ve olmadığı durumlarda esnek temellerden daha rijit temellere doğru gidildikçe orta ve kenar bölgeleri arasındaki göreceli fark azalma eğilimindedir. Ancak deformasyon mertebeleri farklı olmaktadır.

Bina inşaatı aşamalı olarak tamamlandığında, esnek temellerde görülen dış bükey deformasyon kalıp şekli rijit temellerde iç bükeye dönmektedir. Ancak, destekli sistemde dış bükey kalıp hakimiyeti, her kalınlıktaki temel ve farklı zemin rijitliğinde devam etmektedir (Şekil 7.35). Bu durum, diyafram duvarların kapalı alan içerisinde kalan zeminin davranışını etkilemiş olmasından kaynaklanmaktadır. Zira deformasyon kalıbı diyafram duvar sınırlarına benzer çıkmıştır. Bodrum katlarında bulunan dış perdeler üst 40 katta devam etmemektedir. Düşey yükler etkisinde olmayan bu sistemde, bodrumlardan sonra kat yüksekliği arttıkça temel kenar bölgelerinde artan çökmelerin gerçekte oluşmadığı bilinmektedir.

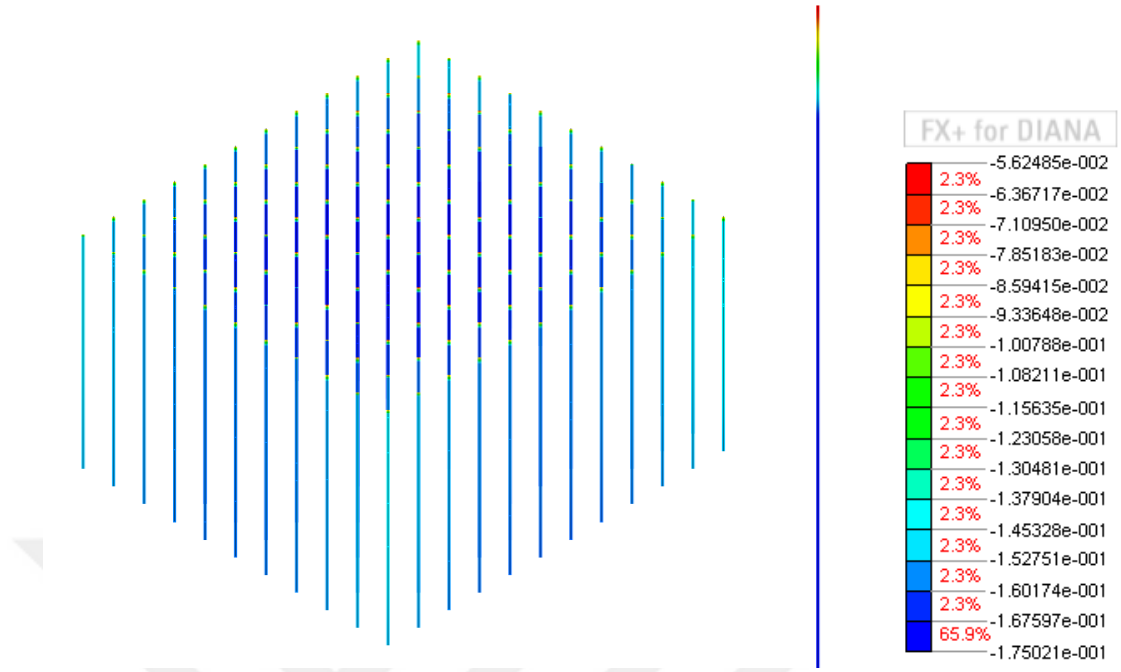
Diyafram duvarlı ve temel altı kazıklı analizlerde de, kazıdan kaynaklanan yüksek kabarmaların neden olduğu sonuçlar elde edilmiştir; kazıkların başlık bölgelerinde (temel ile bağlantı noktaları) düşey deformasyon değerlerinin yoğunlaştığı ve gövde boyunca bir değişimin olmadığını gösteren sonuçlar elde edilmiştir (Şekil 7.36). Kazı tabanındaki kabarmaların engellenmesi amacıyla zeminin E_{ur} değerinin E_{50} nin 5-6 katı kadar artırılmasına rağmen dış yüklerin yoğunlaştığı orta bölgelerde maksimum düşey çökmeler sağlanamamıştır. Bu aşamada deformasyonlar sınırlanarak kabarmalar engellenmiş ve temel-kazık etkileşimi sağlanmıştır (Şekil 7.37). Temel ortasında seçilen düğüm noktasına göre düşey deformasyon değerleri Tablo 7.9 da özetlenmiştir.



Şekil 7.34 Kazıdan kaynaklanan kabarmaların temel üzerindeki etkisi

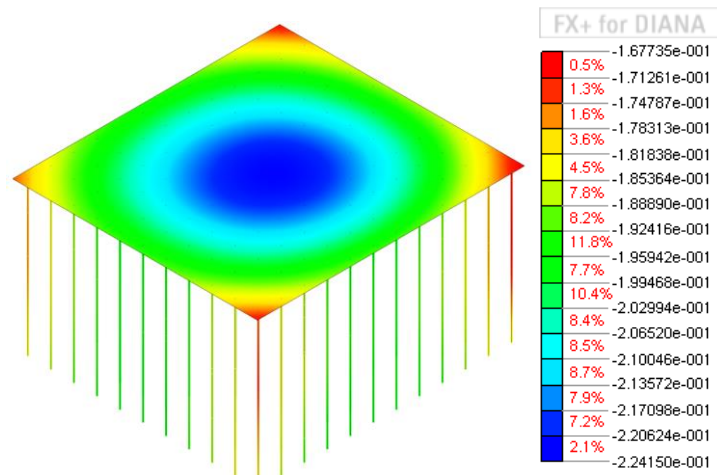


Şekil 7.35 Tüm binanın inşasından sonra temelde oluşan düşey deformasyon kalıpları



Şekil 7.36 Kazıklar üzerinde oluşan deformasyon dağılımı

Deformasyonların sıfırlanması durumunda karşılaşılan 2 önemli eksiklik bulunmaktadır. Birincisi, kazı sayesinde kazanılacak yüzdürme etkisi davranışa aktarılamamıştır. İkincisi, temel kalınlığının düşey deformasyon davranışa olan etkisi yansıtılamamıştır. Bu nedenle temel kalınlığına göre ayrılmış tüm grupların farklı zemin rijitlikleri için elde edilen değerleri yaklaşık olarak aynı çıkmıştır.



Şekil 7.37 Deformasyonların sıfırlanması ile elde edilen davranış

Tablo 7.9 Temel ortasına göre düşey deformasyon sonuçları

	Ezemin (MPa)	Deformasyonlar Sıfırlanmadı		Deformasyonlar Sıfırlandı	
		± Deformasyon	Radyejeneral Toplam	Radyejeneral	Kazıklı Radyejeneral
t=1.00m	15	-0.14	-0.61	-0.57	-0.41
		0.47			
	20	-0.11	-0.46	-0.43	-0.31
		0.35			
	30	-0.09	-0.32	-0.30	-0.21
		0.23			
	40	-0.07	-0.25	-0.23	-0.16
		0.18			
	50	-0.06	-0.20	-0.19	-0.13
		0.14			
t=1.50m	15	-0.14	-0.61	-0.57	-0.42
		0.47			
	20	-0.12	-0.47	-0.44	-0.32
		0.35			
	30	-0.09	-0.33	-0.30	-0.22
		0.23			
	40	-0.07	-0.25	-0.24	-0.17
		0.18			
	50	-0.06	-0.21	-0.19	-0.14
		0.14			
t=2.00m	15	-0.14	-0.61	-0.57	-0.42
		0.47			
	20	-0.12	-0.47	-0.44	-0.32
		0.35			
	30	-0.09	-0.33	-0.31	-0.22
		0.23			
	40	-0.08	-0.25	-0.24	-0.17
		0.18			
	50	-0.07	-0.21	-0.19	-0.14
		0.14			
t=2.00m	15	-0.15	-0.62	-0.57	-0.42
		0.47			
	20	-0.12	-0.47	-0.44	-0.32
		0.35			
	30	-0.09	-0.33	-0.31	-0.22
		0.23			
	40	-0.08	-0.25	-0.24	-0.17
		0.18			
	50	-0.07	-0.21	-0.19	-0.09
		0.14			

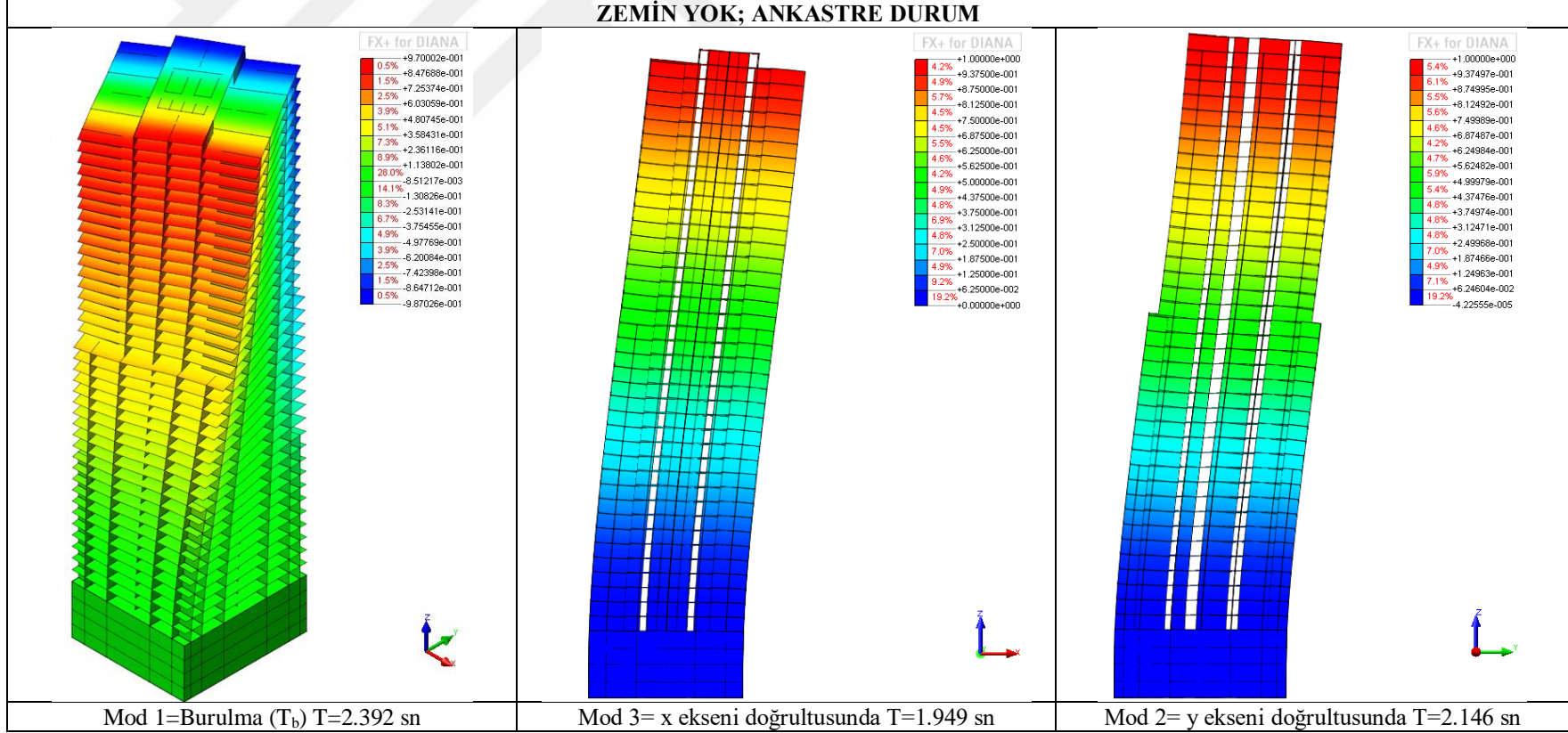
8. MODAL VE DİNAMİK ANALİZ

8.1. Modal Analiz

Tüm cisimler doğal durumlarında titreşim halindedir. Statik dengede olan 15-20 katlı bir binada da insanın algılayamadığı çok düşük titreşimler oluşmaktadır. Titreşimlerin özelliğini yapının fiziksel durumu, çerçeve sistemini oluşturan yapı elemanları ve yüklerin düzeyi belirler. Periyot kavramı bu titreşimlerin mertebelerini kontrol etmektedir. Yapının bir tam salınım yapması için geçen süre periyot olarak tanımlanır. Yapıya yatay yönde bir ivme ya da tekrarlı yük uygulandığında statik haldeki titreşimler ile aynı mod şekillerine sahip yatay yer değiştirmeler oluşur. Ancak, şekil değiştirmenin büyüklüğü uygulanan etkiye göre farklılık gösterir. Bunun sonucunda hissedilen ve de gözlemlenebilen hareketler ortaya çıkar.

Bir yapı, statik haldeki doğal titreşim durumunda iken veya deprem yükleri altındayken ne tam olarak x-ekseni doğrultusunda ne de sadece y-ekseni doğrultusunda hareket eder. Toplam hareketi, her iki eksen doğrultusundaki yer değiştirmelerin bileşkesi belirler. Kütle katılım oranı, yapı kütesinin ne kadarlık bölümünün x ve y eksenleri doğrultusunda harekette hakimiyet sağladığını gösterir.

İncelenen yapının mod şekilleri üzerinde, zemin rijitliğinin ve temel türünün (radyejeneral veya kazıklı radyejeneral temel) etkisinin belirlenmesi amacıyla bir dizi analiz yapılmıştır. Şekil 8.1'de, modelde zeminin olmadığı ve temel seviyesinde yapının ankastre olarak mesnetlendiği durumda elde edilen mod şekilleri ve periyotları gösterilmiştir: 1. mod burulma durumu, 2. modda y-ekseni doğrultusunda, 3. modda ise x-ekseni doğrultusunda şekil değiştirmeler oluşmuştur. Her 3 mod durumu için belirlenen periyotlar düşük seviyelerdedir.



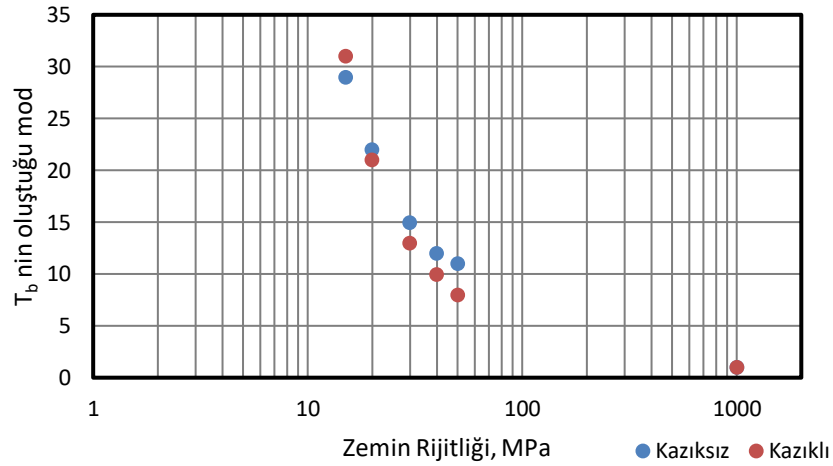
Şekil 8.1 Tam ankastre durum mod şekilleri ve periyotları

Zemin rijitliğinin ve temel türünün yapının modları üzerindeki etkisi Tablo 8.1’de özetlenmiştir.

Tablo 8.1 Zemin rijitliği ve temel tipinin modlar üzerinde etkisi

		Mod	Frekans (Hz)	Periyot (s)	Oran	Kütle Katılım	
Ankastre	x eksen	Mod 3	0.513	1.949	1.00	0.535	
	y eksen	Mod 2	0.466	2.146	1.00	0.553	
	T _b	Mod 1	0.418	2.392	1.00		
15MPa	Kazıksız	x eksen	Mod 1	0.101	9.901	5.08	0.807
		y eksen	Mod 3	0.158	6.329	2.95	0.753
		T _b	Mod 29	0.397	2.519	1.05	
	Kazıklı	x eksen	Mod 2	0.131	7.634	3.92	0.775
		y eksen	Mod 3	0.161	6.211	2.89	0.462
		T _b	Mod 31	0.409	2.445	1.02	
20MPa	Kazıksız	x eksen	Mod 1	0.117	8.547	4.38	0.807
		y eksen	Mod 3	0.183	5.464	2.55	0.746
		T _b	Mod 22	0.4	2.500	1.05	
	Kazıklı	x eksen	Mod 2	0.151	6.623	3.40	0.775
		y eksen	Mod 3	0.186	5.376	2.51	0.463
		T _b	Mod 21	0.411	2.433	1.02	
30MPa	Kazıksız	x eksen	Mod 1	0.143	6.993	3.59	0.807
		y eksen	Mod 3	0.224	4.464	2.08	0.713
		burulma	Mod 15	0.408	2.451	1.02	
	Kazıklı	x eksen	Mod 2	0.185	5.405	2.77	0.777
		y eksen	Mod 3	0.228	4.386	2.04	0.466
		T _b	Mod 13	0.413	2.421	1.01	
40MPa	Kazıksız	x eksen	Mod 1	0.166	6.024	3.09	0.806
		y eksen	Mod 3	0.256	3.906	1.82	0.641
		T _b	Mod 12	0.41	2.439	1.02	
	Kazıklı	x eksen	Mod 2	0.214	4.673	2.40	0.778
		y eksen	Mod 3	0.263	3.802	1.77	0.467
		T _b	Mod 10	0.414	2.415	1.01	
50MPa	Kazıksız	x eksen	Mod 1	0.185	5.405	2.77	0.806
		y eksen	Mod 3	0.286	3.497	1.63	0.506
		T _b	Mod 11	0.412	2.427	1.01	
	Kazıklı	x eksen	Mod 2	0.239	4.184	2.15	0.779
		y eksen	Mod 3	0.295	3.390	1.58	0.469
		T _b	Mod 8	0.415	2.410	1.01	

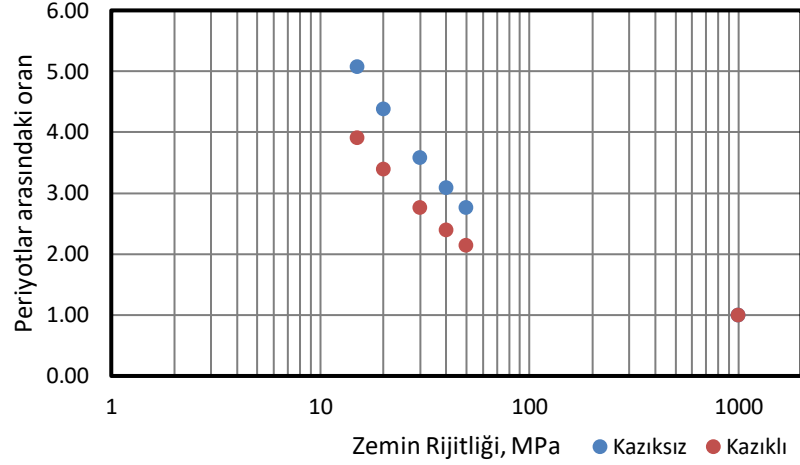
Ankastre durumda 1. modda beliren burulma durumunun zemin ortamının varlığıyla etkisini kaybettiği görülmektedir. Yapı elemanlarının kontrolünde oluşan burulma modunun (T_b) tüm analizler için periyodu, zemin ortamından bağımsız olarak 2.40s civarındadır. Zemin rijitliği arttıkça ankastre model davranışına yaklaşan analizlerde T_b nin ortaya çıktığı mod değeri de düşmektedir. Kazıkların varlığı da bu davranış eğilimine benzer bir etki oluşturmaktadır (Şekil 8.2). Zemin rijitliğinin 1000MPa değeri ankastre durumu temsil etmektedir.



Şekil 8.2 Burulma modu üzerinde zemin rijitliği ve temel türünün etkisi

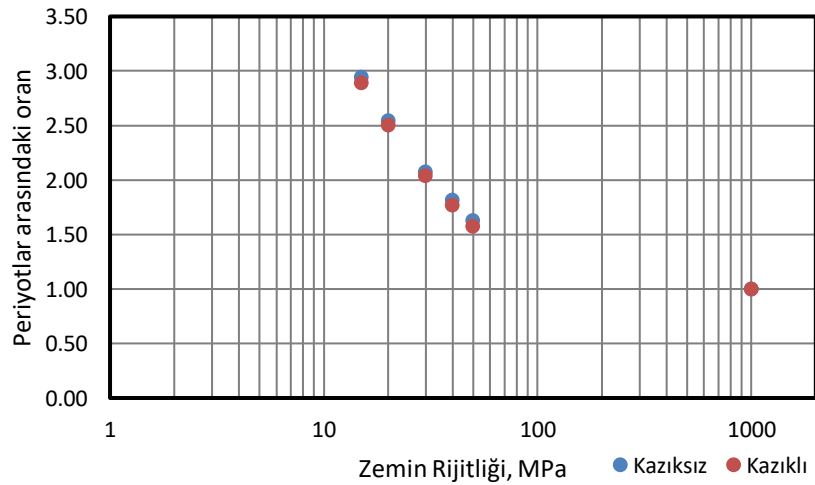
x ve y eksenleri doğrultusunda modlar her ne kadar ankastre durumda olduğu gibi ilk değerlerde oluşsa da, elde edilen periyot değerlerinde büyük farklılıklar ortaya çıkmıştır. Zira, x eksenini doğrultusunda ankastre durum referans değer olarak kabul edilmek üzere zemin rijitliğine bağlı olarak beliren periyotlar arasındaki oran 5-2.8 kat arasında değişiklik göstermektedir. Kazıkların varlığı ise bu aralığı 4.0-1.6 kat seviyelerine düşürmüştür (Şekil 8.3).

y-eksenini doğrultusunda elde edilen periyot değerlerinde de benzer sonuçlar elde edilmiştir. Fakat periyotlar arasındaki oran 3.0-1.6 gibi daha düşük seviyelerde kalmıştır (Şekil 8.4).



Şekil 8.3 x-ekseni doğrultusunda periyotlar arasındaki oranlar

Sonuçlarda dikkat çeken bir diğer durum kazıkların varlığının y-ekseni doğrultusundaki periyotlar üzerinde belirgin bir etki yaratmamış olmasıdır. Ayrıca, kazıkların modele dahil edilmesiyle y yönündeki kütle katılım oranlarında belirgin bir düşüş olduğu fark edilmiştir. Yapı, perdelerinin konumu ve temel boyutları açısından simetrik bir düzene sahiptir. Ancak, çekirdek bölgesinde bulunan asansör ve merdiven boşluk perdeleri y-ekseni yönünde ataletin yükselmesine neden olmaktadır. Buna bağlı olarak da, dinamik yükler etkisiyle binaya aktarılabilecek enerji, ataletin daha düşük olduğu x-ekseni doğrultusunda daha kolay sönmülmektedir. x-ekseni yönündeki katılım oranlarının yüksek olmasının nedenini de bu durum oluşturmaktadır.



Şekil 8.4 y-ekseni doğrultusunda periyotlar arasındaki oranlar

8.2. Dinamik Analiz

Dinamik yükler altındaki bir sistemin hareket denklemi;

$$[M]\left(\frac{d^2x}{dt}\right) + [C]\left(\frac{dx}{dt}\right) + [K](x(t)) = F_{statik} + F_{dinamik} \quad (8.1)$$

olarak verilir. Bu denklemde;

$x(t)$ = Yerdeğiştirmenin zamana bağlı fonksiyonu

$[M]$ = Kütle matrisi

$[C]$ = Sönüm matrisi

$[K]$ = Rijitlik matrisi

Dinamik yüklerin yapı elemanlarında veya zemin ortamındaki yayılımı, sönüm matrisi tarafından kontrol edilir. Sönüm matrisi, rijitlik matrisinin ve kütle matrisinin belirli katsayılar ile çarpılarak toplamına eşittir.

$$[C] = (\alpha)[M] + (\beta)[K] \quad (8.2)$$

Eşitlik 8.2'deki α ve β katsayıları Rayleigh Katsayıları olarak bilinmektedir. Dinamik analizler için bu katsayılar modal analizlerden elde edilen kütle katılım oran değerlerindeki sıçrama yapan bölgelere göre (Tablo 8.2) ve belirli bir sönüm oranı değeri kullanılarak belirlenmektedir. Sönüm oranı tekrarlı yükler sonucu ortaya çıkan enerjinin gerek zemin gerekse yapı tarafından soğurulan kısmının büyüklüğünü temsil etmektedir.

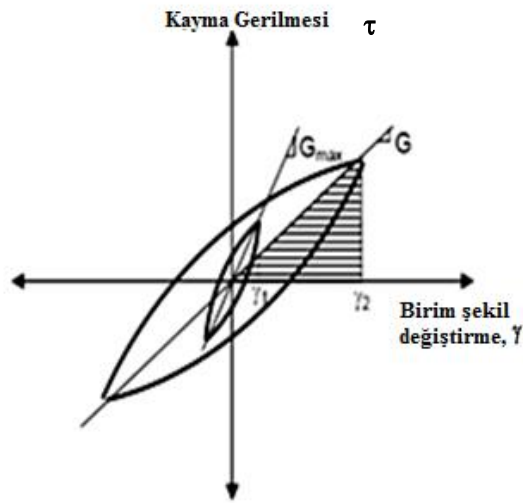
Sönüm oranı Şekil 8.5'teki taralı alanın bir fonksiyonu olarak Denklem (8.3) ile ifade edilir. Bu denklemde, A_L histeresis ilmeğinin alanını, A_T taralı alanı, η ise yüzde cinsinden sönüm oranını göstermektedir.

$$\eta = \frac{A_L}{4\pi A_T} * 100 \quad (8.3)$$

Yapı için kabul edilen sönüm oranı %5 tir. Ancak, zemin ortamı için bu denli düşük değerlerin alınması gerçekçi olmamaktadır.

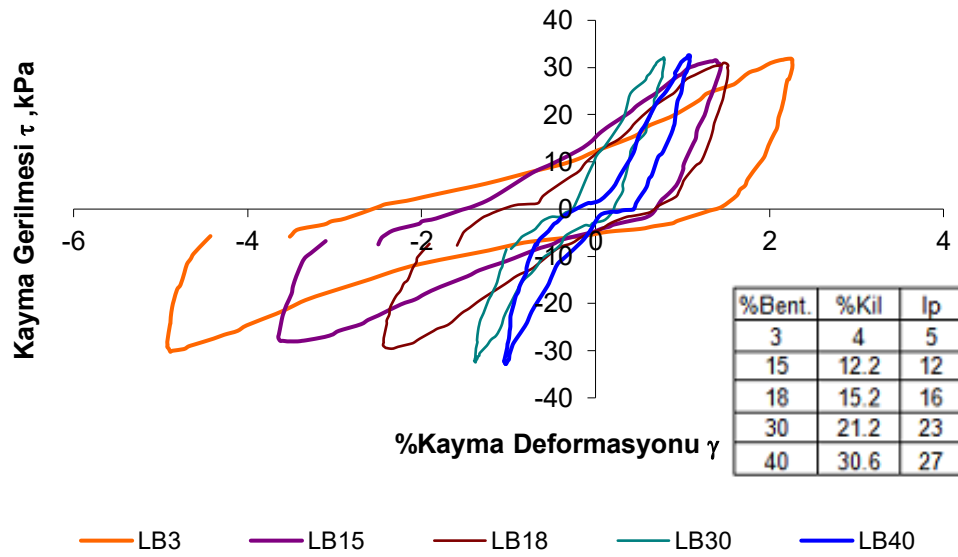
Tablo 8.2 Ankastre durum için x eksenı yönünde kütle katılım oranları

MODE	FREQUENCY	EFF.MASS TX	PERCENTAGE	CUM.PERCENT.
1	0.41804E+00	0.13923E+01	0.27120E-02	0.27120E-02
2	0.46596E+00	0.56926E+00	0.11089E-02	0.38209E-02
3	0.51335E+00	0.27482E+05	0.53533E+02	0.53537E+02
4	0.13924E+01	0.12542E+01	0.24431E-02	0.53540E+02
5	0.15341E+01	0.41078E-02	0.80017E-05	0.53540E+02
6	0.18724E+01	0.79817E+04	0.15548E+02	0.69087E+02
7	0.28847E+01	0.53582E+00	0.10437E-02	0.69088E+02
8	0.31014E+01	0.39452E-02	0.76850E-05	0.69088E+02
9	0.40136E+01	0.26958E+04	0.52512E+01	0.74340E+02
10	0.45863E+01	0.23487E+00	0.45751E-03	0.74340E+02
11	0.46336E+01	0.18569E-03	0.36172E-06	0.74340E+02
12	0.49078E+01	0.18321E-01	0.35688E-04	0.74340E+02
13	0.62257E+01	0.13558E+04	0.26410E+01	0.76981E+02
14	0.62413E+01	0.57146E+01	0.11132E-01	0.76992E+02
15	0.66178E+01	0.81560E-02	0.15887E-04	0.76992E+02
16	0.69905E+01	0.55923E+02	0.10893E+00	0.77101E+02
17	0.71058E+01	0.19585E+03	0.38150E+00	0.77483E+02
18	0.71639E+01	0.23674E+00	0.46116E-03	0.77483E+02
19	0.80114E+01	0.27475E-03	0.53518E-06	0.77483E+02
20	0.88046E+01	0.12783E+02	0.24900E-01	0.77508E+02
21	0.90096E+01	0.10168E+04	0.19806E+01	0.79489E+02
22	0.93365E+01	0.17888E+00	0.34844E-03	0.79489E+02
23	0.95436E+01	0.16940E+03	0.32998E+00	0.79819E+02
24	0.96157E+01	0.36150E+00	0.70417E-03	0.79820E+02
25	0.10299E+02	0.12171E-01	0.23707E-04	0.79820E+02
26	0.11062E+02	0.28260E+01	0.55048E-02	0.79825E+02
27	0.11648E+02	0.33092E+00	0.64461E-03	0.79826E+02
28	0.11840E+02	0.10117E+01	0.19707E-02	0.79828E+02
29	0.11943E+02	0.63713E+03	0.12411E+01	0.81069E+02
30	0.12112E+02	0.19058E+03	0.37124E+00	0.81440E+02
31	0.12295E+02	0.46222E-01	0.90037E-04	0.81440E+02
32	0.12426E+02	0.18793E-02	0.36607E-05	0.81440E+02
33	0.12727E+02	0.10735E-01	0.20910E-04	0.81440E+02
34	0.12860E+02	0.20127E+00	0.39206E-03	0.81441E+02
35	0.12976E+02	0.13727E+02	0.26738E-01	0.81467E+02
36	0.12989E+02	0.33276E+01	0.64818E-02	0.81474E+02
37	0.13451E+02	0.93662E+00	0.18245E-02	0.81476E+02
38	0.13490E+02	0.28725E-01	0.55954E-04	0.81476E+02
39	0.13804E+02	0.37104E+00	0.72276E-03	0.81476E+02
40	0.13812E+02	0.10732E+02	0.20906E-01	0.81497E+02
41	0.13819E+02	0.17593E+01	0.34269E-02	0.81501E+02
42	0.13857E+02	0.22267E-01	0.43375E-04	0.81501E+02



Şekil 8.5 Sönüm oranı tanımı

Laboratuvar ortamında hazırlanmış farklı bentonit yüzdelerinde killi numunelerin 5. çevrimi için histeresis ilmikleri Şekil 8.6'da gösterilmiştir (LB; L: Laboratuvar numunesi, B: Bentonit yüzdesi). Plastisite indisi kil yüzdesine bağlı olarak artmakta, I_p 'nin numune rijitliği üzerindeki etkisiyle aynı çevrim için kayma deformasyonları (γ) da azalmaktadır. Bu nedenle eğriler altında kalan alanın (A_T) bir fonksiyonu olarak ifade edilen sönüm oranının (η), numunelerin plastisite indisi ile ters orantılı olduğu görülmektedir (Şekil 8.7).

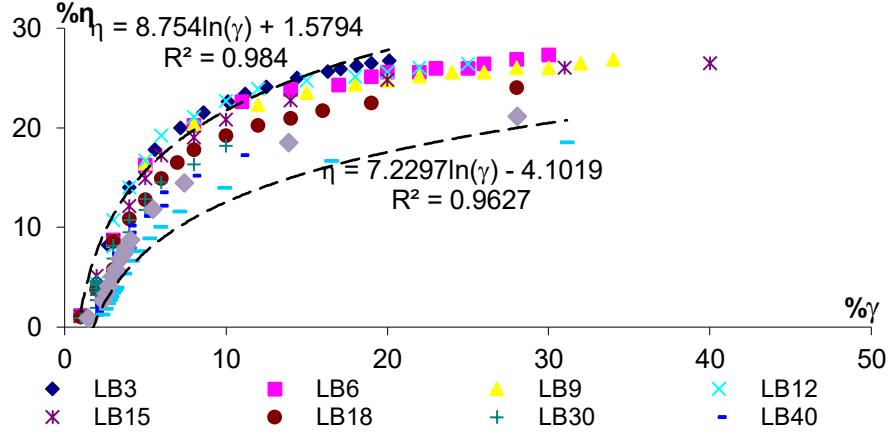


Şekil 8.6. Beşinci Çevrim için histeresis ilmikleri (Duran, 2010)

Sönüm oranı numunelerin fiziksel özellikleri ve rijitlik parametrelerini yansıtan Denklem 8.4'ten de hesaplanabilmektedir.

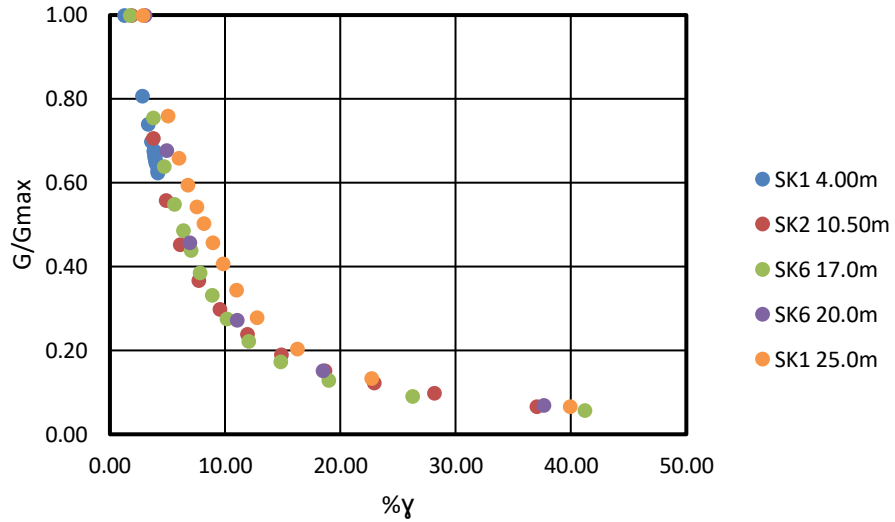
$$\eta = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 I_p^{1.3})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{\max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{\max}} + 1 \right] \quad (8.4)$$

Denklem 8.4 ile hesaplanmış sönüm oranları Şekil 8.7'de gösterilmiştir. Yukarıdaki öngörüye göre I_p arttıkça numunelerin sönüm oranı azalmaktadır (Kramer, 1996).



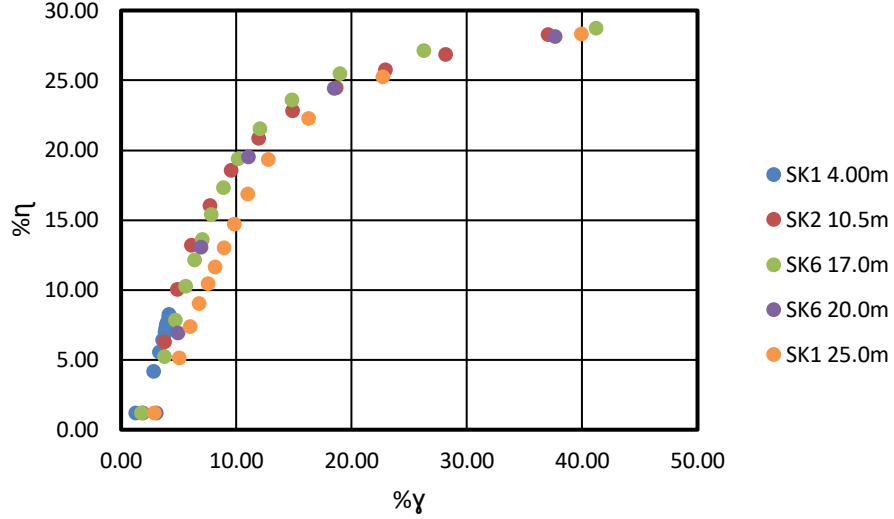
Şekil 8.7 Bentonit karışımlarının sönüm oranları, η (Duran, 2010)

Farklı derinliklerinden gelmiş numuneler üzerinde yapılan DSS deney sonuçlarından elde edilen kayma modülü azalım ve sönüm oranı eğrileri Şekil 8.8. ve Şekil 8.9 da gösterilmiştir. Çift genlikli kayma deformasyonu değeri olan %10 ($\pm\%5$) için numunelerinin rijitliklerinin yaklaşık olarak %70 ini kayb ettikleri ve bu değer için sönüm oranlarının %20 civarında olduğu görülmektedir.



Şekil 8.8 Güngören Formasyonu, kayma modülü azalım eğrileri

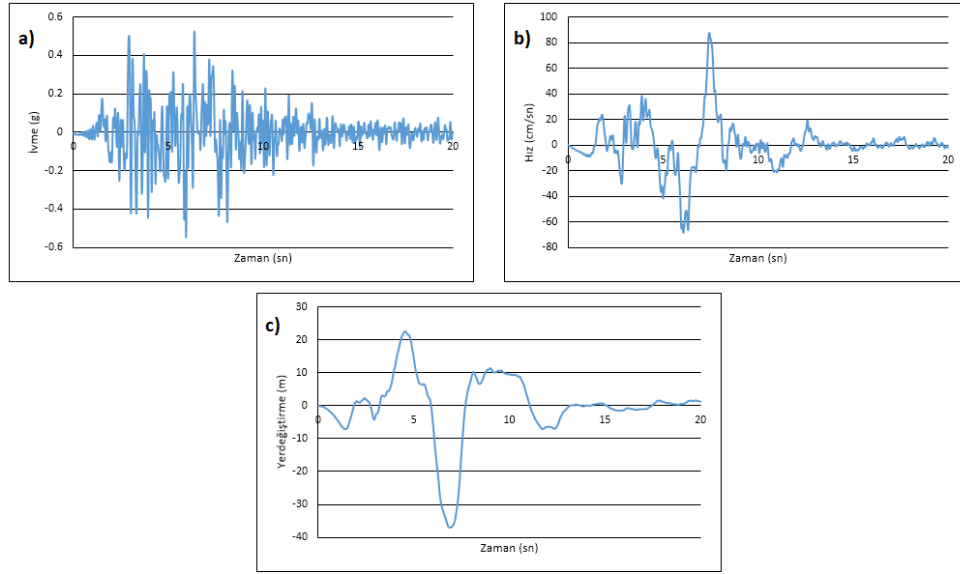
Dinamik analizlerde sönüm oranı; betonarme elemanlar için %5, zemin ortamı için %20 alınmıştır. Rayleigh parametreleri, bu sönüm oranlarına göre farklı temel ve mesnetlenme koşulları ile hesaplanmıştır.



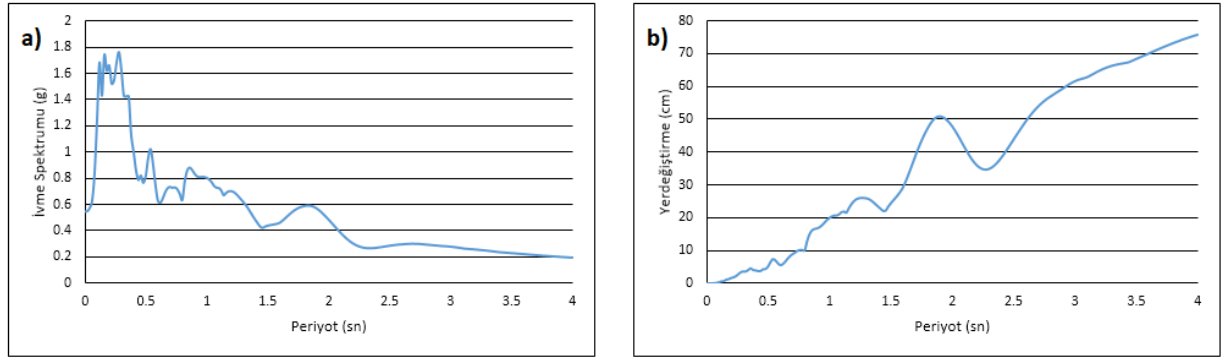
Şekil 8.9 Güngören Formasyonu, sönüm oranı eğrileri

Yapının x-ekseni doğrultusundaki modal frekans değerleri ile sönüm oranı göz önüne alınarak hesaplanan Rayleigh katsayılarına göre yapılan zaman tanım aralığındaki analiz yöntemleri, SAP 2000, Midas GTX gibi bazı sonlu eleman yazılımları için geçerlidir. Zeminin tekrarlı yükler altındaki davranışının tanımlanmasında, kayma modülü azalım eğrilerini de kullanan malzeme modellerinin kullanılması daha gerçekçidir. Ancak, Diana FX+ V9.5 sonlu eleman yazılımında böyle bir malzeme modelinin olmaması nedeniyle Rayleigh parametrelerine dayalı dinamik analizler yapılmasına gerek duyulmuştur.

Dinamik analizlerde, 1999 Adapazarı depreminin AFAD'ın Düzce Merkez Meteoroloji Müdürlüğü İstasyonundan ve 11.0 km derinlikten elde edilen E-W doğrultusundaki 20s'lik ivme kaydı kullanılmıştır. "Seismosignal" yazılımı ile kaydın ivme, hız ve yer değiştirme grafikleri (Şekil 8.10) gösterilmiştir. Ayrıca farklı periyotlara sahip tek serbestlik dereceli sistemler için zaman tanım aralığında uygulanan kaydın etkisiyle oluşacak ivme ve yer değiştirme spektrumları incelendiğinde; 0.54g (Şekil 8.11a) gibi yüksek mertebede ivme değerlerinin gözlemlendiği, 4s'lik periyoda sahip tek serbestlik dereceli sistem için yaklaşık 80cm'lik yatay yer değiştirmelere (Şekil 8.11b) neden olabilecek oldukça güçlü bir deprem kaydının analizlerde etki ettirilmesi gerekeceği görülmektedir.

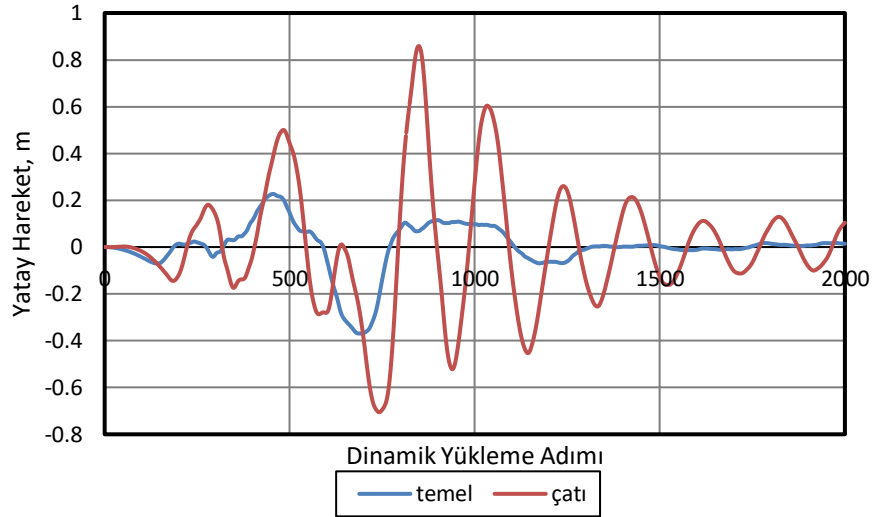


Şekil 8.10 Deprem kaydı özellikleri a) İvme b) Hız c) Yer değiştirme



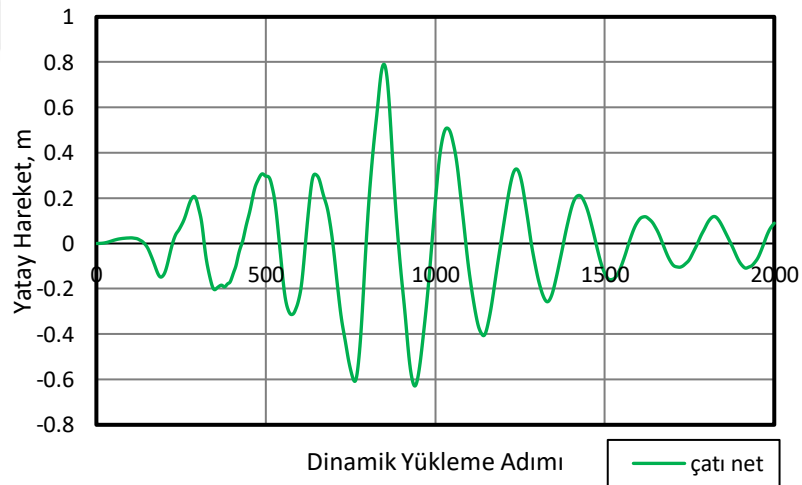
Şekil 8.11 Spektrumlar a) İvme b) Yer değiştirme

Analizin bu aşamasında, zeminin modele katılmadığı ve yapının temel seviyesinde ankastre olarak mesnetlendiği model çözümlenmiştir. Şekil 8.12 de yapının çatı ve temeli üzerinde seçilmiş düğüm noktalarının yatay yer değiştirme grafikleri gösterilmiştir. Burada dikkat çeken husus, temelin ötelenme eğrisinin Şekil 8.10c de gösterilen deprem kaydı için elde edilen yer değiştirme eğrisi ile aynı biçimi göstermesidir. Bu sonuç deprem kaydının modele gerçekç. bir şekilde aktarıldığını göstermektedir.



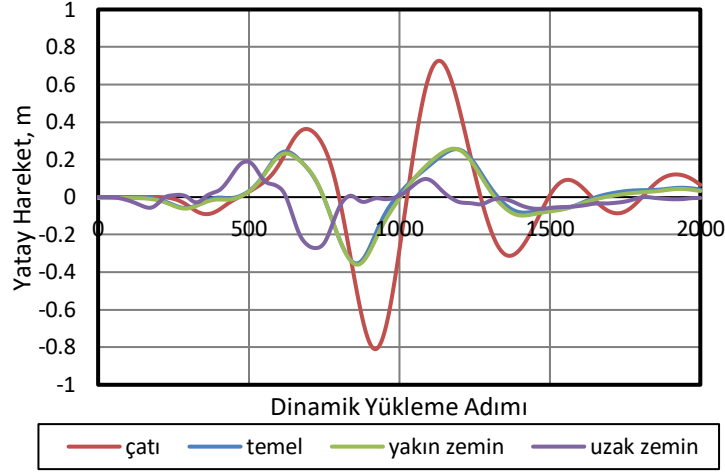
Şekil 8.12 Depremde ankastre durumda çatı ve temel yatay hareketi

Çatıda oluşan yer değiştirme değerlerinden temel ötelenme değerlerinin çıkartılması ile ele edilen net yatay hareket eğrisi, Şekil 8.13 te gösterilmiştir.



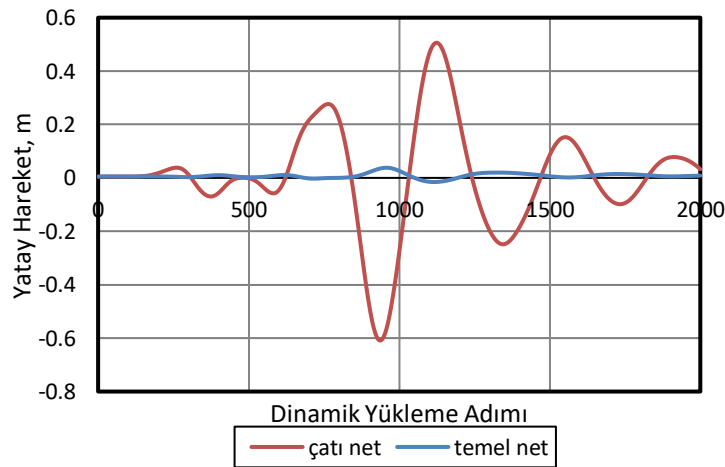
Şekil 8.13 Çatıda oluşan net yatay yer değiştirmeler

Ankastre model analizlerinden sonra 30MPa rijitlikteki zemin ortamı da modele dahil edilmiştir. Bu ikinci modelde yapının 4 bodrumundan dolayı 14m kadar bir gömme derinliği oluşmaktadır. Şekil 8.14 de analiz sonucu elde edilen yatay hareket eğrileri gösterilmiştir.



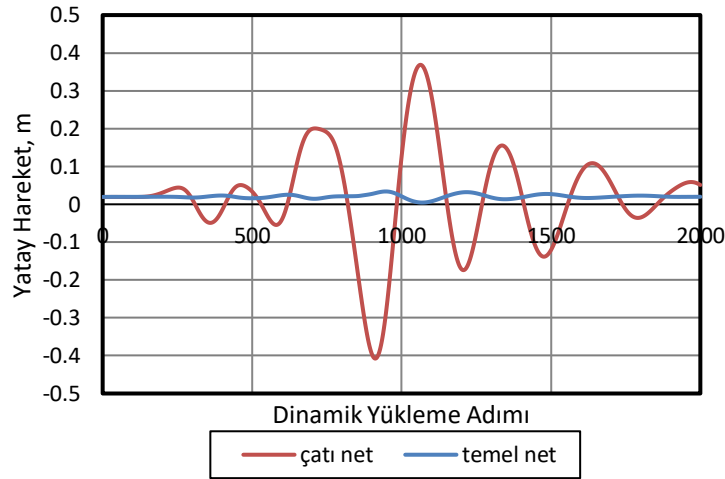
Şekil 8.14 Çatıda oluşan net yatay yer değiştirmeler

Grafikte çatı ve temel üzerinde seçilen düğüm noktalarına ek olarak binaya yakın bölgeden ve yüzeyde seçilen bir düğüm noktası ile binadan yaklaşık 150m uzakta bir diğer nokta da analize katılmıştır. Yapılan analiz ile temel ve ona yakın zemin bölgesinin yatay yer değiştirme eğrilerinin çakışmış olduğunu belirlenmiştir. Bu bulgu yüzeye yakın bölgeye göre temelin göreceli yer değiştirmesinin sıfır olduğunu göstermektedir. Diğer bir ifade ile 14m'lik gömme derinliği, yapının bir anlamda ankastre mesnetli olarak davranmasını sağlamıştır. Şekil 8.15'te yakın zemin bölgesine göre çatı ve temelin göreceli yatay yer değiştirme eğrileri gösterilmiştir. Temelin düşey yatay hareketi sıfıra yakın iken çatıda en fazla 0.51m, en az da -0.61m yatay yer değiştirmeler oluşmuştur.



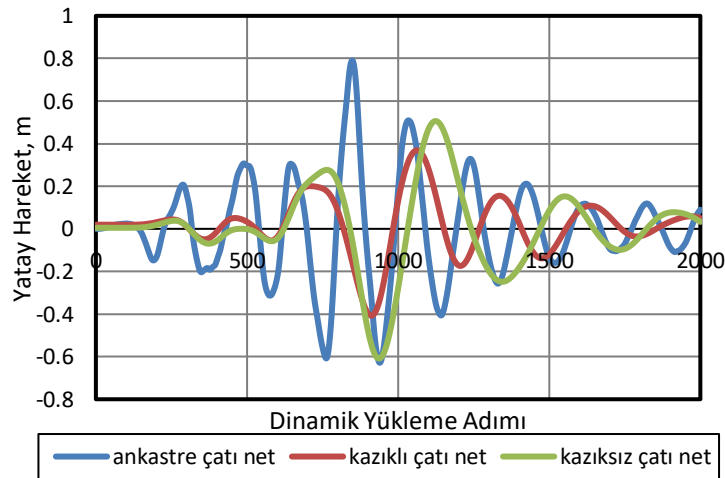
Şekil 8.15 Kazıksız durum için çatı ve temelin göreceli yer değiştirmeleri

$D=1.00\text{m}$ çapında $L=20.0\text{m}$ boyunda ve $s_x=s_y=3.00\text{m}$ aralıklar ile 132 adet kazığın da modele dahil edildiği sistem için ise çatı ve temelin göreceli yatay yer değiştirmeleri Şekil 8.16 da gösterilmektedir. Bu durumda da temelin ötelenmelerinin ihmal edilecek düzeyde kalmasına karşın, çatıdaki maksimum ve minimum değerler düşerek 0.37m ve -0.41m seviyelerine inmiştir.



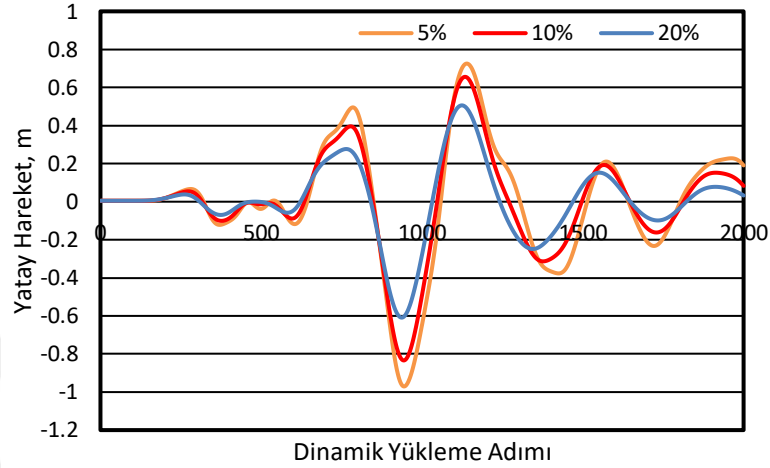
Şekil 8.16 Kazıklı durum çatı ve temel göreceli yer değiştirmeler

Çatı düğüm noktasının tam ankastrelik, kazıklı ve kazıksız analizlerden elde edilen sonuçları Şekil 8.17 de gösterilmektedir. En kritik veya yüksek değerlerin 0.80m ve -0.63m ile ankastre çözümden elde edildiği görülmektedir. Bu hata, zeminin sisteme kattığı sönümlenme etkisinin göz ardı edilmesinden kaynaklanmaktadır. Depremde sisteme aktarılan enerjinin bir kısmı zemin tarafından yutulduğundan binada oluşan etkilerin düşmesi sağlanmaktadır.



Şekil 8.17 Kazıklı durumlar için çatının göreceli yer değiştirmeleri

Zemin için tanımlanan sönüm oranlarının değişiminin yapının davranışı üzerindeki etkisi de Şekil 8.18 de gösterilmiştir. Modelde kazıklar aktif edilmemiştir ve destek sistemi bulunmamaktadır. Buradan, zeminin sönüm oranı arttıkça yatay yer değiştirmelerin azaldığı saptanmıştır.



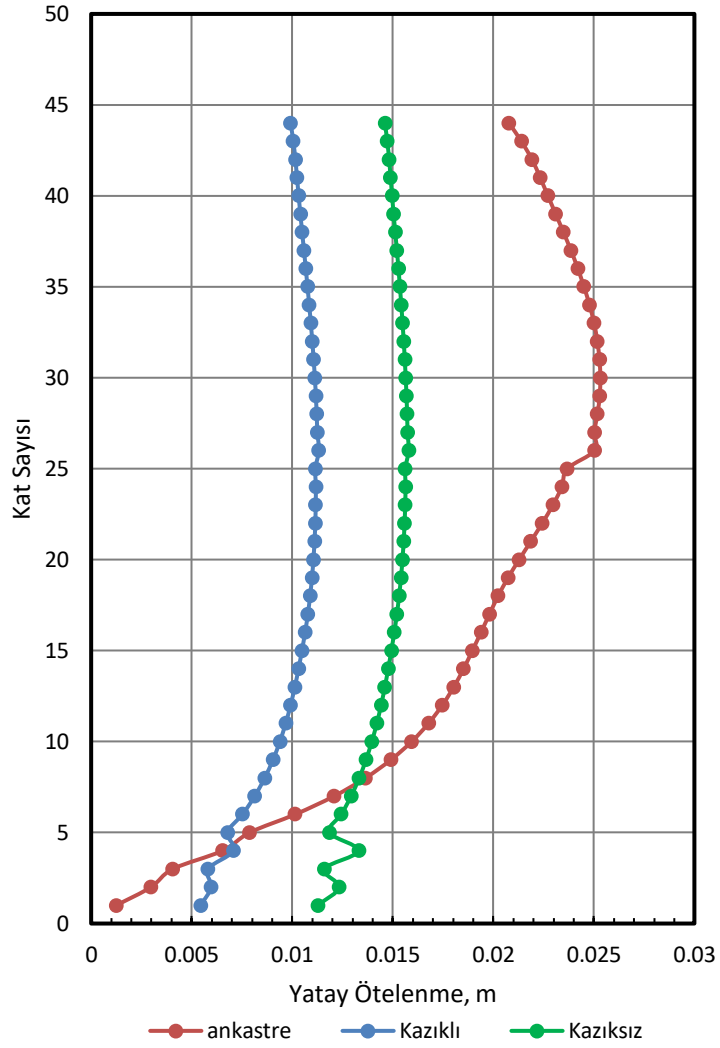
Şekil 8.18 Sönüm oranı değişiminin yatay yer değiştirmeler üzerindeki etkisi

Kazık uygulaması yatay yer değiştirmeler üzerinde belirgin bir iyileştirme yaratmış ise de, kazıklı ve kazıksız durumlarda ötelenmelerin izin verilebilir aralıkta kaldığının kontrolü için her üç durumun göreceli kat ötelenmeleri karşılaştırılmıştır. Şekil 8.19 da farklı mesnet ve temel tipleri için elde edilen eğriler gösterilmiştir.

Burada en kritik durumun, ankastre modelden elde edildiği görülmektedir. Ankastre çözüm için maksimum kat ötelenmesi 2.5cm, kazıksız temelle analizde 1.6cm, kazık uygulanan durumda 1.1cm civarında hesaplanmıştır. Ankastre analizde daha belirgin görünen 25-26. kat seviyesinde eğrilerdeki eğim değişimi veya kırılmanın nedeni; bu kat hizasında bina kesitinin ve düşey perde planının değişmiş olmasıdır. Kazıklı ve kazıksız çözümlerdeki ilk kat seviyelerindeki kırılmalar 14m gömülü olan bodrum dış perdelerinin zeminle olan etkileşiminden kaynaklanmaktadır.

Türk Deprem Yönetmeliği 2007'de göreceli kat ötelenmeleri için minimum hasar sınırının %1 olduğu belirtilmiştir. Kat yüksekliklerinin 3.0m olduğu göz önüne alındığında ankastre durum için bu değer %0.83; kazıksız durumda %0.53; ve kazıklı durumda ise %0.37 olmaktadır. Bu durum, ötelenmelerin limitin belirgin şekilde altında kaldığını göstermektedir. Kazık uygulaması etkin bir fark yaratmış olsa da,

kazıksız analizlerde elde edilen sonuçların da minimum hasar sınırının altında kalıyor olması aradaki farkın önemini yitirmesine neden olmaktadır.



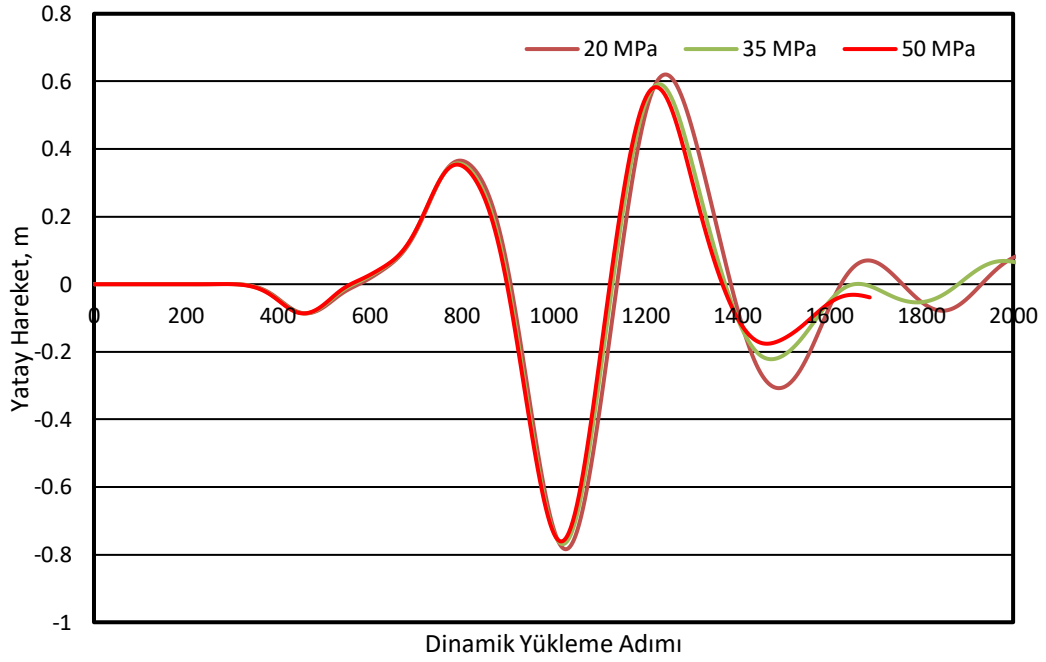
Şekil 8.19 Göreceli kat ötelenmeleri

Dinamik analizlerde, yapının tepe noktası için elde edilen maksimum ve minimum yatay hareket değerleri Tablo 8.3'te gösterilmiştir.

Tablo 8.3 Dinamik Analiz Sonuçları (yapının üst kotu için)

	Maksimum (m)	Minimum (m)	Değişim (%)
Ankastre	0.80	-0.63	-
Zemin+Radye Temel	0.51	-0.61	36
Zemin+Kazıklı Radye Temel	0.37	-0.41	54

Sonraki aşamada, tekrarlı yükler altında yapının yataydaki davranışını etkileyecek destek sistemi ve ara dolguların dinamik davranış üzerindeki etkisi incelenmiştir. Değişken özellik olarak, ara dolgu malzemesinin rijitliği göz önüne alınmıştır. Farklı elastisite modüllerinden dolayı alt katlardaki yatay hareket farklılıklarının etkisinin en yüksek görüleceği yapı tepe noktası üzerinde seçilen düğüm noktasına göre Şekil 8.20 deki grafik oluşturulmuştur.



Şekil 8.20 Ara dolgu malzemesinin tepe noktası salınımı üzerindeki etkisi (toplam yerdeğiştirme)

Destek sistemi ile yapı dış perdeleri arasına yerleştirilecek ara dolgu malzemesi rijitliğinin 20, 35 ve 50 MPa gibi belirgin artırılmasına rağmen elde edilen yatay yerdeğiştirme eğrileri birbirine benzer çıkmıştır. Böylece, ara dolguların eklenmesinin hem statik hem de dinamik yükler altındaki davranışa belirgin bir katkısı olmadığı sonucuna varılmıştır.

9. DEĞERLENDİRME VE SONUÇLAR

Bu çalışmada, aşırı konsolide killere içine inşa edilmekte olan çok katlı yapıların statik ve sismik koşullarda zemin - temel ile etkileşimi incelenmiştir. Temelin kazıklı ve kazıksız olması durumları için yapının davranışı irdelenmiştir.

Aşırı konsolide killere alınan numunelerin ciddi şekilde örselendiği gerekçesi ile, parametre seçiminde laboratuvar deneyi sonuçları yanında presiyometre ölçümlerinden de yararlanılmıştır. Ayrıntılı değerlendirmelerden sonra zemin özellikleri $c' = 40 \text{ kPa}$ ve $\phi' = 30^\circ$, $E = 30 \text{ MPa}$ ile temsil edilmiştir.

İlk aşamada; zemin ortamının olmadığı ve yapının temel seviyesinde ankastre olarak mesnetlenmesi durumunda, çoğu yapısal analizde uygulandığı gibi tek işlemde oluşturulan binada maksimum düşey deformasyon ($TDtZ_{maks}$) değerlerinin yapının üst kotunda olduğu görülmüştür. Sistem çok aşamalı olarak analiz edildiğinde ise, $TDtZ_{maks}$ değeri yapının ortadaki kat seviyelerine doğru inmiştir.

Modele zemin dahil edildiğinde $TDtZ_{maks}$ en alt katlarda oluşurken, zemin rijitliğinin artmasıyla maksimum düşey deformasyonlar üst katlara doğru tırmanmıştır. Zemin rijitliği belirli bir sınırı aştıktan sonra ise $TDtZ_{maks}$, ankastre durum sonucuna benzer olarak yapının orta bölgelerinde oluşmuştur. Böylece, analiz yönteminin taşıyıcı sistemde hem maksimum düşey deformasyonların yerini hem de mertebesini kontrol ettiği görülmüştür.

Bunu izleyerek temelin esnek veya rijit olması durumunda oluşan oturma kalıpları incelenmiştir. Esnek durum için zemin rijitliğinden bağımsız olarak temelde oluşan şekil dışbükey iken, rijit temelde yine zemin rijitliğinden bağımsız olmak üzere kalıbın içbükeye dönüştüğü belirlenmiştir.

Bodrum sayısına bağlı olarak yapılan kazı ile kaldırılacak örtü yükünün, yapının ölü ağırlığı etkisiyle zeminde oluşturacağı düşey deformasyonlar üzerindeki etkisi de

incelenmiştir. Zemin rijitliğinden bağımsız inşa edilecek en az 4 bodruma sahip 20-25 normal katlı yapılar için hiçbir oturma probleminin oluşmadığı görülmüştür.

Kazık desteğinin temele etkisinin incelenmesinde ilk olarak, esnek temeller için gözlemlenen dışbükey oturma kalıbının ortamda kazıkların varlığı ile içbükey şekle dönüştüğü görülmüştür. Diğer bulgu ise, oturmaların kontrolü ve taşıma gücünün yükseltilmesi için tercih edilen kazıkların, gerçekte yapının düşey perdelerinin davranışı üzerinde daha önemli bir etkiye sahip olduğudur. Kazık uygulaması temelde beliren düşey deformasyon değerlerinin sadece %22 seviyesinde azalmasına katkıda bulunurken, yapının düşey perdeleri ile aynı doğrultuda yük transferine yardımcı olarak çalışacakları için, özellikle en alt bodrum iç perdelerinde oluşan düşey deformasyon değerlerinin %41 oranında azalmasını sağlamaktadır.

Modal analizlerde, ankastre durumda 1. modda beliren burulma (T_b) durumunun zemin ortamının varlığıyla etkisini kaybettiği görülmüştür. Zemin rijitliği arttıkça ankastre model davranışına yaklaşan analizlerde T_b nin ortaya çıktığı mod değeri de düşmektedir. Kazıkların varlığı da bu davranışa benzer bir etki oluşturmaktadır. x ve y eksenleri doğrultusundaki hakim periyotlar her ne kadar ankastre durumda olduğu gibi ilk modlarda oluşsa da, bu periyotlar arasındaki farklar büyüktür. Bu durum x-ekseni doğrultusunda ankastre durum referans değer olarak kabul edilmek üzere, zemin rijitliğine bağlı olarak beliren periyotlar arasındaki oranın 5-2.8 kat arasında değişiklik göstermesi ile kanıtlanmaktadır. Kazıkların varlığı ise bu aralığı 4.0-1.6 kat seviyelerine düşürmüştür. y-ekseni doğrultusunda elde edilen periyot değerlerinde de benzer sonuçlar elde edilmiştir. Ancak periyotlar arasındaki oran daha düşük seviyelerde, 3.0-1.6 kat arasında kalmıştır.

Sonuçlarda dikkat çeken bir diğer husus, kazıkların varlığının y-ekseni doğrultusundaki periyotlar üzerinde belirgin bir etki yaratmamış olmasıdır. Ayrıca, kazıkların modele dahil edilmesiyle y yönündeki kütle katılım oranlarında belirgin bir düşüş olduğu fark edilmiştir. Bu durum, x-ekseni yönündeki katılım oranlarının yüksek olması ile ilgili bir sonuçtur.

Dinamik analizler yapının en büyük salınımının, ankastre durumda gerçekleştiğini göstermiştir. Zemin ortamının sahip olduğu sönümleme özelliğinin sisteme etki

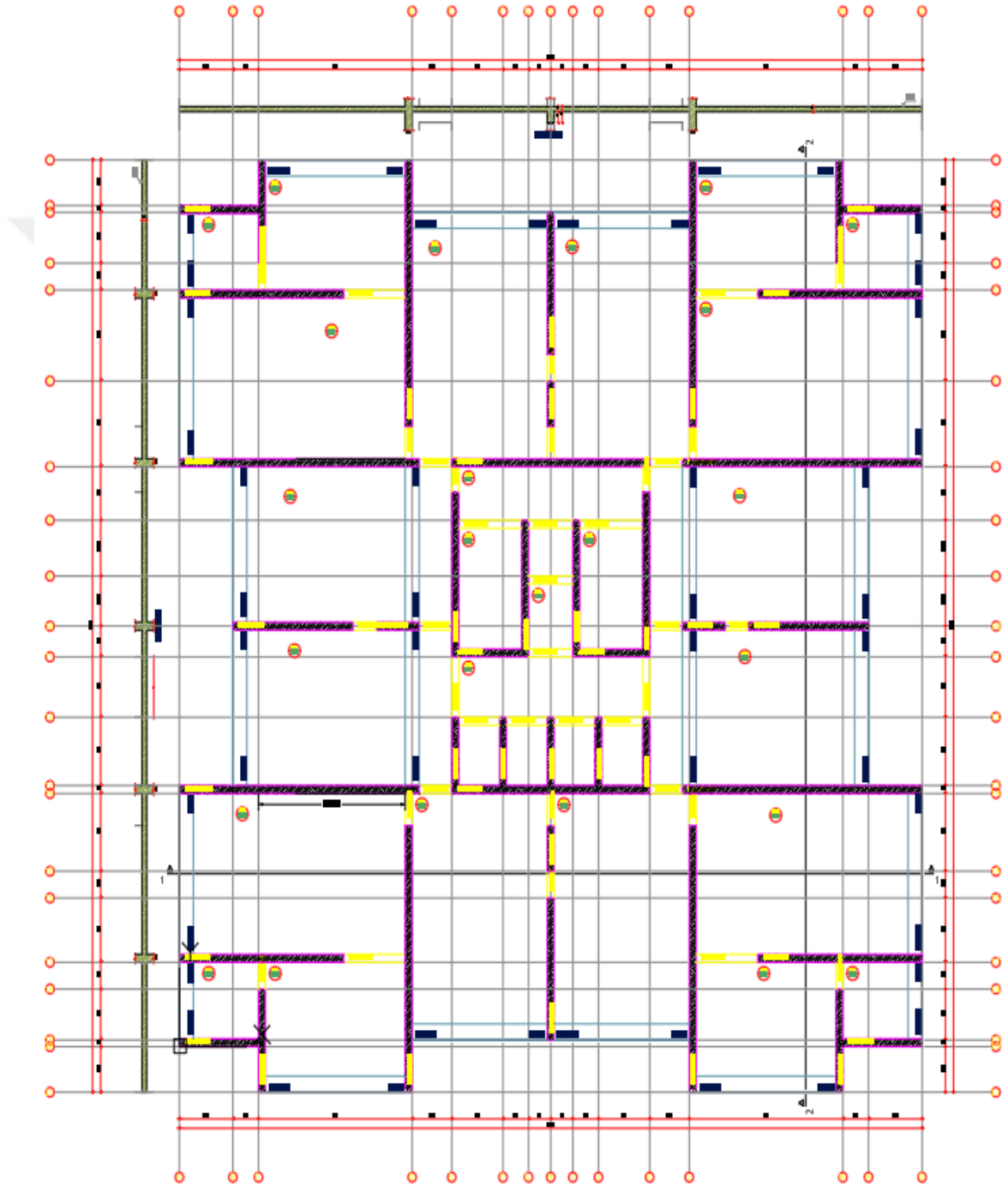
ettirilmesiyle toplam yatay hareket miktarı düşmüştür. Ayrıca, modeldeki 4 bodrum kattan gelen 14m'lik bir gömme derinliği yapıya doğal ankastrelik sağlamıştır. Temelin, yüzeyde yapıya yakın bir yerden seçilen bölgeye göre göreceli yer değiştirmelerinin sıfır olması, bu durumun diğer bir göstergesidir.

Bir sonraki aşamada modele, $D=1.00\text{m}$ çapında $L=20.0\text{m}$ boyunda ve $s_x=s_y=3.00\text{m}$ aralıklar ile uygulanan 132 adet kazık uygulanmıştır. Böylece kazıkların etkisiyle radyejeneral temelin yataydaki yer değiştirmeleri daha da azalmıştır.

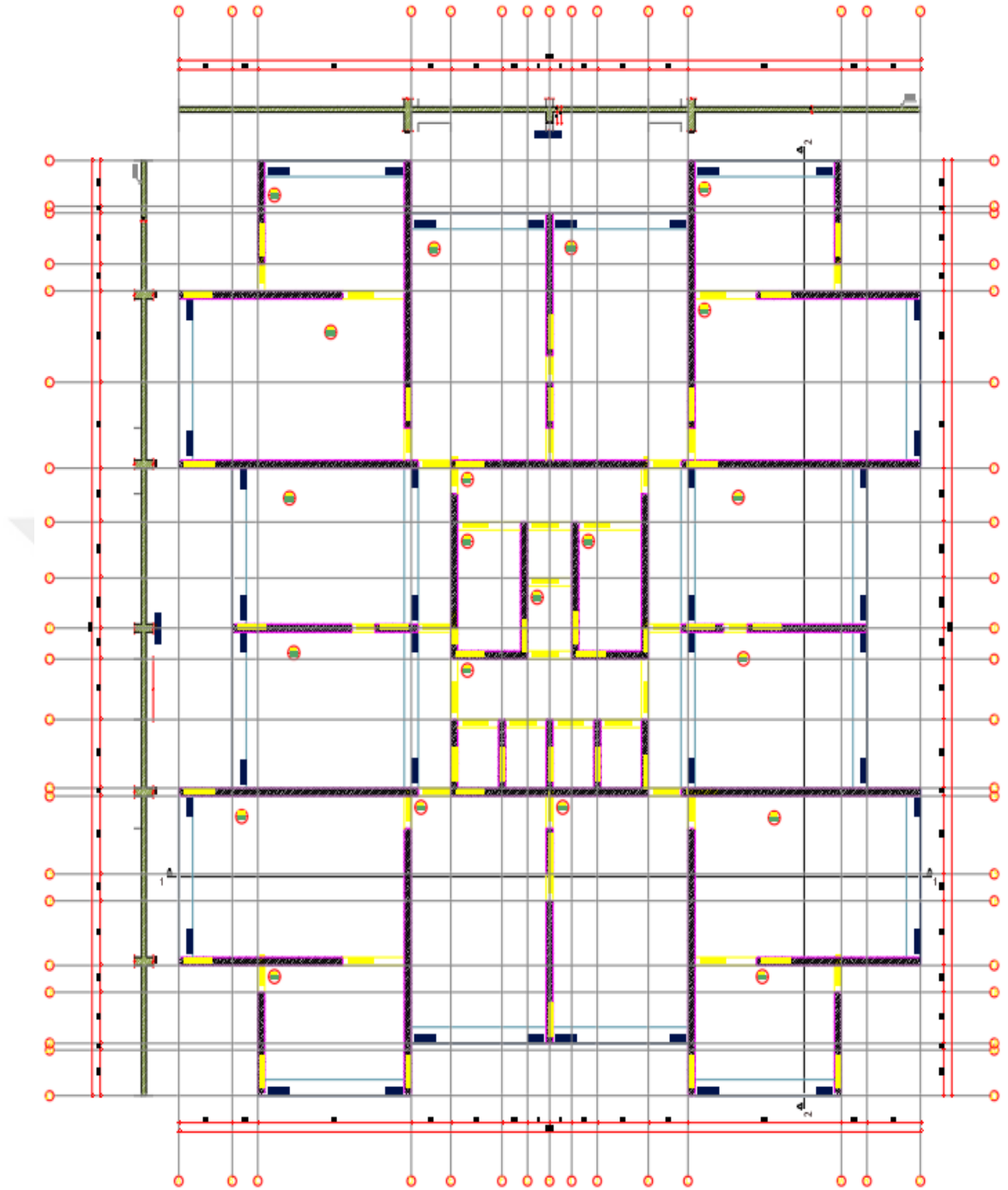
Yapılan çalışmalar aşırı konsolide kilde oturan yüksek yapılar için hem statik hem de dinamik analizlerde zemin ve yapının düşey taşıyıcı sistemin tümü ile birlikte çözülmesi gerektiğini göstermiştir. Statik durumda ortaya çıkan düşey deformasyonlar ile doğrudan ilgili olacak iç tesir kuvvetlerinin mertebeleri, boyutlandırma ve kesit kapasite hesapları açısından önemli farklılıklar oluşturabilir. Özellikle kazıklı radyejeneral temel uygulamalarında kazıkların düşey perdeler üzerinde sağlamış olduğu olumlu veya olumsuz etkisinin göz ardı edilmemesi gerekmektedir.

“Kazıklı radyejeneral temel” uygulamasının çok katlı, 4 veya daha fazla bodruma sahip yapılar için belirgin bir olumlu etkiye neden olmadığı görüşü bu çalışmasının ana sonucudur. Ancak uygulandığında; kazıkların, yapıdaki taşıyıcı perdeler üzerinde oluşan deformasyonları azaltması yönündeki olumlu etkisinin SSI'de gözardı edilmemesi gerekmektedir.

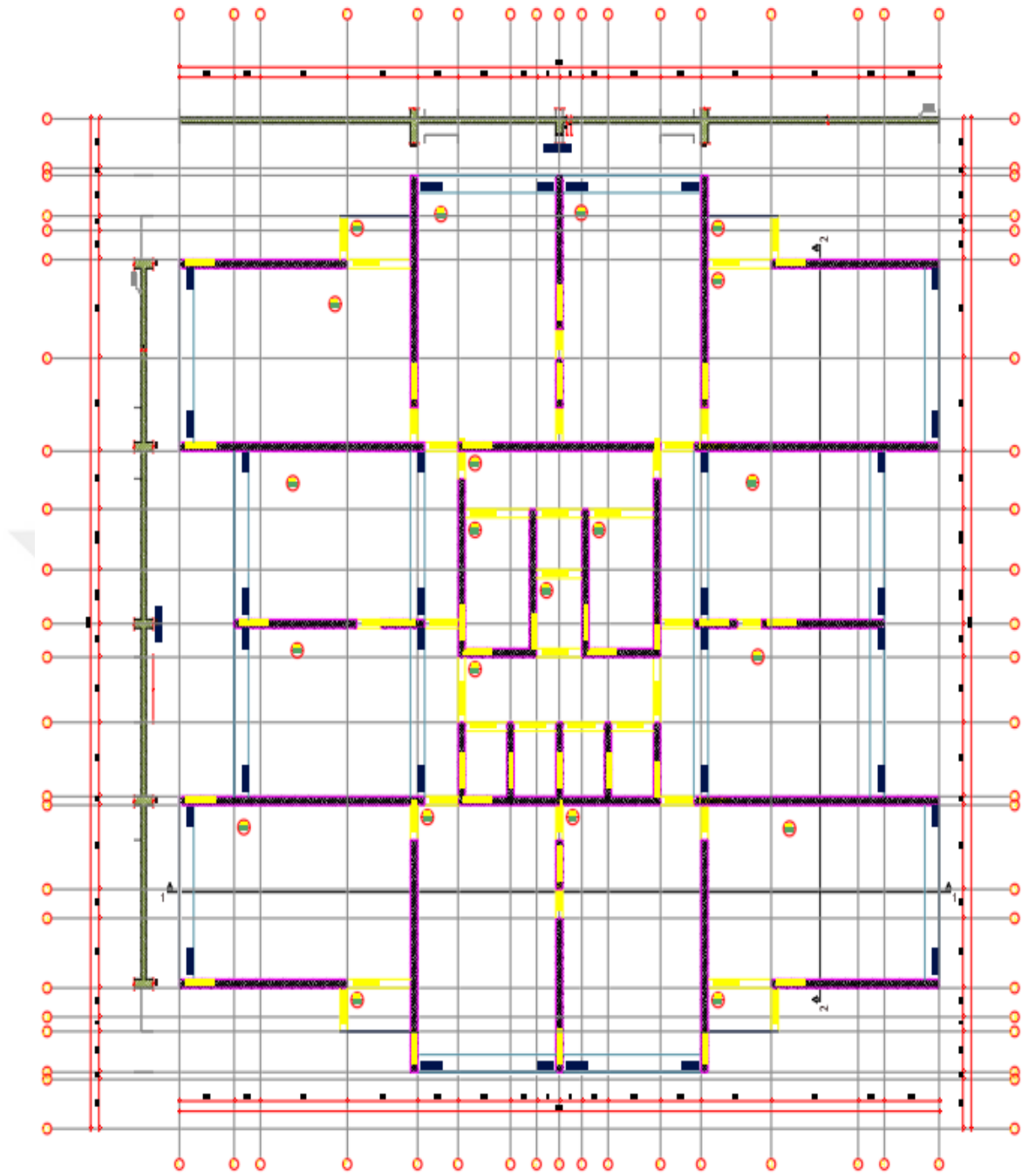
10. EK 1. KALIP PLANLARI



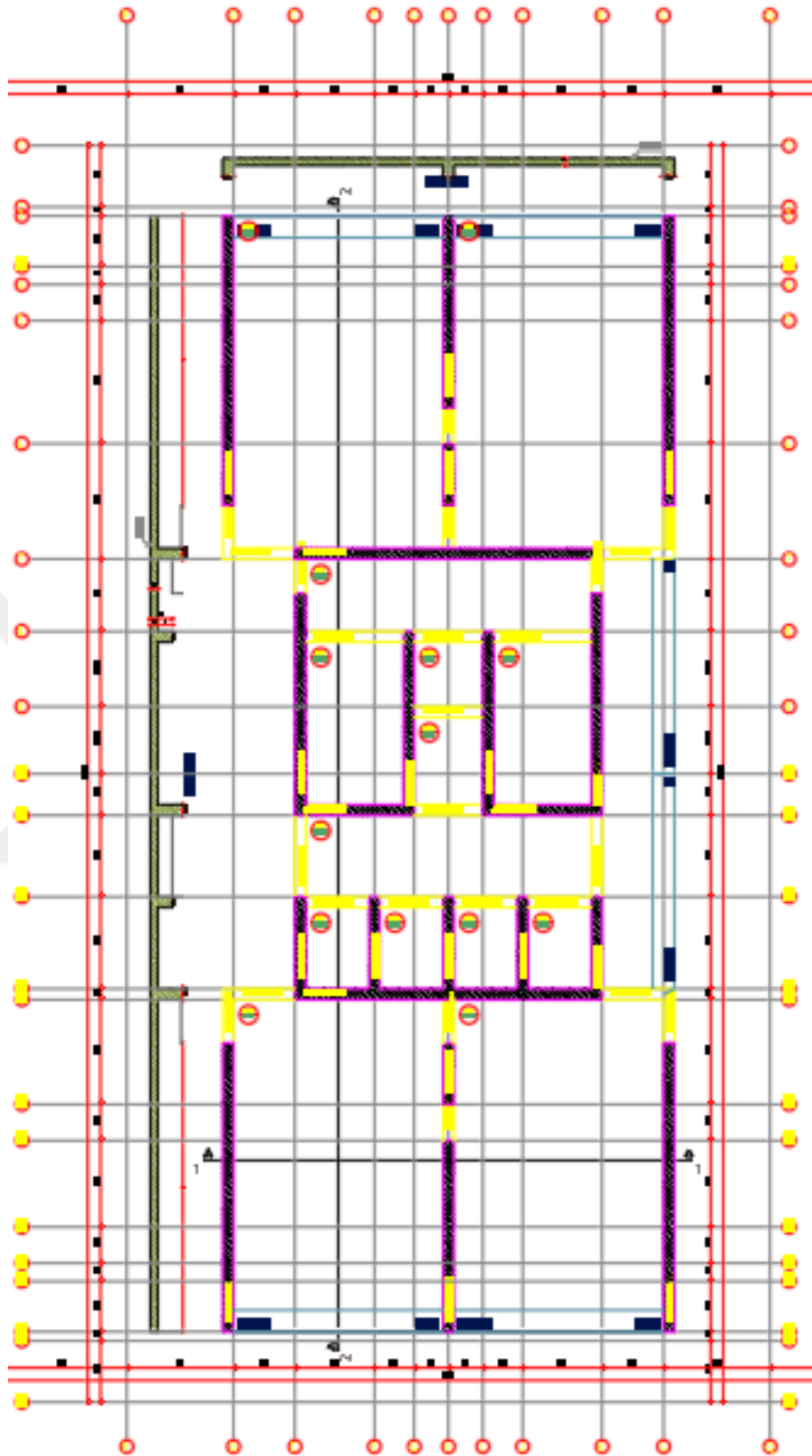
-3. -2. -1. Zemin. 1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. KAT KALIP PLANI



11. 12. 13. 14. 15. 16. 17. 18. 19. 20. KAT KALIP PLANI



21. 22. 23. 24. 25. 26.....36. 37. 38. KAT KALIP PLANI



39. KAT (TERAS) KALIP PLANI

11. KAYNAKLAR

Alamo, G.M., Padron, L.A., Aznarez, J.J., 2015. “Structure-soil-structure interaction effects on the dynamic response of piled structures under obliquely incident seismic shear waves”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Cilt: 78, 142-153

Aldaikh, H., Alexander, N.A., Ibraim, E., Oddbjornsson, O., 2015. “Two dimensional numerical and experimental models for the study of structure-soil-structure interaction involving three buildings”, *Computers and Structures*, Cilt: 150; 79-91

Aljanabi, A.I.M., Farid, B.J.M., Mohamed, A.A.A., 1990. “Interaction of plane frames with elastic foundation having normal and shear moduli of subgrade reactions”, *Computers and Structures*, 36(6), 1047-1056.

Ansal, A., Kurtulus, A., Tonuk, G., 2010. “Seismic microzonation and earthquake damage scenarios for urban areas” *Soil Dynamics And Earthquake Engineering* Cilt: 30, Bölüm: 11, 1319-1328

Apsel, R.J., Luco, J.E., 1976. “Torsional response of rigid embedded foundations”, *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 102 (6), 957–970.

Basile, F., 2015. “Non-linear analysis of vertically loaded piled rafts”, *Computers and Geotechnics*; Cilt: 63, 73-82.

Bishop, A.W, Henkel, D.J., 1957. “The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test”, Edward Arnold, London, 325.

Boussinesq, V.J., 1878a. “Equilibre d’elasticite d’un sol isotrope sans pesanteur, supportant different poids”. Comptes Rendus, Paris, Gauthier-Villars, Cilt 86, 1260–1263.

Boussinesq, V.J., 1878b. “Sur la depression que produit, a la surface d’un sol horizontal elastique et isotrope, un poids qu’on depose, et sur la repartition de ce poids entre ses divers point d’appui”, Comptes Rendus, Paris, Gauthier-Villars, Cilt 87,402–405.

Boussinesq, V.J., 1878c. “Surlamaniere dont se distribue entre ses points d’appui le poids d’un corps dur, pose sur un sol poli, horizontal et elastique: identite de ce mode de repartition, pour une base de sustentation plane et horizontale, avec celui d’une charge electrique en equilibre dans une plaque mince de meme forme”. Comptes Rendus, Paris, Gauthier-Villars, Cilt 87, 519–522.

Cerruti, V., 1882. “Ricerche intorno all’equilibrio dei corpi elastic isotropi”, Reale Accademia dei Lincei, Cilt 13.

Chadwick, P., Trowbridge, E.A., 1967a. “Oscillations of a rigid sphere in an infinite elastic solid, I. Torsional oscillations”, Proceedings of the Cambridge Philosophical Society, 63, 1189–1205.

Chore, H.S., Ingle, R.K., Sawant, V.A., 2010. “Building frame-pile foundation -soil interaction analysis: a parametric study”, J. Interact. Multiscale Mech., 3(1), 55-79.

Cinicioglu, S.F., Oztoprak, S., Kelesoglu, M.K., Ozyazgan, C., 2001. “Spatial site safety analysis for Bakirkoy district of Istanbul”, Proceedings of the Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Cilt 1-3, 385-388

Clough, R.W., (1960). “The finite element method in plane stress analysis”, Proceedings, 2nd Conference on Electronic Computation, A.S.C.E Structural Division, Pittsburgh, Pennsylvania

Dalgıç, S., Turgut, M., Kuşku, İ., Coşkun, Ç., Coşgun, T., 2009. “İstanbul'un Avrupa Yakasındaki Zemin ve Kaya Koşullarının Bina Temellerine Etkisi”, Uygulamalı Yerbilimleri Sayı:2

Duke, C.M., Luco, J.E., Carriveau A.R., Hradilek P.J., Lastricp R., Ostrom D., 1970. “Strong Earthquake Motion and Site Conditions”, Bulletin of the Seismological Society of America. 60, 1271-1289.

Duman, T.Y., Can, T., Gokceoglu, C., Nefeslioglu, H.A., Sonmez, H., 2006 “Application of logistic regression for landslide susceptibility zoning of Cekmece Area, Istanbul, Turkey”, Environmental Geology Cilt: 51, Bölüm: 2, 241-256

Duncan, J.M., Chang C.Y., 1970. “Nonlinear analysis of stress and strain in soils”, J. Soil Mech. Found. Eng. Div. ASCE, 96(5), 1629-1653.

Ercelebi, SG., Copur, H., Ocak, I., 2011. “Surface settlement predictions for Istanbul Metro tunnels excavated by EPB-TBM” Environmental Earth Sciences Cilt: 62 Bölüm: 2, 357-365

Eason, G., Fulton,J., Sneddon,I.N., 1956. “The generation of waves in an infinite elastic solid by variable body forces”. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series A, 248, 575–607.

Fatahi, B., Tabatabaiefar, S.H.R., 2014. “Effects of Soil Plasticity on Seismic Performance of Mid-Rise Building Frames Resting on Soft Soils”, Advances in Structural Engineering, Cilt 17-10, 1387-1402.

Filonenko-Borodich, M.M., 1940. “Some approximate theories of the elastic foundation, (in Russian)”, Uchenyie Zapiski Moscovskogo Gosudarstuenogo Universiteta Mehanika, 46, 3-18.

Francois, S., Galvin, P., Museros, P., Lombaert, G., Degrande, G., 2014. “Dynamic soil-structure interaction analysis of a telescope at the Javalambre Astrophysical Observatory”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Cilt 65, 165-180.

Gouasmia, A., Djeghaba, K., 2007. “Non-linear Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis of buildings”, *Uki Tencholognis Ir Ekonominis Vstymas Technological and Economic Development of Economy*, Cilt 13-4, 266-271.

Hardin, B.O., Drnevich, V.P., 1972. “Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves”, *Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(SM7), 1531-1537.

Hetenyi, M., 1946. “Beams on Elastic Foundation”, The University of Michigan Press, Ann Arbor.

Hetenyi, M. 1950. “A general solution for the bending on an elastic foundation of arbitrary continuity”, *Journal of Applied Physics*, 21, 55-58.

Hokmabadin, A.S., Fatahi, B., Samali, B., 2014. “Seismic response of mid-rise buildings on shallow and end-bearing pile foundations in soft soil”, *Soils And Foundations*, Cilt 54-3, 345-363.

Hora, M.S., Agrawal, R., 2012. “Nonlinear interaction behaviour of plane frame-layered soil system subjected to seismic loading”, *Int. J. Struct. Eng. Mech.*, 11(6), 711-734.

Housner, G. W., 1957. “Interaction of Building and Ground During an Earthquake”, *Bulletin of Seismological Society of America*. 47, 179-186.

Mahmoud, H.N., Mourad, K., Tetsuo, T., 2015. “Kinematic and inertial forces in pile foundations under seismic loading”, *Computers And Geotechnics*, Cilt 69, 166-181.

Jayalekshmi, B.R., Thomas, A., Shivashankar, R., 2014. “Dynamic soil-structure interaction studies on 275m tall industrial chimney with openings”, *Earthquakes and Structures*, Cilt 7-2, 233-250.

Jeong, S., Cho, J., 2014. “Proposed nonlinear 3-D analytical method for piled raft foundations”, *Computers And Geotechnics*, Cilt 59, 112-126.

Justo, J.L., Garcia-Nunez, J.C., Vazquez-Boza, M., Justo, E., Durand, P., Azanon, J.M., 2014. “Design of Raft Foundations for High-Rise Buildings on Jointed Rock”, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Cilt 47-4, 1277-1290.

Livaoglu, R., 2014. “The numerical and empirical evaluation of chimneys considering soil structure interaction and high-temperature effects”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Cilt 66, 178-190.

Kasuel E., 2009, “Early history of soil-structure interaction”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Cilt 30-8, 822-832.

Kenzo, T., Miura, F., 1983. “Non-linear seismic response analysis of soil-structure interaction system”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Cilt 11, 77-89.

Kirkpatrick W.M., Khan A.J., Mirza A.A., 1986. “The effects of stress relief on some overconsolidated clays”, *Geotechnique*, Cilt 36, 511-525.

Koiter, W.T., 1953. “Stress-strain relations, uniqueness and variational theorems for elastic-plastic materials with a singular yield surface”, *Quarterly of Applied Mathematics*, Cilt 11-3, 350-354

Karabulut, S., Ozcep, F., Korkmaz, B., Zarif, H., 2011. “Urban Seismic Microzonation Studies at Small Scales: Sisli/Istanbul (Turkey)”, *Arabian Journal For Science And Engineering*, Cilt: 36, Bölüm: 1, 75-87

Karabulut, S., Teze, O., Ozcep, F., Imre, N., 2012. “A geophysical study on soil conditions in flood-affected Selimpasa area, Istanbul” *Current Science* Cilt: 102 Bölüm: 2, 320-326

Koiter, W.T., 1960. “General theorems for elastic-plastic solids”, In I.N. Sneddon, R. Hill (eds.), *Progress in Solid Mechanics*. North-Holland, Amsterdam, Cilt 1, 165-221.

Kondner, R.L., 1963. “A hyperbolic stress strain formulation for sands”, 2. *Pan. Am. ICOSFE Brazil*, Cilt 1, 289-324.

Korzani, M.G., Aghakauckak, A.A., 2015. “Soil-structure interaction analysis of jack-up platforms subjected to monochrome and irregular waves”, *China Ocean Engineering*, Cilt 29-1, 65-80.

Lubkowski, Z.A., Tandy, J.M., Piepenbrock, T.F., Willford, M.R., 1998. “Non-linear dynamic soil-interaction analysis of a deep basement embedded in soft soil”, *Seismic Design Practice into the Next Century*, Rotterdam.

Luco, J. E., 1969. “Dynamic Interaction of a Shear Wall with the Soil”, *J. Of Eng. Mech. Division, ASCE*, Cilt 95, 333-346.

Luco J.E., 1994. “Seismic Response of a Cylindrical-Shell Embedded in a Layered Viscoelastic Half-Space”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Cilt 23, 553-567.

Ma, J.J., Peng, J., Gao, X.J., Xie, L., 2015. “Effect of soil-structure interaction on the nonlinear response of an inextensional beam on elastic foundation” *Archive of Applied Mechanics*, Cilt 85-2, 273-285.

Majid, K.I., Cunnel, M.D., 1976. “A theoretical and experimental investigation into soil-structure interaction”, *Geotechnique*, Cilt 26-2, 331-350.

Majid, K.I., Rahman, M.A., 1982. “Non-linear analysis of structure-soil systems”, Proc. Instn Civ. Engrs, Cilt 2, 53-84.

Minasidis, G., Hatzigeorgiou, G., Beskos, D., 2014. “SSI in steel frames subjected to near-fault earthquakes”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Cilt 66, 56-68.

Ozcep, F., Tezel, O., Asci, M., 2009. “Correlation between electrical resistivity and soil-water content: Istanbul and Golcuk”, International Journal of Physical Sciences Cilt:4, Bölüm:6, 362-365

Ozcep, F., Erol, E., Saracoglu, F., Haliloglu, M., 2012. “Seismic landslide analysis: Gurpinar (Istanbul) as a case history”, Environmental Earth Sciences Cilt: 66 Bölüm: 6, 1617-1630.

Önalp, A., Arel, E., “Geoteknik Bilgisi I Zeminler ve Mekaniği”, IV. Baskı, Birsen Yayınevi, 2013

Önalp, A., Sert, S., “Geoteknik Bilgisi III Bina Temelleri”, II. Baskı, Birsen Yayınevi, 2010

Pasternak, P.L., 1954. “On a new method of analysis of an elastic foundation by means of two foundation constants, (in Russian)”, Gosudarstvennoe IzdatelstvoLiteraturi po Stroitelstvu i Arkhitekture Moscow, Russia.

Pender, M.J., Wotherspoon, L.M., Ingham, J.M., Carr, A.J., 2006. “Shallow foundation stiffness: continuous soil and discrete spring models compared”, Proc. of NZSEE Conference, New Zealand, 1-7.

Reissner, E., 1937. “Freie und erzwungene. Torsionsschwingungen des elastischen Halbraumes”, Ingenieur-Archiv, VIII.Band, 4.Heft, 229–245.

Rowe, P.W., 1962. “The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact”, In Proc. Roy. Soc. A., Cilt 269, 500-527.

Ruiz, D.P., Gutierrez, S.G., 2015. “Finite element methodology for the evaluation of soil damping in LNG tanks supported on homogeneous elastic halfspace”, Bulletin of Earthquake Engineering, Cilt 13-3, 755-775.

Saha, R., Dutta, S.C., Haldar, S., 2015. “Seismic response of soil-pile raft-structure system”, Journal of Civil Engineering and Management, Cilt 21-2, 144-164.

Sagoci, H.F., 1944. “Forced torsional oscillation of an elastic half-space”, II. International Journal of Applied Physics, Cilt 15, 655–662.

Schanz, T., Vermeer, P.A., 1996. “Angles of friction and dilatancy of sand”, Geotechnique, Cilt 46, 145-151.

Sen, S., 2007 “A fault zone cause of large amplification and damage in Avcilar (west of Istanbul) during 1999 Izmit earthquake”, Natural Hazards, Cilt: 43, Bölüm:3, 351-363

Stokes, G.G., 1849. “On the dynamical theory of diffraction”, Transactions of the Cambridge Philosophical Society, Cilt 9, 1–62.

Tang, Y.J., Zhao, X.H., 2014. “121-story Shanghai Center Tower foundation re-analysis using a compensated pile foundation theory”, Structural Design of Tall And Special Buildings, Cilt 23-11, 854-879.

Thangaraj D., Ilamparuthi, K., 2010. “Parametric study on the performance of raft foundation with interaction of frame”, Electron. J. Geotech. Eng., Cilt 15, 861-878.

Thomson, W.(Lord Kelvin), 1848. “On the equations of equilibrium of an elastic solid”. Cambridge–Dublin Mathematical Journal 3, 87–89. A re print of this paper is included in “Mathematical and Physical Papers by Sir William Thomson”, Collected

from Different Scientific Periodicals from May 1841 to the present time, vol.I, Cambridge: at the University Press,1882.

Tradigo, F., Pisano, F., Prisco, C., Mussi, A., 2015. “Non-linear soil-structure interaction in disconnected piled raft foundations”; Computers and Geotechnics, Cilt 63, 121-134.

Trifunac, M. D., 1972: Interaction of a Shear Wall with the Soil for Incident Plabe SH-Waves. Bulletin of the Seismological Society of America, Cilt 62-1, 63-83.

Topçu, A., 2015. Sonlu Elemanlar Metodu, Osmangazi Üniversitesi, Eskişehir

Torabi, H., Rayhani M.T., 2014. “Three dimensional Finite Element modeling of seismic soil-structure interaction in soft soil”, Computers and Geotechnics, Cilt 60, 9-19.

Turner, M. J., Clough, R.W., Martin, H.C., Topp, L. J., 1956. “Stiffness and deflection analysis of complex structures”, J. of Aero. Sci., Cilt 23-9, 805-823.

Vallabhan, G., Das, C.Y., 1991. “Modified Vlasov Model for Beams on Elastic Foundations”, Journal of Geotechnical Engineering, Cilt 117-6.

Vlasov, V.Z., Lepnt’ev, U.N., 1966. “Beams plates and shells on elastic foundations”, Israel Programme for Scientific Translations, Tel.Aviv.

Yıldırım, M., Tonaroğlu, M., Selçuk, M. E., Akgüner, C., 2013. “Revised stratigraphy of the Tertiary deposits of Istanbul and their engineering properties”, Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Cilt 72-3-4, 413-420.

Winkler, E., 1867. “Die Lehre von Elastizitaet und Festigkeit”, 1.Ed., H. Dominicus, Prague.

Xiujian,Y., Zongxiang, X., Lisong, Z., Xiangzhen, Y., 2010. “3D simulation of weak foundation for good-sized oil storage tank”, Proc. of International Conference on Mechanic Automation and Control Engineering, China, 1345-1348.

Veletsos A.S., Damodaran Nair, V.V., 1975. “Seismic interaction of structures on hysteretic foundations”, J Struct Div ASCE, Cilt 101, 109–129.

Zienkiewicz, O.C., 1967. The Finite Element Method, McGraw-Hill

Zomorodian, S.M.A., Sahabzadeh, K., Torabi Haghighi., 2006. “Effect of number layers on incremental construction analysis of earth and rockfill dam”, Dams and Reservoirs, Societies and Environment in the 21st Century, Cilt 1, 825-831.



12. ÖZGEÇMİŞ

İlhan Burak Duran 1984' te Malatya'da doğdu. Orta öğrenimini Malatya, Lise öğrenimini Sivas'ta tamamladı.

Lisans öğrenimini 2007 yılında, Anadolu Üniversitesi Mühendislik ve Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde, bölüm ikincisi olarak tamamladı. Aynı yıl başladığı yüksek lisans eğitimini 2010'da, İstanbul Kültür Üniversitesi'nde İnşaat Mühendisliği / Geoteknik Programında "Sismik Etkiler Alan İnce Daneli Zeminlerin Rijitlik Parametreleri Açısından Değerlendirilmesi" sunduğu tezle tamamladı.

Mucitler ve Araştırmacılar Derneği'nin 2001 yılında düzenlemiş olduğu proje yarışmasında, "Endüstriyel Atık Polimerlerin Yoğunluk Tayini Yöntemiyle Ayrıştırılması ve Tanımlanması" adlı proje ile Teşvik Ödülü ile Genç Mucit ve Bilim Adamı Ödülünü kazandı.

Mimar ve Mühendisler Grubu'nun 2006 yılında düzenlemiş olduğu YAP-PRO 2006 proje yarışmasında, "Yeni Kimyasal Yöntemlerle Farklı Zemin Gruplarının İyileştirilmesi" adlı proje ile Birincilik Ödülünü kazandı.