

**KAZIK-ZEMİN SİSTEMLERİNİN DİNAMİK
DAVRANIŞLARININ SAYISAL OLARAK
İNCELENMESİ**

Mehmet Ömer TİMURAĞAOĞLU



T.C.
BURSA ULUDAĞ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**KAZIK-ZEMİN SİSTEMLERİNİN DİNAMİK DAVRANIŞLARININ SAYISAL
OLARAK İNCELENMESİ**

Mehmet Ömer TİMURAĞAOĞLU
0000-0002-6239-905X

Prof. Dr. Adem DOĞANGÜN
(Danışman)

Prof. Dr. Yasin FAHJAN
(İkinci danışman)

DOKTORA TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

BURSA – 2021
Her Hakkı Saklıdır

B.U.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, tez yazım kurallarına uygun olarak hazırladığım bu tez çalışmada;

- tez içindeki bütün bilgi ve belgeleri akademik kurallar çerçevesinde elde ettiğimi,
- görsel, işitsel ve yazılı tüm bilgi ve sonuçları bilimsel ahlak kurallarına uygun olarak sunduğumu,
- başkalarının eserlerinden yararlanılması durumunda ilgili eserlere bilimsel normlara uygun olarak atıfta bulunduğumu,
- atıfta bulunduğum eserlerin tümünü kaynak olarak gösterdiğimi,
- kullanılan verilerde herhangi bir tahrifat yapmadığımı,
- ve bu tezin herhangi bir bölümünü bu üniversite veya başka bir üniversitede başka bir tez çalışması olarak sunmadığımı

beyan ederim.

19/11/2021

Mehmet Ömer TİMURAĞAOĞLU

ÖZET

Doktora Tezi

KAZIK-ZEMİN SİSTEMLERİNİN DİNAMİK DAVRANIŞLARININ SAYISAL OLARAK İNCELENMESİ

Mehmet Ömer TİMURAĞAOĞLU

Bursa Uludağ Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Prof. Dr. Adem DOĞANGÜN

İkinci Danışman: Prof. Dr. Yasin FAHJAN (İstanbul Teknik Üniversitesi)

Kazıklı temel sistemi uygulamaları son yıllarda giderek yaygınlaşmaktadır. Özellikle yüksek yapılarda çoğunlukla zorunluluk haline gelmektedir. Bu tez çalışmasında kazıklı sistemlerin dinamik yükler altındaki davranışları incelenmektedir. Çalışma üç aşamada yapılmıştır. Birinci aşamada eşdeğer lineer ve doğrusal olmayan zemin davranış analizleri bir ve üç boyutlu modeller üzerinde gerçekleştirilmiştir. İkinci aşamada doğrusal ve doğrusal olmayan model kazıklı sistemlerin statik ve dinamik yükler altındaki analizlerinin literatürdeki deneysel çalışma bulgularıyla kalibrasyonu yapılmıştır. Üçüncü aşamada ise literatürde kumlu zeminde bulunan tekil kazığın statik yatay yükler altında elde edilen P-Y eğrilerinin geliştirilen sayısal modellerden edinilen eğrilerle kalibrasyonu gerçekleştirilmiştir. Bu aşamada ayrıca farklı frekans ve genlikteki dinamik yükler altındaki tekil ve 3x3 grup kazık tepkilerinin irdelenmesi için sayısal modeller geliştirilmiş ve analizler gerçekleştirilmiştir. Eşdeğer lineer ve doğrusal olmayan zemin davranış analizlerinde izlenecek yol, kazıklı sistemlerde sayısal modelin oluşturulması için tanımlanabilecek etkileşim türleri ve grup kazıklarda kullanılan P-çarpanı parametresi ile ilgili kapsamlı açıklamalar tezde materyal ve yöntem bölümünde sunulmuştur. Üç boyutlu modellerin dinamik analizlerinde yansıtmayan sınırları temsil etmek için sonsuz elemanlar ve zeminin doğrusal olmayan davranışını tanımlamak için kinematik pekleşme modeli kullanılmıştır. Yapılan zemin davranış analizleri, statik ve dinamik etkiye maruz kazıklı sistem analizleri ışığında parametrelerin doğru kalibre edilmesi durumunda kinematik pekleşme modelinin zemin davranışını temsil edebildiği görülmüştür. Bunun yanında, kazık zemin arasında kullanılan etkileşim türünün yatay ve düşey taşıma kapasitesini olduğundan fazla veya az tahmin ettiği vurgulanmıştır. Son olarak, dinamik yükler altındaki 3x3 grup kazıklarda orta sıradaki kazıkların küçük genliklerde ön sıradakilere göre daha az yük aldığı ancak genlik arttıkça orta sıradaki kazıklara gelen yükün arttığı belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Kazıklı sistem, P-Y eğrisi, sayısal model, kinematik pekleşme modeli, dinamik analiz, sonsuz eleman, kazık zemin etkileşimi

2021, x + 152 sayfa.

ABSTRACT

PhD Thesis

NUMERICAL INVESTIGATION OF DYNAMIC BEHAVIOR OF PILE-SOIL SYSTEMS

Mehmet Ömer TİMURAĞAOĞLU

Bursa Uludağ University
Graduate School of Natural and Applied Sciences
Department of Civil Engineering

Supervisor: Prof. Dr. Adem DOĞANGÜN

Co-Supervisor: Prof. Dr. Yasin FAHJAN (Istanbul Technical University)

Pile foundation system applications have become increasingly common in recent years. Especially in high-rise buildings, it often becomes a necessity. In this thesis, the behavior of piled systems under dynamic loads is examined. The study was carried out in three stages. In the first stage, equivalent linear and nonlinear site response analyzes were performed on one and three dimensional models. In the second stage, the analyzes of linear and non-linear model piled systems under static and dynamic loads were calibrated with the findings of experimental studies in the literature. In the third stage, the calibration of the P-Y curves obtained under static horizontal loads of single pile in sandy soil in the literature with the curves obtained from the developed numerical models was carried out. At this stage, numerical models were developed and analyzes were carried out to examine the response of single and 3x3 group piles under dynamic loads of different frequencies and amplitudes. Comprehensive explanations about the path to be followed in equivalent linear and non-linear site response analysis, the interaction types that can be defined for constructing the numerical model in pile systems, and the P-multiplier parameter used in group piles are presented in the material and method section of the thesis. In the dynamic analysis of the three-dimensional models, infinite elements are used to represent non-reflective boundaries and a kinematic hardening model is used to describe the nonlinear behavior of the soil. In the light of the site response analysis and pile system analysis subject to static and dynamic effects, it has been seen that the kinematic hardening model can represent the soil behavior if the parameters are correctly calibrated. In addition, it was emphasized that the type of interaction used between the pile-soil may over- or underestimate the horizontal and vertical bearing capacity. Finally, it was determined that in 3x3 group piles under dynamic loads, the middle row piles received less load than the front row piles at small amplitudes, but as the amplitude increased, the load on the middle row piles increased.

Keywords: Piled system, P-Y curve, numerical model, kinematic hardening model, dynamic analysis, infinite element, pile-soil interaction

2021, x + 152 pages.

TEŞEKKÜR

Hamd âlemlerin Rabbi olan Allah'a mahsustur. Lisansüstü eğitimim boyunca yayınlarımda ve tezlerimde desteğini esirgemeyen, her zaman olumlu bakış açısıyla beni cesaretlendiren, bilgi birikimiyle çalışmama farklı açılardan bakmamı sağlayan ve kendi ifadesi ile çalışma arkadaşım olmaktan gurur duyduğum danışmanım ve hocam Prof. Dr. Adem DOĞANGÜN'e,

Bu çalışmanın gelişmesine ve olgunlaşmasına öncülük eden, bilgisiyle bana ışık tutan, geç olsa da tanıştıktan sonra engin bilgisinden/tecrübesinden çokça istifade ettiğim danışman hocam Prof. Dr. Yasin FAHJAN'a,

Tez izleme komitelerinde beni dikkatle dinleyen, yaptıkları yorumlarla çalışmalara önemli katkıları olan ve teorik bilgilerinden faydalandığım Prof. Dr. Naci ÇAĞLAR'a ve Doç. Dr. Hakan Tacettin TÜRKER'e,

Akademik hayatım süresince bilgilerinden faydalandığım hocalarım Prof. Dr. Ramazan LİVAOĞLU'na, Prof. Dr. Babür Deliktaş'a ve Dr. Öğr. Üyesi SERKAN SAĞIROĞLU'na, ayrıca ders aldığım bütün hocalarıma,

Tez çalışmam sırasında bana motivasyon katan ve manevi destek veren çalışma arkadaşlarım Dr. Öğretim Üyesi Süleyman ÖZEN, Arş. Gör. Cavit SERHATOĞLU, Arş. Gör. Mehmet RİZELİOĞLU, Arş. Gör. R. Emre ÇAKMAK, Dr. Fikret MEHDİ ve elektrik teknikerimiz Eyüp TARHAN'a,

Hayatımın her döneminde maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen annem, babam ve dualarında bana yer ayıran tüm TİMURAĞAOĞLU ailesi bireyelerine,

Son olarak, sabrı ve metaneti ile bana destek olan, tez çalışmamın her aşamasında bana yardımcı olan eşim Merve'ye ve çocuklarım Asel ve Selim'e ve dualarını esirgemeyen eşimin tüm ailesine teşekkürü bir borç bilirim.

Mehmet Ömer TİMURAĞAOĞLU
19/11/2021

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET	i
ABSTRACT	ii
TEŞEKKÜR	iii
SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ	v
ŞEKİLLER DİZİNİ	vii
ÇİZELGELER DİZİNİ	x
1. GİRİŞ	1
2. KURAMSAL TEMELLER ve KAYNAK ARAŞTIRMASI	5
2.1. Kazıkların Genel Davranışı	5
2.2. Kazıkların Düşey Yük Transfer Mekanizması	8
2.3. Yanal Yüklü Kazıkların Kinematığı	9
2.4. Kazıkların Göçme Mekanizmaları	11
2.5. Analiz Yöntemleri	14
2.5.1. Winkler yöntemi	14
2.5.2. Broms yöntemi	17
2.5.3. Poulos yöntemi (elastik yöntem)	21
2.5.4. P-Y yöntemi	32
2.5.5. Kayma kaması modeli (Strain wedge modeli)	44
2.5.6. Sürekli yaklaşım yöntemi	45
2.6. Zemin Malzeme Modeli	47
2.7. Kaynak Araştırması	49
2.7.1. Zemin davranış analizleri ile ilgili çalışmalar	49
2.7.2. Kazıklı temeller ile ilgili çalışmalar	54
3. MATERYAL ve YÖNTEM	65
3.1. Zemin Davranış Analizleri	65
3.2. Kazıklı Sistemlerin Modellenmesi	68
3.2.1. Normal davranışın tanımlanması	69
3.2.2. Sürtünme davranışının tanımlanması	79
3.2.3. Tanımlanabilecek etkileşim türleri	82
3.3. Grup Kazıklarda P-çarpanı	85
4. BULGULAR ve TARTIŞMA	92
4.1. Zemin Davranış Analiz Sonuçları	92
4.1.1. Eşdeğer lineer analiz sonuçları	92
4.1.2. Doğrusal olmayan analiz sonuçları	97
4.2. Kazıklı Model Analiz Sonuçları	105
4.2.1. Doğrusal analiz sonuçları	106
4.2.2. Doğrusal olmayan analiz sonuçları	109
4.3. Kazıklarda Parametrik Çalışma	117
4.3.1. Yatay yükler altındaki tekil kazık analizleri	117
4.3.2. Grup kazıklarda dinamik P-Y analizleri	125
5. SONUÇ	139
KAYNAKLAR	143
ÖZGEÇMİŞ	152

SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ

Simgeler	Açıklama
A	Ampirik düzeltme faktörü (Boyutsuz katsayı)
A	Kesit alanı
B _s	Ampirik düzeltme faktörü (Boyutsuz katsayı)
B _c	Ampirik düzeltme faktörü (Boyutsuz katsayı)
b	Artan plastik şekil değiştirmede akma yüzeyi boyutundaki değişim oranı
C	Katsayı
c	Zemin direncini
c _u	Drenajsız kayma mukavemeti
D	Kazık çapı
D ₅₀	Ortalama dane boyutu
d	Kazık yarıçapı
e	Boşluk oranı
e _{maks}	Maksimum boşluk oranı
e _{min}	Minimum boşluk oranı
E _p	Kazığın elastisite modülü
E _s	Zeminin elastisite modülü
F _y	Kazık malzemesinin akma gerilmesi
G	Kayma modülü
I _p	Kazık atalet momenti
J	Sabit bir katsayıyı
k	Relatif sıkılık
k _h	Yatay yatak katsayısı
K _a	Aktif toprak basınç katsayısı
K _N	Kazık rijitlik faktörü
K _o	Sükûnetteki toprak basınç katsayısı
K _p	Rankine pasif toprak basıncı katsayısı
L	Kazık boyu
M _y	Kazığın akma momenti
N _p	Nihai direncin boyutsuz katsayısı
p	Birim kazık boyundaki zemin gerilmesi
P _c	Teorik nihai direnç
P _{ct}	Yer yüzeyi yakınında nihai direnç
P _{cd}	Yer yüzeyi altında nihai direnç
P _u	Önerilen kriterlerde nihai direnç
q _u	Serbest basınç dayanımı
S	Kazık kesit modülü
t	Et kalınlığı
U _c	Üniformluk katsayısı
V _s	Kayma dalgası hızı
v	Poisson oranı
y	Kazık ucundaki deplasmanı
y _u	Nihai dirence karşılık gelen deplasman deplasmanı
z	Derinlik
σ _x	Jeolojik yükü

σ^0	Akma yüzey boyutu gelişimi
σ_0	Sıfır plastik şekil değiştirmedeki akma gerilmesini
Q_∞	Akma yüzeyi boyutunda maksimum değişimi
$\bar{\varepsilon}^{pl}$	eşdeğer plastik şekil değiştirme
ϕ	İçsel sürtünme açısı
γ	Kayma şekil değiştirmesi
γ	Zemin birim hacim ağırlığı
ξ	Sönüm oranı
β_G	Her bir kazık sırası için farklı olarak uygulanacak bir katsayı
η_h	Yatay yatak katsayısı sabiti
ρ_s	Zemin daneleri yoğunluğu
ρ_{sdmaks}	Maksimum kuru yoğunluk
ρ_{sdmin}	Minimum kuru yoğunluk

Kısaltmalar	Açıklama
1B	Bir boyutlu
3B	Üç boyutlu
BEF	Euler-Bernoulli kirişinin elastik zemine oturtulması
EL	Eşdeğer Lineer (Eşdeğer Doğrusal)
MKZ	Modifiye Konder-Zelasko
NL	Non-Lineer (doğrusal olmayan)
PI	Plastisite İndisi
SW	Kayma kaması modeli
TBDY	Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
ZDA	Zemin Davranış analizleri

ŞEKİLLER DİZİNİ

Sayfa

Şekil 2.1. Binanın altında bulunan kazıklı temel	5
Şekil 2.2. Düşey yüklü kazıkların yük transfer mekanizması	9
Şekil 2.3. Yanal yüklü kazıkların yük transfer mekanizması	10
Şekil 2.4. Rijit kazıkların kinematiği	11
Şekil 2.5. Esnek kazıkların kinematiği	11
Şekil 2.6. Kazıklı temellerde sınır durumlar	13
Şekil 2.7. Kazıklı temellerde sismik yükler altında kazık hasar durumları	14
Şekil 2.8. Winkler Modeli	15
Şekil 2.9. Kısa kazıkların nihai yanal direnci; Broms çözümü (a) kumda (b) kilde	18
Şekil 2.10. Uzun kazıkların nihai yanal direnci; Broms çözümü (a) kumda (b) kilde....	19
Şekil 2.11. Kazık ucunda deplasman hesabı için Broms çözümü	20
Şekil 2.12. Gerilme dağılımları; a) Kazıktaki gerilmeler b) Kazık çevresindeki zeminde gerilmeler	22
Şekil 2.13. Serbest başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için $I\rho H'$ değerleri	23
Şekil 2.14. Serbest başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için $I\rho M'$ değerleri	24
Şekil 2.15. Serbest başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için $F\rho'$ değerleri	24
Şekil 2.16. Serbest başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için maksimum moment	25
Şekil 2.17. Sabit başlıklı kazıklarda zemin modülü için a) $I\rho F'$, b) $F\rho F'$	26
Şekil 2.18. Sabit başlıklı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için kazık başındaki moment	27
Şekil 2.19. Serbest başlı kazık, sabit zemin modülü için a) $I\rho H$ b) $I\rho M$ değerleri	28
Şekil 2.20. Serbest başlı kazıklarda, sabit zemin modülü için $I\theta M$ değerleri	29
Şekil 2.21. Serbest başlı kazıklarda, sabit zemin modülü için maksimum moment	30
Şekil 2.22. Sabit başlıklı kazıklarda, sabit zemin modülü için $I\rho F$ değerleri	31
Şekil 2.23. Sabit başlıklı kazıklarda sabit zemin modülü için moment	31
Şekil 2.24. Yanal yüklü kazıklarda zeminin yay ile temsili	32
Şekil 2.25. Önerilen kriterler için tipik P-Y eğri takımı	35
Şekil 2.26. Nihai dayanım ve derinlik için boyutsuz katsayı, A	36
Şekil 2.27. Nihai dayanım ve derinlik için boyutsuz katsayı, B	36
Şekil 2.28. P-Y eğri takımları	38
Şekil 2.29. Sert kilde statik yüklemde önerilen P-Y kriterinin karakteristik şekli	38
Şekil 2.30. Sert kilde tersinir yüklemde önerilen P-Y kriterinin karakteristik şekli	39
Şekil 2.31. Nihai zemin direnci ve boyutsuz derinlik için A ve B katsayıları	40
Şekil 2.32. P-Y eğrilerinin tahmini için kriterler (a) kısa zamanlı statik yükleme (b) Tersinir yükleme ve (c) Tersinir yükleme sonrası tekrar yükleme	43
Şekil 2.33. SW modelinde x derinliğindeki kayma kamasının görünümü	45
Şekil 2.34. Zemin modelinin temsili; (a) 1B ve (b) 3B	49
Şekil 3.1. Eşdeğer doğrusal yöntemde iterasyonların işleyişi	67
Şekil 3.2. Dügümden yüzeye temas ayrıklaştırma	70
Şekil 3.3. Sert temas tanımında basınç-penetrasyon ilişkisi	74
Şekil 3.4. Ceza yöntemiyle kontak tanımlamasında basınç-penetrasyon ilişkisi	75
Şekil 3.5. Coulomb sürtünme modelinde kayma bölgesi	80

Şekil 3.6. Eksponansiyel azalım sürtünme modeli	81
Şekil 3.7. Maksimum kayma limiti sürtünme modelinde kritik kayma gerilmesi	81
Şekil 3.8. Normal kontak ile sürtünme davranışının tanımlanması	84
Şekil 3.9. Normal kontak ile sürtünme davranışının tanımlanması	85
Şekil 3.10. Grup kazıklarda gölgeleme etkisi	86
Şekil 3.11. Grup kazıklarda p-çarpanı kavramı	86
Şekil 3.12. Killi zeminler için önerilen P-çarpanlarının görünümü	89
Şekil 3.13. Kumlu zeminler için önerilen P-çarpanlarının görünümü	90
Şekil 3.14. P-Y eğri takımlarının elde edilmesinde kullanılan akış diyagramı.....	91
Şekil 4.1. (a) 2-kenar ve 4-kenar sonsuz eleman 3B modelleri, (b) 2-kenar ve 4-kenar sonsuz eleman modelleri plan görünümü.....	93
Şekil 4.2. Matahina istasyonu (a) Spektral ivmesi (b) ivme-zaman eğrisi.....	94
Şekil 4.3. Sonuçların karşılaştırılması (a) Kil ($PI = 50\%$, $V_s = 100$ m/s), (b) Kum ($\phi=30^\circ$, $V_s = 183$ m/s)	97
Şekil 4.4. Nümerik analizlerin kalibrasyonunda kullanılan basit kayma testi	98
Şekil 4.5. Tipik kayma gerilmesi – kayma şekildeğiştirmesi histerik eğrisi.....	99
Şekil 4.6. Killi zeminde farklı şekil değiştirmeler için kayma testi sonuçları, $V_s = 100$ m/s, $PI = \% 50$; (a) 1E-2, (b) 3E-3, (c) 1E-3, (d) 3E-4 ve (e) 1E-4.	100
Şekil 4.7. Sayısal ve deneysel sonuçların karşılaştırılması ($PI = \% 50$, $V_s = 100$ m/s)...	101
Şekil 4.8. Kumlu zeminde farklı şekil değiştirmelerde kayma testi sonuçları, $\phi = 30^\circ$; (a) 1E-2, (b) 3E-3, (c) 3E-4, (d) 1E-4, (e) 5E-5 ve (f) 1E-5	102
Şekil 4.9. Sayısal ve deneysel sonuçların karşılaştırılması ($\phi = 30^\circ$)	103
Şekil 4.10. Doğrusal olmayan analizlerin ivme tepki spektrumlarının karşılaştırılması (a) Kil için ($PI = 50\%$, $V_s = 100$ m/s) ve (b) Kum için ($\phi = 30^\circ$, $V_s = 183$ m/s)	104
Şekil 4.11. Killi zemin üstündeki (a) 1B ve (b) 3B kayma gerilmesi – kayma şekildeğiştirmesi eğrileri	105
Şekil 4.12. Killi zemin altındaki (a) 1B ve (b) 3B kayma gerilmesi – kayma şekildeğiştirmesi eğrileri	105
Şekil 4.13. Literatürde bulunan model.....	106
Şekil 4.14. Tolmezzo kaydının (a) ivme-zaman ve (b) spektral tepki spektrumu	107
Şekil 4.15. İki tabakalı analizlerin maksimum deplasman ve ivme derinlik değişimi..	107
Şekil 4.16. Literatürde bulunan model.....	108
Şekil 4.17. Kazıkta maksimum deplasman ve ivmenin derinlik ile değişimi	109
Şekil 4.18. Kazıkta maksimum momentin derinlik ile değişimi.....	109
Şekil 4.19. Laminar kutu boyutları ve tekil kazık görselleri.....	110
Şekil 4.20. Üç eksenli modelin tanımlanması.....	111
Şekil 4.21. Üç eksenli deneysel ve sayısal sonuçların karşılaştırılması.....	112
Şekil 4.22. Oluşturulan 3B modellerin görünümü	113
Şekil 4.23. Düşey yükler altındaki kapasite (a) Tekil kazık (b) Başlıklı kazık.....	114
Şekil 4.24. Düşey yükler altındaki kapasite (a) Küçük radye (b) Büyük radye.....	115
Şekil 4.25. Düşey yükler altındaki kapasite: Radyeli kazık.....	115
Şekil 4.26. Deneysel ve sayısal zemin davranış analizleri sonuçları	116
Şekil 4.27. Büyük radye ($V=198N$) dinamik sonuçları (a) Sayısal (b) Deneysel.....	117
Şekil 4.28. Büyük radye ($V=497N$) dinamik sonuçları (a) Sayısal (b) Deneysel.....	117
Şekil 4.29. Oluşturulan 3B modelin görünümü	118
Şekil 4.30. Farklı parametreler için kuvvet-deplasman grafikleri.....	120
Şekil 4.31. Farklı parametreler için moment-derinlik grafikleri	121

Şekil 4.32. (a) m-z ilişkisi, (b) p-z ilişkisi ve (c) y-z ilişkisi.....	122
Şekil 4.33. Farklı derinlikler için P-Y eğri takımları	122
Şekil 4.34. Analiz sonunda zemin ve kazık arasındaki ayrımın görünümü (a) Etkileşim (b) Tam temas	124
Şekil 4.35. 200kN yükleme için 3m derinlikte kazık yüzeyinde oluşan (a) normal ve (b) kayma temas kuvvetleri.....	124
Şekil 4.36. Kuvvet-yer değiştirme ilişkisinin karşılaştırılması	124
Şekil 4.37. Kuvvet-oturma ilişkisinin karşılaştırılması.....	125
Şekil 4.38. 3x3 grup kazıkların üstten ve kesit görünümü.....	126
Şekil 4.39. Tekil kazık için oluşturulan sonlu eleman modeli ağı	127
Şekil 4.40. 3x3 grup kazık için oluşturulan sonlu eleman modeli ağı	127
Şekil 4.41. Farklı frekanslarda zemin üst yüzündeki tepki spektrumları	128
Şekil 4.42. Kazığın sağında zemin düğüm noktalarındaki gerilme-şekil değiştirmeler	129
Şekil 4.43. 2 Hz için tekil kazıkta moment-derinlik ilişkisi.....	130
Şekil 4.44. 2 Hz için tekil kazıkta relatif deplasman-derinlik ilişkisi	130
Şekil 4.45. Tekil kazıkta P-Y eğrileri değişimi (a) 0m, (b) 1m, (c) 2m ve (d) 3m	131
Şekil 4.46. 2 Hz için tekil kazıkta farklı genliklerde zemin direnci-derinlik ilişkisi	132
Şekil 4.47. Kazık 3'ün sağında zemin düğüm noktalarındaki gerilme-şekil değiştirme eğrileri	133
Şekil 4.48. 2 Hz için moment derinlik ilişkisi: (a) 0.1g, (b) 0.3g ve (c) 0.5g	134
Şekil 4.49. 2 Hz için deplasman derinlik ilişkisi: (a) 0.1g, (b) 0.3g ve (c) 0.5g	136
Şekil 4.50. 2m derinlikte kazıkların yüzeyinde oluşan (a) normal ve (b) kayma temas kuvvetleri.....	137
Şekil 4.51. 2 nolu kazıkta P-Y eğrileri değişimi (a) 0m, (b) 1m, (c) 2m ve (d) 3m.....	137
Şekil 4.52. 2Hz için maksimum direnç eğrileri; (a) 0.1g, (b) 0.3g ve (c) 0.5g	138

ÇİZELGELER DİZİNİ

Sayfa

Çizelge 2.1. Belirleyici η_h değerleri	16
Çizelge 2.2. Yatay yatak katsayısı (k_h) değerleri	21
Çizelge 2.3. Statik ve tersinir yükleme için k değerleri	37
Çizelge 2.4. Sert kil için önerilen k değerleri.....	40
Çizelge 2.5. Sert kil için ε_c değerleri.....	40
Çizelge 2.6. Farklı zemin türleri için model parametreleri	48
Çizelge 3.1. Temas formülasyon karakteristiklerinin karşılaştırılması.....	77
Çizelge 3.2. Kısıt uygulama yöntemlerinde Lagrange çarpanlarının kullanımı	78
Çizelge 3.3. Killi ve kumlu zeminler için önerilen p-çarpanı değerleri.....	88
Çizelge 3.4. Grafiklerde kullanılan denklemler	89
Çizelge 4.1. Deprem yer hareketlerinin özellikleri	95
Çizelge 4.2. Matahina istasyon kaydı için kalibre edilen sönüm oranları ve katsayıları	96
Çizelge 4.3. Farklı plastisite indisine göre kalibre edilen killi zemin parametreleri.....	99
Çizelge 4.4. Kumlu zeminler için kalibre edilen model parametreleri	101
Çizelge 4.5. Kum ve kil için uydurulan MKZ model parametreleri	103
Çizelge 4.6. Üç boyutlu modelde girilen Rayleigh sönüm katsayıları.....	107
Çizelge 4.7. Kum ve kazığın özellikleri.....	111
Çizelge 4.8. Üç eksenli test sonuçları için kalibre edilen parametreler	112
Çizelge 4.9. Kazıklı ve radyeli modeller için kalibre edilen parametreler.....	113
Çizelge 4.10. Kazıklı ve radyeli modeller için kalibre edilen parametreler.....	116

1. GİRİŞ

Problemin Tanıtılması:

Deprem veya zelzele, yer kabuğunun derin katmanlarının kırılıp yer değiştirmesi veya yanardağların püskürme durumuna geçmesi yüzünden oluşan sarsıntı, yer sarsıntısı, hareket olarak tanımlanmaktadır (TDK, 2021). Ülkemiz depremselliği yüksek bir bölgede bulunmaktadır. Bu sebeple ülkemizde sık sık büyük depremler meydana gelmektedir. Bu durumun ülkemizde bulunan çok sayıda aktif (diri) faydan kaynaklandığını söyleyebiliriz. Nitekim Türkiye diri fay haritası yayımlandıktan sonra meydana gelen büyük depremlerin tamamına yakını bu haritada gösterilen diri faylar üzerinde gerçekleşmiştir (MTA, 2021). Bu haritaya göre ülkemizi boydan boya geçen Kuzey Anadolu Fayı, Doğu Anadolu Fayı ile Doğu Anadolu, Marmara ve Ege bölgeleri deprem riski en yüksek olan alanlardır. Haritaya göre ülkemizin %92'sinin deprem bölgesinde, nüfusumuzun %95'inin deprem tehlikesi altında yaşadığı ve ayrıca büyük sanayi merkezlerinin %98'i ve barajlarımızın %93'ünün deprem bölgesinde olduğu bilinmektedir (KOERI, 2021). Son 100 yılda kayıplar açısından değerlendirildiğinde depremler kayıpların %61'ini oluşturmaktadır (Seymen ve Demir, 2007). Bu açıdan bakıldığında mühendislik yapılarının tasarımında deprem etkisinin dikkate alınması gerekliliği açıktır.

Dünyada büyük-küçük, eski-yeni birçok farklı yapı mevcuttur. Eski yapılar düşünüldüğünde, Mısır'da bulunan Piramitler, Hindistan'da yapılmış Kutup Minar, Guatemala'da bulunan Tikal tapınağı ve Türkiye'de bulunan Ayasofya, Sultanahmet ve Bursa Ulu camii gibi yapılar anıtsal eser ortaya koymak amacıyla yapılmışlardır. Son yüzyılda sanayi ve teknolojiye meydana gelen gelişmelere paralel olarak yapıların çeşitliliği de ihtiyaçları karşılayabilmek amacıyla artmıştır. Yeni yapılar (yüksek yapılar, viyadük, köprüler vb.), tam tersine, şehir merkezlerinde prestij amaçlı, genellikle ticari istekleri karşılamak üzere inşa edilmektedirler. Günümüzdeki bu özel yapılar birer güç ve itibar göstergesi olmaları yanı sıra, mühendisliğin ulaştığı doruk noktasıdır. Böylesi yapıların temellerinin seçiminde yapıdan gelen yüklerin artması, zeminin zayıf olması veya maddi kayıplar gibi nedenlerden dolayı sığ temeller yerine bir derin temel türü olan kazıklı sistemler tercih edilmektedir.

Ülkemiz depremselliğın yoğun olduğu bölgelerde bulunduğundan mühendislik yapılarının tasarımında depremin de dikkate alınması gerekmektedir. Yürürlükte olan Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğı'ne göre (TBDY, 2018), zayıf zeminlerde temeli kazıklı olan binalarda yapı-kazık-zemin etkileşiminin gözönüne alınması gereklidir. Bu sebeple, kazıklı sistemlerin tercih edildiğı durumlarda yapı-kazık-zemin etkileşimi hesabının yapılması zorunlu hale gelmektedir. Kazıkların düşey ve yatay yük transfer mekanizmaları, göçme türleri ve analiz yöntemleri Bölüm 2.1'de kapsamlı bir şekilde açıklanmaktadır.

Kazık ve zemin arasında meydana gelen doğrusal olmayan etkileşimin temsil edilebilmesi için önerilen P-Y yöntemi (Matlock, 1970) kazık zemin etkileşimi problemlerinde sıklıkla tercih edilen bir yöntemdir. TBDY 2018'de de kazık zemin etkileşimi analizlerinde kullanılabileceğı söylenen bu yöntem için farklı tür zeminlerde yapılan çalışmalara atıflar da mevcuttur (Matlock, 1970; Reese, Cox ve Koop, 1974, 1975; Reese ve Welch, 1975; Welch ve Reese, 1972). Bu deneysel çalışmalarda açık deniz yapılarında bulunan kazıkların statik ve tersinir (tekrarlı, çevrimsel) yükler altındaki davranışı irdelenmekte ve farklı zemin türleri için P-Y eğri takımlarının elde edilebileceğı işlem adımları önerilmektedir. Bu yöntemlerin bazıları Bölüm 2.1.5.4'te verilmektedir. Ancak bu çalışmaların en önemli ve ortak eksikliği statik veya tersinir (tekrarlı, çevrimsel) yükler altındaki tekil kazıklar için önerilmiş olmalarıdır. Nitekim gerçek hayatta yapılan tasarımlarda kazıklar genel olarak grup olarak tasarlanıp analiz edilmekte ve deprem etkilerine maruz kalmaktadır.

İlk olarak Brown ve ark. (Brown, Morrison ve Reese, 1988) tarafından grup kazıklarda bulunan kazıkların statik yanal yükler altındaki davranışı tekil kazıklarınkiyle karşılaştırılmıştır. Bu çalışmada özellikle arka sıralardaki kazıkların davranışının gölgeleme etkisinden (Shadowing Effect) dolayı tekil kazıklarınkinden oldukça farklı olduğu sonucuna varılmıştır. Yine aynı çalışmada yükleme doğrultusunda bulunan her bir kazık sırası için P-çarpanı (P-multiplier) değerleri önerilmiştir. Bu değer, gruptaki her bir kazığa gelen yükün tekil kazığa oranı olarak ifade edilmektedir. Takip eden yıllarda bu konu üzerinde kapsamlı çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Grup kazıklarda P-çarpanı ile ilgili literatürde yapılan çalışmalar Bölüm 3.3'te detaylıca açıklanmaktadır. Bu

çalışmalarda da ilk çalışmalara benzer şekilde statik ve tersinir (tekrarlı, çevrimsel) yükler altındaki davranışlar irdelenmiştir. Ancak dinamik yükler altındaki kazıkların davranışı üzerine literatürde kaynaklar kısıtlıdır. Ting ve ark. (1987) dinamik P-Y eğrisinin sekant eğiminin, dinamik kazık yk testlerindeki yükleme frekanslarına büyük ölçüde bağımlı olduğunu belirtmiştir. El Naggar ve Bentley (2000) sönümleme etkisi nedeniyle dinamik yükleme altında zemin direncinin arttığını gözlemlemişlerdir. Ayrıca dinamik P-Y eğrilerinin yükleme frekansına bağlı olduğunu da belirtmişlerdir. Tekil kazıkların dinamik yükler altındaki davranışı üzerine yapılan iki farklı deneysel çalışmada (Lim ve Jeong, 2018; Yang, Choi, Kwon ve Kim, 2011) dinamik P-Y eğrilerinin statik eğrilerden çok farklı tepkiler verdiği ve tepkiyi etkileyen parametrelerin sisteme verilen ivme genliği ve frekansının (Lim ve Jeong, 2018; Yang ve diğerleri, 2011), relatif sıklık (Lim ve Jeong, 2018), kazık eğilme rijitliği ve kazık ucundaki kütlenin (Yang ve diğerleri, 2011) olduğu ifade edilmiştir. Ancak dinamik yükler altındaki grup kazıkların davranışı ile ilgili literatürde deneysel bir çalışmaya rastlanılmamıştır. Özellikle dinamik yükler altındaki grup kazıklarda P-Y eğrilerini etkileyen parametrelerin belirlenmesi ihtiyaı ortaya çıkmaktadır.

Amaç ve Kapsam:

Bu çalışmanın amacı, dinamik yükler altındaki grup kazıklarda P-Y eğrilerini etkileyen genlik, frekans vb. parametreleri üç boyutlu (3B) sayısal modellerle irdelemektir. Bu amaca ulaşmak için bazı hedefleri yerine getirmek gerekmektedir. Bu hedefler aşağıda sırasıyla açıklanmaktadır. Bu alışma kapsamında deneysel çalışma yapma imkanı olmadığından kalibrasyon için bir boyutlu (1B) analizlerden ve literatürde mevcut olan deneysel çalışmalardan faydalanılmıştır.

Zemin davranış analizleri (ZDA) dinamik yapı zemin etkileşim analizinin ilk adımı/aşaması olarak ifade edilmektedir (Wolf, 1985). Ana kayaya uygulanan deprem hareketleri altında yerel saha koşullarının tepkisini değerlendirmek için ZDA gerçekleştirilir. Byleyi bir analizde, st yapı yüklerinin yokluğunda gerilme dalgalarının ana kayadan zeminin st yüzeyine yayılması araştırılır ve zeminin ana kayanın üzerinde herhangi bir derinlikte tepkisi belirlenebilir. Sismik dalgaların herhangi bir derinlikte genlik (gerilme, şekil değiştirme, ivme vb.), süre ve frekans içeriği cinsinden değişimi

ZDA ile değerlendirilebilir. Bu konuyla ilgili detaylı açıklamalar Bölüm 3.1'de mevcuttur. Bir zemin davranış analizinde nihai amaç zeminin doğrusal olmayan davranışını irdelemektir. Oluşturulan 3B sayısal model öncelikle literatürde zeminin doğrusal olmayan davranışını temsil etmek için sıkça kullanılan 1B eşdeğer doğrusal/eşdeğer lineer (EL) model sonuçlarıyla kalibre edilmelidir. Hemen ardından, zeminin doğrusal olmayan davranışını temsil edecek malzeme modeli seçimi gerekmektedir. Bu çalışmada zeminin doğrusal olmayan davranışını temsil edebilen ve literatürde mevcut olan bir kinematik pekleşme modeli (Bölüm 2.1.6) yardımıyla farklı şekil değiştirme düzeyleri için basit kayma testleri gerçekleştirilerek deneysel sonuçlarla uyumlu parametreler elde edilmiş (Bölüm 4.1.2.1) ve 3B doğrusal olmayan ZDA gerçekleştirilmiştir (Bölüm 4.1.2).

İkinci aşamada ise doğrusal ve doğrusal olmayan kazıklı sistemlerin literatürde bulunan deneysel çalışmalarla kalibrasyonu işlenmiştir. Bu aşamada sistemde kazık ve zemin arasındaki etkileşimin de sayısal modelde tanımlanması gerekmektedir. Kazıklı sistemlerde kazık zemin etkileşiminin tanımlanması Bölüm 3.2'de ayrıntılı olarak ele alınmıştır. Doğrusal davranışın dikkate alındığı sayısal analizlerde dinamik yükler altındaki ZDA ve tekil kazık analizleri ile doğrulanmıştır (Bölüm 4.2.1). Doğrusal olmayan analizlerde ise yine literatürde bulunan deneysel bir çalışma kullanılarak düşey yükler altındaki kazıkların taşıma gücü analizleri gerçekleştirilmiştir (Bölüm 4.2.2).

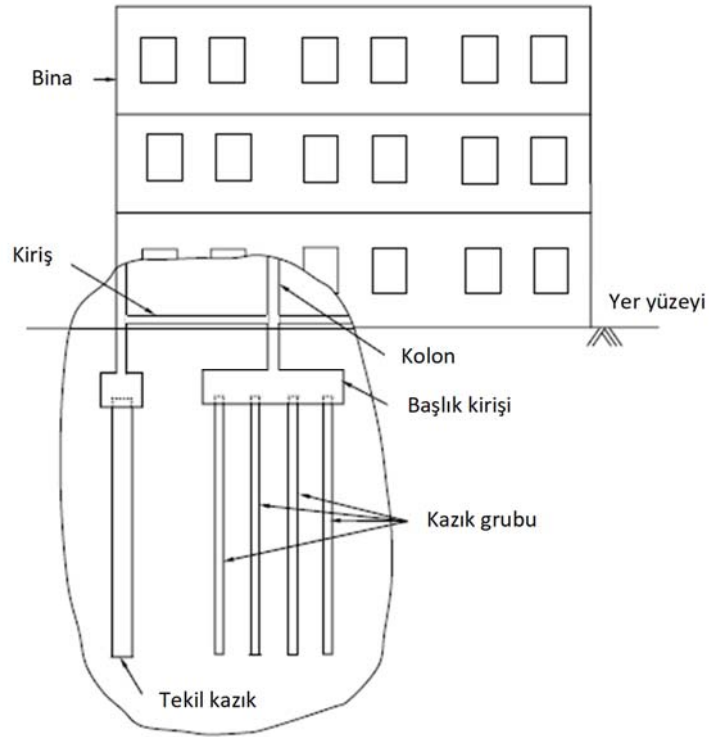
nc aşamada ise öncelikle literatürde yatay yükler altındaki tekil bir kazığın P-Y eğri takımları elde edilmesi için sayısal analizler yardımıyla kalibrasyonu gerçekleştirilmiştir. Deneysel çalışmada zemin ile ilgili kayma veya üç eksenli test sonuçları mevcut olmadığından kalibrasyon için parametrik çalışma gerçekleştirilmiştir. Sonrasında ise dinamik yükler altındaki tekil ve 3x3 grup kazıklarda P-Y eğrilerinin irdelenmesi için sayısal analizler gerçekleştirilmiştir (Bölüm 4.3). Analizlerde literatürde bulunan deneysel sonuçlarla kalibrasyonu yapılan killi zemin kullanılmıştır (Bölüm 3.1). Bu zemin türü TBDY 2018'e göre ZE sınıfı bir zemin olarak tanımlanmaktadır. Nihayetinde ise dalga genliği ve frekansının dinamik tekil ve grup kazık davranışı üzerindeki etkileri irdelenmektedir.

2. KURAMSAL TEMELLER ve KAYNAK ARAŞTIRMASI

Bu kısımda kazıkların genel davranışları, yük transfer mekanizmaları, yanal yükler altındaki kinematik etkileri ve analiz yöntemlerinin yanısıra analizlerde kullanılan doğrusal olmayan zemin malzeme modeli kapsamlı bir şekilde açıklanmaktadır.

2.1. Kazıkların Genel Davranışı

Kazık, geometrik olarak uzunluğu diğer iki boyutundan çok büyük olan yapısal bir elemandır. İnşa malzemesi olarak da beton, çelik ya da ahşaptan yapılabilmektedir. Bu yapısal elemanlar genellikle düşey olarak zemine yerleştirildiğinden bir binanın kolonları gibi görünürler (Şekil 2.1). Yapısal özelliği olan bu elemanlar, yüksek yapılar, köprüler, kıyı yapıları, savunma yapıları, barajlar, iletim kuleleri, istinat yapıları ve şev stabilitesi gibi çok farklı amaç ve karakterdeki yapılarda kullanılmaktadır.



Şekil 2.1. Binanın altında bulunan kazıklı temel (Basu, 2006)

İnşaat Mühendisliğinde genel olarak zemin ve yapı kısmı üst yapı-temel ve zemin sistemi diye kısımlara ayrılmaktadır. Üst yapı denilince genel olarak temelin üstündeki yapı kısmı

anlaşılmakta, ancak bazen yapının bir parçası olduğundan temel kısmı da bu üst yapı tanımının içine katılmaktadır. Tanımı ne olursa olsun temelin asıl görevi üstyapıdan gelen yükleri zemine aktarmak, deprem gibi yer hareketlerinde zeminden kaynaklı etkileri üst yapıya aktarmaktır. Kısaca, zeminle üst yapı arasında yük ya da yük etkilerinin aktarılma görevi temel sistemi tarafından gerçekleştirilmektedir. Üzerinde yapı olan kazıklar, özellikleri gereği, üstyapıdan gelen yüklerin daha derinlerdeki zeminlere aktarılmasını sağlamaktadır.

Temel sistemleri konusunda ayrıntılı bilgiler temel mühendisliği ve zemin mekaniği kitaplarında sunulmaktadır (Bowles, 1997; Das, 2016; Poulos ve Davis, 1980; Salgado, 2007; Sivrikaya, 2021; Tomlinson ve Woodward, 2007). İnşaat mühendisliğinde temel sistemi en genel manada yüzeysel ve derin temeller olmak üzere iki grupta değerlendirilmektedir. Bu iki temel sisteminden yüzeysel temeller, ekonomik nedenlerle genelde ilk tercih edilen temel sistemidir. Ancak üst yapıdan gelen etkilerin aktarılmasında yüzeysel temeller yetersiz olursa, ya zemin iyileştirilmesi yapılmakta ya da derin temeller kullanılmaktadır. Bazı durumlarda hem iyileştirme hem de kazıklı temel sistemini kullanmak gerekmektedir. Kazıklar da derin temeller grubundaki bazı temel sistemlerinde kullanılan yapısal elemanlardır.

Kazıklar; çelik, beton veya ahşap malzemeden, bazen de kompozit malzemeden inşa edilebilirler. Ahşap kazıklar genellikle tarihi köprülerde bazen de tarihi binalarda kullanılmış olan kazık sistemleridir. Günümüzde daha çok betonarme ya da çelik kazık sistemleri tercih edilmektedir. Çelik kazıklardan en yaygın kullanılanları, H-kazıklar ve boru kazıklardır. Çelik kazıklar açık ya da kapalı uçlu olarak yapılabilirler. Betonarme kazıklar; kare, dikdörtgen ya da dairesel en kesite sahip olabilirler.

Üretimi yapılmış ve çakmaya hazır kazıklar, zemine itme veya tokmaktama tekniklerinden biriyle çakılmaktadır. İtme durumunda, kazığın zeminde düşey kalması sağlanır ve kazığın üst ucunda bulunan statik yük kazığı zemine doğru iter. Tokmaktama durumunda ise, kazık statik yük yerine çekiç darbelerine maruz kalmaktadır. Yerinde dökülecek betonarme (fore) kazıklar için ise önce zeminde istenen boyutta boşluk açılmakta ve boşluğa donatı yerleştirildikten sonra beton dökülmektedir.

Kazıklar genellikle yapısal kolonların altına yerleştirilmektedir. Böylelikle üstyapıdan gelen yükün önemli bir kısmının kolondan kazığa en yakın konumda aktarılması sağlanmış olacaktır. Ancak tekil kazık durumunda, kolonlardan gelen yüklerin aktarılmasında, kolon tabanında dönme gibi, bazen stabilite durumları kritik bir hale gelebilir. Bu durumda birden fazla sayıda kazık, grup halinde birleştirilebilirler. Bu tür kazıklar grup kazıklar ya da kazık grubu olarak tanımlanmaktadır. Grup kazıklar genel olarak, üstyapıdan gelen yüklerin tekil kazığın güvenli bir şekilde transfer edemeyeceği kadar büyük olması durumunda, gerekli olmaktadır. Grup kazıkların üst kısmında kazık başlığı veya radye olarak da adlandırılan betonarme döşeme inşa edilmektedir. Bu döşeme, üst yapıdan gelen yüklerin kazıklara daha dengeli bir biçimde aktarılmasını sağlamaktadır. Kazık başlığı bu görevi yerine getirebilmek için yeterli rijitliğe sahip olmalıdır (Bkz. Şekil 2.1).

Kazıklar genelde yer çekiminden kaynaklanan düşey (eksenel) yükleri taşımak için kullanılırlar. Ancak petrol üretim platformları, istinat yapıları ve iskeleler gibi yapıların kazıklarında, genel olarak yatay etkiler daha etkin olmaktadır. Yapıların yatay yüklere ya da yük etkilerine maruz kalması durumunda, dolaylı olarak kazıklar da yanal etkilere maruz kalmaktadır. Şiddetli rüzgârlar yapıların yanal olarak ötelenmesine neden olmakta, bu ötelenmeler de dolaylı olarak kazıkları yanal etkilere maruz bırakmaktadır. Deprem durumu ise daha farklı karakterde gerçekleşmektedir. Öncelikle zemin depremin odağından yayılan dalgaların etkilerine maruz kalmakta, kazıklar da konumlarına bağlı olarak kendilerine ulaşan dalgalardan kaynaklanan zemin hareketlerine maruz kalmaktadır. Kazıklar mekanik özelliklerine bağlı olarak bu zemin hareketlerine katılmaya çalışacaktır. Üst yapının tabanındaki bu yanal hareketlerden dolayı, dinamik özelliklerine bağlı olarak üstyapıda eylemsizlik kuvvetleri meydana gelecektir. Kazıkları içeren temel sisteminin görevi; sismik etkiye maruz kalmış zemin hareketleri ile üst yapıdaki eylemsizlik nedeniyle oluşan hareketler arasında gerekli aktarımları sağlamaktır. Temel sisteminden kaynaklanan bir hasar ortaya çıkmaması için, temel sisteminin bir parçası olan kazıklar da bu aktarımları güvenli bir biçimde yapmak durumundadır.

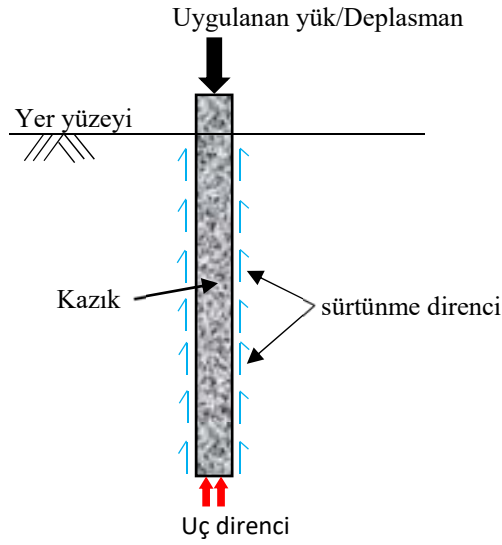
Kazıklar, rüzgâr ve depremin dışında da yanal yüklere maruz kalabilmektedir. Açık deniz petrol üretim platformları, rıhtımlar, limanlar ve iskeleler için dalga hareketleri, kazıklara yanal kuvvetler uygulamaktadır. Köprü kenar ve orta ayaklarında ise, trafik ve rüzgar hareketine bağlı olarak kazıklar yatay etkilere maruz kalmaktadır. Barajlar ve kilit yapıları, destekleyici kazıklar üzerinde yatay kuvvetler olarak etkiyen su basınçlarına maruz kalmaktadır. Savunma yapıları genellikle yanal kuvvetlere neden olan patlamalara dayanmak zorundadır. Yanal zemin itkileri için tasarlanan istinat yapılarında kullanılan kazıklar da yanal etkilere maruz kalabilmektedir. Bazen, kazıklar, şev stabilitesi açısından hareketi durdurmak için yavaş yer hareketlerinin yaşandığı yamaçlara kurulur. Bu gibi durumlarda, kazıklar sadece yanal kuvvetlere maruz kalmaktadır. Kazıklar açık kazıları desteklemek için de kullanılabilir. Burada ayrıca, eksenel kuvvet yoktur ve kazıkların tek rolü, yanal kuvvetlere direnmektir.

2.2. Kazıkların Düşey Yük Transfer Mekanizması

Analiz ve tasarım için kazıkların yük transfer mekanizmalarının doğru bir şekilde anlaşılması önem arz etmektedir. Kazıklar farklı mekanizmalarla eksenel ve yanal yükleri transfer etmektedir. Eksenel (dikey) yük durumunda, kazıklar eksenel olarak yüklenmiş kolonlar gibi değerlendirilebilir, sürtünme direnci ve uç direnci ile yükleri zemine aktarırlar (Şekil 2.2).

Bir kazık eksenel olarak yüklendiğinde, hafifçe oturur ve çevreleyen zemin kütlesi aşağı doğru harekete karşı direnç sağlar. Zemin sürtünmeli bir malzeme olduğu için, sürtünme kuvvetleri, kazık çevresinin ve kazığın aşağı yönlü hareketine karşı çıkan çevresindeki zeminin ara yüzeyinde gelişir. Kazık çevresi boyunca hareket eden sürtünme kuvvetleri, uygulanan eksenel yüke kısmen direnç gösterir (Şekil 2.2). Bu direnç, çevre direnci, çevre sürtünmesi, sürtünme direnci olarak da adlandırılır. Eksenel yükün bir kısmı, kazık alt ucundan zemine aktarılır (yaygın olarak kazık tabanı olarak adlandırılır). Bir kazık aşağıya doğru hareket etmeye çalışırken, kazık tabanının altındaki zemin kütlesi harekete karşı basınç direnci sağlar (Şekil 2.2). Bu mekanizmaya taban direnci, uç direnci veya uç mukavemeti denir. Toplam direnç (sürtünme direnci + uç direnci), uygulanan yük ile kazığı dengede tutar.

Eksenel yükün çoğunu tabana doğru aktaran kazıklara, *uç kazıklar* denilirken, yükün çoğunu sürtünme direnci ile karşılayanlara *sürtünme kazıklar* denir. Uç kazıklar için, kazık tabanının sağlam bir zemin tabakasına (örneğin çok sıkı kum, sert kil veya kaya) sokulması gerekir. Mühendisler genellikle, sürtünme direncinden daha güvenilir olduğu için, uç kazıkları tasarlamayı tercih etmektedir. Bununla birlikte, böyle sağlam bir tabaka mevcut değilse, mühendisler tasarımda sadece sürtünme direncini dikkate almak durumundadır. Böyle bir durumda kazık, zayıf veya yumuşak bir tabakada yüzüyormuş gibi hareket eder. Bu tür kazıklar *yüzen kazık* olarak adlandırılır.

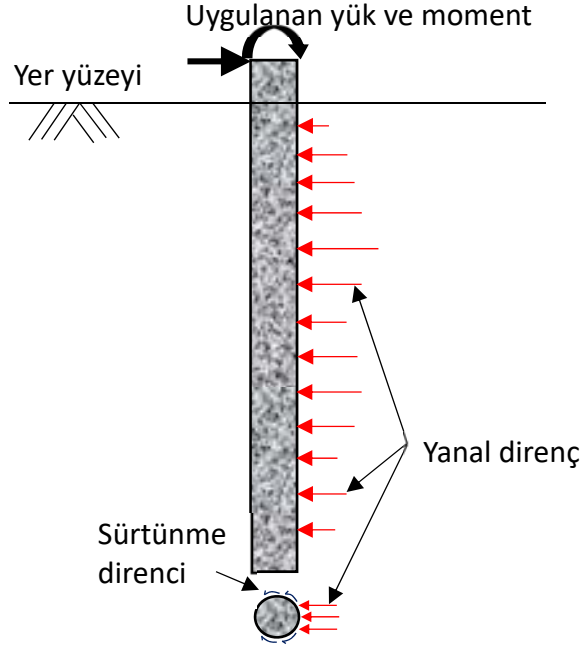


Şekil 2.2. Düşey yüklü kazıkların yük transfer mekanizması

2.3. Yanal Yüklü Kazıkların Kinematığı

Yanal yükler söz konusu olduğunda, kazıklar enine yüklü bir taşıyıcı eleman gibi davranırlar. Yanal yükü, zeminin yanal direncini kullanarak çevredeki zemine aktarırlar (Şekil 2.3). Bir kazık yanal olarak yüklendiğinde, kazığın bir kısmı veya bütünü, uygulanan yük yönünde yatay olarak kaymaya çalışır, kazığın eğilmesine, dönmesine veya ötelenmesine neden olur (Salgado, 2007). Kazık, önündeki zemine baskı yapar; bu sayede, kazık hareketine karşı direnç sağlayan zeminde basınç gerilmeleri ve şekil değiştirmeler gelişmektedir. Bu, yanal yükler için yük aktarımının ana mekanizmasıdır. Tüm kazık çevresi üzerinde bulunan toplam zemin direnci, dış yatay kuvvetleri dengeler. Zemin direnci ayrıca kazığın moment dengesini de sağlar. Kazık çevresi ve etrafındaki

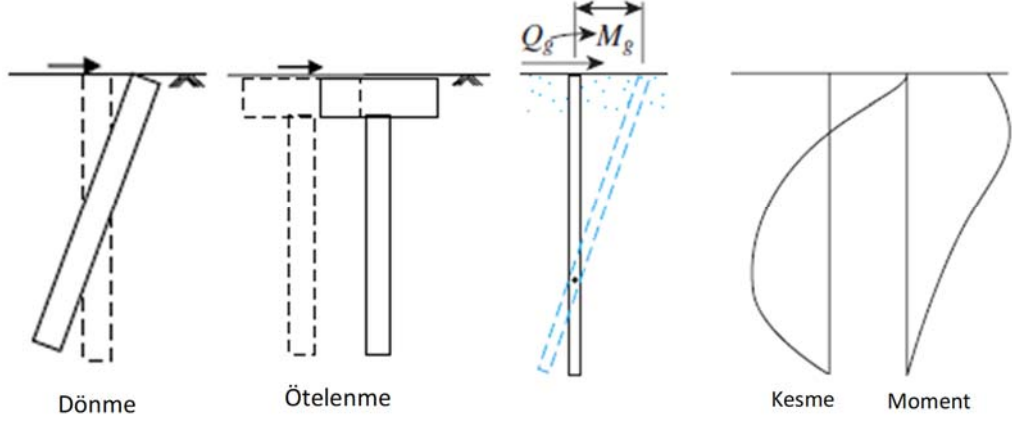
zemin arasındaki sürtünme direnci gelişir; bununla birlikte, sürtünme direncinin büyüklüğü, basınç direncine kıyasla çok daha azdır ve genellikle hesaplamalarda ihmal edilmektedir.



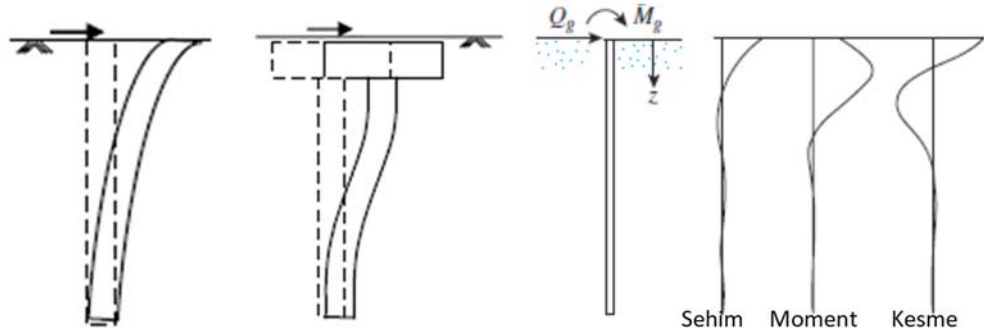
Şekil 2.3. Yanal yüklü kazıkların yük transfer mekanizması

Eksenel yüklü kazıkların kinematığı, yukarıda kısaca değinildiği gibi, oldukça basittir: Kazık, etkiyen yük altında dikey olarak aşağı doğru hareket eder ve eğer direnç kuvvetleri (sürtünme ve uç dirençleri) sınır değerlerini aşarsa, bu durumda kazık, çökmeye yol açan aşırı dikey ötelenmeye maruz kalır. Yanal yüklü kazıkların kinematığı ve göçme mekanizmaları daha karmaşıktır ve kazık türüne bağlı olarak değişmektedir. Yanal yüklü kazıklar enine yüklendiğinde, kazık dönebilir, bükülebilir (eğilebilir) veya ötelenebilir (Salgado, 2007). Kazık uygulanan kuvvetin yönünde hareket ederken, kazığın arkası ile üst birkaç metredeki zemin arasında bir boşluk açılabilir. Eğer kazık kısa ve kalın ise, çok fazla eğilmeyecek, ancak dönecek, hatta ötelenecektir (Şekil 2.4). Bu tür kazıklara *rijit kazık* denilmektedir. Kazık uzun ve ince ise, uygulanan yük nedeniyle eğilmektedir (Şekil 2.5). Bu tür kazıklara ise *esnek kazık* denilmektedir. Pratikte kazıklar esnek kazık olarak davranacak kadar uzundur. Esnek kazıklar için, yanal yüklü kazık problemi, zemin-yapı

etkileşiminin bir parçasıdır; yani, kazığın yanal ötelenmesi zemin direncine bağlıdır ve zemin direnci, aslında, kazık ötelenmesine bağlıdır.



Şekil 2.4. Rijit kazıkların kinematığı (Das, 2016)



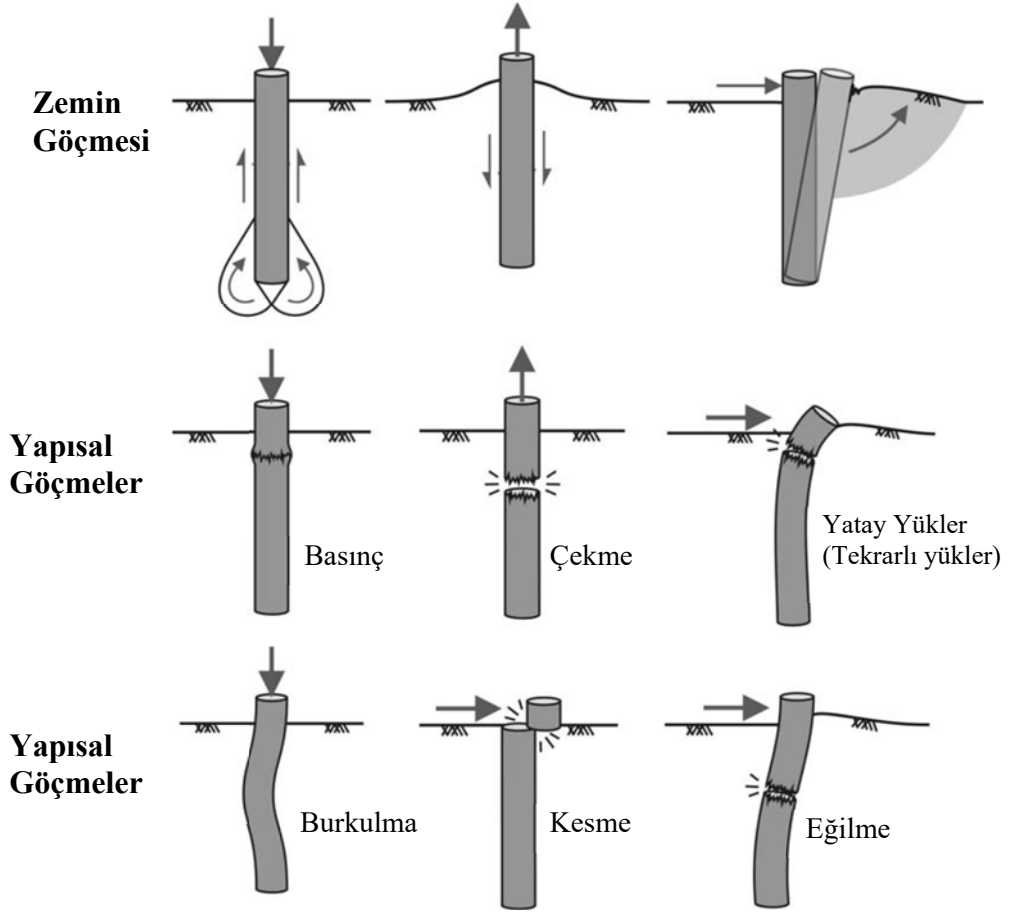
Şekil 2.5. Esnek kazıkların kinematığı (Das, 2016)

2.4. Kazıkların Göçme Mekanizmaları

Bir yapının ya da bir temelin maruz kaldığı etkileri, güvenli bir şekilde karşılayabilmesi için bazı tasarım kriterlerini sağlaması gerekmektedir. Bu kriterlerden bir veya daha fazlası karşılanamaz ise, yapının ya da temelin sınır değerleri aştığı belirtilebilir. Söz konusu sınırları aşma derecesine bağlı olarak hasar ve göçme durumları ortaya çıkmaktadır. Yapılar için genellikle, iki ana kriter/kıstas tanımlanmaktadır. (1) Taşıma gücü sınır durumu (nihai sınır durumu) ve (2) Kullanılabilirlik sınır durumu (hizmet verebilirlik sınır durumu) (Salgado, 2007). Taşıma gücü sınır durumu, bir yapının kısmen veya tamamen göçmesi/çökmesi gibi durumlarla ilişkilidir. Kullanılabilirlik sınır durumu ise bir yapının hizmet verebilirliğini sürdürmesi için kullanılan bir ölçüttür. Genel olarak,

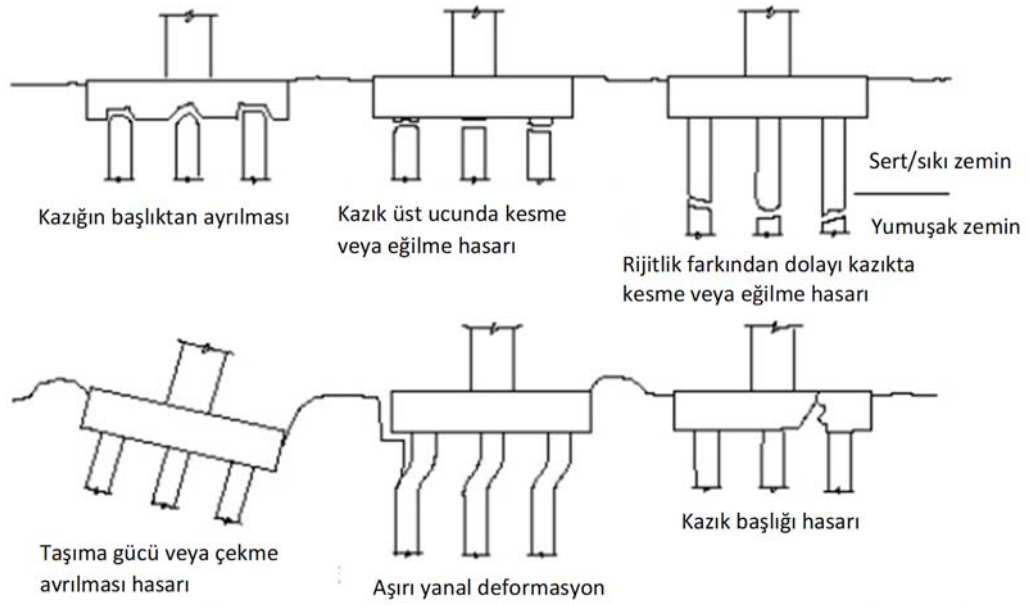
kullanılabilirlik sınır durumu tolere edilebilir oturmalara veya ötelenmelere işaret etmektedir. Temel sistemi için de, belirli bir yapısal veya temel eleman ile ilişkili tüm olası taşıma gücü ve kullanılabilirlik sınır durumları tanımlanır ve daha sonra tüm sınır durumlarının karşılanması için tasarım yapılır. Eğer zemindeki gerilmeler, kazık uzunluğunun önemli bir kısmı üzerinde sınır (akma) değerine ulaşırsa, yanal yüklü kazıkta taşıma gücü sınır durumuna ulaşılır. Böylece, zemin kütlesi içinde plastik akış meydana gelir, kazıkta büyük yanal sehimlere, ötelenmelere veya dönmelere sebep olur ve en nihayetinde yapının göçmesi ile sonuçlanır. Bu tür göçmeler çoğunlukla rijit kazıklarda meydana gelmektedir. Esnek kazıklarda, ön tarafta, aşırı yanal sehim ve eğilmeye neden olan plastik bir kama parçası oluşabilir. Zeminin göçmesine ek olarak, kazığın kendisinin hasar alması/göçmesi de mümkündür. Plastik mafsallar aşırı eğilme nedeniyle esnek kazıklarda oluşabilir. Ancak, taşıma gücü sınır durumu genellikle yanal yüklü kazık tasarımını kontrol etmez. Taşıma gücü sınır durumuna ulaşmadan önce, kazığın yatay uç deplasmanı kullanılabilirlik sınır durumuna ulaşır. Bu nedenle, çoğu durumda kazık performansının ve tasarımlarının sınırlarını belirleyen yatay kazık deplasmanının sınırlandırılmasıdır. Aslında, çoğu zaman, kazıklar ilk önce eksenel yüklere (düşey yük taşıma kapasitesine göre) karşılık gelen taşıma gücü sınır durumuna karşı tasarlanır ve daha sonra, eksenel ve yanal yüklere göre (düşey ve yanal deplasmana karşı) kullanılabilirlik sınır durumlarına karşı kontrol edilir.

Kazıklı temeller için sınır durumlar Şekil 2.6'da gösterilmektedir. Soldan sağa doğru bakıldığında sırasıyla zemin göçmesi, basınç, çekme ve tekrarlı yüklerde; yapısal göçmeler için ise, basınç, çekme ve tekrarlı yüklerde, alt sırada burkulma, kesme ve eğilmeye bağlı göçmeler verilmektedir. Bu bağlamda hasara neden olabilecek yük çeşitleri, yapısal olarak düşey, yatay ve burkulma yönüne göre üç ana kategoride sınıflandırılabilir. Bu yüklemeler şekilden görüldüğü gibi iki çeşit göçmeyi tetikleyebilir. Bunlardan biri zemine bağlı, diğerleri ise yapısal özelliklere bağlı göçme şekilleridir. Sonuç olarak kazık ve kazık gruplarının davranışlarının anlaşılması, söz konusu yükleme tiplerinden ve bu yüklere karşı olan dirençlerden kaynaklanan göçme mekanizmalarının anlaşılmasına bağlıdır.



Şekil 2.6. Kazıklı temelerde sınır durumlar

Deprem etkisi, kazıklı temelerde, çevresindeki zeminden ve taşıdığı üstyapıdan gelen çok büyük yanal yüklere maruz kalması nedeniyle ve kazığın narinliği dolayısıyla ciddi hasarların oluşmasına sebep olabilmektedir. Bu yüzden, sismik etkiler altındaki kazık davranışının matematiksel ve sayısal yöntemler kullanılarak detaylı bir şekilde çalışılması gerekmektedir. Aşağıdaki şekilde (Şekil 2.7) kazıklı temelerde meydana gelebilecek yapısal hasarlar görülmektedir. Yumuşak zemin üzerinde sert zemin olması durumunda, kazıkta zemin geçiş noktası civarında kesme veya eğilme hasarı meydana gelebileceği görülmektedir.



Şekil 2.7. Kazıklı temellerde sismik yükler altında kazık hasar durumları

2.5. Analiz Yöntemleri

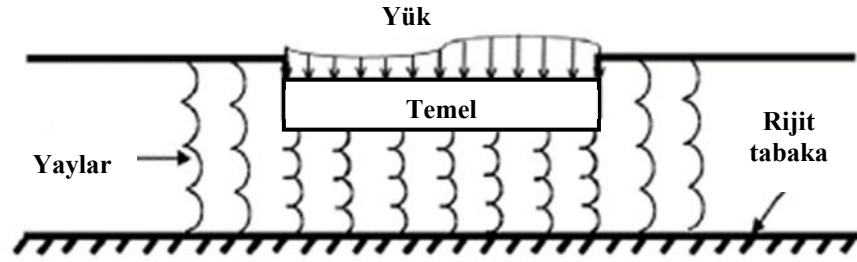
Yanal yüklü tekil kazıkların çözümü üzerine birçok yöntem geliştirilmesine rağmen, bunların birkaçı literatürde tercih edilmektedir. Bu yöntemler:

- Winkler Yöntemi (Winkler, 1867),
- Broms Yöntemi (Broms, 1964a),
- Poulos Yöntemi (Poulos, 1971a, 1971b),
- P-Y Yöntemi (Cox, Reese ve Grubbs, 1974; Matlock, 1970; Reese ve diğerleri, 1974, 1975; Reese ve Welch, 1975) ve
- Sürekli Yaklaşım Yöntemi (Verruijt ve Kooijman, 1989; Yang ve Jeremić, 2005)

2.5.1. Winkler yöntemi

Temel mühendisleri, yanal yüklü kazıklar için yöntem geliştirmeden önce, yeterince uzun ve esnek (şerit temeller gibi) olan sığ temelleri, elastik zemine oturan kiriş gibi modelleyerek analiz etmişlerdir. Bir zeminin dış kuvvetlere karşı düşey direncinin, yerin (yer yüzeyinin) deplasmanı ile orantılı olabileceği öne sürülmüştür (Winkler, 1867). Bu fikri genişleten araştırmacılar, zemini bir dizi elastik yay ile temsil etmişlerdir. Böylece zeminin deplasmanı ile aynı olan yayın deplasmanı uygulanan yük ile orantılı olacaktır. Yay sabiti uygulanan yüklere karşı temel zeminin rijitliğini temsil etmektedir.

Bu kavram, Euler-Bernoulli kirişinin elastik zemine oturtulması (BEF) ve kirişin üstüne yüklerin uygulanmasıyla genişletilmiştir (Şekil 2.8). Böyle bir kiriş-temel sistemi için kiriş sehimini yöneten dördüncü dereceden bir doğrusal diferansiyel denklem geliştirilmiş, farklı tipler, yükler ve yük dağılımları için analitik çözümler elde edilmiştir (Hetenyi, 1946). Gerekli giriş parametreleri, kirişin elastisite modülü ve geometrisi, yay sabiti ve uygulanan yükün büyüklüğü ve dağılımıdır. Analiz sonucunda, kirişin sehim, eğilme momenti ve kiriş açıklığı boyunca kesme kuvveti belirlenebilmektedir.



Şekil 2.8. Winkler Modeli (David ve Forth, 2011)

Elastik zemine oturan kiriş hesabı aşağıdaki eşitliğe göre hesaplanmaktadır.

$$E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} + p = 0 \rightarrow \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{k_h y}{E_p \cdot I_p} = 0 \quad (2.1)$$

Bu eşitlikte E_p kazığın elastisite modülünü, I_p atalet momentini, p birim kazık boyundaki zemin gerilmesini, y kazık ucundaki deplasmanı ve k_z yatak katsayısını ifade etmektedir. Eşitlikte çözümler analitik veya sayısal olarak belirlenebilir. Analitik çözümler kazık derinliği boyunca sadece üniform bir k_h alırlar. Aşırı konsolide killerde genellikle bu varsayım geçerlidir. Ancak kohezyonsuz zeminlerde ve normal konsolide killerde derinlik boyunca k_h lineer olmayan biçimde değişmektedir. k_h 'ın derinlikle lineer değişimi aşağıdaki eşitlikle ifade edilmektedir:

$$k_h = \eta_h \cdot z \quad (2.2)$$

Bu eşitlikte η_h yatay yatak katsayısı sabitini, z kazık derinliği boyunca herhangi bir noktayı ifade etmektedir. Buradaki η_h değerinin kohezyonsuz zeminlere göre aldığı değerler Çizelge 2.1’de verilmiştir.

Çizelge 2.1. Belirleyici η_h değerleri (Das, 2016)

Zemin	kN/m^3	lb/in^3
Kuru veya nemli kum		
Gevşek	1 800-2 200	6.5-8.0
Orta	5 500-7 000	20-25
Sıkı	15 000-18 000	55-65
Su altındaki kum		
Gevşek	1 000-1 400	3.5-5.0
Orta	3 500-4 500	12-18
Sıkı	9 000-12 000	32-45

Winkler zemin yönteminde kullanılan temel yayları ve geleneksel yaylar arasında ince bir fark olduğunu belirtmek bu tür yayların daha sağlıklı bir şekilde kullanımına olanak sağlamaktadır. Geleneksel yaylarda, yay deplasmanı ile çarpılan yay sabiti yay kuvvetini vermektedir. Temel yaylarında ise, yay deplasmanı (kiriş deplasmanı ile aynı) ile çarpılan yay sabiti, birim kiriş uzunluğu başına temelin (zemin) direnç kuvvetini vermektedir. Bu nedenle, bir temel yayının yay sabiti birimi FL^{-2} iken (F = kuvvet, L = uzunluk), geleneksel bir yayın yay sabiti birimi FL^{-1} ’dir.

Winkler yaklaşımı ayrıca alt temel reaksiyon yaklaşımı olarak da adlandırılabilir. Çünkü temel yay sabiti bir zemin kütlelerinin alt temel reaksiyon modülü ile ilişkili olabilir (Bowles, 1997; Terzaghi, 1955). Zemin ve kiriş arasındaki temas yüzeyindeki basınç p ise ve eğer p noktasının sehimi δ ise, bu durumda alt temel reaksiyon modülü p/δ olarak elde edilir. Aslında, yay sabitleri, genellikle zemin alt reaksiyon modülü belirlenerek tahmin edilir (modül, deneysel olarak, örneğin bir plaka yükleme testi gerçekleştirilerek belirlenebilir).

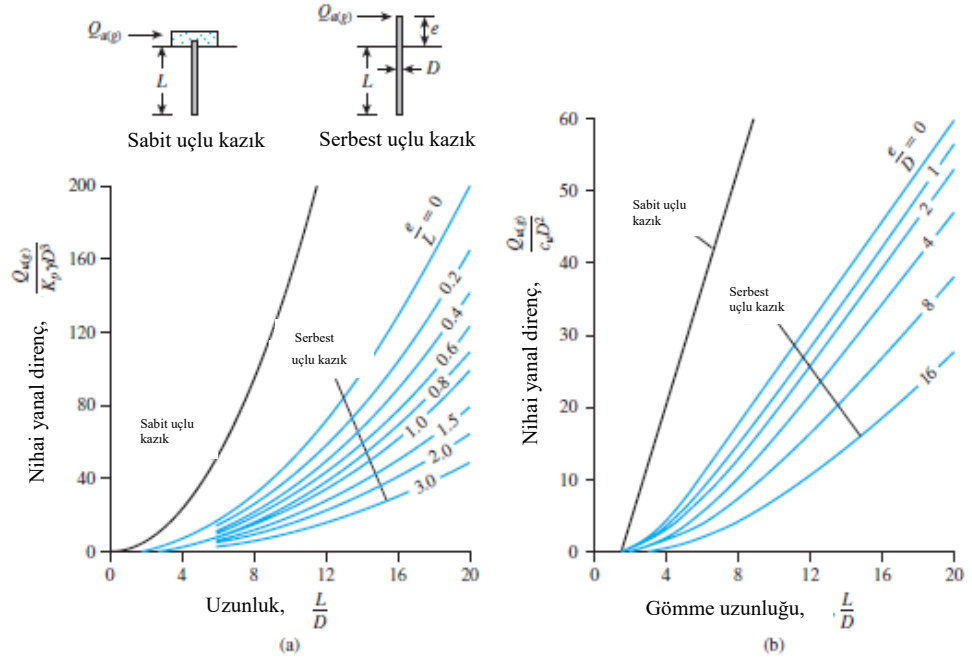
Winkler temel yönteminde, her bir tabakanın çevresindeki zeminin rijitliğini ve sönümünü temsil etmek için yayların ve sönümleyicilerin bir kombinasyonu seçilirken, kazığı temsil etmek için elastik kiriş-kolon kullanılmaktadır. Bununla birlikte, bu yöntem, Winkler varsayımına bağlı olarak zemin katmanları arasındaki kayma transferini dikkate alamaz. Winkler temel yönteminin bir başka dezavantajı, gerçek üç boyutlu zemin-kazık temasının iki boyutlu bir etkileşim olarak basitleştirilmesidir. Bu yöntemin, statik ve dinamik kazık analizinde ve yanal yükleme altında tasarımda etkili ve popüler olduğu kanıtlanmıştır, ancak bu yöntemde zemin-kazık temasının iki boyutlu simülasyonunda üç boyutlu etkileşim etkileri göz ardı edilmektedir.

2.5.2. Broms yöntemi

Broms tarafından (Broms, 1964a, 1964b, 1965), kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde kazık tasarımı için kapsamlı prosedürler geliştirilmiştir. Broms, bir kazığın göçebileceği yanal yüklemenin (nihai zemin direncinin) hesaplanması üzerine yoğunlaşmıştır. Göçmeyi, kazıktaki plastik mafsallın veya mafsalların gelişimi olarak tanımlamıştır. Kohezyonlu veya kohezyonsuz zeminlerin nihai yanal direncini derinlik fonksiyonu olarak hesaplamak için denklemler önermiştir. Statik denklemler idealleştirilmiş bir zemin profili kabul edilerek elde edilmiştir. Ayrıca, kazık ucunun dönme için sabit veya serbest olduğu varsayılmıştır. Bu yüzden, serbest ve sabit başlıklı kazıkların ayrı ayrı analizlerinin yapılması için elverişli bir yöntemdir. Broms yöntemi gerekli nihai zemin direncini hesaplamak için basitleştirici varsayımlar yapmakta ve zemin basıncı kuramına dayalı bir yöntem olarak değerlendirilmektedir. Kısa ve uzun kazıklar için uygun olup, sabit ve serbest başlıklı kazıkların yüzeydeki yer değiştirmesini değerlendirmek için kullanılmaktadır.

Kısa kazıkların nihai taşıma gücünü hesaplamak için Broms çözümü, kumlu zeminlerde Şekil 2.9a'da, killi zeminlerde Şekil 2.9b'de görülmektedir. Burada K_p Rankine pasif toprak basıncı katsayısını ve c_u drenajsız kayma mukavemetini ifade etmektedir ve aşağıdaki eşitlikler yardımıyla hesaplanmaktadır. Burada FS=2 güvenlik faktörünü, q_u ise serbest basınç dayanımını ifade etmektedir.

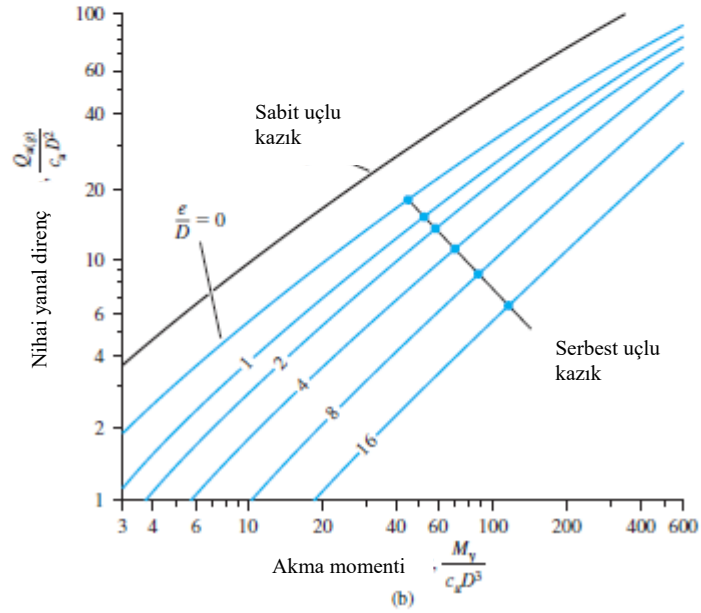
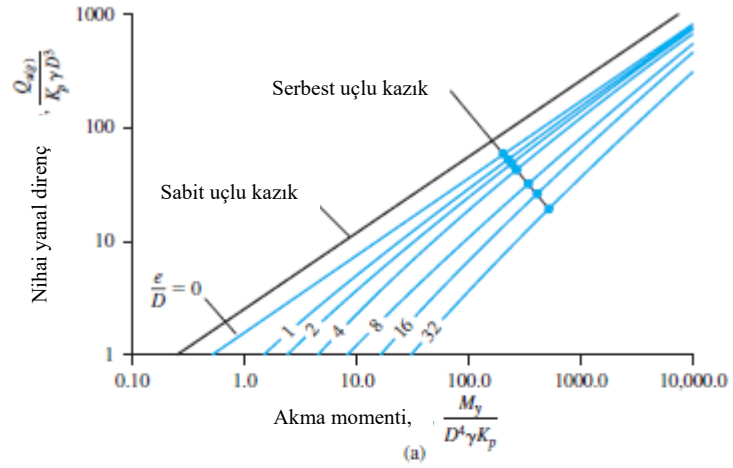
$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad c_u \approx \frac{0.75q_u}{FS} = \frac{0.75q_u}{2} = 0.375q_u \quad (2.3)$$



Şekil 2.9. Kısa kazıkların nihai yanıl direnci; Broms çözümü (a) kumda (b) kilde (Das, 2016)

Uzun kazıkların nihai taşıma gücünü hesaplamak için Broms çözümü kumlu zeminlerde Şekil 2.10a'da killi zeminlerde ise Şekil 2.10b'de verilmektedir. Bu şekilde kazığın akma momentini aşağıdaki eşitlikle hesaplanmaktadır. Bu eşitlikte I_p kazık atalet momentini, D kazık çapını ve F_y kazık malzemesinin akma gerilmesini belirtmektedir.

$$M_y = \left(\frac{I_p}{D/2} \right) F_y \quad (2.4)$$



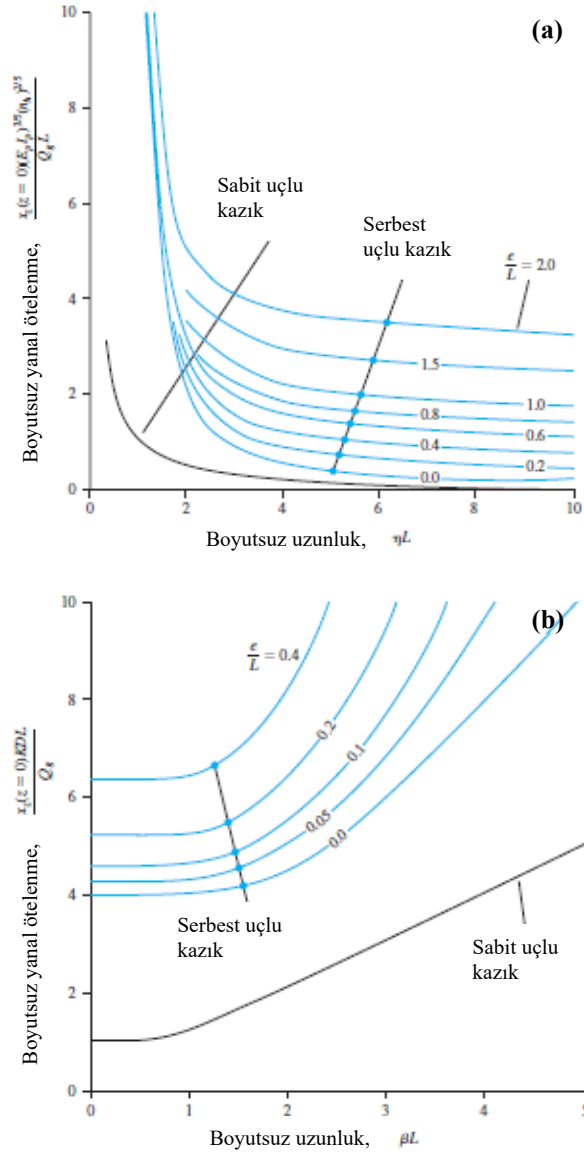
Şekil 2.10. Uzun kazıkların nihai yanal direnci; Broms çözümü (a) kumda (b) kilde (Das, 2016)

Kazık ucunda servis yükleri altında meydana gelen deplasman için Broms çözümü Şekil 2.11'den tahmin edilebilir. Bu şekilde η aşağıdaki eşitlikten elde edilebilir.

$$\eta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{E_p I_p}} \quad (2.5)$$

Bu denklemde granüler zeminler için η_h Çizelge 2.1'den elde edilir. Şekil 2.11b'de K Türkçe kaynaklarda (Sivrikaya, 2021) k_h olarak verilmekte ve yatay yatak katsayısını ifade eder ve Çizelge 2.2'den elde edilir. β katsayısı aşağıdaki eşitlikten elde edilir.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4E_p I_p}} \quad (2.6)$$



Şekil 2.11. Kazık ucunda deplasman hesabı için Broms çözümü (Das, 2016)

Çizelge 2.2. Yatay yatak katsayısı (k_h) değerleri (Das, 2016)

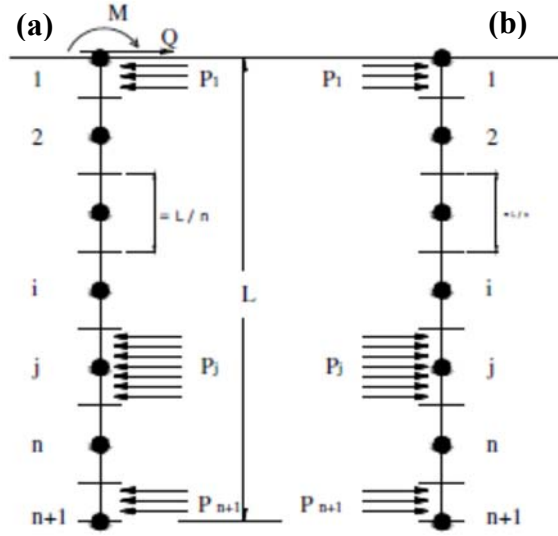
Serbest basınç mukavemeti, q_u		k_h	
kN/m ²	lb/in ²	kN/m ³	lb/in ³
200	~30	10 000-20 000	37-75
200-800	30-120	20 000-40 000	75-150
>800	>120	> 40 000	>150

2.5.3. Poulos yöntemi (elastik yöntem)

Poulos yatay yüklü kazıkların davranışını elastik ortam kabulü olan zeminler için incelemiştir (Poulos, 1971a, 1971b). Kazık etrafındaki zeminin elastik ortam varsayılması teorik olarak gerçekçi bir yöntemdir.

Yatay yüklü kazıkların elastik yöntem ile çözümleri için bazı varsayımlar yapılmaktadır.

1. Şekil 2.12’de görüldüğü gibi kazık B genişliğinde, L uzunluğunda, $E_p I_p$ sabit rijitliğinde ince, uzun ve düşey dikdörtgen olarak varsayılmaktadır (Dairesel kazıklarda B genişliği kazık çapı olarak alınmalıdır). Kazık başında ve ucunda $\delta/2$ uzunluğunda iki eleman ve bu iki eleman arası eşit uzunlukta $n+1$ elemana bölünerek (eleman aralığı $\delta=L/n$ uzunlukta) her bir elemana kazık genişliği boyunca üniform ve sabit yanal P yükünün etkidiği varsayılmaktadır.
2. Analizi kolaylaştırmak için zemin ve kazık çevresinde oluşabilecek yatay kayma gerilmeleri ihmal edilmektedir.
3. Her bir elemanın üniform yatay P yüküne maruz kaldığı varsayılmaktadır.
4. Zemin ideal, homojen, izotropik, yarı sonsuz elastik malzeme, elastisite modülü E_{sp} , Poisson oranı ν olan malzeme olduğu ve kazık özelliklerinden etkilenmediği varsayılmaktadır.
5. Kazığın arka yüzeyine yakın yerdeki zeminin kazıkla temasının kesilmediği, zeminin ve kazığın yatay yer değiştirmesinin eşit olduğu varsayılmaktadır.



Şekil 2.12. Gerilme dağılımları; a) Kazıktaki gerilmeler b) Kazık çevresindeki zeminde gerilmeler (Poulos, 1971a)

Kohezyonsuz Zeminlerde Elastik Ortam Yaklaşımı

Zemin deplasmanları sonsuz ortamda yatay yükler için Mindlin eşitliklerinden elde edilmekte ve kazık deplasmanları elastik zemine oturan kiriş (BEF) yaklaşımından bulunmaktadır. Yatay deplasmanlar ve maksimum moment, derinlikle artan elastisite modülü ile bulunmaktadır.

$$E_s = k_h \cdot z \quad (2.7)$$

Bu denklemde k_h yatay yatak katsayısını, E_s zemin elastisite modülünü ve z derinliği ifade etmektedir. Poulos ve Davis (1980) serbest başlıklı kazık ve sabit başlıklı kazık için denklemler elde etmişlerdir.

Serbest Başlıklı Kazık:

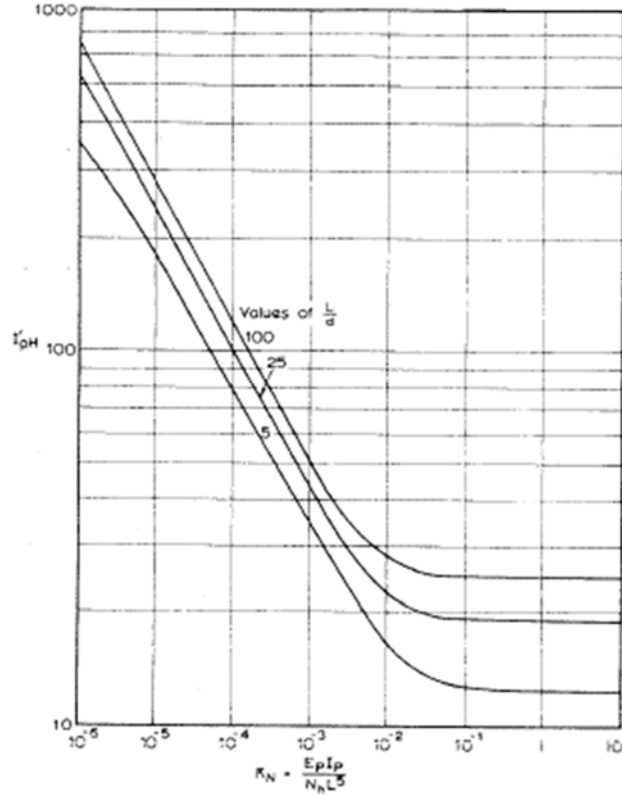
Serbest başlıklı kazıkta yanal yer değiştirme aşağıdaki eşitlikle hesaplanır.

$$y_g = \frac{Q_g}{N_h \cdot L^2} \left(I'_{\rho H} + \frac{e}{L} I'_{\rho M} \right) \frac{1}{F'_\rho} \quad (2.8)$$

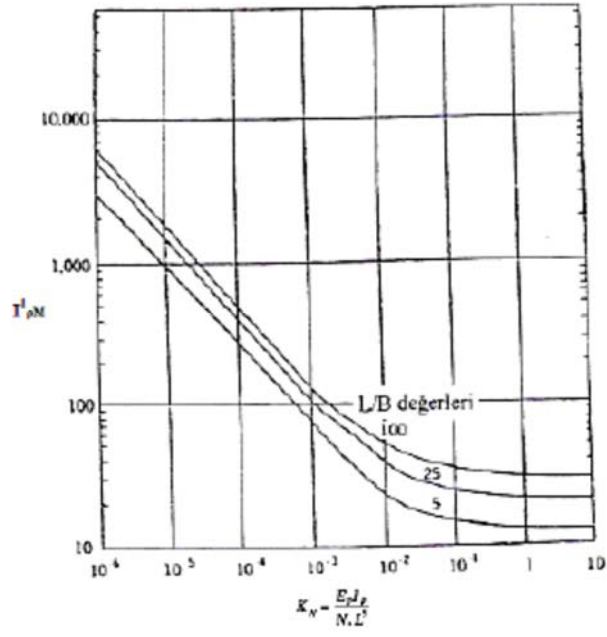
Bu eşitlikte $I'_{\rho H}$, $I'_{\rho M}$ ve F'_ρ katsayıları sırasıyla Şekil 2.13, 2.14 ve 2.15'te verilen grafiklerden K_N kazık rijitlik faktörüne bağlı olarak verilmektedir. Maksimum moment ise Şekil 2.16'dan elde edilmektedir.

$$K_N = \frac{E_p \cdot I_p}{N_h \cdot L^5} \quad (2.9)$$

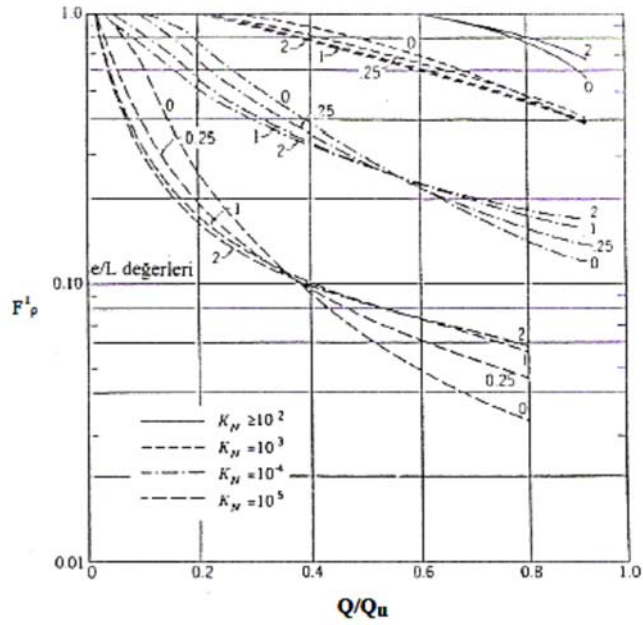
Yukarıdaki eşitlikte L kazık boyunu, E_p kazık elastisite modülünü, I_p kazık atalet momentini ifade etmektedir.



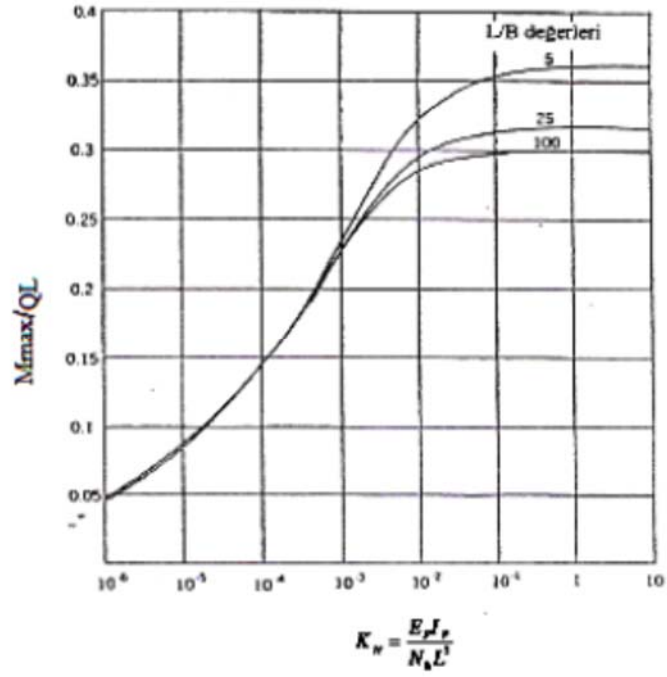
Şekil 2.13. Serbest başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için $I'_{\rho H}$ değerleri (Poulos ve Davis, 1980)



Şekil 2.14. Serbest başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için $I'_{\rho M}$ değerleri (Poulos ve Davis, 1980)



Şekil 2.15. Serbest başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için F'_{ρ} değerleri (Poulos ve Davis, 1980)



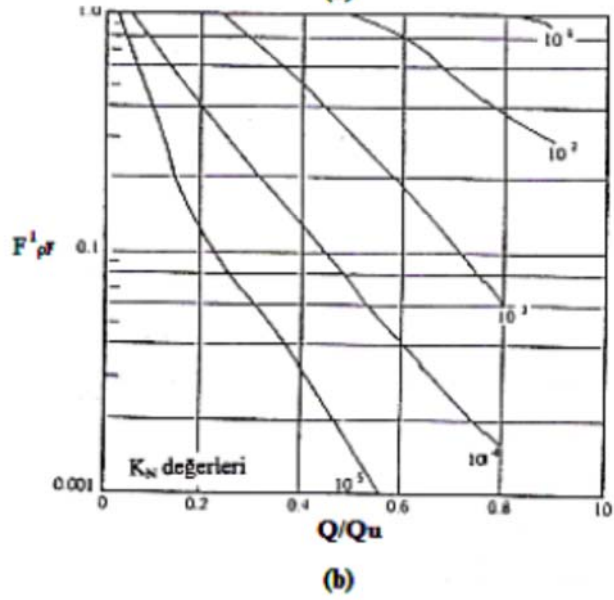
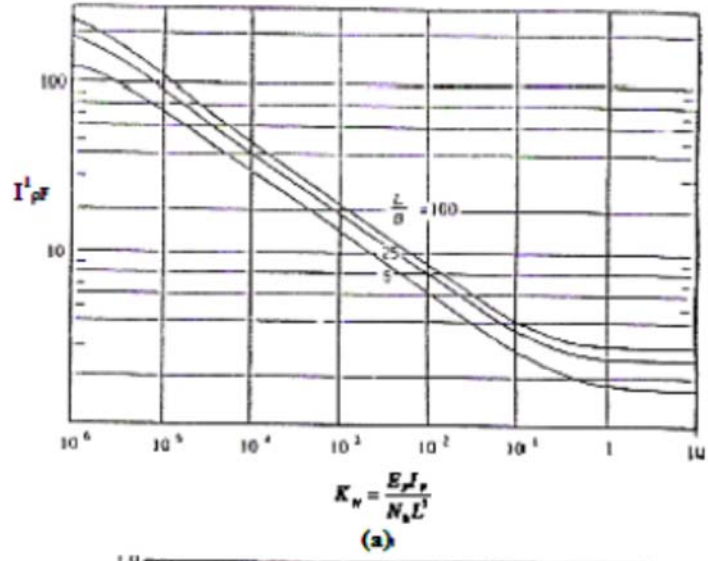
Şekil 2.16. Serbest başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için maksimum moment (Poulos ve Davis, 1980)

Sabit Başlıklı Kazık:

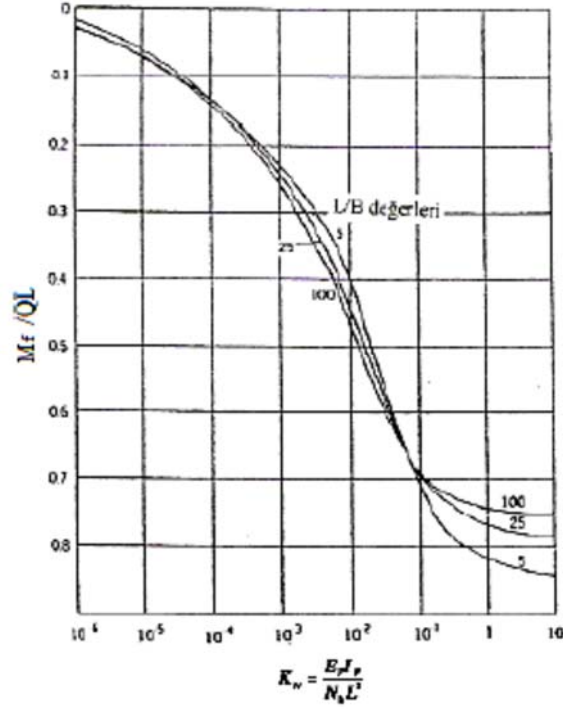
Sabit başlıklı kazıkta yer değiştirme,

$$y_g = \frac{Q_g}{N_h \cdot L^2} \cdot \frac{I'_{\rho F}}{F'_{\rho F}} \quad (2.10)$$

eşitliği ile hesaplanır. Bu eşitlikte $I'_{\rho F}$ ve $F'_{\rho F}$ katsayıları Şekil 2.17 ve Şekil 2.18'deki grafiklerde verilmektedir.



Şekil 2.17. Sabit başlıklı kazıklarda zemin modülü için a) $I'_{\rho F}$, b) $F'_{\rho F}$ (Poulos ve Davis, 1980)



Şekil 2.18. Sabit başlıklı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için kazık başındaki moment (Poulos ve Davis, 1980)

Kohezyonlu Zeminlerde Elastik Ortam Yaklaşımı

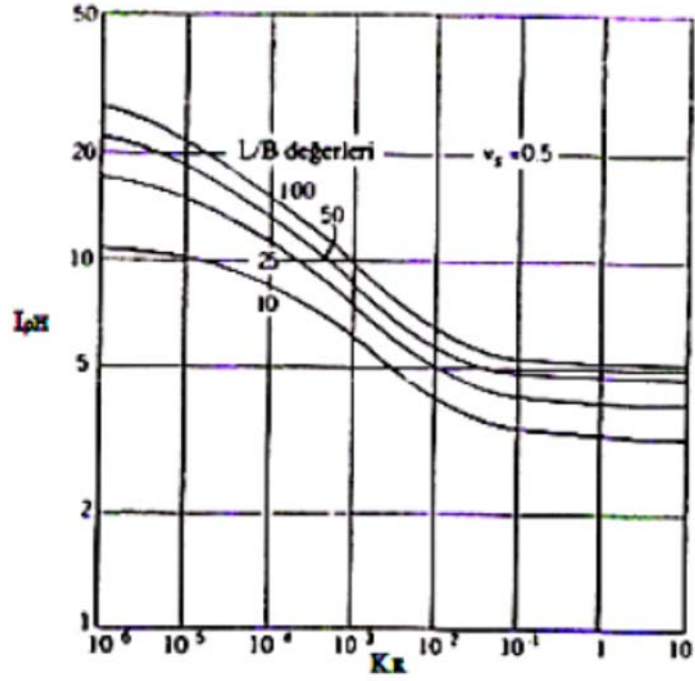
Zemin elastisite modülü derinlikle artan zeminlerde, normal konsolide kil gibi yer değiştirme ve momentler kohezyonsuz zeminlerdeki çözümlerle aynı şekilde hesaplanmaktadır. Zemin elastisite modülünün derinlikle sabit olduğu aşırı konsolide killerde yanal yüklü kazığın yer değiştirme ve momentinin bulunması için çözüm yöntemleri önerilmektedir (Poulos, 1971a). Bu çözümler serbest başlıklı ve sabit başlıklı kazıklar için açıklanmıştır.

Serbest Başlıklı Kazık

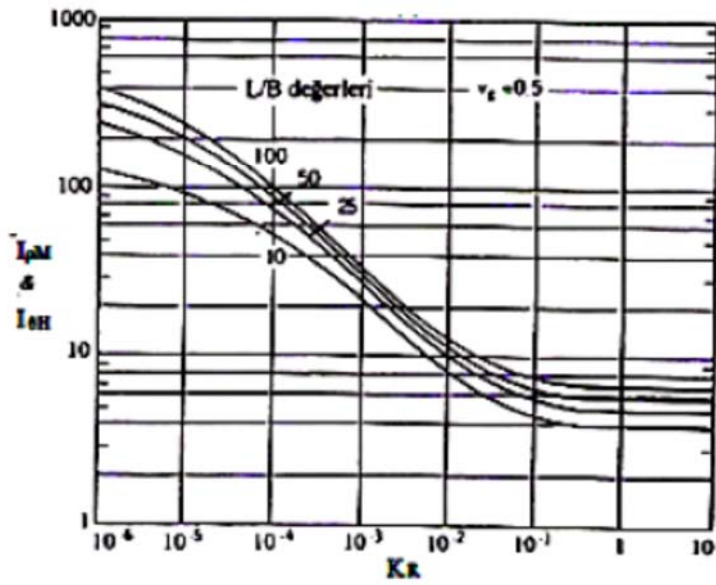
Serbest başlıklı kazıklarda yatay yönde yer değiştirme (y) aşağıdaki eşitlikle belirlenir.

$$y = I_{\rho H} \cdot \frac{Q_g}{E_s \cdot L} + I_{\rho M} \cdot \frac{M_g}{E_s \cdot L^2} \quad (2.11)$$

Bu eşitlikte $I_{\rho H}$ ve $I_{\rho M}$ katsayıları Şekil 2.19'daki grafikte K_R 'ye bağlı olarak sunulmuştur. L kazık boyunu ifade etmektedir.



(a)



(b)

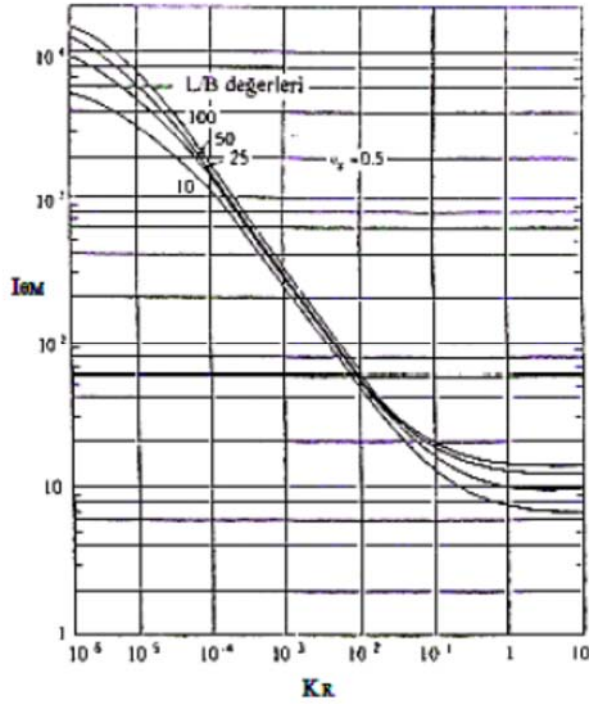
Şekil 2.19. Serbest başlı kazık, sabit zemin modülü için a) $I_{\rho H}$ b) $I_{\rho M}$ değerleri (Poulos ve Davis, 1980)

Serbest başlıklı kazıkta zemin yüzeyindeki dönme;

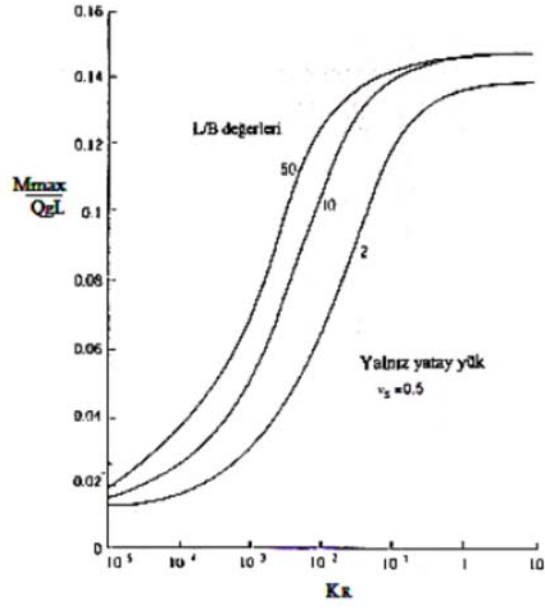
$$\theta = I_{\theta H} \cdot \frac{Q_g}{E_s \cdot L} + I_{\theta M} \cdot \frac{M_g}{E_s \cdot L^2} \quad (2.12)$$

Eşitliğinden hesaplanır. Eşitlikteki ve katsayıları sırasıyla Şekil 2.19 ve Şekil 2.20’de K_R ’ye bağlı olarak sunulmuştur. $I_{\rho H}$, $I_{\rho M}$, $I_{\theta H}$ ve $I_{\theta M}$ faktörleri K_R faktörünün fonksiyonudur ve K_R aşağıdaki eşitlikle ifade edilebilir. Maksimum moment ise Şekil 2.21’den elde edilmektedir.

$$K_R = \frac{E_p \cdot I_p}{E_s \cdot L^4} \quad (2.13)$$



Şekil 2.20. Serbest başlı kazıklarda, sabit zemin modülü için $I_{\theta M}$ değerleri (Poulos ve Davis, 1980)



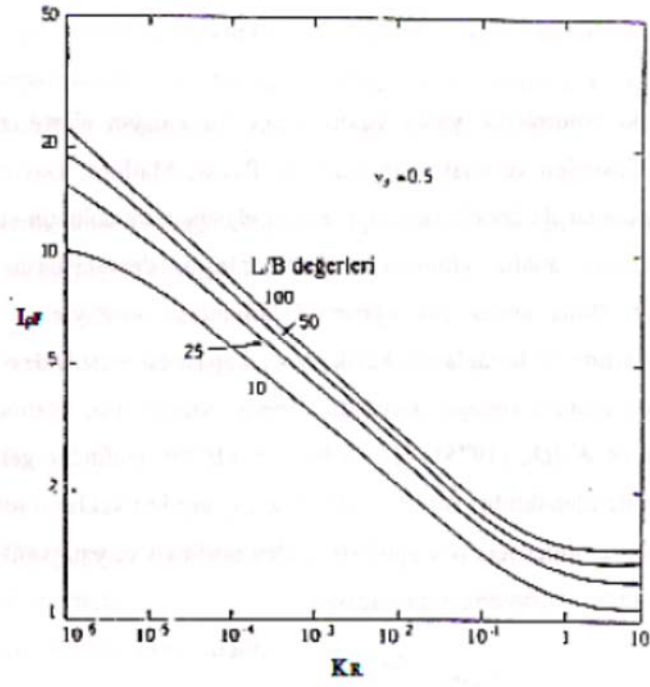
Şekil 2.21. Serbest başlı kazıklarda, sabit zemin modülü için maksimum moment (Poulos ve Davis, 1980)

Sabit Başlıklı Kazıklar:

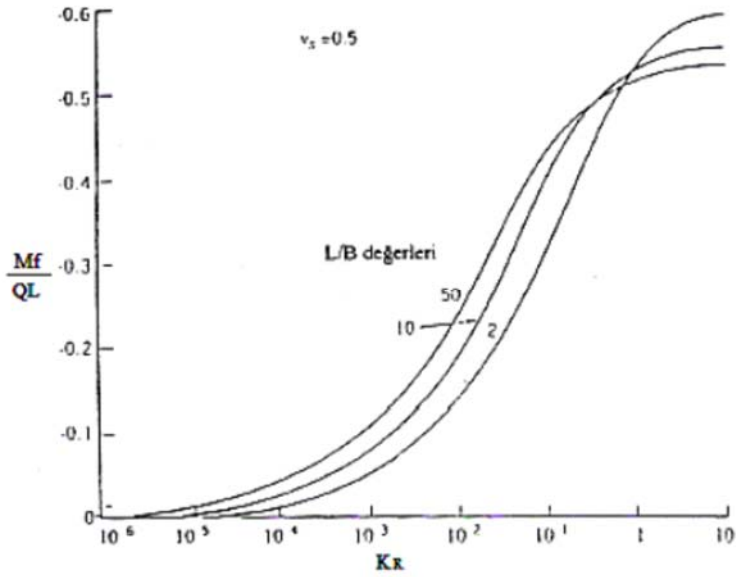
Sabit başlıklı kazıklarda yatay yer değiştirme (y) aşağıdaki eşitlikle ifade edilir.

$$y = I_{\rho F} \cdot \frac{Q_g}{E_s \cdot L} \quad (2.14)$$

Eşitlikteki $I_{\rho F}$ katsayısı Şekil 2.22'deki grafikten elde edilmektedir. Kazık başındaki moment M_f Şekil 2.23'ten elde edilir.



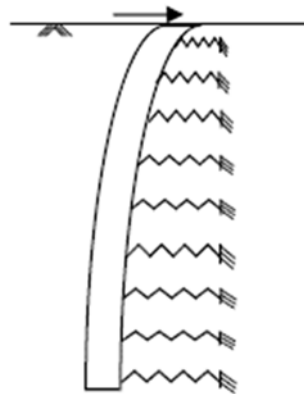
Şekil 2.22. Sabit başlıklı kazıklarda, sabit zemin modülü için $I_{\rho F}$ değerleri (Poulos ve Davis, 1980)



Şekil 2.23. Sabit başlıklı kazıklarda sabit zemin modülü için moment (Poulos ve Davis, 1980)

2.5.4. P-Y yöntemi

Winkler kavramı araştırmacılar tarafından yanal yüklü kazıklar üzerine uyarlanmıştır (Broms, 1964a, 1964b; Davisson, 1970; Francis, 1964; Matlock ve Reese, 1960; L. C. Reese ve Matlock, 1956). Çoğu durumda, kazıklar yanal (yatay) yüklere karşı esnek kiriş gibi davranırlar ve bu davranış 90° döndürölen zemine oturan kiriş (BEF) olarak değerlendirilebilir (şekil 2.24). Bununla birlikte, yanal yüklü kazık problemi daha karmaşıktır. Çünkü gerçekte zemin, özellikle kazığın üst kısmının yakınında, doğrusal olmayan bir davranış sergilemektedir. Başka bir deyişle, tipik bir zemin gerilme-şekildeğiştirme grafiğinin doğrusal olmayan yapısı nedeniyle, kazıkların uç deplasmanı uygulanan yüke karşı çizildiğinde doğrusal olmayan bir eğri elde edilmektedir. Winkler (1867) tarafından öne sürölen lineer yaylar yerine, yanal yüklü kazıklar için lineer olmayan yaylar yerleştirilmektedir (bunun için yay sabitinin değeri, kazık deplasmanına bağlı olarak değişmektedir). Sonuç olarak, dördüncü dereceden diferansiyel denklem lineer olmayan bir hale gelmekte ve denklemi iteratif olarak çözmek için sayısal yöntemler kullanılmaktadır (McClelland ve Focht, 1958). Sorunu basitleştirmek için, bazı araştırmacılar, zeminin belirli bir kazık deplasmanı değerine kadar doğrusal elastik ve bu değerin ötesinde mükemmel plastik davrandığını kabul etmişlerdir (Bowles, 1997; Hsiung ve Chen, 1997). Öte yandan, P-Y eğrilerinin zemin sürekliliği, kazık rijitliği, en kesiti ve uç şartları (serbest veya sabit) gibi kazık özelliklerini dikkate almadığı belirtilmiştir (L. Reese, 1997).



şekil 2.24. Yanal yüklü kazıklarda zeminin yay ile temsili (Smith ve Slyh, 1985)

BEF yönteminde doğrusal olmayan yaklaşım üzerine yapılan çalışmalar, P-Y yönteminin ortaya çıkmasına sebebiyet vermiştir (Matlock, 1970; O'Neill, Reese ve Cox, 1990; Reese ve diğerleri, 1974, 1975; L. Reese, 1997; Reese ve Welch, 1975). Bu yöntemde p , birim kazık uzunluğu başına zemin basıncını (direnci) gösterir ve y , kazık deplasmanını temsil eder (zemin direnci, kazık deplasmanı ve doğrusal olmayan yay sabiti çarpımıdır). Doğrusal olmayan yay sabiti için girdi vermek yerine (yay sabiti değeri kazık deplasmanı fonksiyonu olarak), P-Y yönteminde eğriler analize girdi olarak verilir. Farklı zemin türleri için zemin basıncının büyüklüğünü kazık deplasmanının bir fonksiyonu olarak veren farklı P-Y eğrileri geliştirilmiştir (Ashour ve Norris, 2000; Bransby, 1998; Brown, Hidden ve Zhang, 1994; Gabr, Lunne ve Powell, 1994; Georgiadis, y.y.; Georgiadis, Anagnostopoulos ve Saflekou, 1992; Li Yan ve Byrne, 1992; Matlock, 1970; O'Neill ve diğerleri, 1990; Reese ve diğerleri, 1974, 1975; L. Reese, 1997; Reese ve Welch, 1975; D. Wu, Broms ve Choa, 1998; L. Zhang, Mcvay ve Lai, 1999)

Analiz için, kazık küçük elemanlara ayrılır ve her eleman için bir P-Y eğrisi girdi olarak verilir. Bir kazık elemanın deplasmanının büyüklüğüne bağlı olarak, doğru zemin direnci, eğriden iteratif olarak hesaplanır (deplasman ve zemin direnci birbirine bağlı olduğundan ve her ikisi de bilinmediğinden, doğru değerlerin elde edilmesi için iterasyonlara ihtiyaç duyulur) ve doğrusal olmayan dördüncü mertebeden diferansiyel denklemler sonlu farklar yöntemi kullanılarak elde edilir.

Günümüzde, P-Y yöntemi, yanal yüklü kazıkların tepkisini hesaplamak için en çok tercih edilen yöntemlerin başında gelmektedir. Bu yöntemin amacı, yanal yüklü kazıkların nihai kapasitesini belirlemek olmasa da (nihai kapasite ile nihai sınır durumuna ulaşılan yük kastedilmiştir), bir kazığın yapısal göçmesinden kaynaklanan taşıma gücü kapasitesi bu yöntem kullanılarak belirlenebilir. Burada, kazık kesitinin plastik momenti, P-Y analizine girdi olarak verilir. Bununla birlikte, zeminin akmasından kaynaklanan nihai kapasite P-Y yöntemi ile belirlenemez. Zemin akmasından dolayı nihai kapasiteyi hesaplamak için zemine oturan kiriş (BEF) yaklaşımı alternatif olarak kullanılabilir. Burada nihai yanal kapasitenin tahmin edilmesi için zemin mükemmel plastik varsayılır ve sınır zemin direnci kullanılır. Böyle bir yaklaşımda, zemin basıncının (pasif basıncın) kazığın uzunluğu boyunca etki ettiği varsayılmaktadır. Sınır zemin basıncının büyüklüğü tahmin

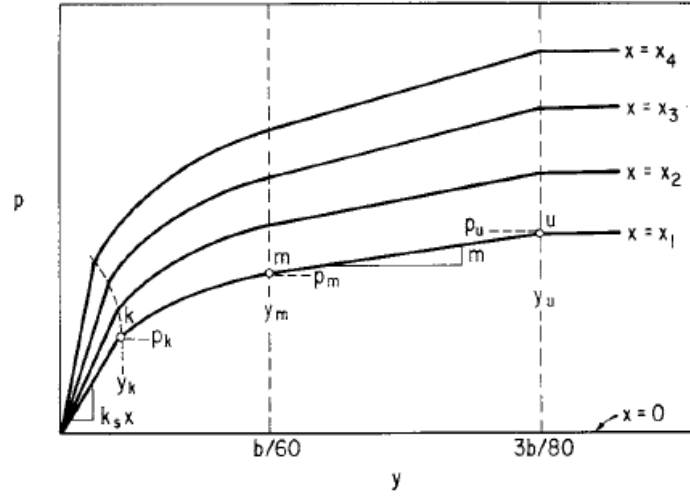
edilir, kazıkta oluşabilecek plastik mafsalları konumları belirlenir (sadece esnek kazıklar için gereklidir) ve kazık ucunda oluşabilecek nihai (sınır) yük ve momentin hesaplanması için kuvvet ve moment denge koşulları uygulanır (Broms, 1964a, 1964b; Fleming, Weltman, Randolph ve Elson, 1992; Poulos ve Davis, 1980; L. Zhang, Silva ve Grismala, 2005)

Tabakalı zeminlerde statik ve tersinir (tekrarlı, çevrimsel) yanal yüklü kazıkların P-Y analizini gerçekleştirmek için kullanışlı ve etkili bir yazılım olan LPILE geliştirilmiştir (L. Reese ve Wang, 1989). Diğer yandan, tabakalı zeminlerde yanal yüklü kazık probleminin çözümü için “kayma kaması modeli” (Strain wedge model) adı verilen yaklaşımın önerildiği çalışmada (Ashour ve Norris, 2000), P-Y eğrilerinin özgün olmadığını ve zemin ile kazık özelliklerinde herhangi bir değişime göre farklılık gösterdiğini, bu yüzden COM624 ve LPILE1 gibi programların farklı zemin-kazık koşulları için gerçekçi sonuçlar ortaya koymadığını ifade etmişlerdir. Ayrıca, tabakalı zeminlerde bulunan kazıkların yanal yükler altındaki davranışı üzerine yapılan çalışmaların büyük çoğunluğunda zemin elastik kabul edilmiştir (Basu ve Salgado, 2007; Verruijt ve Kooijman, 1989; L Zhang, Zhao ve Zou, 2013). Farklı tür zeminler için önerilen P-Y yöntemleri aşağıda verilmiştir.

Kum için

Kum özellikleri ve kazık boyutlarına bağlı olarak P-Y eğrileri elde etmek için geliştirilen metotta statik ve tersinir (tekrarlı, çevrimsel) yüklemeler için ayrı prosedürler önerilmiştir (Reese ve diğerleri, 1974). Önerilen metotta bazı kabuller yapılmıştır. Öncelikle zemin kohezyonsuz kum olduğu kabul edilmiştir. Kazık zemine çakılmasıyla kumun sıkıştığı varsayılmıştır. Son olarak, kazığın düşey olduğu kabul edilmiştir.

Tipik P-Y eğri takımı Şekil 2.25’te görülmektedir. Şekilde P-Y eğrisinin başlangıçtaki düz kısmı kumun elastik davranışını temsil eder ve eğrinin yatay kısmı plastik davranışını temsil eder. Bu iki düz çizgi bir parabol ve eğimli düz çizgi ile birleştirilir. Parabol ve düz çizgi deneysel P-Y eğrileri ile tutarlı bir şekil elde etmek için ampirik olarak seçilmiştir (Reese ve diğerleri, 1974).



Şekil 2.25. Önerilen kriterler için tipik P-Y eğri takımı (Reese ve diğerleri, 1974)

Kumlu zeminler için P-Y eğrilerinin oluşturulması aşağıda adım adım açıklanmaktadır (Reese ve diğerleri, 1974).

1. Zemin özellikleri ve kazık boyutlarının belirle (ϕ , γ ve D)
2. Zemin direncinin belirlenmesi için aşağıdaki eşitlikleri kullan

$$\alpha = \frac{\phi}{2}, \quad \beta = 45 + \frac{\phi}{2}, \quad K_o = 0.4, \quad K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

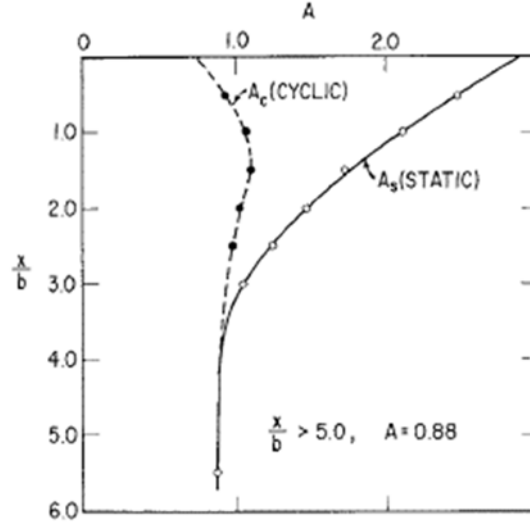
Yer yüzeyi yakınında nihai direnç;

$$P_{ct} = \gamma z \left[\frac{K_o z \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (D + z \tan \beta \tan \alpha) + K_o z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a D \right]$$

Yer yüzeyi altında nihai direnç;

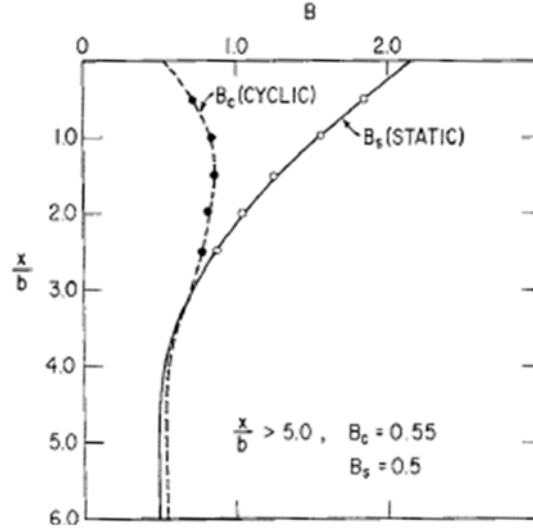
$$P_{cd} = K_a D \gamma z (\tan^8 \beta - 1) + K_o D \gamma z \tan \phi \tan^4 \beta$$

3. Yer yüzeyi yakınında nihai direnç ile yer yüzeyi altında nihai direnç kesişimi olan X_t değerini belirle. Bu derinliğin üstünde P_{ct} kullan, altında ise P_{cd} kullan.
4. P-Y eğrisinin talep edildiği derinliği seç.
5. $y_u = 3D / 80$. P_u değerini hesapla ($P_u = AP_c$). Aşağıdaki Şekil 2.26'dan uygun A değerini boyutsuz derinliğe ve statik veya tersinir (tekrarlı, çevrimsel) yüke bağlı olarak belirle. P_c için uygun eşitliği kullan.



Şekil 2.26. Nihai dayanım ve derinlik için boyutsuz katsayı, A (Reese ve diğerleri, 1974)

6. $y_m = b / 60 \cdot P_m$ değerini hesapla ($P_m = BP_c$). Aşağıdaki Şekil 2.27'den uygun B değerini boyutsuz derinliğe ve statik veya tersinir (tekrarlı, çevrimsel) yüke bağlı olarak belirle. P_c için uygun eşitliği kullan.



Şekil 2.27. Nihai dayanım ve derinlik için boyutsuz katsayı, B (Reese ve diğerleri, 1974)

7. Çizelge 2.3'ten uygun k değerini seçerek P-Y eğrisinin başlangıç eğimini belirle. Batık kum için önerilen k değerleri (Statik ve tersinir yükleme)

Çizelge 2.3. Statik ve tersinir yükleme için k değerleri (Reese ve diğerleri, 1974)

Relatif sıklık	Gevşek	Orta	Sıkı
Önerilen k (lbs/in ³)	20	60	125

8. k ve m noktaları arasını oturtmak için aşağıdaki parabolü seçin.

$$p = Cy^{\frac{1}{n}}$$

9. k ve m noktaları arasındaki parabolü aşağıdaki gibi oturt.

a) m ve u noktaları arasındaki çizginin eğimini belirle.

$$m = \frac{P_u - P_m}{y_u - y_m}$$

b) Parabolün üssünü belirle.

$$n = \frac{P_m}{my_m}$$

c) C katsayısını aşağıdaki gibi belirle.

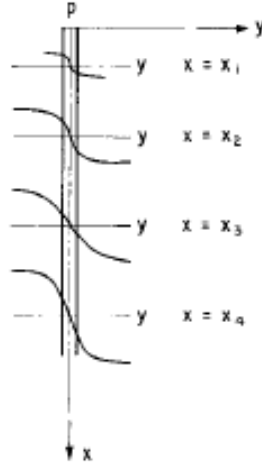
$$C = \frac{P_m}{\frac{1}{y_m^n}}$$

d) K noktasını belirle

$$y_k = \left(\frac{C}{kx} \right)^{\frac{n}{n-1}}$$

e) Parabol üzerinde uygun nokta sayısını 8.adımdaki denklemi kullanarak belirle.

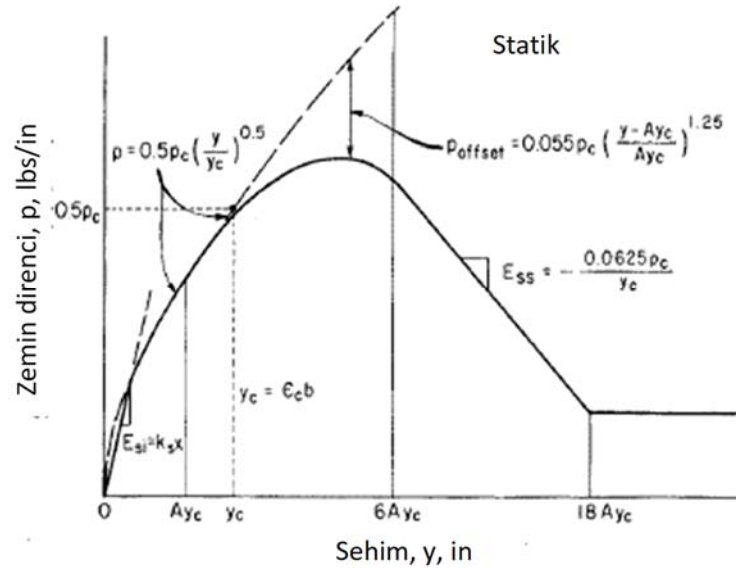
Böylelikle istenilen derinlikteki P-Y eğrisinin oluşturulması tamamlanmış olur. Talep edilen her derinlik için bu adımlar tekrarlanarak istenen sayıda eğri oluşturulabilir. Örnek olarak aşağıda Şekil 2.28'de görüldüğü gibi her bir derinlik için P-Y eğrileri elde edilir.



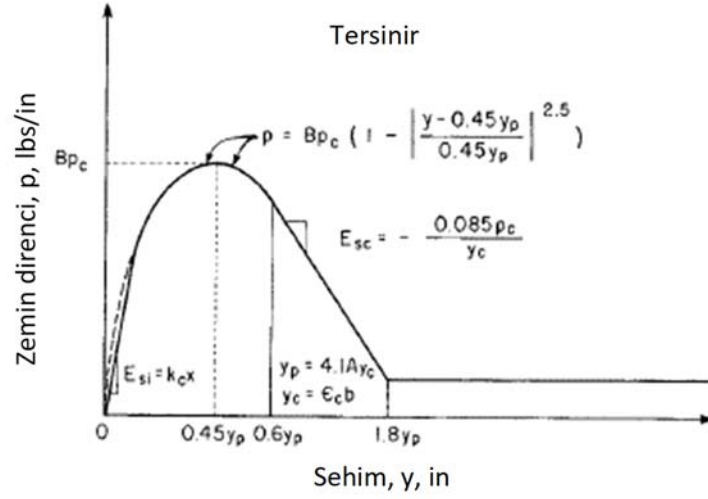
Şekil 2.28. P-Y eğri takımları (Reese ve diğerleri, 1974)

Sert kil için

Sert killer için P-Y eğri takımı elde etmek için geliştirilen metotta statik ve tersinir (tekrarlı, çevrimsel) yüklemeler için ayrı ayrı prosedür önerilmiştir (Reese ve diğerleri, 1975). Herhangi bir derinlikte çizilen tipik P-Y eğrisi, statik yükleme için Şekil 2.29'da, tersinir (tekrarlı, çevrimsel) yükleme için Şekil 2.30'da görülmektedir.



Şekil 2.29. Sert kilde statik yüklemeye önerilen P-Y kriterinin karakteristik şekli (Reese ve diğerleri, 1975)



Şekil 2.30. Sert kilde tersinir yüklemeye önerilen P-Y kriterinin karakteristik şekli (Reese ve diğerleri, 1975)

Killi zeminlerde statik yüklemeye için adım adım prosedür aşağıdaki gibidir (Reese ve diğerleri, 1975).

1. Yer yüzeyinden z derinliğine kadar, zemin drenajsız kayma mukavemeti c_u , batık birim hacim ağırlık γ , kazık çapı D değerlerini belirle.
2. z derinliği boyunca ortalama zemin drenajsız kayma mukavemetini c_u hesapla.
3. z derinliğindeki zemin direncini aşağıdaki şekilde eşitlikleri kullanarak hesapla

- a. Yer yüzeyi yakınında zemin nihai direnci;

$$P_{c1} = 2c_u D + \gamma' D z + 2.83c_u z$$

- b. Yer yüzeyi altında zemin nihai direnci;

$$P_{c2} = 11c_u D$$

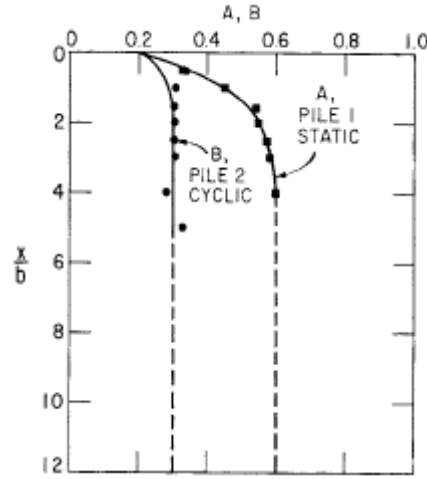
Bu iki eşitlikten küçük olanı kullan.

4. Şekil 2.24'ten uygun bir A değeri seç.
5. P-Y eğrisinin başlangıç doğrusal çizgisini oluştur. Çizelge 2.4'ten uygun bir k değeri kullan.

$$p = kxy$$

6. y_c değerini belirle. Çizelge 2.5'ten uygun ϵ_c değeri kullan.

$$y_c = \epsilon_c D$$



Şekil 2.31. Nihai zemin direnci ve boyutsuz derinlik için A ve B katsayıları (Reese ve diğerleri, 1975)

Çizelge 2.4. Sert kil için önerilen k değerleri (Reese ve diğerleri, 1975)

	Ortalama drenajsız kayma mukavemeti (ton/ft^2)*		
	0.5-1	1-2	2-4
k_s (Statik) lb/in^3	500	1000	2000
k_c (Tersinir) lb/in^3	200	400	800

*Ortalama kayma mukavemeti, zeminin kayma mukavemetinden 5 kazık çapı derinliğine kadar hesaplanmalıdır.

Çizelge 2.5. Sert kil için ϵ_c değerleri (Reese ve diğerleri, 1975)

	Ortalama drenajsız kayma mukavemeti (ton/ft^2)*		
	0.5-1	1-2	2-4
ϵ_c (in/in)	0.007	0.005	0.004

7. P-Y eğrisinin ilk parabolik eğrisini oluşturun.

$$p = 0.5p_c \left(\frac{y}{y_c} \right)^{0.5} \quad 5.adım \leq y \leq Ay_c \quad \text{ile kesişim (eğer kesişim yok ise, 6.adımdaki}$$

denklemini kontrol et)

8. P-Y eğrisinin ikinci parabolik eğrisini oluşturun.

$$p = 0.5p_c \left(\frac{y}{y_c} \right)^{0.5} - 0.055p_c \left(\frac{y - Ay_c}{Ay_c} \right) 1.25, \quad Ay_c \leq y \leq 6Ay_c$$

9. P-Y eğrisinin doğrusal kısmını oluştur.

$$p = 0.5p_c(6A)^{0.5} - 0.411p_c - \frac{0.0625}{y_c} p_c(y - 6Ay_c), \quad 6Ay_c \leq y \leq 18Ay_c$$

10. P-Y eğrisinin son doğrusal kısmını oluştur.

$$p = 0.5p_c(6A)^{0.5} - 0.411p_c - 0.75p_cA, \quad 18Ay_c \leq y$$

Tersinir (tekrarlı, çevrimsel) yükleme için adım adım prosedür aşağıdaki gibidir.

1. 1, 2, 3 ve 5.adımlar statik durum ile aynıdır.

4. Şekil 2.23'ten uygun B değerini seç.

6. Aşağıdaki değerleri hesapla. Çizelge 2.7'den uygun ε_c değeri kullan.

$$y_c = \varepsilon_c b \text{ ve } y_p = 4.1Ay_c$$

7. P-Y eğrisinin parabolik kısmını oluştur.

$$p = Bp_c \left[1 - \left| \frac{y - 0.45y_p}{0.45y_p} \right|^{2.5} \right], \quad 5.\text{adım} \leq y \leq 0.6y_p$$

8. P-Y eğrisinin doğrusal kısmını oluştur.

$$p = 0.936Bp_c - \frac{0.085}{y_c} p_c(y - 0.6y_p), \quad 0.6y_p \leq y \leq 1.8y_p$$

9. P-Y eğrisinin son doğrusal kısmını oluştur.

$$p = 0.936Bp_c - \frac{0.102}{y_c} p_c y_p, \quad 1.8y_p \leq y$$

Yumuşak kil için

Matlock (1970) deneysel çalışmasında açık deniz yapılarının yanal yükler altındaki (kısa zamanlı statik, tersinir (tekrarlı, çevrimsel) ve önceki maksimum değerden daha az bir kuvvetle yükleme (fırtınanın enerji kaybı sırasında)) davranışını irdelemiş ve yumuşak killi zeminler için P-Y eğri takımı elde etmek için yeni bir metot geliştirmiştir. Matlock çalışmasında P-Y ilişkisinin (1) zemin özelliklerinin derinlikle değişimi (2) kazığın genel deplasman formu (3) etkilenen zemin bölgesinde gerilme ve şekildeğiştirme durumu ve (4) tersinir (tekrarlı, çevrimsel) dalga yükünün oranı, sıklığı ve tarihçesi gibi birçok faktörden etkilendiğini belirtmiştir. Sonuç olarak, sistem ne kadar karmaşık olursa olsun, tasarım için analiz yapılabilmesinin her bir derinlikteki zemin davranışının basit P-Y eğrisiyle temsil edilebilmesine bağlı olduğunu ifade etmiştir. Çalışma ışığında herhangi bir derinlik için elde edilen P-Y eğrileri statik yükleme için Şekil 2.32a'da, tersinir

(tekrarlı, çevrimsel) yükleme için Şekil 2.32b’de ve tersinir (tekrarlı, çevrimsel) sonrası tekrar yükleme için Şekil 2.32c’de görülmektedir. Bu eğriler boyutsuz formdadır ve düşey koordinatlar p_u değeriyle, yatay koordinatlar is kazık deplasmanı y_c ile normalize edilmiştir. Eğrinin plastik öncesi kısmının şekli, Şekil 2.32’de e noktasına kadar olan kısım, deney eğrilerinin yarı logaritmik grafiğine bağlıdır.

Statik yükleme için (Şekil 2.32a);

Yumuşak killi zemin, bir kazık etrafındaki plastik akış sadece yatay düzlemlerde meydana gelecek şekilde, sargılanmış ise kazığın birim uzunluk başına en yüksek direnci aşağıdaki gibi ifade edilebilir.

$$p_u = N_p cd \quad N_p = 3 + \frac{\sigma_x}{c} + J \frac{z}{d} \quad (2.15)$$

Bu denklemde c zemin direncini, d kazık yarıçapını, σ_x jeolojik yükü, z derinliği, J sabit bir katsayıyı ve N_p nihai direncin boyutsuz katsayısını ifade etmektedir. Araştırmacılar yumuşak killi zeminler için yerin altında bu değeri (N_p) 9 olarak belirlemişlerdir. Kazık önündeki yer yüzeyine yakın zeminde bu değer 2 ile 4 arasında değişmektedir. J katsayısı için bu çalışmada 0.5 değeri önerilmektedir. Zemin direnci ve efektif birim hacim ağırlık (γ) derinlikle sabit kabul edilirse ve N_p maksimum değerini (9) alırsa;

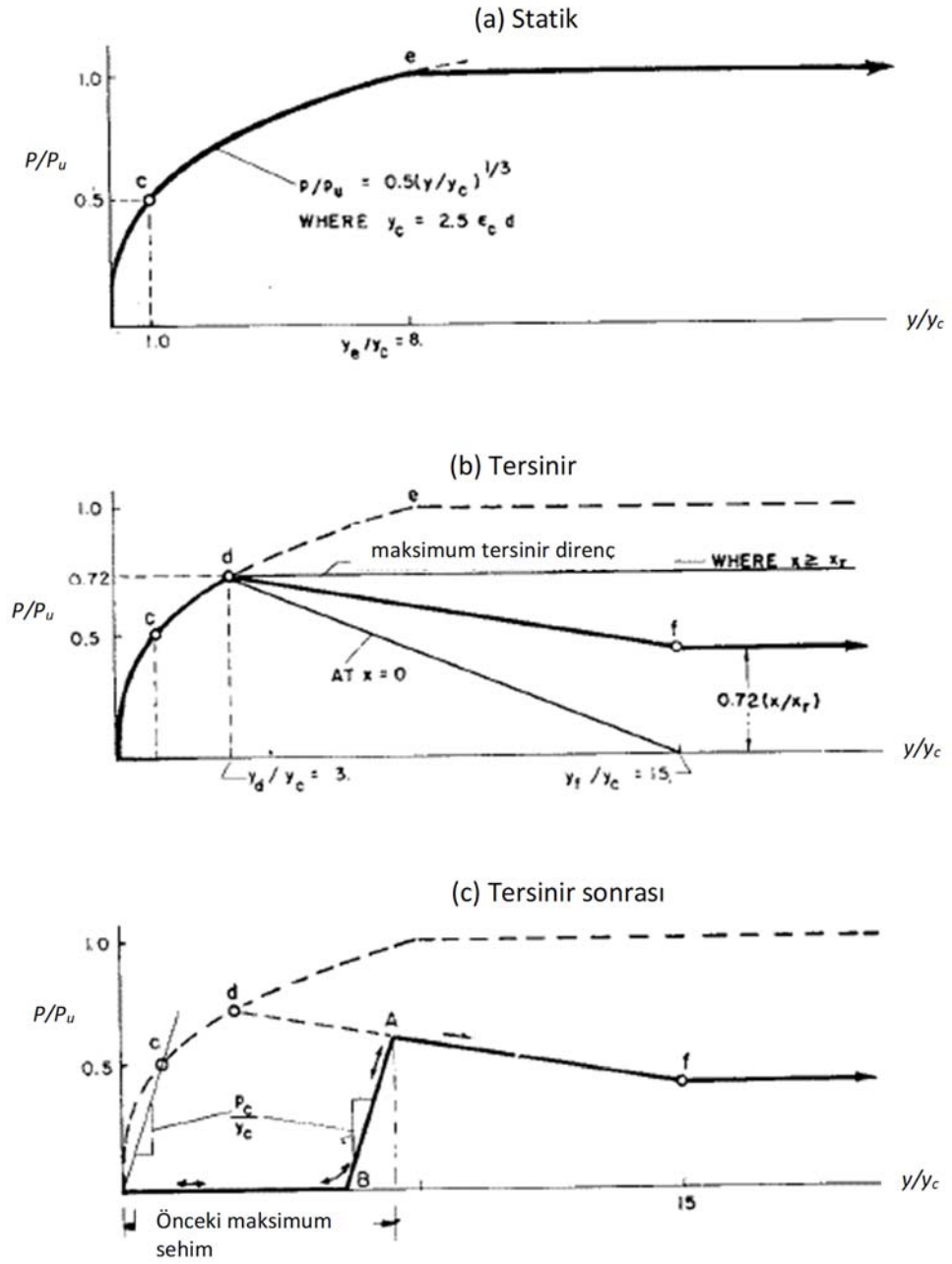
$$x_r = \frac{6d}{\frac{\gamma d}{c} + J} \quad (2.16)$$

Kazık deplasmanı aşağıdaki eşitlikten elde edilebilir.

$$y_c = 2.5 \varepsilon_c d \quad \text{ve} \quad \varepsilon_c = 0.005 \sim 0.020 \quad (2.17)$$

c ve e noktaları arasındaki logaritmik bölge aşağıdaki eşitlik yardımıyla belirlenir.

$$\frac{p}{p_u} = 0.5(y / y_c)^{1/3} \quad (2.18)$$



Şekil 2.32. P-Y eğrilerinin tahmini için kriterler (a) kısa zamanlı statik yükleme (b) Tersinir yükleme ve (c) Tersinir yükleme sonrası tekrar yükleme (Matlock, 1970)

Tersinir (tekrarlı, çevrimsel) yükleme için (Şekil 2.32b);

Tersinir yüklemekten dolayı meydana gelebilecek olası azalmaları belirlemek için statik P-Y eğrisi değiştirilerek elde edilir. Bu değişiklik temel anlamda ampiriktir ve mevcut deneysel çalışmalar kullanılarak oluşturulmuştur (Matlock, 1970).

Bu eğriye göre dayanımda önemli bir azalma olmadan d noktasına kadar ciddi deplasmanlar muhtemeldir. Bu noktada tersinir (tekrarlı, çevrimsel) yükler altında dayanım maksimum değerine ulaşmıştır. Sığ derinliklerde, dayanımda azalmalar görülür, artan deplasmanlarla veya azalan derinliklerle birlikte bu azalmalar daha da artmaktadır. Tam direnç kaybının, o noktadaki deplasmanların $15y_c$ 'ye ulaşması durumunda zemin yüzeyinde meydana geldiği varsayılır. $15y_c$ 'den daha büyük değerlerde;

$$\frac{p}{p_u} = 0.72 \frac{x}{x_r} \quad (2.19)$$

Tersinir (tekrarlı, çevrimsel) yükleme sonrası yükleme için (Şekil 2.32c);

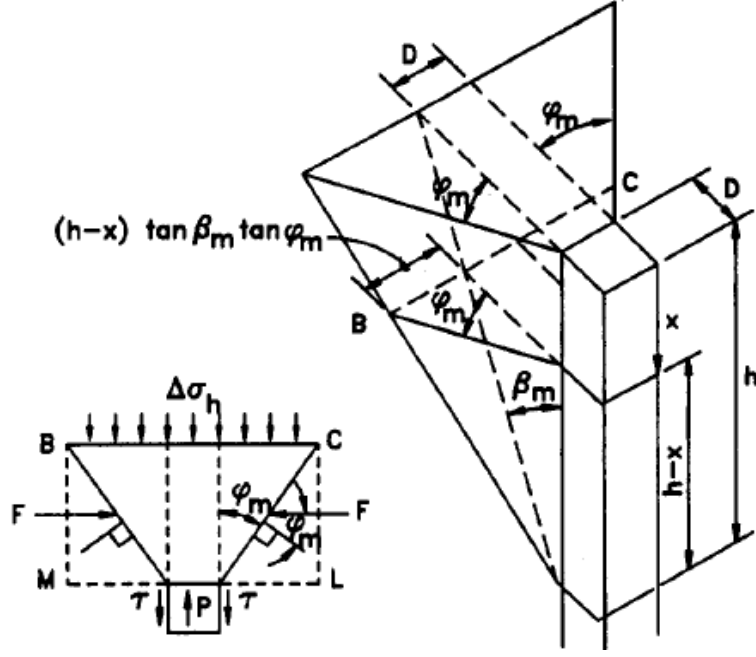
Yükleme P-Y eğrisi üzerinde herhangi bir noktaya, örneğin Şekil 2.25c'de A noktası için, ulaştığında, sıfır direncine geri gelmesi c noktasından orjine çizilen sekant modülüne paralel bir doğru ile oluştuğu kabul edilmiştir.

2.5.5. Kayma kaması modeli (Strain wedge modeli)

Kayma kaması (SW) modeli, yanal yükleme altında esnek bir kazığın tepkisini tahmin etmek için geliştirilmiş bir yaklaşımdır (Norris, 1986). SW modeliyle ilişkili ana kavram, geleneksel tek boyutlu elastik zemine oturan kirişin (BEF) üç boyutlu kazık tepki parametreleri üzerindeki zemin-kazık etkileşim davranışı açısından karakterize edilebilmesidir. Kayma kaması modeli, başlangıçta tek tip, üniform zemine (kum veya kil) gömülü serbest başlı bir kazığı analiz etmek için oluşturulmuştur. Bununla birlikte, SW modeli, birden çok zemin katmanına (kum ve kil) gömülü yanal olarak yüklenmiş bir kazığı yerleştirmek için ilave araştırmalar yoluyla geliştirilmiştir (Ashour, Norris ve Pilling, 1998; Ashour, Pilling ve Norris, 2004). Kayma kaması modeli, kazık başı koşullarının zemin-kazık davranışı üzerindeki etkisini içerecek şekilde ayrıca geliştirilmiştir. SW modelinin geliştirilmesinin arkasındaki temel amaç, öngörülen zemin-kazık etkileşimi ve hem zemin hem de kazık özelliklerine bağlılığına dayalı olarak yanal yüklenmiş bir kazığın BEF problemini çözmektir.

SW modeli parametreleri, kazığın önünde gelişen, öngörülen üç boyutlu pasif bir zemin kaması ile ilişkilidir (Şekil 2.33). SW modelinin temel amacı, kama içindeki zeminin gerilme-şekildeğiştirme-dayanım davranışını tek boyutlu BEF parametreleriyle

ilişkilendirmektir. Bu nedenle SW modeli, daha karmaşık üç boyutlu zemin kazık etkileşimi ile daha basit tek boyutlu BEF tanımlaması arasında teorik bir bağlantı sağlayabilir.



Şekil 2.33. SW modelinde x derinliğindeki kayma kamasının görünümü (Ashour ve diğerleri, 1998)

2.5.6. Sürekli yaklaşım yöntemi

Winkler yaklaşımının bir eksikliği, her bir zemin yayının diğerinden bağımsız hareket etmesidir, bu sayede herhangi bir yayın tepkisinin diğer yay üzerinde bir etkisinin olmadığı varsayılır. Gerçekte zemin doğal olarak partiküllü bir malzemedir ve bu nedenle direncini genel olarak sürekliliğinden alır. Yanal yüklü kazıklara uygulandığında, zeminin sürekli elastik veya elastik-plastik olarak modellenmesi makul görünürken, zemin ve kazık arasındaki etkileşimi modellemek için daha temel bir yaklaşım sağlamaktadır. Temelde bu bakış açısı önem arz ederken, böyle bir yaklaşımın başarısının, zeminin, kazığın ve kazık-zemin arayüz davranışının uygun şekilde modellenmesine bağlı olduğunu bilmekte fayda var. Süreklilik yaklaşımları, ya elastisite teorisini ya da hem elastisite hem de plastisite teorisini kullanan çözüm tekniklerini içermektedir. Bunlar, üç boyutlu analizleri kullanarak tamamen üç boyutlu analizleri ve

iki boyutlu analizleri (düzlem gerilme veya düzlem şekildeğiştirme) kullanan basitleştirmeleri içerir. Üç boyutlu analizler kazık-zemin etkileşimini değerlendirmek için en gerçekçi yaklaşımı sunar, sınır eleman ve sonlu eleman yöntemi olarak iki kategoriye ayrılır. Burada sadece sonlu elemanlar yöntemi üzerinde durulacaktır.

Sonlu elemanlar yöntemi tekrar eden çok sayıda işlemlere ve karmaşık, hesaplanması uzun zaman alan mühendislik problemlerine kabul edilebilir bir yaklaşımla çözebilen bir sayısal çözüm yöntemidir. Bu yöntem fiziksel bir sistemin matematiksel olarak ifade edilmesine dayanmaktadır. Bu bağlamda karmaşık geometriye sahip sistemler, çok sayıda basit parçacığa bölünerek bu parçacıkların ayrı ayrı çözülmesi ile analiz edilir. Bu parçalar eleman olarak adlandırılmaktadır. Bu aşamada sistem parçalanırken esas sistemde yer alan süreksizlikler dikkate alınmalıdır. Farklı malzeme özelliklerine sahip geometriler kendi içerisinde parçalara ayrılır ve bu parçalar birbirlerine düğüm noktaları ile bağlanarak esas geometriyi oluştururlar. Her bir parça için denge denklemleri yazılarak bilinmeyen sınır şartları yardımıyla elde edilir. Her elemanın şekli bu elemanı meydana getiren düğüm noktalarının koordinatlarıyla belirlenir. Bu şekilde yapılan analizler bir boyutlu olursa elemanlar doğrusal, iki boyutlu olursa elemanlar kare, üçgen veya dikdörtgen ve üç boyutlu olması durumunda üçgen prizma, dikdörtgen prizma gibi şekillerden oluşur. Bu yöntem yapıların belirli yükler altındaki davranışlarının tespiti amacıyla küçük elemanlara ayrılması ve bu elemanların yapısal davranışlarından sistemin yapısal davranışının belirlenmesine geçme esasına dayanır.

Sonlu elemanlar metodu, yanal yüklü kazıkların çeşitli üç boyutlu çalışmalarında kullanılmış bir sayısal yöntemdir (Chu, 2006; Verruijt ve Kooijman, 1989; Yang ve Jeremić, 2005). Sınır eleman yaklaşımından farklı olarak, sonlu elemanlar yöntemi, hem doğrusal hem de doğrusal olmayan davranışı modellemek için teorik olarak yeterlidir. Bu sayede kazık ve zemin arasındaki doğrusal olmayan etkileşimi incelemek için daha doğru bir sayısal ortam sağlar. Sonlu elemanlar ayrıca, kazık ve zemini ayrıntılı olarak modelleme ve arayüz elemanları kullanarak kazık ve zemin arasındaki olası ayrımı ve kaymayı da hesaba katma yeteneği sunar. Üç boyutlu bir sonlu eleman yaklaşımıyla daha büyük bir gerçekçilik derecesi mümkündür ve yapılan çalışmalar var olan daha karmaşık sorunların çözümüne imkan sağlamıştır. Bu sorunların başında kazık-zemin ayrılması ve zeminin lineer olmayan davranışı gelmektedir.

2.6. Zemin Malzeme Modeli

Zeminde plastisite, deformasyon teorisinin sınırlamalarının üstesinden gelmek için bir akma yüzeyi, bir pekleşme (sertleşme) ve bir akış kuralını kullanarak genellikle karmaşık zemin davranışını en doğru şekilde temsil edebilen yapısal bir modeli tanımlar. Akma yüzeyi, malzemenin bir yük artışı altında elastik mi yoksa plastik mi davranacağını belirler. Pekişme kuralı plastik gerilmeden dolayı gerilme-şekil değiştirme eğrisinin şeklini belirler. Akış kuralı ise plastik şekil değiştirme artışının yönünü tanımlar. İzotropik pekleşme kuralına sahip modellerin genellikle monotonik yükleme durumlarında uygulandığı, kinematik pekleşme veya karışık pekleşme kuralına ilişkin modellerin döngüsel veya Bauschinger etkileri için daha uygun olduğu iyi bilinmektedir (Chen ve Mizuno, 1990). Literatürde zemin malzeme modeli olarak Mohr-Coulomb, Drucker-Prager veya Modifiye Cam Clay malzeme modelleri bulunsa da bu modeller zemin davranışını ya tam anlamıyla temsil edememekte ya da parametrelerin kalibrasyonun kapsamlı deneysel çalışmalara ihtiyaç duyulmaktadır. Yukarıdaki hususlar dikkate alınarak, dinamik doğrusal olmayan analizlerde kullanılmak üzere gelişmiş bir zemin modeli seçilmiştir. Bu model ilk olarak sığ temellerin çevrimsel tepkisinin simülasyonu için önerilmiştir (Anastasopoulos, Gelagoti, Kourkoulis ve Gazetas, 2011). Bu model daha sonra metro istasyonu tasarımı gibi farklı alanlarda kullanılmıştır (Gerolymos, Gazetas ve Tazoh, 2005; Giannakos, Gerolymos ve Gazetas, 2012; Kampitsis, Giannakos, Gerolymos ve Sapountzakis, 2015; Mucciacciaro ve Sica, 2018; W. Wu, Ge, Yuan, Ding ve Anastasopoulos, 2020).

Model başlangıçta Bauschinger etkilerini açıklamak için metallerin döngüsel tepkisi için teklif edilmiştir ve Von Mises'in bilinen kriterine dayanarak doğrusal olmayan kinematik ve izotropik pekleşme bileşenleri eklenerek modifiye edilmiştir. Doğrusal olmayan kinematik pekleşme bileşeninin eklenmesi, backstress boyunca α , gerilme alanındaki akma yüzeyi çevirisini belirtir. İzotropik pekleşme bileşeninin eklenmesi, plastik deformasyonun bir fonksiyonu olarak akma yüzeyinin büyüklüğünü (σ_0) belirleyen eşdeğer gerilmenin varyasyonunu karakterize eder.

Kinematik pekleşme bileşenin evrimi, tamamen kinematik bir terimin (Ziegler, 1959) ve hatırlama (recall) terimi olarak adlandırılan, doğrusal olmamayı (nonlinearity) (Lemaitre ve Chaboche, 1990) ifade eden bir gevşeme (relaxation) teriminin toplamı olarak tanımlanmaktadır:

$$\dot{\alpha}_k = C_k \frac{1}{\sigma_0} (\sigma - \alpha) \dot{\bar{\epsilon}}^{pl} - \gamma_k \alpha \dot{\bar{\epsilon}}^{pl} \quad (2.20)$$

Burada, C_k , başlangıçtaki kinematik pekleşme veya elastisite modülü olarak tanımlanırken, γ_k , kinematik pekleşme modülünün artan plastik deformasyonda azalma oranını belirtir ve eşdeğer plastik şekil değiştirmeyi ifade eder. Literatürde kil ve kumlar için modelin parametrelerini belirten basit denklemler önerilmektedir (Anastasopoulos ve diğerleri, 2011). Bu parametreler kil ve kum için Tablo 2.6'da verilmiştir. Tabloda, c_u kilin drenajsız kayma mukavemetini tanımlarken, σ_1 , σ_2 and σ_3 temel/asal gerilmelerdir. σ_y maksimum akma gerilmesini ifade eder ve ϕ kumun içsel sürtünme açısını temsil etmektedir.

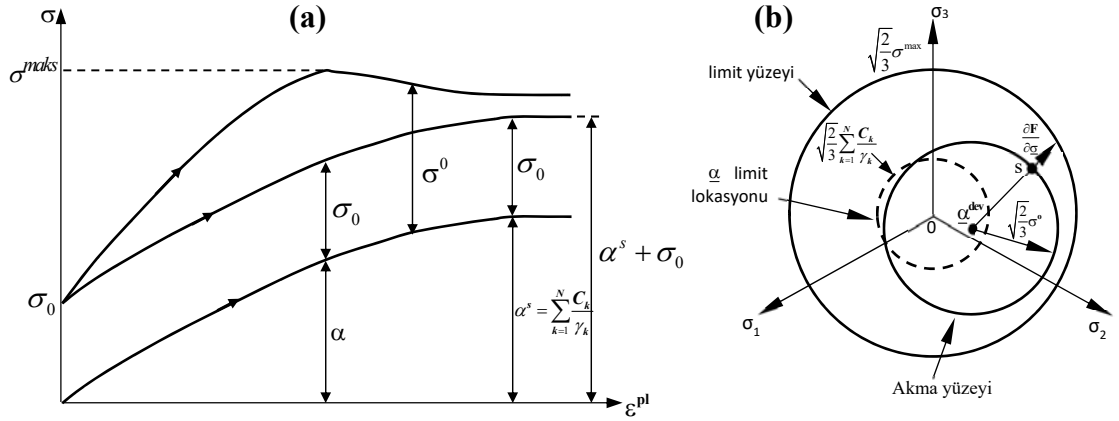
Çizelge 2.6. Farklı zemin türleri için model parametreleri (Anastasopoulos ve diğerleri, 2011)

Zemin türü	σ_y	γ_k
Kil	$\sqrt{3}c_u$	$\frac{C_k}{\sigma_y - \sigma_0}$
Kum	$\sqrt{3} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right) \sin \phi$	$\frac{C_k}{\sigma_y - \sigma_0}$

Akma yüzey boyutu gelişimi, σ^0 , eşdeğer plastik şekil değiştirmenin ($\bar{\epsilon}^{pl}$) bir fonksiyonu olarak izotropik pekleşme bileşeni ile tarif edilir:

$$\sigma^0 = \sigma_0 + Q_\infty (1 - e^{-b\bar{\epsilon}^{pl}}) \quad (2.21)$$

Bu denklemde σ_0 sıfır plastik şekil değiştirmedeki akma gerilmesini, Q_∞ akma yüzeyi boyutunda maksimum değişimi, b artan plastik şekil değiştirmede akma yüzeyi boyutundaki değişim oranını temsil etmektedir. Daha önce vurgulandığı gibi, zeminin davranışını temsil etmek için sadece kinematik pekleşme uygulamak ve çevrimsel yüklemeler için izotropik pekleşme davranışını hariç tutmak amaçlanmaktadır. Böylece, $Q_\infty=0$ alınırsa, model doğrusal olmayan kinematik pekleşmeye indirgenir ve akma yüzeyinin boyutu sabit kalır. Modelin 1B ve 3B temsili Şekil 2.34'te verilmiştir. Bu çalışmada kullanılan modelin şekil değiştirme yumuşamasını (strain softening) dikkate almadığını belirtmek gerekir. Bununla birlikte, genel bir durum olarak, yumuşama davranışı Şekil 2.34'te şematik olarak verilmektedir.



Şekil 2.34. Zemin modelinin temsili; (a) 1B ve (b) 3B (Abaqus, 2020)

2.7. Kaynak Araştırması

Bu altbölümde tez konusu kapsamında yapılan literatür çalışmaları derlenmektedir. Kaynak özetleri konu itibariyle gruplandırılarak iki altbölüme ayrılmıştır. Birinci altbölümde zemin davranış analizleri ile ilgili yapılan çalışmalar verilirken ikinci aşamada yapı-zemin etkileşimi, kazık-zemin etkileşimi ve kazıklı sistemler ile ilgili çalışmalar derlenmektedir.

2.7.1. Zemin davranış analizleri ile ilgili çalışmalar

Bir boyutlu (1B) ZDA deprem yükleri altında yerel zeminin dalga yayılımı üzerindeki etkilerini dikkate almak için yaygın olarak tercih edilmektedir. Bu tür analizler, (i) tüm

sınırların yatay olduğu, (ii) zemin tabakalarının tepkisine ana kayadan dikey (düşey) olarak yayılan kayma dalgalarının (SH) neden olduğu, (iii) zemin ve ana kayanın yatay yönde sonsuz uzanımlı olduğu kabullerine dayanmaktadır (Kramer, 1996).

Hashash ve Park (2002) bu çalışmada doğrusal olmayan zaman tanım alanında zemin davranış analizlerinde kullanılmak üzere yeni bir viskoz sönüm denklemi geliştirmiştir. Bu formül 50m'den derin zeminler için daha doğru sonuçlar vermektedir. Bu yöntem zeminin birinci moduna ek olarak daha fazla modun viskoz sönüme katkıda bulunduğunu ortaya koymaktadır. Önerilen bu formül zemin davranışı lineer olduğunda zaman alanında yer hareketi tepkisinin frekans alanındakine benzer olduğunu göstermektedir. Ayrıca bu formül doğrusal olmayan analizlerde frekansa bağımlı viskoz sönümün kullanılmasına olanak sağlamaktadır.

Yoshida ve ark. (2002) çalışmalarında geleneksel eşdeğer doğrusal yöntemde iki önemli eksikliğin (Maksimum kayma dayanımının aşırı tahmin edilmesi ve büyütmenin yüksek frekansta düşük tahmin edilmesi) üstesinden gelen zeminin deprem davranış analizi için DYNEQ adlı yeni bir eşdeğer doğrusal analiz programı önermişlerdir. Yapılan karşılaştırmalar sonucuna göre DYNEQ, %1'den büyük şekil değiştirmelerde uygulanabilir ve her zaman SHAKE ve FDEL'e göre daha doğru sonuçlar verdiği belirtilmiştir.

Bakır ve ark. (2002) Dinar depreminde alüvyonda bulunan ve şehrin doğu tarafını sınırlayan kaya çıkıntısına bitişik bir bölgede yoğunlaşan hasarı açıklamak amacıyla, ilçenin bulunduğu havza kenarının olası etkilerini 1B ve 2B tepki analizleri yardımıyla araştırmışlardır. 1B analizlerin ağır hasarlı alandaki spektral tepkiyi önemli ölçüde düşük tahmin ettiği tespit edilmiştir. İki yaklaşımdan elde edilen spektral tepkiler arasındaki farklar, kaya çıkıntısından uzaklaştıkça azaldığı görülmüştür.

Xu ve ark. (2003) zemin bileşenleri doğrusal olmayan bir şekilde deforme olabilen oldukça heterojen havzalarda büyük ölçekli deprem kaynaklı yer hareketinin simülasyonu için paralel bir sayısal metodolojinin geliştirilmesi ve uygulanması hakkında bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Simülasyonlar, alt havzaların en derin kısımlarının üzerindeki

yerlerde elastik olmayan zemin davranışına bağlı yer ivmelerinde önemli ölçüde azalma, ancak frekansta ise çok az değişiklik olduğunu göstermiştir.

Park ve Hashash (2004) zaman alanında doğrusal olmayan zemin davranışını (sönümünü) belirlemek için genişletilmiş Rayleigh sönüm formülünü önermişlerdir. Bu yöntemde dört farklı frekans seçildiğinden daha doğru sonuçlar vermekte ancak analizler iki frekanslı çözüme göre daha uzun zaman almaktadır.

Kim ve Hashash (2013) 11 Mart 2011, Mw9.0, dalma-batma depremi ve 2011'de meydana gelen birkaç küçük deprem sırasında halihazırda mevcut olan uzun süreli depremler için zemin davranış analiz araçlarını değerlendirmek için Japonya'daki dokuz kuyu içi dizi istasyonunda kaydedilen deprem hareketleri kullanılarak bir dizi 1-B zemin davranış analizi gerçekleştirilmiştir. Zemin davranış analizlerinin, özellikle uzun süreli harekete maruz kalan yumuşak kaya / sert zemin bölgelerinde ölçülen yüzey tepki spektrumlarının temel özelliklerini yakaladığını belirlemişlerdir.

Yee ve ark. (2013) yaptıkları çalışmada şekil değiştirme lokalizasyonunu ortadan kaldıran ve gözlenen ve hesaplanan yer hareketlerinin makul eşleşmelerini sağlayan büyük şekil değiştirmelerde kayma mukavemetine asimptotik olarak yaklaşarak omurga eğrilerinin büyük gerilme kısmını daha gerçekçi bir şekilde temsil eden bir prosedür sunmuşlardır. Sonuç olarak, mevcut uygulamada yapılan bazı değişiklikler zemin davranış analizlerinde dikkate alınmalıdır. İlk olarak, bu tür analizler büyük şekil değiştirme tepkileri verdiğinde, omurga eğrileri büyük şekil değiştirmelerde kayma mukavemetini yakalamak için ayarlanmalıdır. İkincisi, yapılan çalışma laboratuvar testlerinden elde edilen zemin sönümünün yerinde sönümleme davranışını doğru bir şekilde yansıtmak için çok düşük olabileceğini ifade etmektedir.

Kaklamanos ve ark. (2015) Japonya'daki düşey sismometre dizilerinin Kiban-Kyoshin ağındaki (KiK-net) altı doğrulama yerinde kaydedilen 191 yer hareketinin kapsamlı doğrusal, eşdeğer doğrusal ve doğrusal olmayan zemin davranış analizlerini gerçekleştirmişlerdir. Sonuç olarak, %0.01 ile %0.1 arasındaki maksimum kayma şekil değiştirmelerinde, doğrusal zemin davranış modellerinin kısa periyod yer hareketlerini

doğru bir Şekilde tahmin edemediği görülmüştür. Ayrıca, eşdeğer doğrusal ve doğrusal olmayan modeller bu seviyenin zerindeki Şekil değiştirmelerde önemli bir iyileştirme sağlarken, doğrusal olmayan modeller yaklaşık %0.05'ten daha büyük Şekil değiştirmelerde eşdeğer doğrusal modellere göre hafif bir iyileŐme göstermiştir.

Kim ve ark. (2016) alıŐmalarında doğrusal olmayan ve eşdeğer doğrusal analizlerden hesaplanan spektral ivme ve Fourier genliklerinde göreli farklılıkların çeşitli saha koşulları ve aktif kabuk ve stabil kıtasal bölgeler için uygun girdi hareketlerini değerlendirmişlerdir. Ele alınan birkaç parametre arasında, eşdeğer doğrusal/doğrusal olmayan farklılıkları en açık Şekilde, zemin profilinin üst 30 metresindeki girdi hareketi tepe hızının zaman ortalamalı kayma dalgası hızına oranı olarak tanımlanan kayma Şekildeğiştirme indeksine (I_y) daha çok bağlı olduğu ortaya konulmuştur.

Amorosi ve ark. (2016) Lotung Büyük lekli Sismik Test bölgesinde kaydedilen serbest alan sismik tepkisini geri yorumlamak için doğrusal olmayan bir sonlu eleman çalışması sunmuşlardır. Zaman tanım alanında PLAXIS 3D programı ile yapılan sonlu elemanlar analizlerde zeminin doğrusal olmayan davranışı farklı Şekil değiştirme düzeylerinde malzemenin çevrimsel tepkiler altındaki davranışını ortaya koyabilen HSsmall (Hardening soil with small strain stiffness) modeliyle temsil edilmiştir. Sonuç olarak, zemin davranış analizleri sonuçlarının, zemin yüzeyinde ve farklı derinliklerde kaydedilen serbest alan ölçümleri ile, özellikle tek bir girdi hareketi göz önüne alındığında, hem tepe ivmesi hem de sıfır geçiş (zero crossing) tahmini açısından iyi bir uyum sergilediği kanıtlanmıştır.

Makra ve Chavez-Garcia (2016) Mygdonian havzasının bir 3B modeli için yer hareketi simülasyonlarını bu havza için farklı yaklaŐımlar kullanarak 1B ve 2B modellerle karşılaştırmışlardır. Sonuç olarak, 3B geometrilerin hesaplanan yer hareketinin karmaŐıklıđını önemli ölçüde artırdığı vurgulanmıŐ ve sonuçların 2B modellerin yerini 3B modellerin almak zorunda olmadığını göstermiştir.

Astroza ve ark. (2017) alıŐmalarında zemin davranış analizini yapmak için sayısal modellerin kalibrasyonunda Bayesci ıkarım yöntemini kullanan yeni bir yaklaşım

sunmuşlardır. Yaklaşım, sayısal modeli tanımlayan kayma dalgası hızı, sönüm oranı ve tabakaların kalınlığı gibi model parametrelerinin beklenen değerlerini ve kovaryanlar matrisini tahmin eder. Çalışmada bir deprem sırasında kuyu içi dizilere (downhole arrays) kaydedilen sentetik veriler, parametreleri tahmin etmek ve zemin kütlelerinin sayısal modelini kalibre etmek için kullanılmıştır. Sonuç olarak, çok sayıda model parametresinin çok düşük sayıda tepki ölçümü kullanılarak tahmin edilmesi gerekse bile, sayısal modelin doğru şekilde güncellendiği sonucuna varılmıştır.

Bolisetti ve ark. (2018) yaptıkları çalışmada, endüstri standardına sahip eşdeğer doğrusal (SHAKE) ve doğrusal olmayan (DEEPSOIL ve LS-DYNA) programların çok çeşitli frekanslar, deprem sarsıntı yoğunlukları ve sert kumdan sert kayaya kadar değişen alanlardaki uygulanabilirliğini irdelemişlerdir. Sonuçlar, eşdeğer doğrusal yöntemin yüksek frekanslı ivme tepkisini üretmediğini ve bunun sonucunda kısa periyod aralığında neredeyse sabit spektral ivmeye neden olduğunu göstermiştir.

Amoroso ve ark. (2018) L'Aquila bölgesinin saha modellerini mevcut jeolojik, geoteknik ve jeofiziksel verileri kullanarak 1B ve 2B modelleri deneysel verilerle karşılaştırmışlardır. Sonuçlar kıyaslandığında, 2B analizlerin zemin davranışını 1B modellerden daha iyi temsil ettiği ve önerilen modelin L'Aquila şehir merkezinde 2B etkilerinin varlığını doğruladığı ifade edilmiştir. Ayrıca, temel zemini koşullarının rolü çok önemli olduğu, küçük ölçekte bile spektrumların şekillerinde değişikliklere neden olduğu vurgulanmaktadır.

Ramirez ve ark. (2018) tabakalı sıvılaşılabilen zeminlerin davranışını santrifüj deneyleri ve OpenSees ve FLAC paket programları yardımıyla iki farklı zemin malzeme modeli kullanarak hacimsel oturma, ivme ve boşluk suyu basıncı değerlerine bakarak karşılaştırmalı olarak irdelemişlerdir. İki aşamalı kalibrasyonun uygulandığı çalışmada hacimsel oturma her iki kalibrasyon sonucunda tahmin edilemediği anlaşılmıştır. İkinci kalibrasyonda ivme ve boşluk suyu basıncında ciddi iyileştirmeler meydana gelmiştir. Ayrıca santrifüj deney sonuçlarının malzeme modellerinin eksikliklerini ortaya koymada önemli olduğu ve ivme ve boşluk suyu basıncılarının tahmin edilmesine yardımcı olduğu ifade edilmiştir.

2.7.2. Kazıklı temeller ile ilgili çalışmalar

Brown ve çalışma arkadaşları (Brown ve diğerleri, 1988) iki doğrultuda tersinir (tekrarlı, çevrimsel) yükler altında ve sıkı kumlu zeminde bulunan çelik boru tekil ve grup kazıkların (3x3 ve 3D aralıklı) davranışını irdelemişlerdir. Gruptaki kazıkların etkinlik kaybının esas olarak gölgeleme etkisi (takip eden sıralardaki kazıklarda zemin direnci kaybı) ile ilgili olduğu ifade edilmiştir. Aynı zamanda, ön sıradaki kazıkların grup yükünün büyük bir kısmını desteklediği ve tekil kazığa benzer davranış sergilediği gözlemlenmiştir. Grup etkisine bağlı olarak zemin direncindeki kaybı ifade etmek üzere izole edilmiş tek bir kazık için P-Y eğrilerini değiştirebilmek için kullanılan bir sabit olan "P-çarpanı" önerilmiştir.

Verruijt ve Kooijman (1989) tabakalı elastik zeminlerde yanal yüklü kazıkların davranışı sayısal model kullanarak irdelemiştir. Yapılan çalışmalar iki aşmalıdır. Birinci aşamada elastik zeminin elastisite modülü sabit alınırken, ikinci aşamada lineer olarak artan bir elastisite modülü kabul edilmiştir. Sonuçlar başka çalışmalar ile karşılaştırılmış ve önerilen metodun doğru sonuçlar verdiği ortaya konulmuştur. Ayrıca yay modelinin (P-Y yayları) rijit kazıklarda deplasmanları çok büyük verdiğini belirtmişlerdir.

McVay ve ark. (1995) orta sıkı ($D_r=55\%$) ve orta gevşek ($D_r=33\%$) kumlu zeminlerde bulunan 3x3 grup kazıkların (3D ve 5D aralıklı) davranışını santrifüj deneyleri yardımıyla araştırmışlardır. Testlerin sonuçları, bir grubun yanal direncinin tek bir kazığinkine oranının (etkinliğinin) zemin yoğunluğundan bağımsız olduğunu göstermiştir. Ayrıca, Reese ve ark. (1974) tarafından önerilen P-Y eğrilerinin, her iki görelî yoğunluk için prototip tekil kazık tepkilerinin mükemmel tahminleriyle sonuçlandığı ifade edilmiştir. P-çarpanlarının 5D aralıkta önemli ölçüde değişmediği, ancak 3D aralıkta bir şekilde değiştiği bulunmuştur. Bu değişimin, farklı zemin yoğunluklarında ölçülen sıra dağılımlarındaki değişiklikten kaynaklandığı belirtilmiştir.

Briaud (1997) yaptığı analitik çalışmada kazıkların statik yatay yükler altındaki davranışını ortaya koymak için SALLOP adını verdiği basitleştirilmiş bir yöntem önermiştir. Bu yöntem presiyometre limit basıncı ve modülünü kullanır. Yöntem zeminin yer yüzeyinden uzak bölgelerdeki direncini ihmal ederek sadece yüzeye yakın bölgedeki

direncini dikkate almaktadır. Yöntem kısa ve uzun kazıklara uygulanabilmektedir. SALLOP yönteminde referans kazık kapasitesi $0.1B$ deplasmana karşılık gelen yük dikkate alınır. Bu deplasmandan önce kazıkta meydana gelebilecek yapısal hasar durumunda SALLOP yönteminde yanal kapasite tahmini oldukça büyük çıkmaktadır. Bu yöntemin dikkatli kullanılması gerekir.

Mylonakis ve Gazetas (1998) homojen ve tabakalı zeminlerde, tekil ve grup kazıkların dinamik tepkileri ve iç kuvvetleri için basit fiziksel bir metot sunmuştur. Bu metotla hesaplanan dinamik etkileşim faktörleri ve grup rijitlikleri kapsamlı çözümler ile karşılaştırıldığında ikna edici derecede yakın sonuçlar elde edilmiştir. Bu modelin sınırlaması zemin lineerliğinden ve kazık-zemin ara yüzünde tam birleşim kabulünden kaynaklanmaktadır.

Ashour ve ark. (1998) yaptıkları çalışmada kayma kama modelini (strain wedge model) kullanılarak kazığın tabakalı zeminlerdeki davranışı irdelenmiştir. Bu modele göre geleneksel $1B$ elastik zemindeki kazık tepki parametreleri $3B$ kazık-zemin etkileşimi davranışı ile temsil edilebilir. Önerilen modelin tabakalı zeminlerde yanal yüklenen kazıkların davranışını çözmeye etkili bir metot olduğu vurgulanmaktadır. Ayrıca, P-Y eğrilerinin özgün olmadığı ve kazık ve zemin özelliklerinde meydana gelen değişimlere göre değiştiği belirtilmektedir.

McVay ve ark. (1998) gevşek ve orta sıkı kumlu zeminlerde bulunan grup kazıkların (3×3 – 7×3 ve $3D$ aralıklı) yanal yükler altındaki davranışlarını incelemiştir. Sonuçlara göre, P-çarpanı kavramının geçerli olduğu görülmüştür. Ayrıca, P-Y çarpanlarının (özellikle P) zemin yoğunluğundan bağımsız olduğu ve sadece kazık grubu geometrisinin (kazık sırası ve aralığı) bir fonksiyonu olduğu ortaya konulmuştur.

Duan (1999) yüksek bir yapının yapı zemin etkileşimi (YZE) analizini altsistem yöntemiyle irdelenmiştir. YZE modal analizinin farklı zeminler için periyod uzamasının üstyapı ve temel-zemin sisteminin rölatif rijitliğine bağlı olduğu, eylemsizlik etkileşimini etkileyen faktörlerin yalnızca üstyapı, temel ve zeminin dinamik karakteristiklerinden

değil aynı zamanda yer hareketinin frekans içeriğinden ve baskın frekanstan da etkilendiği ifade edilmiştir.

Nikolaous ve ark. (2001) homojen ve tabakalı zeminlerdeki tekil kazıkların düşey yayılan SH dalgaları altında eğilme momentini belirlemek için kapsamlı bir analitik çalışma yürütmüşlerdir. Yöntem dinamik Winkler yaylarına oturan kiriş modeline dayalıdır. Çalışmada bazı tasarım metotlarında kabul edildiği gibi kazık eğriliğinin birçok durumda zemin eğriliğine eşit olmadığı ve eğriliğin kazık çapıyla bir ilişkisinin olmadığı ortaya çıkmıştır. Ayrıca, kinematik etkiler dikkate alındığında grup etkisinin öneminin azaldığı sonucuna varılmıştır.

Yang ve Jeremic (2003) kumlarda 3x3 ve 4x3 kazık gruplarının OpenSees sonlu elemanlar analizleri ve santrifüj test sonuçlarını plastik bölge, eğilme momenti ve kazıklardaki yük dağılımı parametreleri üzerinden irdelemişlerdir. Sonlu elemanlar analizinin santrifüj test sonuçları dikkate alındığında kazık grubu davranışını temsil edebildiği ortaya konulmuştur. Gruptaki her sırada kazıkların taşıdığı yükün farklı olduğu aynı zamanda tek tek kazıkların paylaştığı yükün ve aynı sıradaki tek tek kazıklarda geliştirilen maksimum eğilme momentinin, santrifüj testlerinde gözlemlendiği gibi, oldukça az değiştiği gösterilmiştir.

Ashour ve ark. (2004) homojen ve tabakalı zeminlerde bulunan yanal yüklü grup kazıkların davranışını zemin-kazık etkileşimine dayanarak kayma kama modeli (strain wedge model) yaklaşımı yardımıyla değerlendirmişlerdir. Grup içindeki kazıkların kayma bölgelerinin üst üste gelmesi kazık uzunluğu boyunca ve zemin tabakaları arasında değişmektedir. Kazıklar arasındaki etkileşim de yanal yükteki ve derinlikteki artış ve fan açısındaki artışla değişmektedir. Bu yaklaşıma göre, grup içinde bulunan farklı kazıklar için P-Y eğrileri belirlenebilmektedir.

Ilyas ve ark. (2004) normal konsolide ve aşırı konsolide Kaolin kilinde yanal olarak kazık gruplarının davranışını araştırmak için tekil kazık 2x2, 3x3 ve 4x4 grup kazıklarda (3D ve 5D aralıklı) santrifüj modeli testleri yapmıştır. Yapılan test sonuçlarına göre, (i) gruptaki kazık sayısı arttıkça kazık başına ortalama yanal yükün azaldığı, (ii) merkezden

merkeze 3D kazık aralığı olan kazık grupları için grup etkinliği, hem normal konsolide hem de aşırı konsolide killeri için bir gruptaki kazık sayısı arttıkça azaldığı, (iii) öndeki kazıkların arka kazıklar üzerindeki “gölgeleme” etkisi gözlenmiş ve bu etkinin bir gruptaki kazık sayısı arttıkça arttığı ve en önemlisi (iv) orta kazıklar genellikle aynı sıradaki dış kazıklardan çok daha az yük ve eğilme momenti taşıdığı belirlenmiştir.

Yang ve Jeremic (2005) elasto-plastik tabakalı zeminlerde bulunan (kil-kum-kil ve kum-kil-kum tabakaları) tekil kazığın davranışı sonlu elemanlar analizi kullanılarak irdelenmiştir. Yapılan analizler sonucunda, sadece alttaki zemin tabakasının üstteki zemin tabakasından etkilenmediği, üstteki zemin tabakasının da alttaki zemin tabakasından etkilendiği ortaya çıkmıştır. Ayrıca, küçük deplasmanlarda ($\leq 1.0\%D$) rölatif rijitliğin yanal dayanım oranına hakim olduğu, büyük deplasmanlarda ise ($\geq 5.0\%D$) rölatif dayanım tarafından kontrol edildiği sonucuna ulaşılmıştır.

Basu (2006) yaptığı çalışmada tabakalı zeminde bulunan yanal yüklü kazıkların analizi için yeni bir metod geliştirmiştir. Yöntem, kazık-üç boyutlu zemin etkileşimini dikkate almakla beraber üç boyutlu sonlu eleman analizinden daha hızlı sonuç elde edilmesine olanak sağlamaktadır. Kazığın başlangıç yüklemesinden sonraki tepkisinin daha gerçekçi bir şekilde yapılabilmesi için kazığın etrafındaki zeminin akma sonrası davranışının dikkate alınması için çalışmalar yapılması gerektiği belirtilmiştir. Çalışmada zeminin doğrusal olmaması dikkate alınırken betonun dikkate alınmadığını ifade etmekte yarar vardır.

Chu (2006) yapı-kazık-zemin etkileşimi ABAQUS programı kullanarak analiz etmiştir. Yapı sadece kolon üzerine kütle ile oluşturulmuştur ve elastik kabul edilmiştir. Zemin ise hem elastik hem plastik olarak analiz edilmiştir. Yapı-kazık-zemin etkileşiminin yapı rölatif deplasmanı üzerinde etkin olduğu ancak yapı ivmesi üzerinde daha az etkili olduğu belirtilmiştir. Ağ boyutu, zemin plastisitesi, ve sınır şartlarının yapı-kazık-zemin etkileşim sisteminin dinamik analizleri üzerindeki etkileri irdelenmektedir. Bu çalışmada altsistem yöntemi yerine direkt yöntem önerilmektedir.

Rayhani (2007) yumuşak kil ve gevşek kum üzerindeki rijit temel dinamik davranışı santrifüj deneyleri yapılarak ve bu deneyler modele kalibre edilerek irdelemiştir. Farklı zemin katmanlarının yer hareketi üzerinde önemli etkileri olduğu, rijit sınırları arttırmanın model tepkisi üzerinde etkisinin az olduğu, yapı gömülmesinin tepki spektrumu genliğini ciddi oranda azalttığı ifade edilmiştir.

De Sanctis ve ark. (2010) kazık başlığında kinematik eğilme momentinin hesaplanması için yeni bir analitik kriter/yöntem önermişlerdir. Bu yöntemde zemin viskoelastik, kazık ise elastik malzeme kabul edilmiştir. Sonuç olarak, kazık başlığındaki eğilme momentinin kazık uzunluğundan bağımsız olduğu ve zemin üst yüzeyindeki serbest alan tepkisinden elde edilen maksimum ivmenin lineer bir fonksiyonu olarak ifade edilebileceği belirtilmiştir.

Yao (2010) simetrik ve asimetric orta yüksek yapıların yapı-zemin etkileşimi dikkate alınarak analizlerini yapmış ve asimetric yapıların simetrik yapılara göre daha fazla hasar aldığını belirtmiştir. Ayrıca dalga türünün (P, SH ve SV) ve açısının yapının tepkisini değiştirdiği gözlenmiştir.

Maheshwari ve Sarkar (2011) zeminin doğrusal olmamasının ve boşluk suyu basıncı gelişiminin grup kazıkların sismik davranışı üzerindeki etkilerini araştırmışlardır. Yükleme yoğunluğundaki artışın zemin kazık sistemlerinin dinamik rijitliği üzerindeki doğrusal olmama etkisini arttırdığı, grup etkileşim etkisinin daha yumuşak zeminler için daha belirginleştiği ve doğrusal olmama etkisinin daha yumuşak zeminler için, boşluk suyu basıncı gelişimi olan ve olmayan zemin ortamları için daha fazla olduğu sonuçlarına varılmıştır. Ayrıca, zemin ortamının doğrusal olmamasının özellikle düşük frekans aralığında yapının tepkisini arttırdığı ve zemin ortamının sıvılaşmasına yol açan boşluk suyu basıncı oluşumunun yapısal tepkide önemli bir artışa neden olduğu gözlemlenmiştir.

Chang (2011) doktora çalışmasında yarı sıvılaşabilen zeminlerde dinamik sarsma ve yanal yükler altında zemin-kazık etkileşimi sonucu P-Y dayanım eğrileri geliştirmiştir. Ayrıca tabakalı zeminlerde kazıkların doğrusal olmayan davranışı deneysel ve nümerik

modellerle incelenmiştir. Sonuç olarak, tabakalı zeminlerde bulunan kazıkların zeminlerin ara yüzlerinde büyük yerel taleplere sebep olabileceği belirtilmiştir.

Kim ve Jeong (2011) yaptıkları çalışmada deneysel çalışması yapılmış yatay yüklü kazıklarda zeminin sürekliliği ve direnci nümerik olarak irdelemişlerdir. Bu amaçla doğrusal olmayan 3B sonlu elemanlar modeli Plaxis programı yardımıyla oluşturulmuştur. Bu çalışmada oluşturulan 3B nümerik modelin saha çalışmalarından elde edilen sonuçlarla uyumlu olduğu ve P-Y yönteminden daha gerçekçi olduğu görülmüştür. Ayrıca yapılan parametrik çalışmada, yatak modülü (K) ve nihai zemin direncinin kazık çapı ile lineer olarak arttığı ancak kazık elastisite modülü (E_p), arayüz özelliği (R_{inter}) ve kazık ucu durumunun P-Y karakteristiği üzerinde bir etkisinin olmadığı görülmüştür.

Anastasopoulos ve ark. (2011) kil ve kumun modellenmesi için temel bir malzeme modeli ortaya koymuşlardır. ABAQUS sonlu elemanlar programında kullanılabilen model, Von Mises akma kriterine izotropik ve kinematik sertleşmenin eklenmesiyle birlikte, basınca duyarlı hale gelmekte ve hem düşük şekildeğiştirme rijitliği hem de kil ve kumların nihai direncini yeniden türetebilmektedir. Tersinir (tekrarlı, çevrimsel) yükler altındaki sığ temellerde uygulanan model, düşey yükler altında oturma, sığ temellerin yanal kapasitesi (moment-eğrilik, yük-deplasman vb) gibi parametreler dikkate alındığında deneysel sonuçlarla benzerlik göstermektedir. Model, biri elastisite modülü olmak üzere, sadece üç parametre ile kalibre edilebilme avantajına sahip olması yanısıra boşluk suyu basıncını ve kumdaki hacimsel şekildeğiştirmeleri dikkate alamaması gibi önemli dezavantajları da bulunmaktadır.

Di Laora ve ark. (2013) iki tabakalı esnek tekil kazıkların kinematik etkilerini 3B sonlu elemanlar yardımıyla irdelemişlerdir. ANSYS ile yapılan modelde kazık ve zemin katı elemanlar ve lineer viskoelastik malzeme olarak, kazık-zemin arayüzü ise tam bağlantı (perfect bonding) olarak dikkate alınmıştır. Yapılan statik analizler kazık başlığında kazık-zemin eğrilik oranının 1'den farklı olduğunu göstermiştir. Frekans alanında analizler ise iki tabakalı zeminlerde kazık-zemin eğrilik oranının frekans ile azaldığını ortaya koymuştur. Ayrıca kazık başlığında kinematik momentin kazık çapı arttıkça sismik

talepleri etkileyeceği belirtilmiştir. Bunun yanısıra tasarımda arayüz moment değerinin kazık çapını kontrol edemeyeceği ortaya konulmuştur.

Anoyatis ve ark. (2013) homojen zeminlerde bulunan tekil kazıkların başında ve ucunda farklı sınır şartlarında meydana gelen eğilme, deplasman ve ötelenmeler için yeni bir çözüm geliştirmişlerdir. Dinamik BEF modeline dayalı olan çözümlemede 6 boyutsuz oranın kazık tepkisini ölçtüğü klasik elastodinamik teorisine mekanik narinlik, boyutsuz frekans ve malzeme sönümü parametrelerinin kazık-zemin etkileşimini anlamada yeterli olduğu vurgulanmıştır. Yöntem Ansys ile yapılan sonlu elemanlar modeli ile karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak, analitik modelin kazık-zemin etkileşimini kontrol eden temel mekanizmaları aydınlatılabildiği ifade edilmiştir.

Maravas ve ark. (2014) yüzeysel temel ve kazıklar üzerinde bulunan yapı-zemin etkileşimli sistemlerin doğal frekans ve etkin sönümleri için kapalı formda kesin elastodinamik çözümleri türetmiştir. Sonuçta, kütle oranının (g), narinlik oranı (h/r) düşük olan bir yapı-zemin etkileşimli sistemin dinamik tepkisini önemli derecede etkileyebileceği, kazıklı bir yapının statik ve geometrik olarak eşdeğer bir temele sahip yapıdan daha fazla sönüm üreteceği belirtilmiştir.

Gu ve ark. (2014) siltli zeminde bulunan 1x2 grup kazıkların eksantrik (yanal, burulma ve aksenal) yükler altındaki davranışı deneysel olarak çalışmış ve ABAQUS programında oluşturulan 3B sonlu eleman modeli ile kalibre etmiştir. Sonuçta gruptaki bireysel kazığın nihai burulma direncinin ötelenme-burulma ikili etkisinden dolayı tekil kazığına göre daha büyük olduğu belirtilmiştir.

Li ve ark. (2014) yüksek bir yapının altsistem yöntemi ile yapı zemin etkileşimi altında göçme dayanımı ve modunu irdelenmiştir. Yapı zemin etkileşimin yapının periyodunda artışa sebep olduğu ve göçme kapasitesini arttırdığı ifade edilmiştir.

Strömmland (2014) ABAQUS yardımıyla oluşturulan P-Y yayları ve katı modelleri statik yatay ve moment yükleri altında analiz etmiştir ve analiz sonuçları deplasman ve gerilme üzerinden değerlendirmiştir. Sonuç olarak, P-Y yaylarının sürekli model ile uyumlu

sonuçlar verdiği ancak zeminin snmesi, konsolidasyonu, yumuşama (softening) ve sertleşmesi (hardening) gibi etkilerin modellenebilmesi için zeminin sürekli olarak modellenmesi gerektiği vurgulanmıştır. Ayrıca statik analizler için kolaylığı açısından P-Y yönteminin kullanılması önerilirken, tersinir (tekrarlı, çevrimsel) yükler altında sürekli modelin oluşturulması önerilmektedir.

Zhang ve ark. (2015) tabakalı zemin sisteminde bulunan yanal yüklü kazıklar için yatak katsayısı teorisine tabanında güç serisi metodu kullanılarak teorik (yarı-analitik) zm geliştirmiştir. Sonuçlar, kazık davranışının sığ derinliklerde (3D-4D) ara katmandaki zeminin rijitliğine bağlı olduğunu göstermiştir. Ayrıca, yzeyeye yakın gömülü yüksek rijitliğe sahip ara katmanın kazık maksimum yanal deplasmanı üzerinde azaltıcı etkisi olduğunu ancak maksimum eğilme momenti üzerinde fazla bir etkisinin olmadığı grlmştir.

nsever (2015) doktora çalışmasında kuru kum içerisinde bulunan temel modelleri; kazıklı radye, grup radye, radye temel, tekli ve radyeli kazık için yatay yükleme ve 1-g sarsma tablası deneyleri yapılmıştır. Bu modellerin bazıları ise PLAXIS programı kullanılarak modellenmiştir. Sonuç olarak, oturmaları azaltmada ve uygulanan düşey yükleri zemine iletmede radyenin belirgin bir etkisi bulunduğu ortaya çıkmıştır. Buna ek olarak, kazıklı temel davranışını kazıkları ve temeli ayrı ayrı inceleyerek tahmin etmek gerçekçi bir yaklaşım olmadığı, çünkü kazıklı temellerin davranışı, kazık ve radye etkileşiminden fazlasıyla etkilendiği ifade edilmiştir.

Di Laora ve Rovithis (2015) homojen olmayan zeminlerde sabit başlıklı elastik tekil kazıkların kinematik eğilme davranışını statik ve dinamik durumlar için irdelemişlerdir. Bu çalışmada kinematik etkileşim dikkate alınarak aktif kazık uzunluğunun belirlenmesi için yeni bir denklem geliştirilmiştir. Ayrıca, kazık aktif uzunluğunun yarısı olarak tanımlanan etkin zemin eğriliği kavramı bu çalışma kapsamında önerilmiştir. Sonuç olarak, boyutsuz etkin zemin eğriliği parametresinin sanılanın aksine frekanstan bağımsız olduğu ortaya çıkmıştır.

Hokmabadi ve Fatahi (2016) 15 katlı çerçeve bir binayı FLAC3D programı ile ankastre ve 3 farklı temel türü dikkate alınarak zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz kullanarak analiz etmiştir. Analizlerde hem malzeme (zemin, üstyapı) hem de geometrik ($p-\Delta$ etkisi, kalkma, boşluk) doğrusal olmama dikkate alınmıştır. Sonuç olarak, yapı zemin etkileşiminin taban kesme kuvvetini azalttığı ortaya konulmuş ancak azalım oranının temel türüne bağlı olduğu belirtilmiştir. Depremde dönme etkisine maruz kalan temel türünde diğer türlere göre daha fazla deprem enerjisi sönümlendiği ve bu durumun üstyapıya daha az kesme kuvveti gelmesini sağladığı ifade edilmiştir.

Nguyen ve ark. (2017) kazık uzunluğu ve yük taşıma mekanizmasının yapının sismik performansı üzerindeki etkisini ABAQUS programı ile irdelemişlerdir. Zeminin, yapının, kazığın ve temelin doğrusal olmayan davranışı dikkate alınmaktadır. Sonuçlar, yapı-kazık-zemin ve temel etkileşimi nedeniyle binanın dinamik karakteristiklerinin ve sismik tepkilerin kazık türü ve uzunluğundan etkilendiğini göstermiştir. Yüzen kazığın uzunluğunun artması yapının maksimum ötelenmesini de arttırmaktadır. Uzun kazıklar, zemin ile daha fazla yüzey alanına sahip olduğundan daha fazla enerji sönümleyebilmektedir ve bu durum kısa kazıklara göre daha az dönme tecrübe etmelerine sebep olur. Kazıklı temeller ve yük taşıma mekanizması kuvvetleri kazık boyunca dağılımını değiştirir. Uç kazıklı ve sürtünme kazıklı temellerin davranışının karşılaştırılması farklı yük taşıma mekanizmaları olması dolayısıyla oldukça zordur. En nihayetinde, daha uzun kazıklar zemin ve yapı etkileşimi göz önüne alındığında kuvvetli yer hareketi altında daha güvenli bir tasarıma yol açmayabilir sonucuna varmışlardır.

Güllü ve Karabekmez (2017) yığma bir caminin uzak saha ve yakın saha deprem etkileri altındaki ankastre tabanlı analizlerine ek olarak yapı-zemin etkileşiminin yapının tepkisi üzerindeki etkileri de incelenmiş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak, yakın ve uzak saha depremlerinin ankastre ve yapı-zemin etkileşimli analizlerin benzer sonuçlar verdiği, cami üzerindeki rezonans etkisi ile ilgili olarak, uzak fay hareketlerinin rezonans etkileri üzerinde yakın fay hareketlerinden daha belirgin olduğu bulunmuştur.

Zhang ve Liu (2017) killi zemin üzerine oturan uzak saha yer hareketi altındaki kazık üstyapı sistemlerinin sismik davranışını irdelemişlerdir. Çalışmada üstyapı

basitleştirilmiş toplanmış kütle ve detaylı model şeklinde ayrı ayrı analiz edilmiştir. Deprem maksimum ivmesi, kazık eğilme rijitliği, üstyapı konfigürasyonunun (kat sayısı) kazık eğilme momenti ve üstyapı üzerindeki etkileri incelenmiştir. Zeminin plastik davranışının hiperbolik-histeretik model ile dikkate alındığı çalışmada üstyapının sismik tepkisinin yapı-zemin etkileşimi tarafından ciddi anlamda etkilendiği ifade edilmiştir. Sonuçlar maksimum taban ivmesi, kazık eğilme rijitliği ve üstyapı konfigürasyonun kazık eğilme momentini önemli oranda etkilediğini ortaya koymuştur.

Turello ve ark. (2017) yaptıkları çalışmada yanal yüklü kazık analizinde etkileşim yüzeyli gömülü çubuk elemanlar için 3B elasto-plastik arayüz nümerik formülasyonu geliştirmişlerdir. Arayüz iki farklı ölçüt dikkate alınarak formülize edilmiştir: (i) çubuk kinematığı ve (ii) katı kinematığı. Geliştirilen nümerik arayüz formülleri, literatürde bilinen analiz metotları ve test sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Her iki arayüz yaklaşımı da sonlu elemanlar metodu ile uygulanmıştır. Katı kinematik ile ifade edilen arayüzün, Newton-Raphson doğrusal olmayan iterasyonu kullanıldığında daha iyi bir sayısal davranış gösterdiği belirtilmiştir.

Fatahi ve ark. (2018) yumuşak zeminlerde birbirine yakın kazıklı temele oturan çerçeve ve perde-çerçeve sistemine sahip binalarda çarpışma etkisini irdelemişlerdir. Doğrusal olmayan yapı-kazık-zemin etkileşiminin doğrudan yöntemle dikkate alındığı çalışmada çarpışma etkisinin bina üzerindeki etkisi binalar arasındaki boşluk değiştirilmek suretiyle araştırılmıştır. Sonuçlar çarpışmaya yakın katlarda kesme kuvvetinde artışlar gözlemlendiğini göstermiştir. Komşu binaların sargılama etkisi yaratarak binanın dinamik karakteristiklerini değiştirebileceği belirtilmiştir. Ayrıca binanın yanal ötelenmesinin binada meydana gelen kesme kuvveti, temel döşemesinde oluşan dönme etkisi ve komşu binadan kaynaklanan sargılamadan etkilendiği ifade edilmiştir. Bu çalışmada çarpışma etkisinin tasarımda mühendis tarafından dikkate alınması gerektiği, bunun yanında iki bina arasında bina yüksekliğinin %1.75'i kadar boşluk bırakılması önerilmiştir.

Mucciacciaro ve Sica (2018) tabakalı zeminlerde bulunan tekil kazıkların davranışını irdelemek için hem zemin ve hem de kazığın doğrusal olmayan davranışını dikkate alan 3B sonlu elemanlar modelini ABAQUS paket programı yardımıyla oluşturmuşlardır.

Sonuç olarak, zeminin doğrusal olmaması, kazık ve zemin etkileşimini düzenleyen iç mekanizmaların modifikasyonundan ziyade, zemin serbest alan hareketi tepkisindeki değişiklik nedeniyle kazık momentini etkilediğini belirtmişlerdir. Zeminin doğrusal olmaması, zeminin yüzeyindeki serbest alan ivmesini azaltmada yararlı bir etkiye sahip olsa bile (eylemsizlik etkileşimi anlamında üst yapıda fayda), tüm kazık uzunluğu boyunca kinematik eğilme momentlerinin artışına sebep olduğu vurgulanmıştır. Ayrıca, özellikle rijitlik azalması ve kuvvetli sarsıntılar sırasında oluşan plastik şekil değiştirmeler nedeniyle yumuşak ve daha sert tabakalar arasındaki arayüzde hesaplanan kinematik eğilme momentlerinde bir artışa neden olabileceği sonucuna varılmıştır.

Souri ve ark. (2020) kazık aralığının ve konfigürasyonunun grup kazıkların yanal direnci üzerindeki etkisini üç boyutlu sonlu eleman modellemesi kullanarak araştırmışlardır. Yapılan parametrik çalışmalar, grup verimliliğinin, tüm grup kazık konfigürasyonlarında daha büyük kazık aralığı ile arttığını; kazıklardaki eksenel reaksiyonun, yalnızca kazık gruplarındaki ön ve takip eden sıralarda daha büyük kazık aralığı ile azaldığını ve geri hesaplanan P-çarpanlarının, dış sıradaki kazıkların iç sıradakilerden ortalama 0.15 daha yüksek P-çarpanlarına sahip olduğunu göstermişlerdir.

Luo ve ark. (2021) kinematik kazık -zemin etkileşimini 3B nümerik analiz yöntemini kullanarak irdelemişlerdir. Çeşitli zeminler için kazık başlığındaki maksimum kinematik eğilme momenti için basitleştirilmiş modellerin uygulanabilirliği değerlendirilmiştir. Çalışmanın ana sonucunda, Poisson oranının kinematik eğilme momenti üzerinde bir etkisinin olmadığı ayrıca kinematik eğilme momentini tahmin etmek için önerilen basitleştirilmiş modeller için boyutsuz frekans faktörü ve etkili zemin eğriliğinin kullanılabilmesi belirtilmiştir.

Literatürde yapılan araştırmalar incelendiğinde kazıklı sistemlerde p-y eğrileri ile ilgili deneysel dinamik analizlerin yetersiz olduğu görülmektedir. Bu sebeple kazıklı sistemlerin dinamik yükler altındaki davranışı tez kapsamında irdelenmiştir.

3. MATERYAL ve YÖNTEM

Bu bölümde tez kapsamında yapılan çalışmalarda takip edilen yöntemler açıklanmaktadır. Bu tez çalışmasının yöntem kısmı üç aşamadan oluşmaktadır. Birinci aşamada 1 boyutlu (1B) ve üç boyutlu (3B) zemin davranış analizleri (ZDA) gerçekleştirilmektedir. Burada zeminin eşdeğer doğrusal (EL) ve doğrusal olmayan (NL) davranışı dikkate alınmaktadır. Bu sebeple, EL ve NL analiz yöntemleri izah edilmesi gerekmektedir. İkinci aşamada ise kazıklı sistemlerin statik ve dinamik yükler altındaki davranışları irdelenmektedir. Zeminin doğrusal ve doğrusal olmayan davranışı dikkate alınmaktadır. Burada kazık ve zemin arasındaki etkileşimin tanımlanmasına ihtiyaç duyulmaktadır. Üçüncü aşamada ise dinamik yükler altındaki grup kazıklarda P-Y eğrisinin genlik ve frekans ile değişimi incelenmektedir. Bu aşamada ise p-y eğrileri ve p-çarpanı tanımlamaları üzerinde durulmaktadır.

3.1. Zemin Davranış Analizleri

Bu altbölümde EL ve NL ZDA çalışma prensipleri açıklanmaktadır. 1B analizler için DEEPSOIL v7 (Hashash ve diğerleri, 2017) paket programı kullanılırken, 3B analizlerde ABAQUS (Abaqus, 2020) sonlu elemanlar programı tercih edilmiştir.

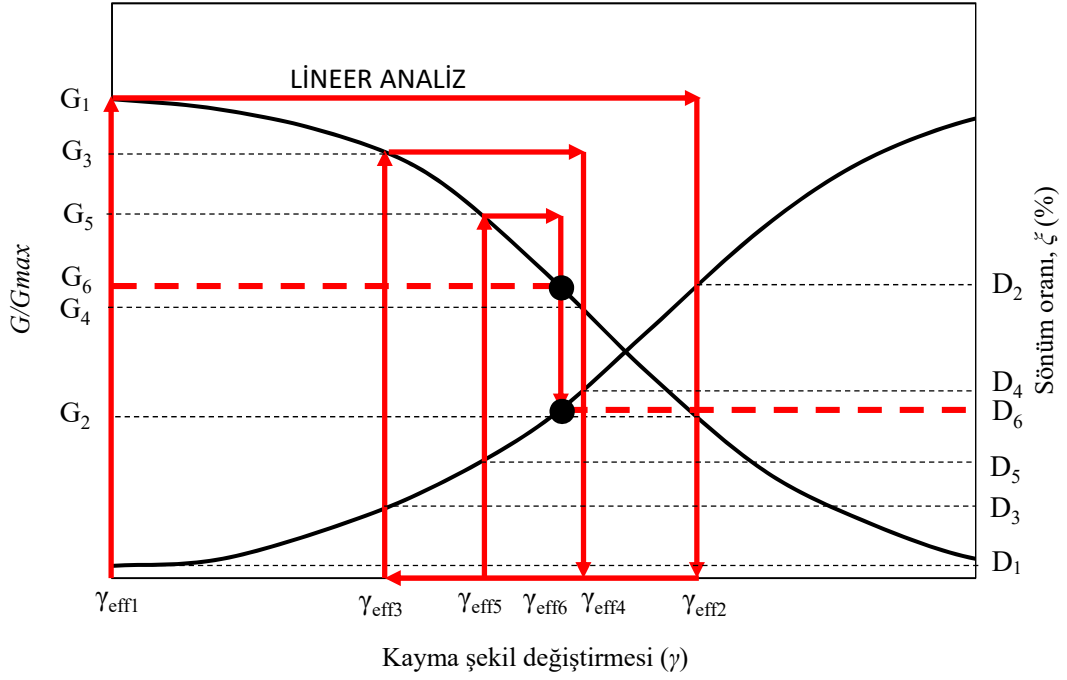
Burada lineer analizlerin teorik altyapısını vermek yerine bu tür analizlerin çalışma prensibi kısaca değerlendirilmektedir. 1B analizler temelde transfer fonksiyonlarının kullanımına dayanmaktadır. Hesaplama karmaşık sayıların kullanımını içermesine rağmen, yaklaşımın kendisi oldukça basittir. Ancak, süperpozisyon ilkesine dayandığından, bu yaklaşım doğrusal sistemlerin analizi ile sınırlıdır. Bununla birlikte, doğrusal olmayan davranış, iteratif bir prosedür kullanılarak tahmin edilebilmektedir. Bu prosedüre *eşdeğer doğrusal/lineer yaklaşım* denir. Bu yaklaşımda, birinci aşamada küçük şekil değiştirmedeki kayma modülü (G) ve sönüm (ζ) değeri seçilir ve her tabaka için kayma şekil değiştirmesi-zaman eğrisi grafiğini elde etmek için zemin tabakalara bölünerek doğrusal analiz gerçekleştirilir. Her bir tabaka için efektif kayma şekil değiştirmesi, maksimum kayma şekil değiştirmesi efektif kayma şekil değiştirme oranı (α) ile çarpılarak hesaplanır. Bu şekil değiştirme değeri, kayma modülü ve sönüm eğrileri ile birlikte, her tabakanın kayma modülü ve sönüm değerlerini güncellemek için kullanılır. Yeni değerler, lineer analizin başka bir iterasyonunu gerçekleştirmek için

kullanılır ve iterasyonlar, ardışık analizlerden elde edilen kayma şekil değiştirmesi önceden tanımlanmış bir tolerans dahilinde eşleşene kadar sürdürülür. Bu iteratif işlem grafik üzerinde Şekil 3.1’de gösterilmektedir. Bu süreç genellikle aradaki farkın bir önceki döngüye göre %5-10 değerinden düşük olmasıyla sonlanır. Bu işlem genellikle 6 ila 8 iterasyon arasında sonuçlanır.

Efektif kayma şekil değiştirme oranı, deprem sırasında meydana gelen yükleme koşullarını, kayma modülünü azaltmak ve sönüm eğrilerini hesaplamak için kullanılan laboratuvar testleriyle ilişkilendiren önemli bir parametredir (Kramer, 1996). Bu parametre genellikle 1’den küçük bir değer seçilir. SHAKE programı kullanıcı kılavuzunda bu parametre için 0.65 değeri önerilmektedir (Schnabel, Lysmer ve Seed, 1972). Idriss ve Sun (1992) efektif kayma şekil değiştirme oranı için depremin büyüklüğüne (M) bağlı olarak aşağıdaki eşitliği önermiştir.

$$\alpha = \frac{M - 1}{10} \quad (3.1)$$

Literatürde EL yöntem birçok çalışmada kullanılmaktadır (Astroza ve dięerleri, 2017; Bolisetti, Whittaker, Mason, Almufti ve Willford, 2014; Carlton ve Tokimatsu, 2016; Fatahi ve Tabatabaiefar, 2014; Fatahi ve dięerleri, 2018; Kaklamanos ve dięerleri, 2015; Luo ve dięerleri, 2021; Mahmood, Rehman, Farooq ve Memon, 2016; Stanko, Gülerce, Markušić ve Šalić, 2019; Yoshida ve dięerleri, 2002). Burada, 1B eşdeęer analiz sonuçlarından elde edilen kayma şekil deęiřtirmesine (γ) baęlı olarak belirlenen G ve ζ deęerlerinin 3B modele girdi olarak işlendiğini belirtmek gerekir.



Şekil 3.1. Eşdeğer doğrusal yöntemde iterasyonların işleyişi

Doğrusal ve eşdeğer lineer analizlerde, öncelikle 1B analizler gerçekleştirilmiş, sonrasında ise elde edilen analiz sonuçları (şekildeğıştirme değeri/düzeyine bağı kayma modülü ve sönüm oranı) 3B modelde kullanılarak model kalibre edilmiştir. Burada her tabakadaki şekil değıştirme değeri doğrudan kullanılması yerine bütün tabakalardaki değeri ortalama dikkate alınmıştır. Bu sayede ortalama kayma modülü ve ortalama sönüm değeri elde edilmiştir. 3B modelde yansıtmayan sınırları temsil etmesi için model sınırlarında sonsuz (infinite) elemanlar kullanılmıştır. Bu sayede model sınırlarına gelen deprem dalgalarının sınırdan yansıması engellenmiştir. Yansıtmayan sınırların doğru çalışmasını sağlamak için farklı boylar seçilerek 1B analiz sonuçlarına yakın sonuçlar elde edilen boy seçilmiştir. Sistem boyutları da yine 1B analiz sonuçlarına göre seçilmiştir. Ağ boyutlarının da tepki üzerinde önemli etkisi vardır. Büyük boyut kullanılması kullanıcıyı yanlış yönlendirebilmekteyken, daha küçük boyutlar ise hesaplama maliyetini arttırabilmektedir. Bu sebeple, ağ boyutu hassasiyetini tespit etmek için farklı boyutlar seçilerek analizler gerçekleştirilmiştir.

Diğer taraftan, 3B EL analizlerde sönüm Rayleigh formülasyonu ile sisteme verilmektedir. Bu teoriye göre sönüm, kütle orantılı (α) ve rijitlik orantılı (β) sönüm katsayılarıyla hesaplanmaktadır. Rayleigh sönümünün genel denklemi aşağıda verilmektedir:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (3.2)$$

Analiz sonuçları çoğunlukla zemin kütlelerinin tepe noktasındaki tepki spektrumu üzerinden değerlendirilmiştir. Diğer bir ifade ile 3B modelin zemin yüzeyindeki tepki spektrumunun belirlenmesinde 1B analiz sonuçlarından elde edilen tepki spektrumuna en yakın sonucu veren değerler seçilmiştir.

Diğer taraftan, 3B doğrusal olmayan analizlerin yapılabilmesi için öncelikle kullanılacak malzeme modelinin seçilmesi gerekmektedir. Bu çalışma kapsamında Von Mises akma kriterine kinematik pekleşme eklenmesi ile elde edilen ve metallerin tersinir (tekrarlı, çevrimsel) yükler altındaki davranışını temsil etmek için kullanılan malzeme modeli seçilmiştir (Madde 2.6). Bu modelin zemin davranışını temsil edebilmesi için modelde bulunan parametreler kullanılarak gereken kalibrasyonun yapılması gerekmektedir. Kalibrasyonu gerçekleştirebilmek için basit kayma testleri sonlu elemanlar programında gerçekleştirilmiştir. Kalibrasyonda, literatürde mevcut olan ve kayma modülü (G - γ) ve sönümün (ζ - γ) kayma şekildeğiştirmesi ile değişimini veren eğriler kullanılmıştır. Bu sayede malzeme modellerinde kullanılacak parametreler elde edilmiştir. Hem kumlu hem de killi zeminler için bu adımlar başarılı bir şekilde uygulanmış ve deneysel eğrilerle uyumlu sonuçlar elde edilmiştir (Madde 4.1.2). 1B analizlerde ise aynı eğri takımları (G - γ ve ζ - γ) kullanılarak doğrusal olmayan analizler gerçekleştirilmiştir. Daha sonra, 3B ve 1B analiz sonuçları karşılaştırılarak değerlendirmeler yapılmıştır.

3.2. Kazıklı Sistemlerin Modellenmesi

Yüzeyler temas halindeyken, genellikle ara yüzeyler arasında normal kuvvetlerin yanı sıra kayma kuvvetlerini de iletilirler. Genellikle bu iki kuvvet bileşeni arasında bir ilişki vardır. Bu ilişki kazıkların düşey yük transfer mekanizması (Madde 2.2) ve yanal yüklü kazıkların kinematığı (Madde 2.3) altbölümlerinde ayrıntılı bir şekilde açıklanmıştır.

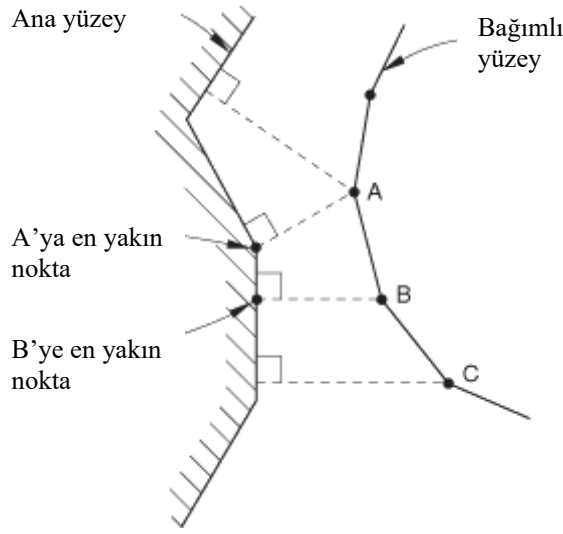
Kazıklı sistemlerin sonlu elemanlar yardımıyla modellenmesinde kazık-zemin etkileşiminin temsili önem arz etmektedir. Kazık-zemin etkileşiminde ayrılma/birleşme ve sürtünmenin doğru bir biçimde tanımlanması önem arz etmektedir. Sonlu elemanlarda kazık-zemin etkileşiminin modellenmesi iki davranış türü ile gerçekleştirilmektedir. Bunlar normal davranış ve sürtünme davranışıdır. Bu bölümde kazık-zemin etkileşiminin modellenmesinde dikkat edilmesi gereken hususlar normal davranış ve sürtünme davranışı üzerinden irdelenmektedir.

3.2.1. Normal davranışın tanımlanması

Kazık-zemin etkileşim türlerine geçmeden önce yüzeyden etkileşimde kullanılan bazı terimleri açıklamakta yarar vardır. ABAQUS kullanıcılarına çeşitli temas formülasyonları sağlar. Her formülasyon bir temas ayrıklaştırması (Contact Discretization), bir izleme yaklaşımı (Tracking Approach) ve temas yüzeylerine “ana” ve “bağımlı” (Master – Slave role) rollerin atanmasına dayalıdır. Ayrıca, basınç-penetrasyon ilişkisi ve kısıtlama uygulama yönteminin de tanımlanması gerekmektedir.

Temas ayrıklaştırması: ABAQUS/Standard, temas koşullarını simüle etmek için etkileşimli yüzeylerde çeşitli konumlarda koşullu kısıtlamalar uygular. Bu kısıtlamaların yerleri ve koşulları, genel temas formülasyonunda kullanılan temas ayrıklığına bağlıdır. ABAQUS/Standard iki temas ayrıklaştırma seçeneği sunar: geleneksel "düğümünden yüzeye" ayrıklaştırma ve gerçek "yüzeyden yüzeye" ayrıklaştırma.

Geleneksel düğümünden yüzeye ayrıklaştırma ile birlikte, temas koşulları, temas arayüzünün bir tarafındaki her bir "bağımlı" düğüm noktası temas arayüzünün karşı tarafındaki "ana" yüzey üzerinde bir izdüşüm noktası ile etkili bir şekilde etkileşime girecek şekilde oluşturulur. Böylece, her temas koşulu bir bağımlı düğümü ve değerlerin izdüşüm noktasına enterpole edildiği bir grup yakındaki ana düğümü içerir (Şekil 3.2). Bağımlı düğümler ana yüzeye nüfuz etmemeleri için sınırlandırılmıştır; ancak, ana yüzeyin düğümleri, prensip olarak, bağımlı yüzeye nüfuz edebilirler.



Şekil 3.2. Düğümden yüzeye temas ayrıklaştırma (Abaqus, 2020)

Diğer taraftan, yüzeyden yüzeye ayrıklaştırma, temas kısıtlamaları bölgesindeki hem “bağımlı” hem de “ana” yüzeylerin şeklini dikkate alır. Yüzeyden yüzeye ayrıklaştırma aşağıdaki temel özelliklere sahiptir:

Yüzeyden yüzeye formülasyon, sadece bireysel bağımlı düğümlerden ziyade bağımlı düğümlere yakın bölgeler üzerinde ortalama anlamda temas koşullarını uygular. Ortalama bölgeler yaklaşık olarak bağımlı düğümler üzerinde merkezlenmiştir, bu nedenle her temas kısıtlaması ağırlıklı olarak bir bağımlı düğümü dikkate alacak, ancak bitişik bağımlı düğümleri de dikkate alacaktır. Tek tek düğümlerde bir miktar penetrasyon görülebilir; bununla birlikte, ana düğümlerin bağımlı yüzeye büyük, tespit edilmemiş penetrasyonları bu ayrıklaştırma ile meydana gelmez. Kontak yönü, bir bağımlı düğümü çevreleyen bölgedeki bağımlı yüzeyin ortalama normaline dayalıdır.

Genel olarak, eğer yüzey geometrisi temas yüzeyleri tarafından oldukça iyi temsil ediliyorsa, yüzeyden yüzeye ayrıklaştırma, düğümden yüzeye ayrıklaştırmaya göre daha doğru gerilme ve basınç sonuçları sağlar. Düğümden yüzeye ayrıklaştırma basitçe bağımlı düğümlerin ana yüzeye penetre etmesine karşı koyduğu için, kuvvetler bu bağımlı düğümlerde yoğunlaşma eğilimindedir. Bu yoğunlaşma, basıncın yüzey boyunca dağılımında artma ve azalmalara yol açar. Yüzeyden yüzeye ayrıklaştırma, bağımlı

yüzeyin düzleştirme etkisi olan sonlu bölgelerine ortalama olarak penetre etmesine karşı direnç gösterir. Ağ boyutu iyileştirildikçe, ayrıklaştırmalar arasındaki farklılıklar azalır, ancak belirli bir ağ iyileştirmesi için yüzeyden yüzeye yaklaşım daha doğru gerilmeler sağlama eğilimindedir. Yüzeyden yüzeye ayrıklaştırma kullanarak temas/kontakt, ana ve bağımlı yüzey tanımlarına düğümden yüzeye temastan daha az duyarlıdır.

Diğer taraftan, eğer yüzey geometrisi kaba bir ağın kullanılması nedeniyle iyi temsil edilmezse, yüzeyden yüzeye temas veya düğümden yüzeye temas kullanılmasına bakılmaksızın önemli yanlışlıklar olabilir. Bazı durumlarda, yüzeyden yüzeye temas için mevcut yüzey düzleştirme teknikleri, kaba bir ağ ile elde edilen çözümleri önemli ölçüde geliştirebilir. Yüzeyden yüzeye ayrıklaştırma genellikle kısıtlama başına daha fazla düğüm içerir ve bu nedenle çözüm maliyetini/süresini artırabilir. Çoğu uygulamada ekstra maliyet oldukça düşüktür, ancak bazı durumlarda maliyet önemli oranda artabilir. Aşağıdaki faktörler (özellikle kombinasyon halinde), yüzeyler arası temasın analiz açısından maliyetli olmasına neden olabilir:

- Modelin büyük bir kısmının temasta yer alması.
- Ana yüzeyin bağımlı yüzeyden daha gelişmiş (küçük ağ boyutu) olması
- Bir temas çiftinin ana yüzeyi, başka bir temas çiftinin bağımlı yüzeyi olarak işlev göreceği şekilde çoklu kabuk (Shell) katmanlarının temasa dâhil edilmesi.

İzleme yaklaşımı: ABAQUS/Standard'da, etkileşimli iki yüzeyin mekanik temas simülasyonlarındaki rölatif hareketini hesaba katan iki izleme yaklaşımı vardır. Biri en genel olan ve yüzeylerin herhangi bir gelişigüzel hareketine izin veren sonlu kayma, diğeri ise iki cisim büyük hareketlere maruz kalsa da, bir yüzeyin diğeri boyunca nispeten az kayması olacağını varsayan küçük kayma.

Sonlu kayma yaklaşımı en genel izleme yaklaşımıdır ve temas eden yüzeylerin rastgele rölatif ayrılmasına, kaymasına ve dönmesine izin verir. Sonlu kayma teması için, o anda aktif olan kontak kısıtlamalarının bağlanabilirliği, temas eden yüzeylerin rölatif teğetsel hareketi üzerine değişir.

Küçük kayma yaklaşımı ise bir yüzeyin diğeri boyunca nispeten az kaymasının olacağını varsayar ve kısıtlama başına ana yüzeyin doğrusallaştırılmış yaklaşımlarına dayanır. Bireysel temas kısıtlamaları ile ilişkili düğüm grupları, küçük kayma teması için analiz boyunca sabitlenir, ancak bu kısıtlamaların aktif/inaktif durumu tipik olarak analiz sırasında değişebilir. Hesaplama tasarrufu ve ek sağlamlık (robustness) nedeniyle, tahminler makul olduğunda küçük kayma teması kullanılabilir.

Temas ayrıklaştırması ve izleme yaklaşımı seçimi analiz üzerinde önemli bir etkiye sahiptir. Daha önce tartışılan niteliklere ek olarak, belirli ayrıklaştırma ve izleme yaklaşımları kombinasyonlarının kendilerine özgü özellikleri ve sınırlamaları vardır. Bu özellikler Çizelge 3.1’de özetlenmiştir.

Ana-bağımlı rolü: ABAQUS/Standard, temas yüzeyleri için ana ve bağımlı rollerinin atanmasıyla ilgili aşağıdaki kuralları uygulamaktadır.

- Analitik rijit yüzeyler ve rijit eleman bazlı yüzeyler her zaman ana yüzey olmalıdır.
- Düğüm tabanlı bir yüzey sadece bağımlı bir yüzey olarak işlev görebilir ve her zaman “düğümden yüzeye” teması kullanır.
- Bağımlı yüzeyler her zaman deforme olabilir cisimlere veya rijit olarak tanımlanan deforme olabilir cisimlere bağlanmalıdır.
- Temas çiftindeki her iki yüzey de rijit olarak tanımlanan deforme olabilen yüzeyler hariç rijit yüzeyler olamazlar.

Bir temas çiftindeki her iki yüzey de eleman bazlı olduğunda ve deforme olabilen kütlelere veya rijit olarak tanımlanan deforme olabilen kütleye tutturulduğunda, hangi yüzeyin bağımlı yüzey ve hangisinin ana yüzey olacağını seçmeniz gerekir. Bu seçim özellikle düğümden yüzeye temas için önemlidir. Genel olarak, daha küçük bir yüzey daha büyük bir yüzeye temas ederse, daha küçük yüzeyi bağımlı yüzey olarak seçmek en uygundur. Bu ayırım yapılmıyorsa, ana yüzey daha rijit kütlelerin yüzeyi olarak veya iki yüzey karşılaştırılabilir rijitliklere sahip yapılarda ise daha kaba ağ boyutu olan kütle ana yüzey olarak seçilmelidir. Ana ve bağımlı yüzeyi seçerken sadece malzemenin değil yapının rijitliği de dikkate alınmalıdır. Örneğin, çelik, kauçuk malzemedan daha büyük

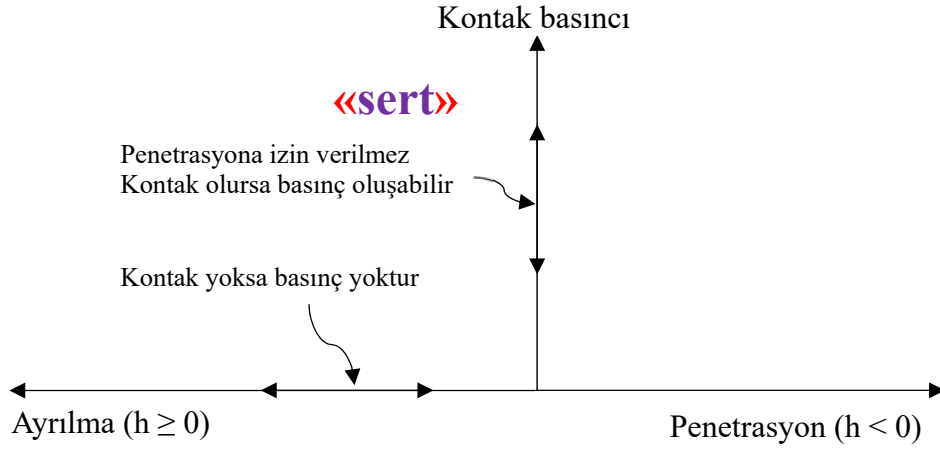
bir elastisite modülüne sahip olmasına rağmen, ince bir metal levha daha büyük bir kauçuk bloğundan daha az rijit olabilir. Rijitlik ve ağ (mesh) yoğunluğu her iki yüzeyde de aynıysa, tercih edilen seçim her zaman açık değildir.

Ana ve bağımlı rollerin seçimi, tipik olarak, yüzeyden yüzeye temas formülasyonu ile elde edilen sonuçlar üzerinde düğümden yüzeye temas formülasyonuna göre çok daha az etkiye sahiptir. Bununla birlikte, ana ve bağımlı rollerin tahsisi, eğer iki yüzeyde birbirine benzemeyen ağ boyutları varsa, yüzeyden yüzeye temas ile performans üzerinde önemli bir etkisi olabilir; bağımlı yüzey ağ boyutu ana yüzeyden çok daha kaba ise çözüm/analiz oldukça maliyetli hale gelebilir.

Basınç-penetrasyon ilişkisi :

Yüzeyler arasındaki etkileşimi tanımlayabilmek için basınç-penetrasyon ilişkisine ihtiyaç duyulmaktadır. ABAQUS sonlu elemanlar programında bu ilişkinin tanımlanabileceği farklı seçenekler mevcuttur: sert temas/kontak, yumuşatılmış kontak (lineer, eksponansiyel vs.).

Sert temas ilişkisi, bağımlı yüzeylerin kısıtlama yerlerinde ana yüzeye penetre etmesini en aza indirir ve çekme gerilmesinin arayüz boyunca aktarılmasına izin vermez. En yaygın temas basıncı-penetrasyon ilişkisi olan sert kontak basınç-penetrasyon ilişkisi Şekil 3.3'te gösterilmiştir. Sıfır penetrasyon koşulu, kullanılan kısıtlama uygulama yöntemine bağlı olarak sıkı bir şekilde uygulanabilir veya uygulanmayabilir. Yüzeyler temas ettiğinde, aralarında herhangi bir temas basıncı iletilebilir. Temas basıncı sıfıra düştüğünde yüzeyler ayrılır. Ayrılan yüzeyler, aralarındaki boşluk sıfıra düştüğünde tekrar birbirine temas eder (Şekil 3.3).



Şekil 3.3. Sert temas tanımında basınç-penetrasyon ilişkisi (Abaqus, 2020)

Kısıtlama uygulama yöntemi :

Temasta kısıtlama uygulama yöntemleri, bir fiziksel basınç-penetrasyon ilişkisinin getirdiği temas kısıtlamalarının bir analizde nasıl sayısal olarak çözümlendiğini belirlerler. Bu yöntemler, fiziksel basınç-penetrasyon ilişkilerini tam bir şekilde zorlayabilir veya yaklaşık olarak uygulayabilir.

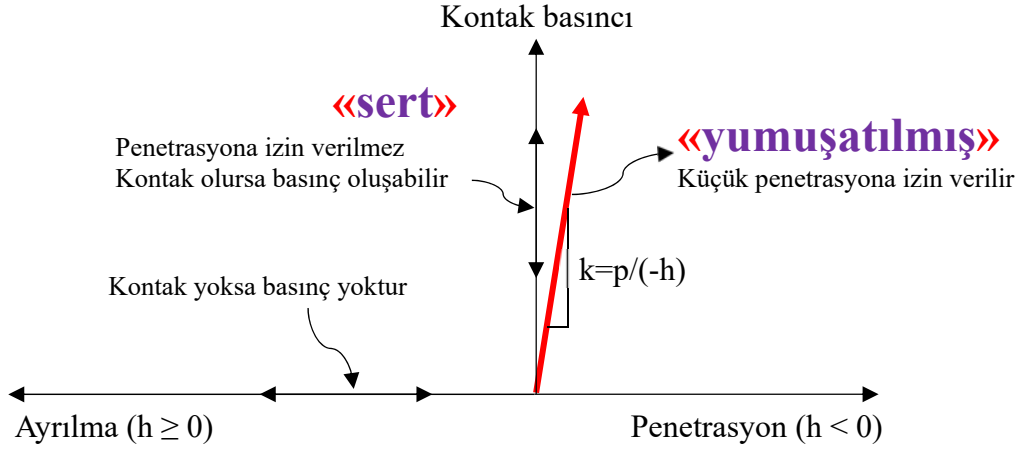
ABAQUS/Standard'da üç kontak kısıtlama uygulama yöntemi mevcuttur. Doğrudan yöntem, Ceza yöntemi ve Artırılmış Lagrange yöntemi.

Doğrudan yöntem, tahmin veya artımlı iterasyonların kullanılmadan, kısıtlama başına verilen bir basınç-penetrasyon davranışını kesin/tam olarak uygulamaya çalışır. Bu durumda, Lagrange çarpanları her zaman kullanılır. Temas kısıtlamalarının sıkı bir şekilde uygulanması nedeniyle, doğrudan uygulama yöntemini kullanan sert temas simülasyonları aşırı kısıtlama sorunlarına açıktır.

Ceza yöntemi sert temasın katı bir yaklaşımıdır (Şekil 3.4). Bu yöntem sert basınç-penetrasyon davranışını tahmin etmeye çalışır. Bu yöntemle temas kuvveti penetrasyon mesafesi ile orantılıdır, bu nedenle bir miktar penetrasyon meydana gelecektir. Ceza yönteminin avantajları şu şekilde sıralanabilir:

- * Ceza yöntemiyle ilişkili sayısal yumuşama, aşırı kısıtlama sorunlarını azaltabilir ve bir analizde gereken iterasyon sayısını azaltabilir.

- * Ceza yöntemi, Lagrange çarpanları kullanılmayacak şekilde gerçekleştirilebilir ve böylece daha iyi çözüm verimliliği elde edilebilir.



Şekil 3.4. Ceza yöntemiyle kontak tanımlamasında basınç-penetrasyon ilişkisi (Abaqus, 2020)

Artırılmış Lagrange yöntemi ise ceza yöntemiyle aynı tür yaklaşımı kullanır, ancak aynı zamanda yaklaşımın doğruluğunu artırmak için artırma iterasyonlarını kullanır. İşlem sırası ise şu şekilde özetlenebilir. Ceza yöntemiyle yakınsayan bir çözüm bulunur. Bağımlı düğüm, ana yüzeye belirli bir penetrasyon toleransından daha fazla penetre ederse, temas basıncı "arttırılır" ve yakınsama tekrar elde edilene kadar başka bir iterasyon serisi uygulanır. Temas basıncı arttırmaya ve gerçek penetrasyon verilen toleransdan daha az olana kadar karşılık gelen yakınsak çözüm bulmaya devam edilir. Varsayılan penetrasyon toleransı, aşağıdaki durumlar dışında karakteristik arayüz uzunluğunun % 0.1'i kadardır.

- Eğer 1.0'den daha küçük bir ceza rijitliği ölçeklendirme faktörü (f_k) belirlenirse, varsayılan penetrasyon toleransı otomatik olarak $1/f_k$ faktörüyle (1.0'den büyük veya ona eşit olacak şekilde) ölçeklendirir.
- Sonlu kayma, yüzeyden yüzeye temas için varsayılan penetrasyon toleransı, önceki madde işaret noktasında tartışılan ölçeklemeye tabi olarak karakteristik arayüz uzunluğunun yüzde beşidir (% 5).

Artırılmış Lagrange yöntemi için varsayılan ceza rijitliğinin, altındaki temsili eleman rijitliğinin 1000 katıdır. Ceza rijitliği temsili eleman rijitliğinin 1000 katını aşarsa, artırılmış Lagrange yöntemi için Lagrange çarpanları kullanılır; aksi takdirde, Lagrange çarpanları kullanılmaz. Bu nedenle, Lagrange çarpanları, varsayılan ceza rijitliği ile artırılmış Lagrange yöntemi için kullanılmaz. Kontak kısıtlamalarını uygulamak için Lagrange çarpanlarını kullanmak çözüm maliyetine önemli ölçüde katkıda bulunabilir, ancak aynı zamanda yüksek bir temas rijitliği etkin olduğunda meydana gelebilecek kötü koşullandırma ile ilgili sayısal hatalara karşı da koruma sağlar. Kısıtlama uygulama yöntemlerinde Lagrange çarpanlarının kullanım koşulları Çizelge 3.2’de verilmektedir.

Çizelge 3.1. Temas formülasyonu karakteristiklerinin karşılaştırılması (Abaqus, 2020)

Karakteristik	Temas Formülasyonu			
	Düğümünden yüzeye		Yüzeyden yüzeye	
	Sonlu-kayma	Küçük-kayma	Sonlu-kayma	Küçük-kayma
Varsayılan olarak kabuk kalınlığını hesaba katma	Hayır	Evet	Evet	Evet
Kendi kendine temasa (Self contact) izin verme	Evet	Hayır	Evet	Hayır
Çift taraflı (Double sided) yüzeylere izin verme	Sadece bağımlı yüzey	Sadece bağımlı yüzey	Evet ¹	Evet
Varsayılan olarak yüzey düzleştirme (smoothing)	Ana yüzeyin bir miktar düzleştirme	Bağlantı noktaları için evet; her kısıtlama ana yüzeyin düz yaklaşımını kullanır	Hayır	Bağlantı noktaları için evet; her kısıtlama ana yüzeyin düz yaklaşımını kullanır
Varsayılan kısıtlama uygulama yöntemi	3B kendi kendine kontak için Augmented Lagrange metodu; olmazsa, direkt metod	Direkt metod	Penalty metodu	Direkt metod
Sürtülmeli ofset referans yüzeyleri için moment dengesini sağlama	Hayır	Hayır	Evet	Evet

¹Çift yönlü ana yüzeylere, yalnızca path tabanlı izleme algoritması kullanılırsa, sonlu kayma, yüzeyden yüzeye formülasyona ile izin verilir

Çizelge 3.2. Kısıt uygulama yöntemlerinde Lagrange çarpanlarının kullanımı (Abaqus, 2020)

Kısıtlama yöntemi	Lagrange çarpanları kullanımı	
	Evet	Hayır ¹
Direk, sert temas	Her zaman	Hiçbir zaman
Direk, eksponansiyel yumuşama teması	Eğer $k > 1000 k_e$	Eğer $k \leq 1000 k_e$
Direk, lineer yumuşama teması	Eğer $k > 1000 k_e$	Eğer $k \leq 1000 k_e$
Direk, çizelgesel(tabular) yumuşama teması	Eğer $k > 1000 k_e$	Eğer $k \leq 1000 k_e$
Penalty (Ceza), sert temas	Eğer $k_{penalty} > 1000 k_e$	Eğer $k_{penalty} \leq 1000 k_e$
Augmented Lagrange, sert temas	Eğer $k_{penalty} > 1000 k_e$	Eğer $k_{penalty} \leq 1000 k_e$
<i>k</i> : Basınç-penetrasyon ilişkisi eğimi		
<i>k_e</i> : Penalty rijitliği		
<i>k_{penalty}</i> : Altındaki elemanın rijitliği		

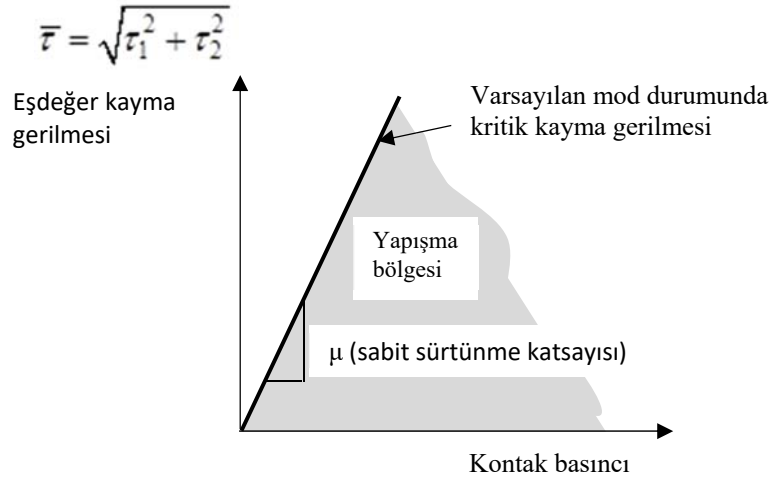
¹Lagrange çarpanları, kısıtlama uygulama yöntemi veya rijitliğine bakılmaksızın, aşağıdaki durumlarda daima kullanılır: tasarım duyarlılık analizleri, doğrudan kararlı durum dinamiği analizleri, yarı Newton yöntemini kullanan analizler.

3.2.2. Sürtünme davranışının tanımlanması

Temas eden cisimler arasındaki sürtünme olarak bilinen ilişki, genellikle cisimlerin ara yüzündeki gerilmeler cinsinden ifade edilmektedir. ABAQUS programında mevcut olan sürtünme modelleri klasik Coulomb sürtünme modellerini içermektedir. Coulomb modeli genel haliyle sürtünme katsayısının kayma oranı, temas (kontakt) basıncı, kontakt noktasındaki ortalama yüzey sıcaklığı ve alan değişkenleri ile tanımlanmasına olanak sağlar. ABAQUS'teki klasik Coulomb sürtünme modelini tanımlamanın iki yolu vardır. Varsayılan modelde sürtünme katsayısı, eşdeğer kayma hızı ve temas basıncının bir fonksiyonu olarak tanımlanır. Alternatif olarak, statik ve kinetik sürtünme katsayıları doğrudan belirlenebilmektedir.

Klasik Coulomb sürtünme modelinin temel mantığı, bir arayüz boyunca izin verilen maksimum sürtünme (kayma) gerilmesini temas eden cisimler arasındaki temas basıncına bağlamaktır. Coulomb sürtünme modelinde, temas eden iki yüzey birbirine göre kaymaya başlamadan önce ara yüzlerinde belli bir büyüklükte kayma gerilmeleri taşıyabilir; bu duruma yapışma (Sticking) denir. Coulomb sürtünme modeli, yüzeylerin kaymasının yüzeyler arasındaki temas basıncının (p) bir kısmı (oranı) olarak başladığı bu kritik kesme/kayma gerilmesini tanımlar ($\tau_{crit} = \mu p$). Yapışma/kayma hesaplamaları bir noktanın yapışmadan kaymaya veya kaymadan yapışmaya ne zaman geçtiğini belirler. Bu oran (μ), sürtünme katsayısı olarak bilinir.

Temel sürtünme modeli, sürtünme katsayısının tüm yönlerde aynı olduğunu varsayar (izotropik sürtünme). Üç boyutlu bir simülasyon için, iki cisim arasındaki arayüz boyunca τ_1 ve τ_2 kayma gerilmelerinin iki dikey bileşeni vardır. Bu bileşenler, temas yüzeyleri veya temas elemanları için lokal teğet yönlerinde hareket eder. Model, yapışma/kayma hesaplamaları için iki kayma gerilmesi bileşenini “eşdeğer kayma gerilmesi” ($\bar{\tau}$) olarak birleştirir ($\bar{\tau} = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2}$). Ek olarak, iki kayma hızı bileşeni de eşdeğer bir kayma oranında ($\dot{\gamma}_{eq}$) birleştirilir ($\dot{\gamma}_{eq} = \sqrt{\dot{\gamma}_1^2 + \dot{\gamma}_2^2}$). Yapışma/kayma hesaplamaları temas basıncı-kayma gerilme düzleminde bir noktanın yapışmadan kaymaya dönüştüğü bir yüzeyi tanımlar (Şekil 3.5).

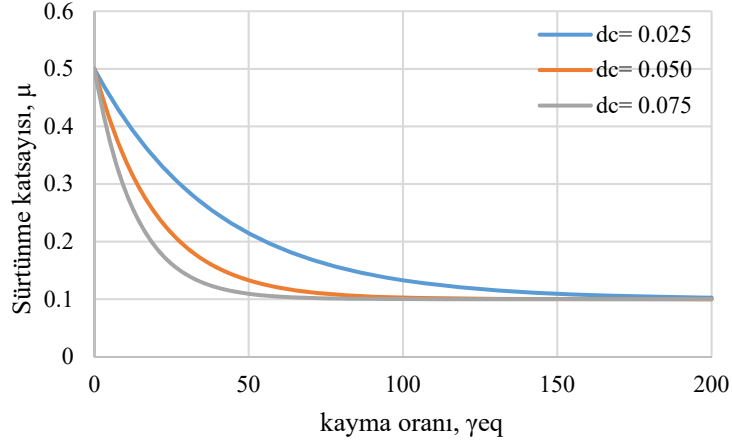


Şekil 3.5. Coulomb sürtünme modelinde kayma bölgesi (Abaqus, 2020)

Ayrıca, Coulomb modeli, eksponansiyel bir eğri tarafından tanımlanan yumuşak geçiş bölgesi ile statik ve kinetik sürtünme katsayısı tanımlama seçeneği de sunmaktadır. Deneysel veriler, yapışma durumundan kaymanın başlatılmasına karşı çıkan sürtünme katsayısının, belirlenen kaymaya karşı çıkan sürtünme katsayısından farklı olduğunu göstermektedir. Birincisi tipik olarak "statik" sürtünme katsayısı olarak adlandırılırken ikincisi "kinetik" sürtünme katsayısı olarak adlandırılır. Tipik olarak, statik sürtünme katsayısı kinetik sürtünme katsayısından daha yüksektir. Varsayılan modelde statik sürtünme katsayısı sıfır kayma hızında verilen değere karşılık gelirken kinetik sürtünme katsayısı en yüksek kayma hızında verilen değere karşılık gelir. Statik ve kinetik sürtünme arasındaki geçiş, ara kayma oranlarında verilen değerlerle tanımlanır. Bu modelde statik ve kinetik sürtünme katsayıları temas basıncı, sıcaklık ve alan değişkenlerinin fonksiyonları olabilir. ABAQUS ayrıca statik ve kinetik sürtünme katsayısını doğrudan belirlemek için bir model sağlar. Bu modelde, sürtünme katsayısının, statik değerden aşağıdaki formüle göre kinetik değere eksponansiyel azaldığı varsayılmaktadır (Şekil 3.6).

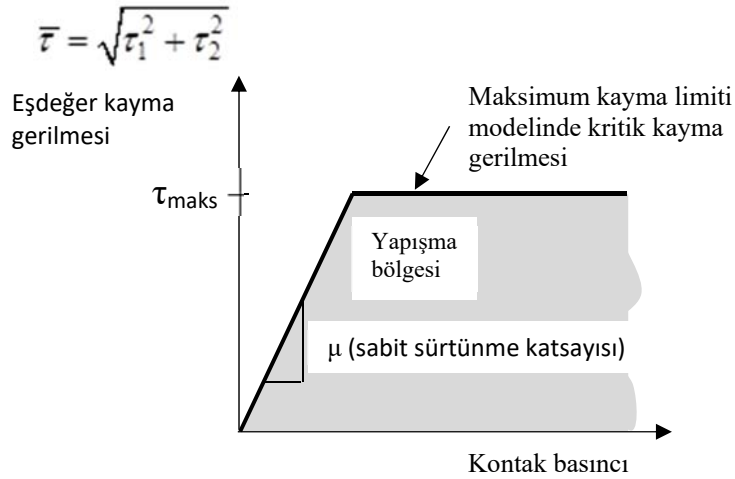
$$\mu = \mu_k + (\mu_s - \mu_k)e^{-d_c \dot{\gamma}_{eq}} \quad (3.3)$$

Burada μ_k kinetik sürtünme katsayısını, μ_s statik sürtünme katsayısını, d_c kullanıcı tanımlı azalım katsayısını temsil etmektedir (Oden ve Martins, 1985).



Şekil 3.6. Ekspansiyel azalım sürtünme modeli

Sürtünme modelleri, yüzeyler kaymaya başlamadan önce arayüz tarafından taşınabilecek maksimum kesme/kayma gerilmesi değeri olan bir kayma gerilmesi sınırının uygulanmasına izin verir. İsteğe bağlı bir eşdeğer kayma gerilmesi limiti tanımlanabilir böylece temas basıncı gerilmesinin büyüklüğünden bağımsız olarak, eşdeğer kayma gerilmesinin büyüklüğü bu değere ulaşırsa kayma meydana gelir (Şekil 3.7)



Şekil 3.7. Maksimum kayma limiti sürtünme modelinde kritik kayma gerilmesi (Abaqus, 2020)

Bu kayma gerilmesi limiti tipik olarak temas basıncı gerilmesinin çok büyük olabileceği durumlarda (bazı imalat işlemlerinde olduğu gibi) ortaya çıkar ve Coulomb teorisinin temas yüzeyi altındaki malzemede akma gerilmesini aşan arayüzde kritik bir kayma gerilmesi sağlanmasına sebep olur. Maksimum kayma gerilmesinin üst limiti için kabul edilebilir değer $\sigma_y / \sqrt{3}$ olarak verilebilir ancak deneysel sonuçlar yardımıyla belirlenmesi en doğru çözüm olacaktır. Burada σ_y yüzeye bitişik malzemenin Mises akma gerilmesini temsil etmektedir.

3.2.3. Tanımlanabilecek etkileşim türleri

Zemin-kazık etkileşiminde kullanılan önemli terimler açıklandıktan sonra zemin-kazık ara yüzeyinde tanımlanabilecek etkileşim türleri ele alınabilir. Sonlu eleman analizlerinde kullanılan ABAQUS paket programının etkileşim kütüphanesi zemin-kazık etkileşimini tanımlamak için çeşitli etkileşim türlerinin tanımlanabilmesine olanak sağlamaktadır. Kullanıcı kılavuzunda yapılan incelemeler ve literatürde yapılan araştırmalarda ABAQUS sonlu elemanlar programı ile kullanılabilecek zemin-kazık etkileşim türleri aşağıda açıklanmaktadır.

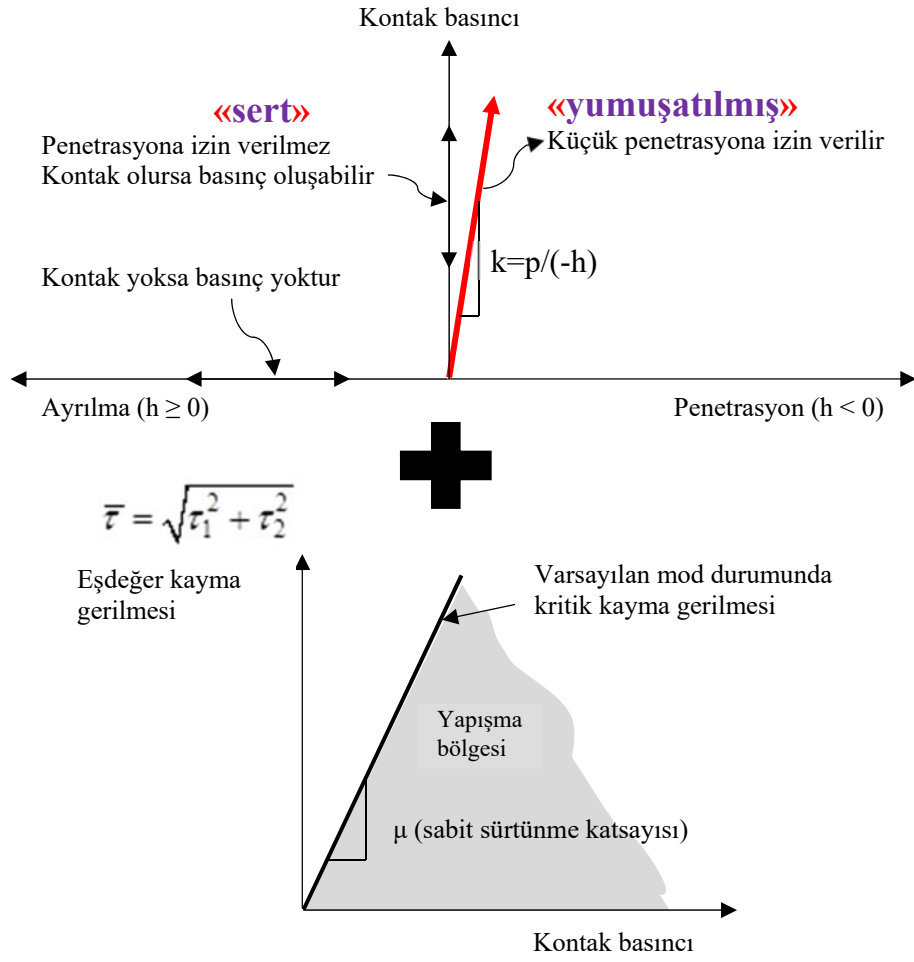
1. Gömülü bölge (Embedded region): Bu etkileşim türünde kazığın zemin içine gömülü olduğu ve zemin ile kazığın ötelenme ve boşluk suyu basıncı serbestlik derecelerinin aynı olduğu kabul edilmektedir. Gömülü elemanların dönme serbestliğine sahip olmalarına izin verilir, ancak bu döndürmeler gömme tarafından kısıtlanmaz. Gömülü elemanların gömme nedeniyle dış (serbest) yüzeyi yoktur. Sonuç olarak, yüzleri genel kontakla modellenen etkileşimler için otomatik olarak tanımlanan tamamen kendiliğinden yüzeyin bir parçası değildir. Ayrıca, bu elemanlara dayalı yüzey tanımlarında yüzey tanımlayıcı açıkça belirtilmelidir. Bu şekilde oluşturulan modelde zemin katı eleman olarak modellenirken kazık çerçeve eleman olarak tanımlanmaktadır.

2. Tam temas (Tie Constraint): Bu etkileşim, öteleme ve dönme hareketinin yanı sıra diğer tüm aktif serbestlik derecelerini bir çift yüzey için eşit hale getirmek için kullanılmaktadır. Varsayılan olarak, düğümler yalnızca yüzeylerin birbirine yakın olduğu yerlerde bağlanır. Kısıtlamadaki yüzey, bağımlı yüzey olarak tanımlanır; diğer yüzey ise

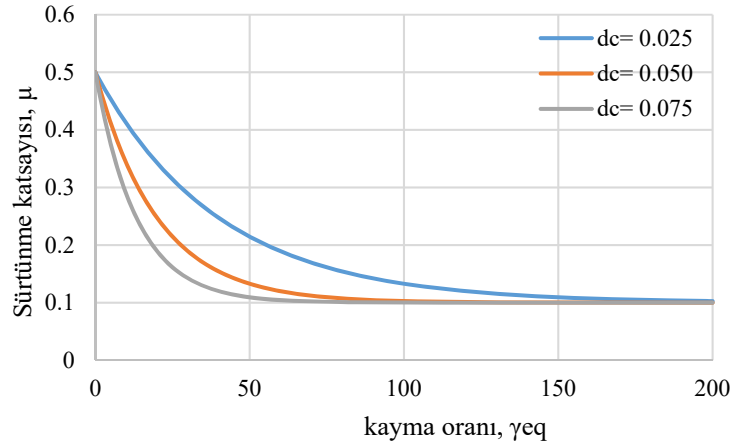
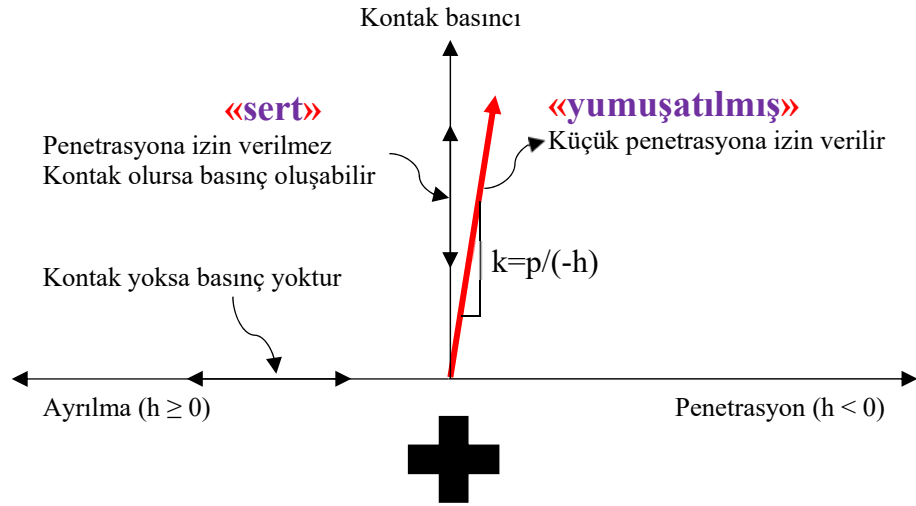
ana yüzeydir. Bu şekilde oluşturulan modelde zemin ve kazık katı eleman olarak modellenmektedir.

3. Statik etkileşim: Bu etkileşim türünde kazık ve zemin arasında kayma ve yapışma/ayrılma davranışı dikkate alınabilmektedir. Bu etkileşim türünde kazık-zemin etkileşimi ceza yöntemi ile birlikte normal temas ve sürtünme davranışı şeklinde tanımlanmaktadır (Şekil 3.8). Sürtünme davranışında sadece statik sürtünme katsayısı dikkate alınmaktadır. Bu şekilde oluşturulan modelde zemin ve kazık katı eleman olarak modellenmektedir.

4. Statik ve kinetik etkileşim: Bu etkileşim türünde kazık ve zemin arasında kayma ve yapışma/ayrılma davranışı dikkate alınabilmektedir. Bu etkileşim türünde zemin-kazık etkileşimi ceza yöntemi ile birlikte normal temas ve sürtünme davranışı şeklinde tanımlanmaktadır (Şekil 3.9). Sürtünme davranışında statik sürtünme kuvvetine ek olarak kinetik sürtünme kuvveti de tanımlanmaktadır. Bu modelde, sürtünme katsayısının, statik değerden kinetik değere eksponansiyel azaldığı varsayılmaktadır (Şekil 3.6). Bu şekilde oluşturulan modelde zemin ve kazık katı eleman olarak modellenmektedir.



Şekil 3.8. Normal kontak ile sürtünme davranışının tanımlanması (Abaqus, 2020)

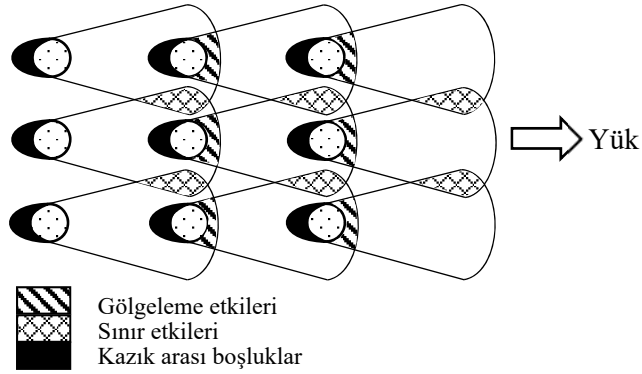


Şekil 3.9. Normal kontak ile sürtünme davranışının tanımlanması (Abaqus, 2020)

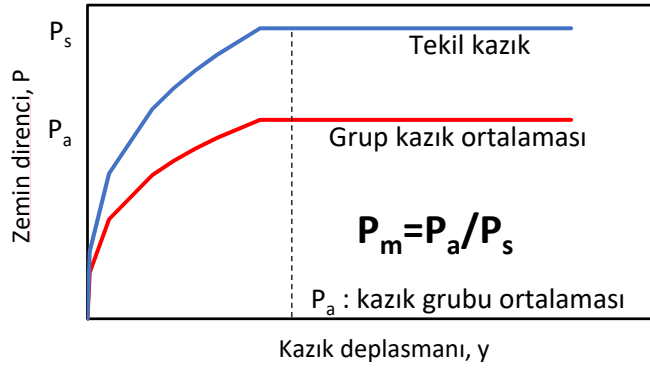
3.3. Grup Kazıklarda P-çarpmanı

Yumuşak killi zeminler için Matlock (1970) ve kumlu ve sert killi zeminler için Reese ve ark. (1974, 1975) tarafından ortaya atılan P-Y yöntemi yanal yüklü tekil kazık analizleri için gerçekçi sonuçlar vermektedir (McVay ve diğerleri, 1998). Ancak grup kazıkların davranışı dikkate alındığında P-Y yönteminin deneysel sonuçlardan saptığı anlaşılmıştır. Kumlu zeminlerde bulunan grup kazıklarda yapılan çalışmada (Brown ve diğerleri, 1988) ön sıradaki kazıkların grup yükünün büyük kısmını taşıdığı ve tekil kazığa yakın davranış sergilediği ortaya çıkmıştır. Ayrıca, P-Y yönteminin grup kazıklarda uygulanabilmesi için zemin direncinin (p) özellikle arka sıradaki kazıklarda gölgeleme etkisinden dolayı azaldığı ortaya konulmuştur (Şekil 3.10). Bu azalmayı ifade etmek için grup kazıklarda zemin direncinin (p) bir katsayı ile çarpılması önerilmiştir. Grup etkisinden kaynaklanan

zemin direncindeki azalmayı temsil etmek için kullanılabilir en uygun yolun p-çarpanı olduğu belirtilmiştir. Bu çarpan bir sıradaki kazıkların ortalamasının tekil kazığın ortalamasına bölünmesiyle elde edilmektedir (Şekil 3.11). Her ne kadar gölgeleme etkisini dikkate almak için y-çarpanı tanımı öne sürülse de literatürde kullanımı kısıtlı kalmıştır.



Şekil 3.10. Grup kazıklarda gölgeleme etkisi (Walsh, 2005)



Şekil 3.11. Grup kazıklarda p-çarpanı kavramı

Bu çalışmalardan sonra p-çarpanı ile ilgili araştırmalar hız kazanmış, kumlu ve killi zeminlerde birçok gerçek boyutlu ve santrifüj deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmalarda farklılıklar bulunmasına rağmen elde edilen verilerden önemli sonuçlar ortaya çıkmıştır. Literatürde yapılan çalışmalardan en çok kabul görülenleri Çizelge 3.3'te verilmiştir. Bu çalışmalara ek olarak, literatürde p-çarpanının belirlenebilmesi için farklı denklemler önerilmiştir (AASHTO, 2017; Reese, Wang, Arrellaga, Hendrix ve

Vasquez, 2019; K. Rollins ve diğeri, 2003). Bu denklemler genellikle kazık aralığına, kazık çapına ve kazık sırasına bağlıdır. Diğeri yandan, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (AFAD, 2019) de lineer bir denklem önermiştir. Bu denklem aşağıda verilmiştir.

$$\beta_G = 0.2[(1-\beta_{G1})^s - (1-6\beta_{G1})] \quad (3.4)$$

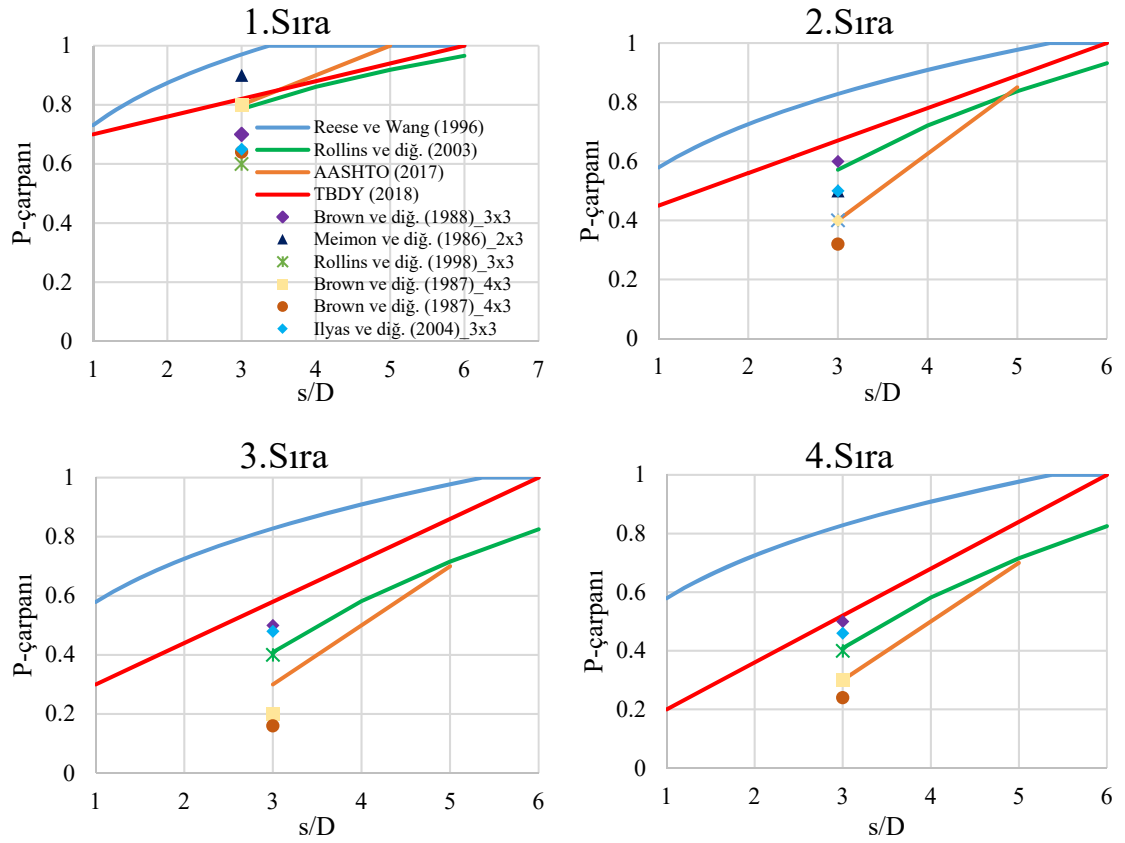
Denklemden, s gözönüne alınan doğrultuda kazık sıraları arası uzaklığının kazık çapına oranını, β_{G1} ise her bir kazık sırası için farklı olarak uygulanacak bir katsayıyı göstermektedir. Sadece-basınç yaylarına uygulanmak üzere yanal basınca maruz en öndeki kazık sırası için $\beta_{G1} = 0.7$, onun arkasındaki ikinci kazık sırası için $\beta_{G1} = 0.45$, üçüncü kazık sırası için $\beta_{G1} = 0.3$, dördüncü ve daha arkadaki bütün kazık sıraları için ise $\beta_{G1} = 0.2$ alınacaktır. Ters yöndeki yer değiştirmeler için bu katsayılar aynı kazıklara ters sıra ile uygulanacaktır. $s > 6$ için $\beta_G = 1$ alınacaktır. Bütün çalışmaları grafik üzerinde görmek sonuçları daha doğru bir şekilde değerlendirmemizi sağlayacaktır. Killi zeminler için önerilen değerler Şekil 3.12’de görülmektedir. Şekil incelendiğinde yönetmeliğimizde (AFAD, 2019) önerilen denklemin her sıradaki P-çarpanı için optimum değerler verdiği anlaşılmaktadır. GROUP (Reese ve diğeri, 2019) programında kullanılan denklem üst sınırdaki değerler verirken, Rollins ve ark. (2003) tarafından önerilen denklem alt sınırdaki değerleri vermektedir. Kumlu zeminler için önerilen değerler Şekil 3.13’te görülmektedir. Şekil incelendiğinde killi zeminlere benzer şekilde yönetmeliğimizde (AFAD, 2019) önerilen denklemin her sıradaki P-çarpanı için optimum değerler verdiği anlaşılmaktadır. GROUP (Reese ve diğeri, 2019) programında kullanılan denklem üst sınırdaki değerler verirken, Rollins ve diğeri (2003) tarafından önerilen denklem alt sınırdaki değerler vermektedir. Grafiklerde kullanılan denklemler Çizelge 3.4’te verilmiştir. Bu denklemlerde s kazıklar arası mesafe ve d kazık çapını ifade etmektedir.

Çizelge 3.3. Killi ve kumlu zeminler için önerilen p-çarpanı değerleri

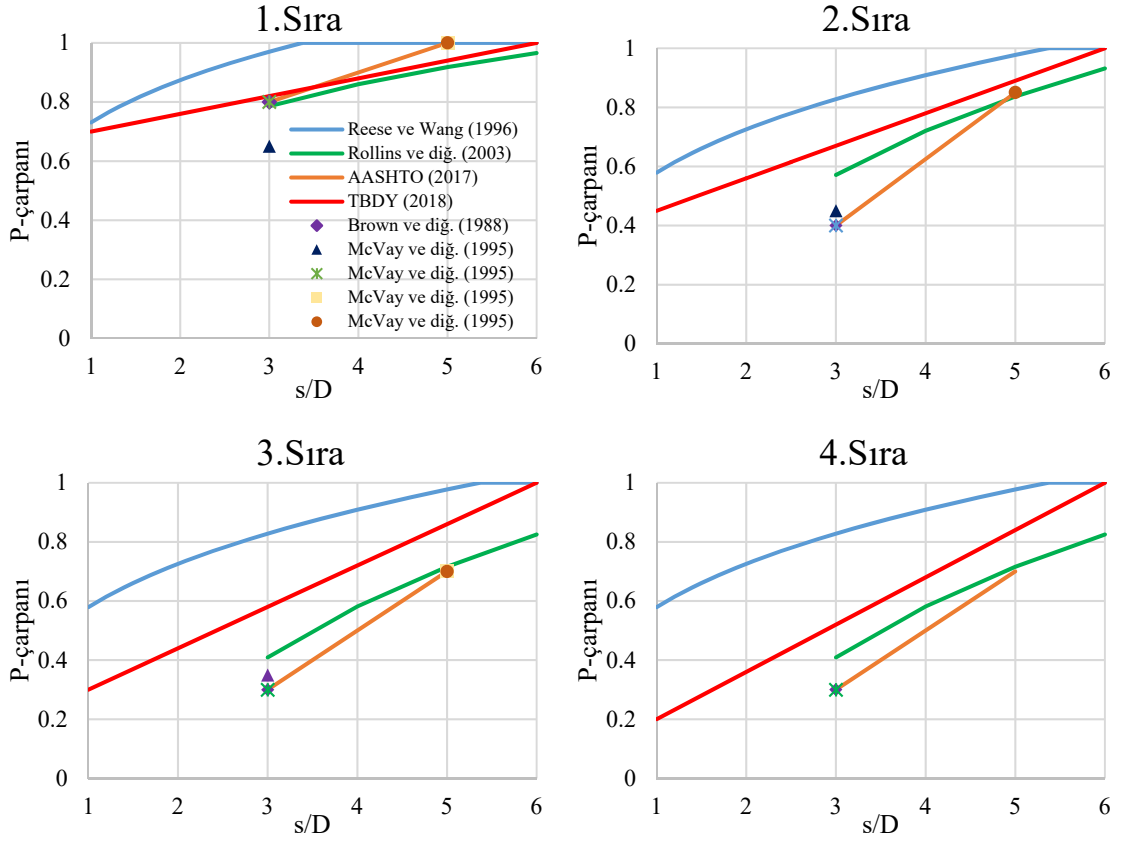
Aralık	Düzen	P-çarpanı							Maksimum Deplasman	Referans	Başlık durumu	Test türü	Zemin türü
		1.sıra	2.Sıra	3.sıra	4.Sıra	5.Sıra	6.Sıra	7.Sıra					
3	3x3	0.7	0.6	0.5					0.23d	Brown ve diğ. (1988)	Serbest	Full scale	Sert kil
3	2x3	0.9	0.5							Meimon ve diğ. (1986)	Serbest	Full scale	Sert siltli kil
3	3x3	0.6	0.4	0.4					0.19d	Rollins ve diğ. (1998))	Serbest	Full scale	Killi silt
3	4x3	0.8	0.4	0.2	0.3				0.51d	Brown ve diğ. (1988)	Sabit	Full scale	Yumuşak kil
3	4x3	0.64	0.32	0.16	0.24				0.20d	Brown ve diğ. (1988)	Sabit-Serbest	Full scale	Kumlu kil
3	3x3	0.65	0.5	0.48					0.5d	Ilyas ve diğ. (2004)	Serbest	Centrifuge	Kaolin kil
3	4x4	0.65	0.49	0.42	0.46				0.5d	Ilyas ve diğ. (2004)	Serbest	Centrifuge	Kaolin kil
3	3x3	0.8	0.4	0.3					0.23d	Brown ve diğ. (1988)	Serbest	Full scale	Orta sıkı kum
3	3x3	0.65	0.45	0.35					0.16d	McVay ve diğ. (1995)	Serbest	Centrifuge	Orta gevşek kum
3	3x3	0.8	0.4	0.3					0.18d	McVay ve diğ. (1995)	Serbest	Centrifuge	Orta sıkı kum
5	3x3	1	0.85	0.7					0.18d	McVay ve diğ. (1995)	Serbest	Centrifuge	Orta gevşek kum
5	3x3	1	0.85	0.7					0.20d	McVay ve diğ. (1995)	Serbest	Centrifuge	Orta sıkı kum
3	4x4	0.8	0.7	0.3	0.3				0.1d	Ruesta ve Townsend (1997)	Serbest	Full scale	Gevşek kum
3	3x3	0.8	0.4	0.3					0.2d	McVay ve diğ. (1998)	Başlıklı	Centrifuge	Orta sıkı kum
3	4x3	0.8	0.4	0.3	0.3				0.26d	McVay ve diğ. (1998)	Başlıklı	Centrifuge	Orta sıkı kum
3	5x3	0.8	0.4	0.3	0.2	0.3			0.27d	McVay ve diğ. (1998)	Başlıklı	Centrifuge	Orta sıkı kum
3	6x3	0.8	0.4	0.3	0.2	0.2	0.3		0.26d	McVay ve diğ. (1998)	Başlıklı	Centrifuge	Orta sıkı kum
3	7x3	0.8	0.4	0.3	0.2	0.2	0.2	0.3	0.26d	McVay ve diğ. (1998)	Başlıklı	Centrifuge	Orta sıkı kum

Çizelge 3.4. Grafiklerde kullanılan denklemler

Referans	Denklem
Reese ve diğerleri (2019)- Ön sıra	Eğer $1 \leq s/d \leq 5.37$ ise $0.5791(s/d)^{(0.3251)}$ Eğer $s/d > 5.37$ ise 1.0
Reese ve diğerleri (2019)- arka sıra	Eğer $1 \leq s/d \leq 3.37$ ise $0.7309(s/d)^{(0.2579)}$ Eğer $s/d > 3.37$ ise 1.0
Rollins ve diğerleri (2003)	1.Sıra: $0.26 \ln(s/d) + 0.5$ 2.Sıra: $0.521 \ln(s/d)$ 3.sıra: $0.601 \ln(s/d) - 0.25$
AASHTO (2017)	$s/d=3$ ise 1.sıra=0.8; 2.sıra=0.4; 3.sıra=0.3 $s/d=5$ ise 1.sıra=1; 2.sıra=0.85; 3.sıra=0.7

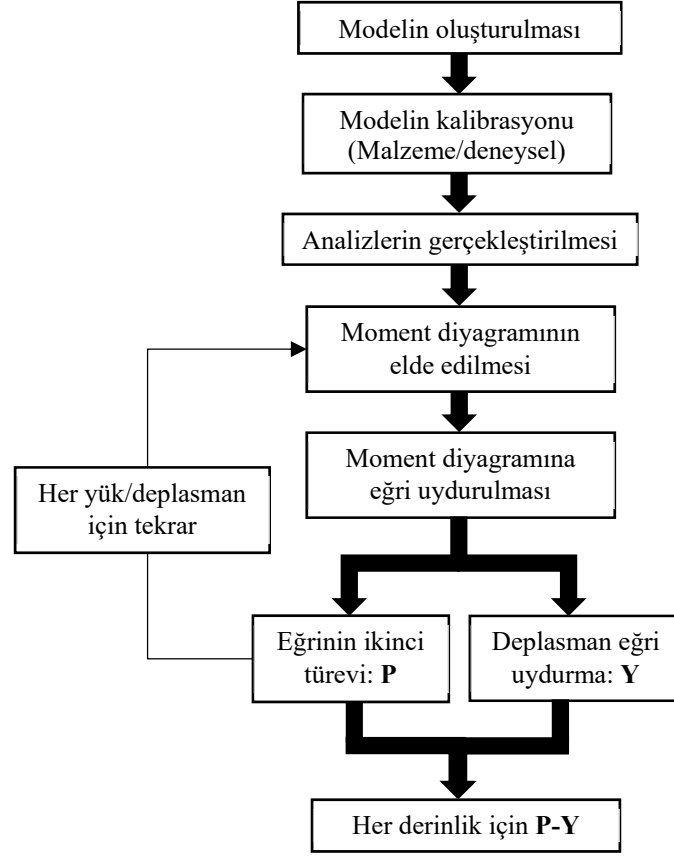


Şekil 3.12. Killi zeminler için önerilen P-çarpmanlarının görünümü



Şekil 3.13. Kumlu zeminler için önerilen P-çarpanlarının görünümü

Bu çalışmalar ışığında yapılacak parametrik çalışma için akış diyagramı oluşturulmuştur. Böylece yapılacak hesaplamalarda izlenecek işlem adımları kolaylıkla takip edilecektir. P-Y eğri takımlarının oluşturulmasında kullanılacak akış diyagramı Şekil 3.14'te verilmiştir.



Şekil 3.14. P-Y eğri takımlarının elde edilmesinde kullanılan akış diyagramı

4. BULGULAR ve TARTIŞMA

Bu bölümde eşdeğer doğrusal (EL) ve doğrusal olmayan (NL) zemin davranış analizleri (ZDA) ve kazıklı model analiz sonuçlarından elde edilen bulgular kapsamlı bir şekilde değerlendirilmektedir. Birinci altbölümde 1B ile 3B zemin davranış analiz sonuçları karşılaştırılmak suretiyle bulgular değerlendirilmiştir. İkinci altbölümde ise birinci altbölümde kalibrasyonu yapılan zemin modellerine kazıkların eklenmesiyle düşey yükler ve deprem yükleri altında tekil ve grup kazıklar için değerlendirmeler yapılmıştır. Üçüncü altbölümde ise yatay yükler altındaki tekil kazık ve dinamik yükler altındaki tekil ve 3x3 grup kazıklarda p-y eğrileri irdelenmiştir.

4.1. Zemin Davranış Analiz Sonuçları

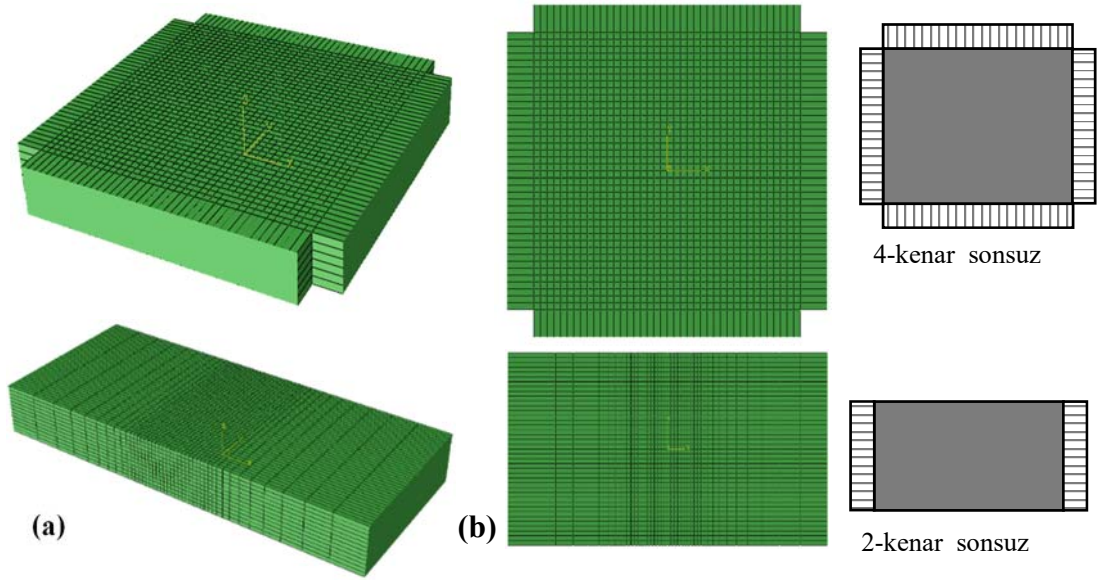
Yazar, 3B modeli doğrulamak için NL analizlerden önce EL analizleri yapmanın gerekli bir prosedür olduğunu vurgulamaktadır. Bu nedenle, bu tez kapsamında NL analizlerden önce, 1B ve 3B EL analizler gerçekleştirilmiş ve 3B sonlu eleman modeli, zemin kütlelerinin üst yüzeyinde hesaplanan tepki spektrumu dikkate alınarak 1B analiz sonuçları ile doğrulanmıştır.

Bu altbölümde 1B ve 3B ortamlarda yapılan analizler iki aşamada değerlendirilmiştir. Birinci aşamada EL analiz sonuçları, ikinci aşamada ise NL analiz sonuçları değerlendirilecektir.

4.1.1. Eşdeğer lineer analiz sonuçları

Bu bölümde oluşturulan 1B ve 3B modellerin EL analiz sonuçları değerlendirilmektedir. 3B model oluşturulurken yansıtmayan sınırlar (sonsuz elemanlar) ilk başta zeminin dört tarafına uygulanmış (Şekil 4.1), elde edilen sonuçlar 1B sonuçlarla karşılaştırılarak model doğrulanmıştır. Ardından, sonsuz elemanlar zeminin iki tarafına (sadece deprem doğrultusunda) uygulanmıştır (Şekil 4.1). Deprem bir doğrultuda uygulandığından sonuçların birbirinden farklı olmayacağı aşikârdır. Bu yüzden EL ve NL analizlerde iki kenarlı model kullanılmıştır. Böylece hesaplama maliyetinden de önemli oranda tasarruf edilmiştir.

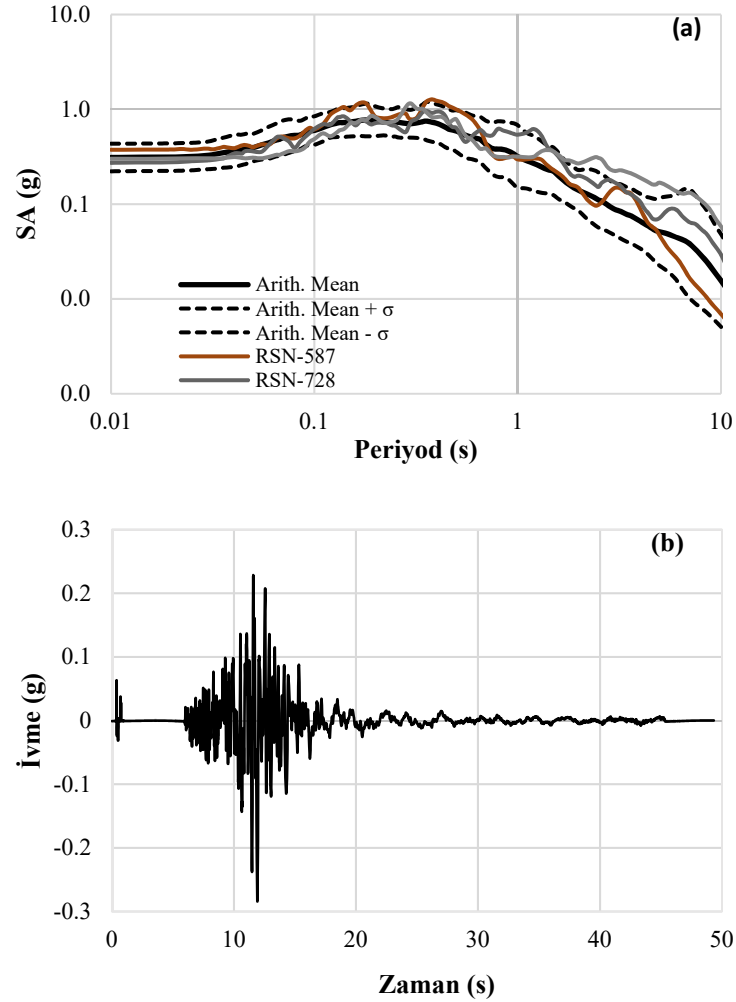
Diğer taraftan, sonsuz elemanların uzunluğunun ve model boyutlarının sistemin tepkisi üzerinde değişimlere sebep olabilir. Sınırlarda kullanılan sonsuz elemanların sistem tepkilerini değiştirmemesi için dikkate alınan alandan daha büyük boyutların seçilmesi gerekmektedir. Modelin boyutlarıyla birlikte sonsuz eleman uzunluğunda yanlış kullanım durumunda, sistemin tepkisinde önemli farklılıklar oluşabileceğini belirtmekte yarar vardır. Bu modelde sistem boyutları 200x200m seçilmiştir. Öte yandan, ağ boyutu hassasiyet analizleri sonucunda optimum ağ boyutları seçilmiştir. Genel anlamda dikkate alınan bölgede küçük boyutlar, sınırlara yaklaştıkça daha büyük boyutların seçilmesi sonuçlarda önemli farklılık yaratmadan hesaplama maliyetinde önemli oranda tasarruf sağlar. Bu çalışmada da modeller bu hassasiyet dikkate alınarak oluşturulmuştur.



Şekil 4.1. (a) 2-kenar ve 4-kenar sonsuz eleman 3B modelleri, (b) 2-kenar ve 4-kenar sonsuz eleman modelleri plan görünümü

Öte yandan deprem yer hareketi, Türkiye'de sıklıkla meydana gelen depremlerin özelliklerini yansıtan büyüklük (M_w) ve merkez üssü uzaklık (R) dikkate alınarak seçilmiştir. Faydan yaklaşık 15 km uzaklıkta, büyüklük aralığı 6.5-7.0 arasında ve olan toplam 19 deprem kaydı seçilmiştir. Yer hareketlerinin özellikleri Çizelge 4.1'de verilmiştir. Kuvvetli yer hareketi verileri NGA-west2 veri tabanından elde edilmiştir. İkinci olarak, 19 depremin aritmetik ortalamasına en yakın deprem, Şekil 4.2'de gösterildiği gibi ölçeklenmemiş davranış spektrumu dikkate alınarak analiz için

seçilmiştir. Şekil 4.2a'da sadece aritmetik ortalamaya en yakın ve aritmetik ortalama artı bir standart sapma (σ) ve aritmetik ortalama eksi bir standart sapma arasındaki tepki spektrumları verilmiştir. Bu iki aşamadan sonra, Yeni Zelanda-02'nin Matahina Dam istasyonundaki deprem kaydı, 3B sonlu elemanlar analizi için seçilmiştir. Bu depremin en yüksek yer ivmesi 0.284g ve büyüklüğü 6.6'dır. Depremin tepki spektrumu ve ivme-zaman geçmişi kaydı sırasıyla Şekil 4.2a ve 4.2b'de verilmiştir. Rayleigh sönüm teorisine göre, sönüm kütle orantılı (α) ve rijitlik orantılı (β) katsayılar ile belirlenmektedir. 1B EL analiz sonuçlarından elde edilen sönüm oranları 3B analizlerde uygulanmaktadır. 3B EL analizlerde kullanılmak üzere New Zealand-02 depremi Matahina istasyonu kaydı için kalibre edilen katsayılar ve sönüm oranları Çizelge 4.2'de verilmektedir.



Şekil 4.2. Matahina istasyonu (a) Spektral ivmesi (b) ivme-zaman eğrisi

Çizelge 4.1.Deprem yer hareketlerinin özellikleri

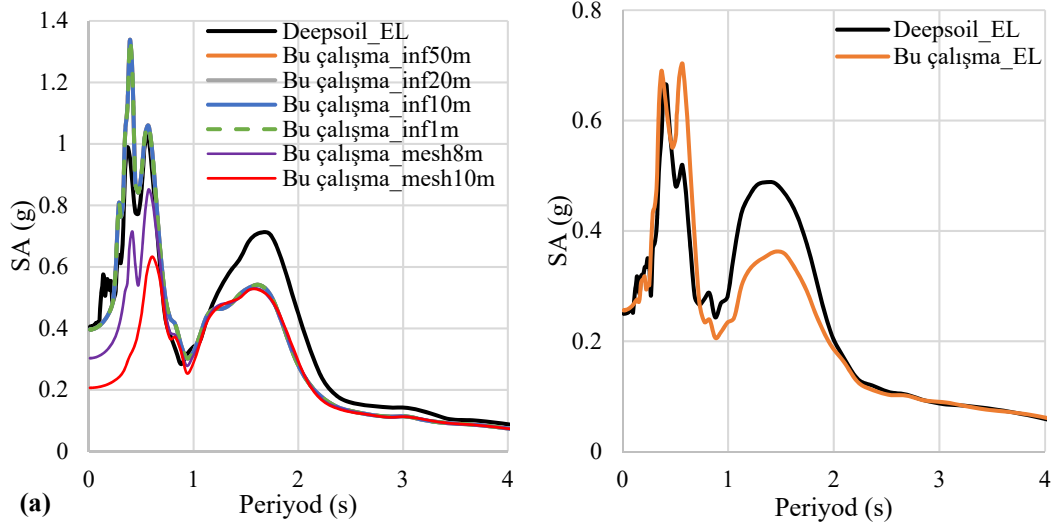
Record label	Earthquake Name	Year	Station Name	M_w	R_{jb} (km)	PGA (g)
RSN-125	Friuli-Italy-01	1976	Tolmezzo	6.5	14.97	0.357
RSN-164	Imperial Valley-06	1979	Cerro Prieto	6.53	15.19	0.168
RSN-167	Imperial Valley-06	1979	Compuertas	6.53	13.52	0.187
RSN-192	Imperial Valley-06	1979	Westmorland Fire Sta	6.53	14.75	0.076
RSN-587	New Zealand-02	1987	Matahina Dam	6.6	16.09	0.284
RSN-728	Superstition Hills-02	1987	Westmorland Fire Sta	6.54	13.03	0.172
RSN-768	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #4	6.93	13.81	0.161
RSN-801	Loma Prieta	1989	San Jose-Santa Teresa Hills	6.93	14.18	0.276
RSN-957	Northridge-01	1994	Burbank - Howard Rd.	6.69	15.87	0.112
RSN-3925	Tottori-Japan	2000	OKYH07	6.61	15.23	0.128
RSN-3933	Tottori-Japan	2000	SMN001	6.61	14.42	0.252
RSN-3934	Tottori-Japan	2000	SMN002	6.61	16.6	0.179
RSN-3954	Tottori-Japan	2000	SMNH10	6.61	15.58	0.230
RSN-4850	Chuetsu-oki-Japan	2007	Yoshikawaku Joetsu City	6.8	13.68	0.453
RSN-5618	Iwate-Japan	2008	IWT010	6.9	16.26	0.289
RSN-5812	Iwate-Japan	2008	Kitakami Yanagiharach	6.9	16.44	0.154
RSN-6886	Darfield-New Zealand	2010	Canterbury Aero Club	7	14.48	0.186
RSN-6960	Darfield-New Zealand	2010	Riccarton High School	7	13.64	0.190
RSN-6961	Darfield-New Zealand	2010	RKAC	7	13.37	0.167

Çizelge 4.2. Matahina istasyon kaydı için kalibre edilen sönüm oranları ve katsayıları

Özellik	Orta sıkı kum ($\phi=30^\circ$)	Kil (PI=50%)
Sönüm oranı, ζ (%)	20	9.6
G/G_{max}	0.16	0.42
Ortalama kayma şekildeğiştirme (%)	0.27	0.46
Kütle orantılı sönüm katsayısı, α	3.4272	0.8774
Rijitlik orantılı sönüm katsayısı, β	0.003858	0.003472

3B analizlerde kullanılacak parametreler belirlendikten sonra EL analizler gerçekleştirilmiştir. Analizler 30m derinliğe sahip homojen kil (PI = %50) ve orta sıkı kum ($\phi=30^\circ$) zemin üzerinde gerçekleştirilmiştir. Killi zeminin kayma dalgası hızı 100 m/s (TBDY'ne göre ZE zemin sınıfı), kumlu zeminin ise 183 m/s (TBDY'ne göre ZD zemin sınıfı) olarak elde edilmiştir. 1B analizlerde DEEPSOIL (Hashash ve diğerleri, 2017) paket programı, 3B analizlerde ise sonlu elemanlar programı ABAQUS kullanılmıştır (Abaqus, 2020). Sonuçlar, 3B ve 1B analizler zemin yüzeyindeki tepki spektrumları karşılaştırılarak değerlendirilmiştir. 1B analizlerde zemin 10 eşit tabakaya (her tabaka 3m) bölünmüştür. Böylece, her tabaka için kayma şekil değiştirme değerleri elde edilmektedir. Ancak, 3B analizlerde azaltılmış kayma modülü ve sönüm oranının hesaplanmasında bu tabakalardaki ortalama kayma şekil değiştirme değeri kullanılmıştır. Bu yüzden, 3B analiz sonuçlarının 1B sonuçların genel davranışı temsil etmesi beklenmektedir. Çalışmada, 1B sonuçlardan elde edilen kayma modülü ve sönüm değerleri herhangi bir değişim olmadan doğrudan 3B modele uygulanmıştır. Analizlerde zaman adımı 0.01 olarak dikkate alınmıştır. Kil ve Kum için 1B ve 3B EL analizlerden elde edilen ivme tepki spektrumları sırasıyla Şekil 4.3a ve b'de verilmektedir. Sonuçlar, sonsuz eleman uzunluğunun bu çalışma için sistemin tepkisinde bir etkisinin olmadığını göstermiştir. Ancak, zeminin yüksekliği, depremin frekans içeriği gibi parametrelerden etkilenebileceğini ifade etmekte yarar vardır. Bu tezin kapsamı dışında kaldığından bu konuya değinilmeyecektir. Bunlara ek olarak, 3B model için ağ boyutunun hassasiyeti irdelenmiştir. Şekil incelendiğinde, daha büyük boyutlar kullanıldığında sonuçlar ciddi oranda değişmekte, daha küçük ağ boyutlarında ise 1B sonuçlara daha yakın tepkiler elde edilmektedir (Şekil 4.3). Kil ve kum için elde edilen sonuçlar 3B sonlu elemanlar modelinin sistemin davranışını temsil edebildiğini ortaya koymaktadır. 3B modelin zemin

profilinin rezonans periyodunu yakaladığı görülmektedir. Eğer 1B analiz sonuçlarına daha yakın tepkiler arzulanıyorsa, zemin dinamik özelliklerinin (azaltılmış kayma modülü ve sönüm oranı) her bir tabaka için ayrı ayrı belirlenip 3B modelde uygulanması gerekmektedir.



Şekil 4.3. Sonuçların karşılaştırılması (a) Kil ($PI = 50\%$, $V_s = 100$ m/s), (b) Kum ($\phi = 30^\circ$, $V_s = 183$ m/s)

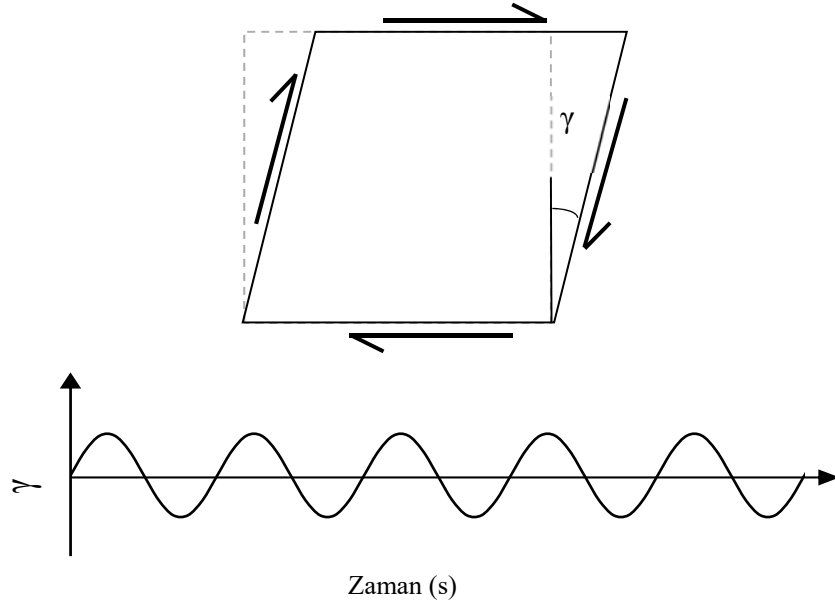
4.1.2. Doğrusal olmayan analiz sonuçları

Doğrusal olmayan analizler iki aşamada gerçekleştirilmiştir. Birinci aşamada kullanılan zemin modeline ait parametreler deneysel eğrilere göre basit kayma testi yardımıyla kalibre edilmektedir. İkinci aşamada ise geçerliliği EL analizler kullanılarak doğrulanan sonlu elemanlar modelinin doğrusal olmayan analizleri gerçekleştirilmektedir.

Malzeme modeli parametrelerinin kalibrasyonu

Model parametreleri nümerik olarak tersinir (tekrarlı, çevrimsel) yükler altında yapılan gerilme (kayma gerilmesi) kontrollü basit kayma testi yardımıyla kalibre edilmiştir (Şekil 4.4). Bu testlerde deneysel $G-\gamma$ eğri takımları dikkate alınarak kil ve kum için kalibrasyon gerçekleştirilmiştir. Plastisite indisinin (PI) birçok farklı zemin için en etkin parametrelerden biri olduğu yapılan çalışmada ortaya konulmuştur (Vucetic ve Dobry, 1991a). Bu sebeple bu çalışmada killi zeminler için PI ile değişen $G-\gamma$ eğri takımları

kullanılmıştır. Kumlu zeminler için ise yanal basınç (σ_v), içsel sürtünme açısı (ϕ), boşluk oranı (e), sükûnetteki toprak basınç katsayısı (K_o) ve doygunluk parametreleri dikkate alınarak kumun üst, orta ve alt sınır eğrileri elde edilmiştir (Seed ve Idriss, 1970). Kumlu zeminlerin kalibrasyonunda bu eğri takımları dikkate alınmıştır.

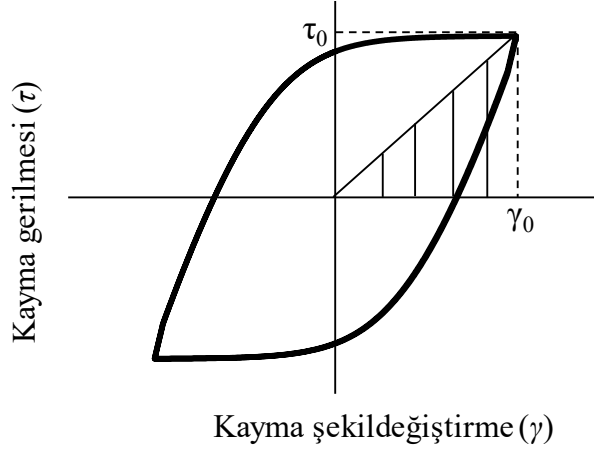


Şekil 4.4. Nümerik analizlerin kalibrasyonunda kullanılan basit kayma testi

Tersinir (tekrarlı, çevrimsel) yükler altında yapılan basit kayma analizlerinden sonra her bir kayma şekil değiştirme değeri için kayma modülündeki ($G-\gamma$) ve sönüm oranındaki ($\xi-\gamma$) değişimin belirlenebilmesi için sekant kayma modülü hesaplanmalıdır. Sekant kayma modülü, her bir kayma şekil değiştirme düzeyi için elde edilen maksimum kayma şekil değiştirilmesi ve maksimum kayma gerilmesi değerlerinden elde edilmektedir. Malzeme sönümü ise tersinir (tekrarlı, çevrimsel) basit kayma test sonuçlarından elde edilen kayma gerilmesi – kayma şekil değiştirilmesi eğrisinden aşağıdaki denklem ile hesaplanabilir.

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (4.1)$$

Bu denklemde, ΔW bir döngüdeki sönmölen enerjiyi (eğrinin içinde kalan alan) temsil ederken, W başlangıç yüklemesi boyunca depolanan enerjiyi (taralı üçgenin alanı) tanımlamaktadır (Şekil 4.5).



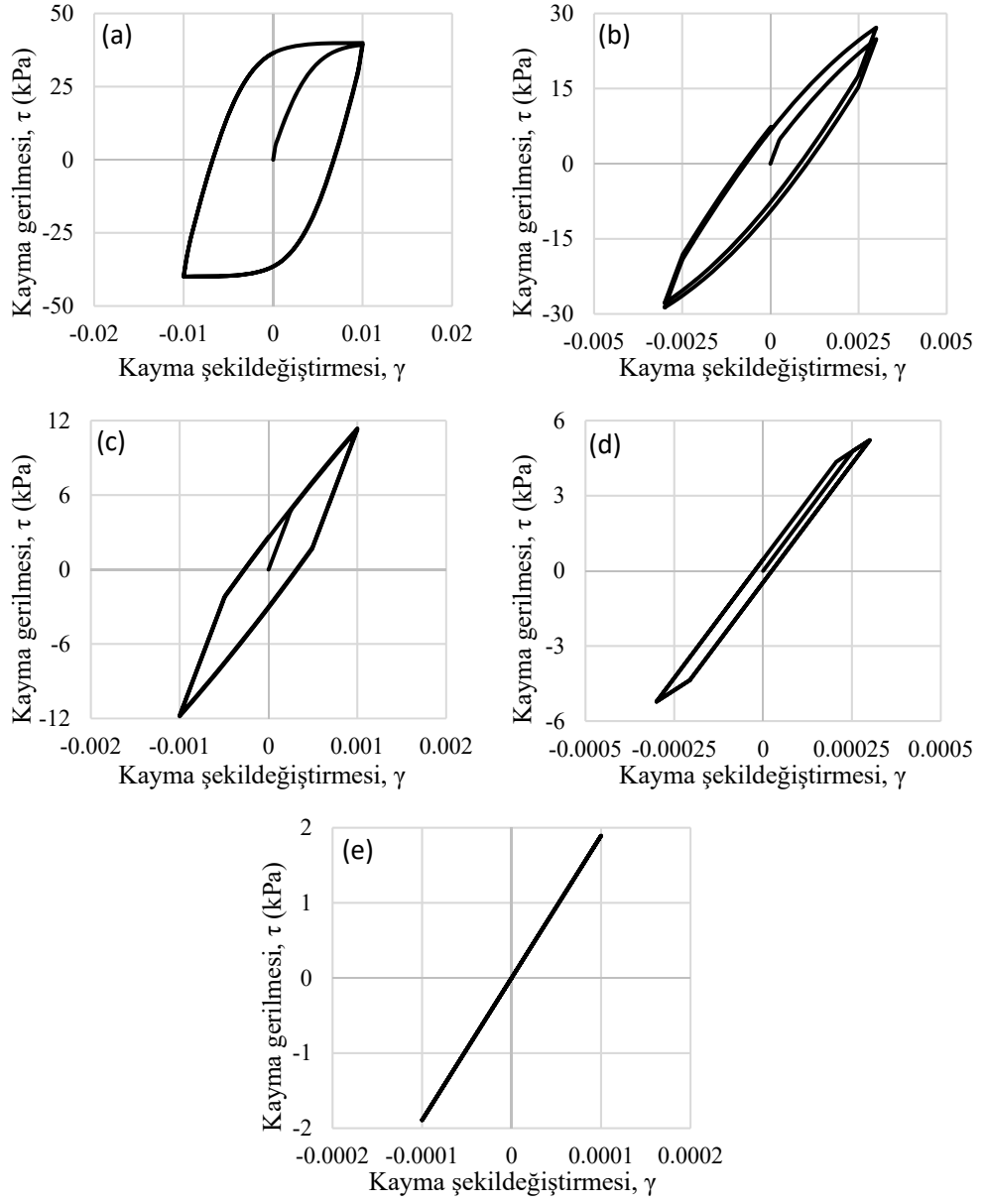
Şekil 4.5. Tipik kayma gerilmesi – kayma şekildeğiştirme histerik eğrisi

Killi bir zemin için (PI = %50) basit kayma testi sonuçlarından elde edilen tipik analiz sonuçları kayma şekildeğiştirme düzeyine bağlı olarak Şekil 4.6’da verilmektedir. Numerik analizler ABAQUS sonlu elemanlar programı yardımıyla gerçekleştirilmiştir.

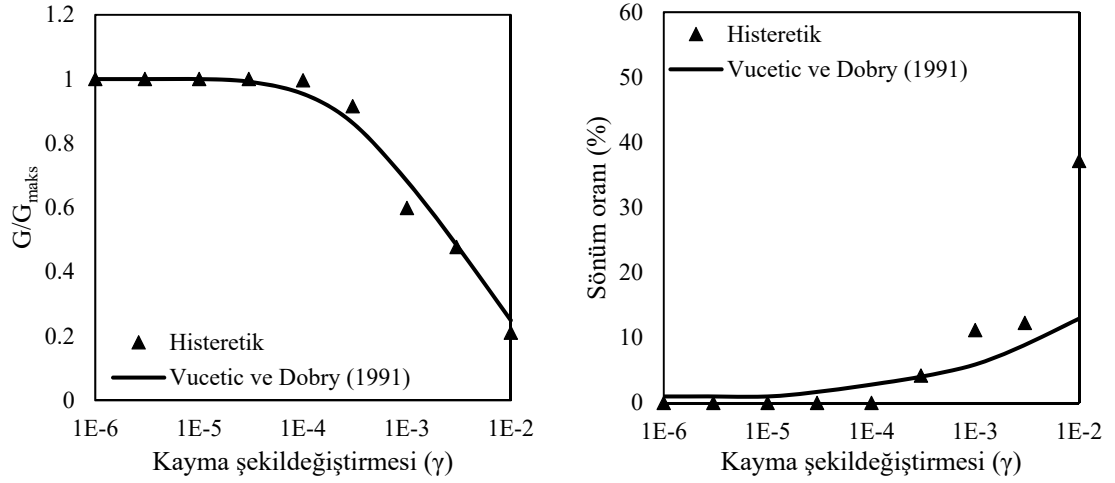
Parametrik çalışmalardan sonra, $G-\gamma$ eğrisiyle makul sayılabilecek sonuçlar elde edilmiştir. Nümerik ve deneysel eğriler, kayma modülü ve sönmö oranı için Şekil 4.7’de karşılaştırılmıştır. Sayısal sonuçlar, modül azalma eğrisinde PI =% 50 kil zeminin deneysel eğrisine uygun bir uyum sağlarken, histeretik sönmö eğrisinde makul sayılabilecek sonuçlara rastlanmaktadır.

Çizelge 4.3.Farklı plastisite indisine göre kalibre edilen killi zemin parametreleri

Zemin türü	V_s (m/s)	γ (kg/m^3)	ν	C_k (MPa)	PI (%)	S_u (kPa)	σ_o (kPa)	γ_{kh}
Kil	100	1900	0.4	53	50	40	9	870



Şekil 4.6. Killi zeminde farklı şekil değıştirmeler için kayma testi sonuçları, $V_s = 100$ m/s, $PI = \% 50$; (a) $1E-2$, (b) $3E-3$, (c) $1E-3$, (d) $3E-4$ ve (e) $1E-4$.

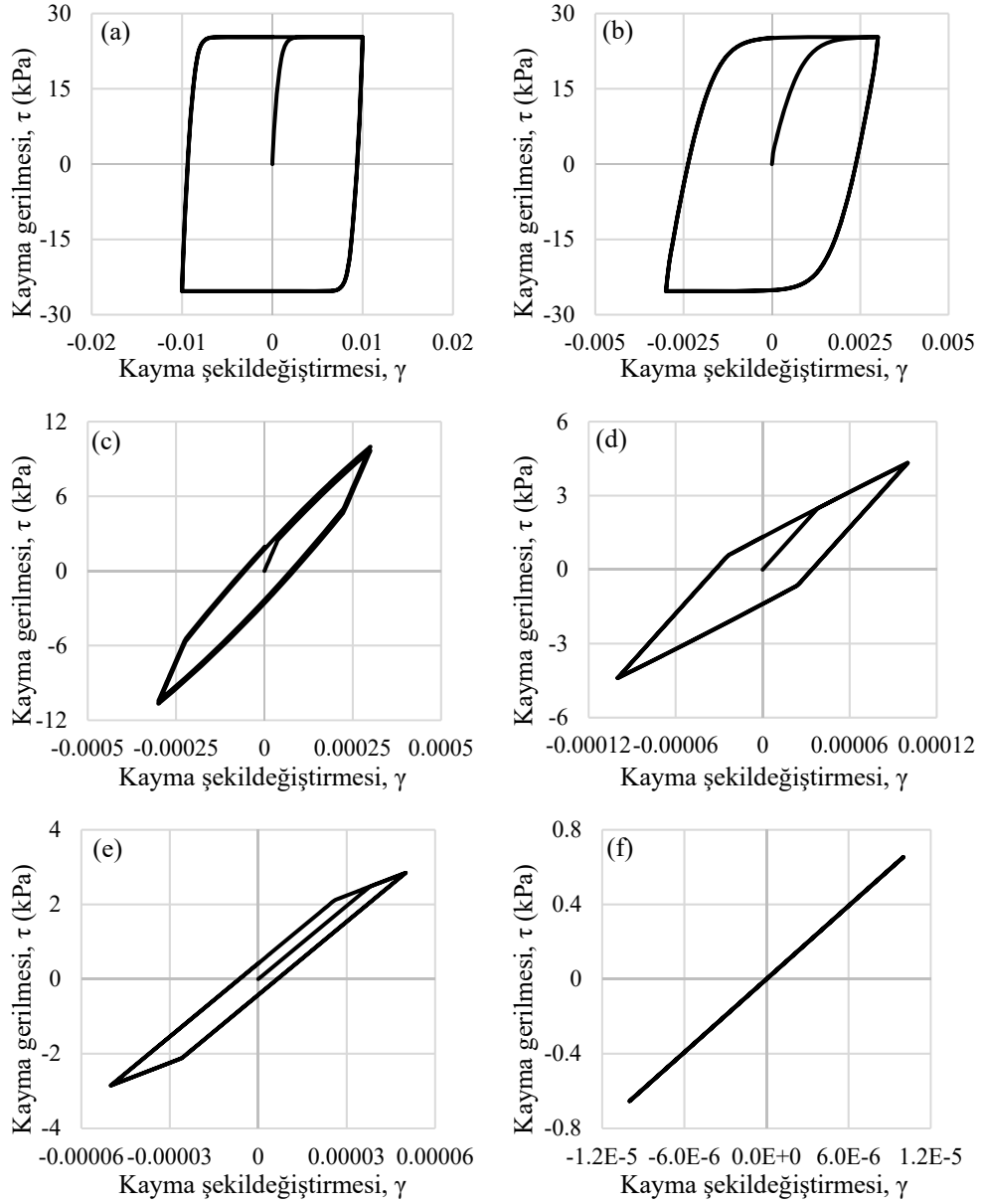


Şekil 4.7. Sayısal ve deneysel sonuçların karşılaştırılması (PI= % 50, $V_s=100$ m/s).

Diğer taraftan, kumlu zeminler için deneysel eğriler literatürde üst, orta ve alt limit eğrileri şeklinde mevcuttur. Bu eğri takımları sırasıyla sıkı, orta sıkı ve gevşek kumlar için kullanılabilir. Orta sıkı bir kum için ($\phi = 30^\circ$) basit kayma testinden elde edilen sonuçlar kayma şekil değiştirme düzeyine göre Şekil 4.8’de verilmektedir. Nümerik ve deneysel eğrileri (kayma modülü ve sönüm eğrileri) Şekil 4.9’da karşılaştırılmaktadır. Nümerik sonuçların deneysel eğrilerin genel eğilimini yakaladığı şekillerden görülmektedir.

Çizelge 4.4. Kumlu zeminler için kalibre edilen model parametreleri

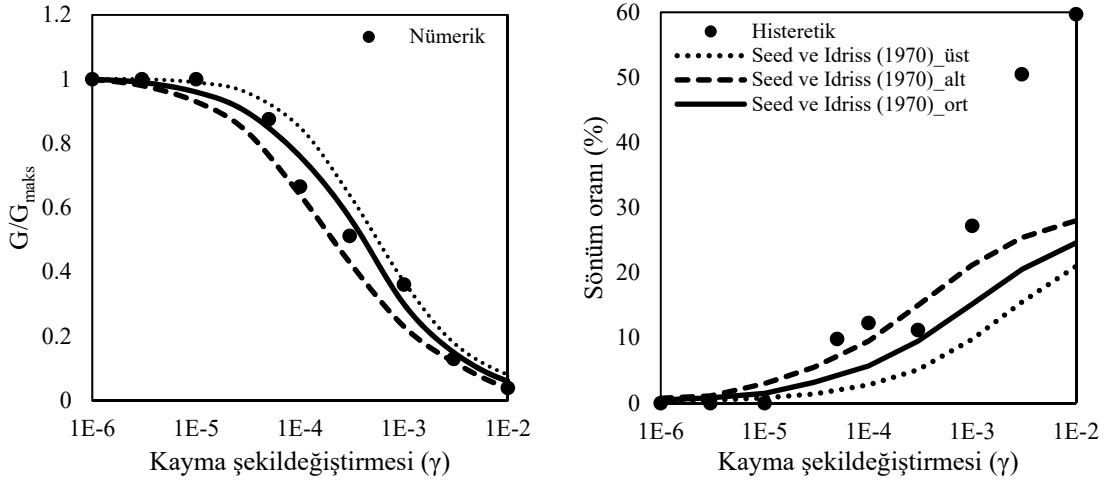
Zemin türü	V_s (m/s)	γ (kg/m ³)	ν	C_k (MPa)	ϕ°	σ_{vo} (kPa)	σ_θ (kPa)	γ_{kh}
Orta sıkı kum	185	1900	0.3	170	30	50	4.3	4300



Şekil 4.8. Kumlu zeminde farklı şekil değıştirmelerde kayma testi sonuçları, $\phi = 30^\circ$;
(a) $1E-2$, (b) $3E-3$, (c) $3E-4$, (d) $1E-4$, (e) $5E-5$ ve (f) $1E-5$

DEEPSOIL NL analizlerde basınca bağımlı hiperbolik modeli kullanır. Bu model Konder ve Zelasko (Konder ve Zelasko, 1963) tarafından önerilen modele dayanmaktadır. Modifiye hiperbolik veya Modifiye Konder-Zelasko (MKZ) modeli, iskelet (backbone) eğrisinin şeklini ayarlayan iki parametre Beta (β) ve s eklenerek geliştirilmiştir (Matasovic ve Vucetic, 1993). Verilen bir kayma modülü ve sönüm eğrileri için model parametrelerini hesaplamak üzere DEEPSOIL'de bulunan bir eğri uydurma aracı (curve-

fitting tool) kullanılır. Bu çalışmada kil için (Vucetic ve Dobry, 1991b), kum için (Seed ve Idriss, 1970) literatürde mevcut olan deneysel eğriler kullanılmıştır. Model parametrelerinin detaylı açıklamaları DEEPSOIL kullanım kılavuzunda verilmiştir (Hashash ve diğerleri, 2017). Verilen eğrilere uydurulan MKZ model parametreleri Çizelge 4.5'te verilmektedir. Maksimum şekil değiştirme artımı 0.001 olarak dikkate alınmıştır.



Şekil 4.9. Sayısal ve deneysel sonuçların karşılaştırılması ($\phi = 30^\circ$)

Çizelge 4.5. Kum ve kil için uydurulan MKZ model parametreleri

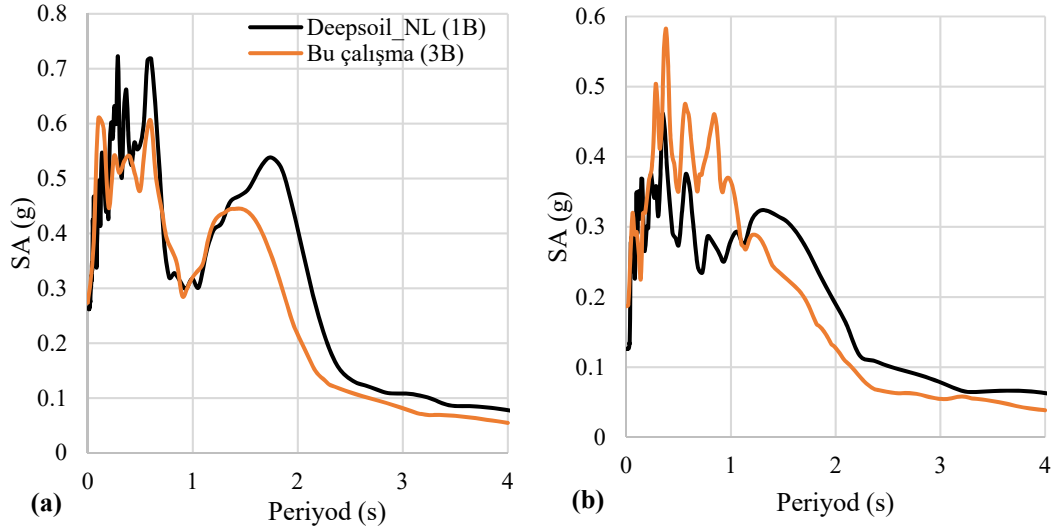
Özellik	Orta kum ($\phi=30^\circ$)	Kil (PI= %50)
Küçük şekil değiştirme sönüm oranı ¹ , ζ (%)	0.37	0.95
Referans şekil değiştirme ² , γ_r (%)	0.0658	0.1072
Referans gerilme (MPa)	0.18	0.18
Model parametresi, β	1.545	0.45
Model parametresi, s	0.855	0.72

¹Basınca bağlı parametre (sönüm eğrisi) $d=0$

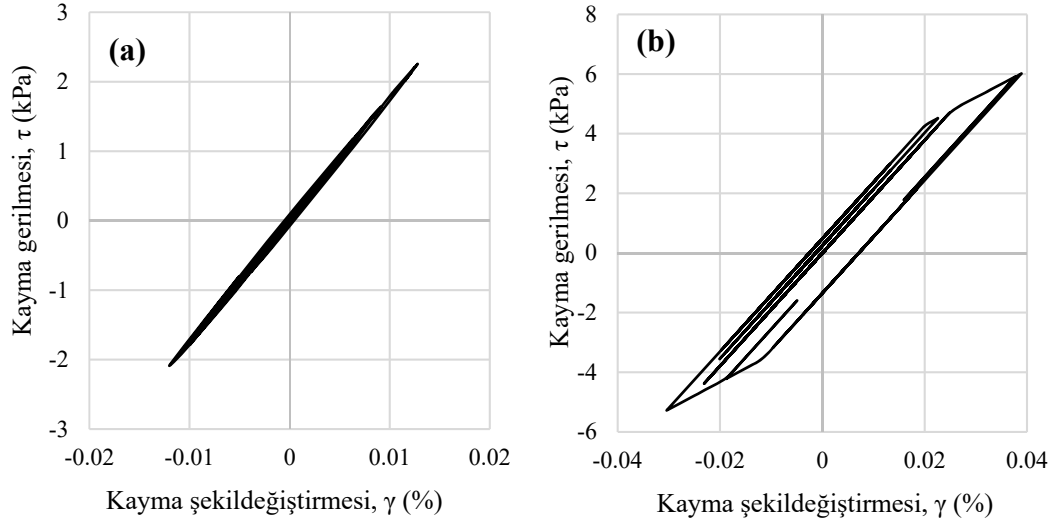
²Basınca bağlı parametre (referans şekil değiştirme) $b=0$

Öncelikle NL analizlerden önce 3B modelin doğruluğunu ortaya koymak adına sonuçların 1B EL model sonuçlarıyla karşılaştırılarak doğrulanması gerektiğini bir kez daha vurgulamak gerekir. Sonlu elemanlar modeli EL sonuçlarla doğrulandıktan sonra, 30m derinliğe sahip homojen bir kil (PI=%50) ve orta sıkı kum ($\phi=30^\circ$) olmak üzere iki farklı modelin NL analizleri kalibre edilen model parametreleri (kil için Çizelge 4.2, kum

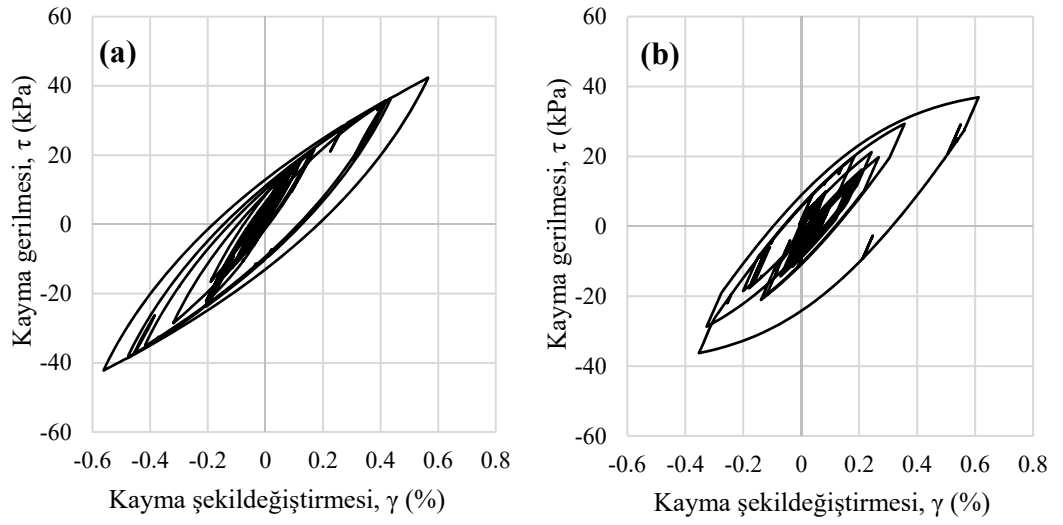
için Çizelge 4.3) yardımıyla gerçekleştirilmiştir. 1B ve 3B analizlerde kullanılan malzeme modelleri farklı olduğundan, DEEPSOIL'de kullanılan eğri uydurma ve kalibrasyon sürecinde eğrileri tamamen kalibre etme zorluğu nedeniyle sonuçlarda sapmalar beklenmektedir. NL 3B (Abaqus'te yapılan analizler bu çalışma olarak belirtilmiştir) analiz sonuçları ile 1B analiz sonuçları kil için Şekil 4.10a'da, kum için Şekil 4.10b'de tepki spektrumları cinsinden verilmektedir. 1B ve 3B model sonuçları arasında kil zemin için iyi bir korelasyon elde edilirken (Şekil 4.10a), kumlu zemin için nispeten daha az benzer sonuçlar elde edilmiştir (Şekil 4.10b). Burada, daha küçük ağ boyutunun, hesaplama maliyetini artırırken 3B modelin geçerliliğini ortaya koyduğu vurgulanmalıdır. Özellikle, daha düşük kayma şekildeğiştirme seviyelerinde zemin plastisitesi beklendiği durumlarda daha küçük ağ boyutlarının uygulanması gerekmektedir. Bunlara ek olarak, kil için zemin kütesinin alt ve üstündeki 1B ve 3B kayma gerilmesi – kayma şekildeğiştirme eğrileri sırasıyla Şekil 4.11'de ve Şekil 4.12'de verilmiştir. Genel tepkiler temsil edilmesine rağmen, DEEPSOIL ve ABAQUS arasındaki farklar, zemin malzeme modelindeki farklılıklar ve kalibrasyon prosedüründeki farklılıklar ile ilişkilendirilebilir.



Şekil 4.10. Doğrusal olmayan analizlerin ivme tepki spektrumlarının karşılaştırılması
 (a) Kil için ($PI = 50\%$, $V_s = 100$ m/s) ve (b) Kum için ($\phi = 30^\circ$, $V_s = 183$ m/s)



Şekil 4.11. Killi zemin üstündeki (a) 1B ve (b) 3B kayma gerilmesi – kayma şekildeğiştirme eğrileri



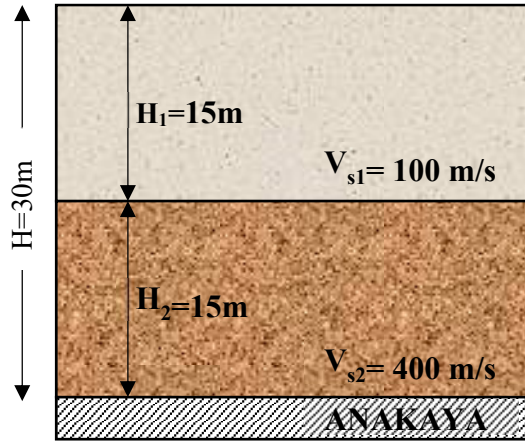
Şekil 4.12. Killi zemin altındaki (a) 1B ve (b) 3B kayma gerilmesi – kayma şekildeğiştirme eğrileri

4.2. Kazıklı Model Analiz Sonuçları

Bu altbölümde kazıklı modellerin doğrusal ve doğrusal olmayan analizleri literatürde bulunan çalışmalar ile karşılaştırılacaktır. Her iki analizde birbirinden farklı çalışmalar dikkate alınmıştır.

4.2.1. Doğrusal analiz sonuçları

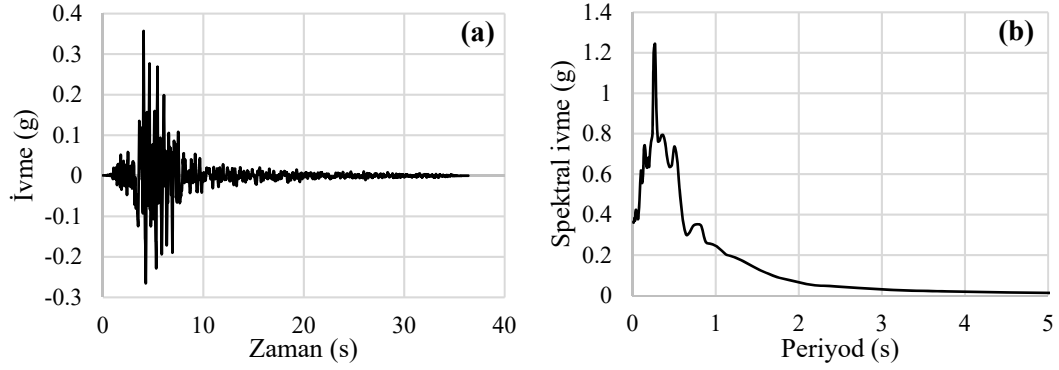
Öncelikle zemin davranış analizleri gerçekleştirilmiştir. Sonlu eleman analizleri için seçilen model literatürde de Sanctis ve ark. (2010) tarafından yapılan iki tabakalı 30 m yüksekliğindeki bir zemin modelidir (Şekil 4.13). Bu modelde her iki zeminin yoğunluğu 1940 kg/m^3 , yükseklikleri 15'er m ve Poisson oranları 0.4'tür. Ancak kayma dalgası hızları sırasıyla $V_{s1}=100 \text{ m/s}$ ve $V_{s2}=400 \text{ m/s}$ olarak verilmiştir. Üst tabaka TBDY'ne göre Ze zemin sınıfıyken alt tabaka ZC zemin sınıfına görmektedir. Zemin kütlesi düşeyde 10 eşit tabakaya bölünerek (her tabaka 3m) DEEPSOIL programında dinamik yükler altında 1B lineer analizleri yapılmıştır. Analizlerde Friuli depreminin Tolmezzo (A-TMZ000) kaydı kullanılmıştır. Bu deprem kaydının büyüklüğü $M_w = 6.5$, maksimum yer ivmesi $0.357g$ ve merkez üssünden uzaklığı 23 km'dir (PEER veritabanından alınmıştır). Bu kayda ilişkin ivme-zaman grafiği ve tepki spektrumu Şekil 4.14'te verilmektedir. Analizlerde sönüm %10 alınmıştır.



Şekil 4.13. Literatürde bulunan model (de Sanctis ve diğerleri, 2010)

Yapılan analizler VERSATP3D ve EERA analiz sonuçları ile karşılaştırılmaktadır. Zeminde meydana gelen maksimum deplasmanın derinlik ile değişimi Şekil 4.15'te görülmektedir. Şekilden anlaşıldığı üzere DEEPSOIL ile yapılan analiz sonuçları VERSATP3D sonuçları ile örtüşmektedir. Zeminde meydana gelen yer ivmesinin derinlik ile değişimi Şekil 4.15'te görülmektedir. Aynı şekilde, DEEPSOIL ile yapılan analiz sonuçlarının VERSATP3D ve EERA sonuçları ile örtüştüğü görülmektedir. Sonlu

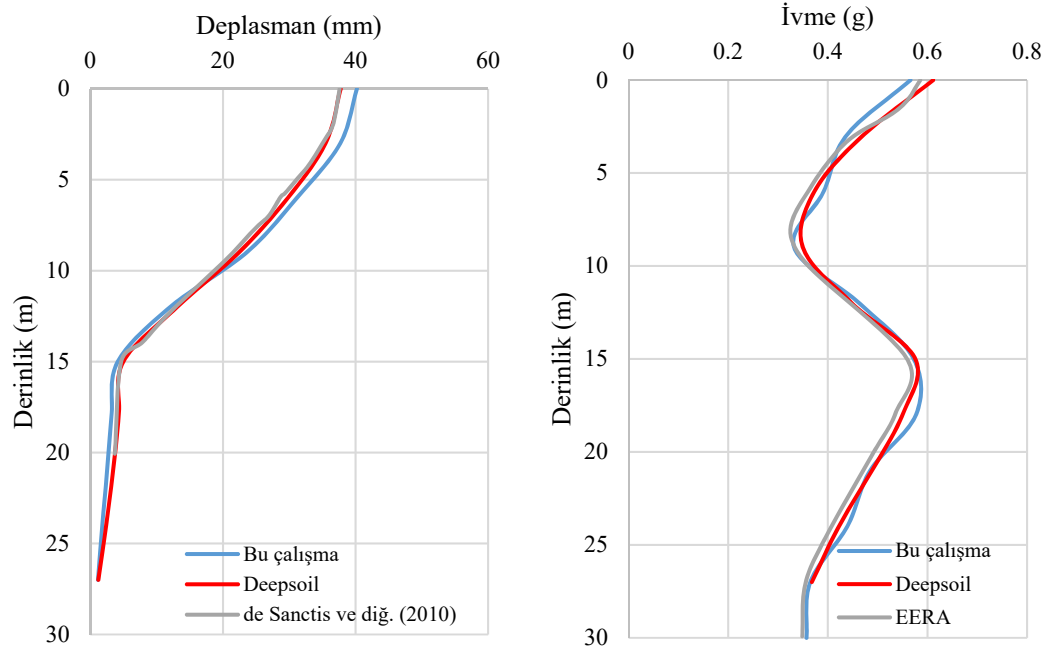
elemanlar modelinde girilen Rayleigh sönüm katsayıları Madde 3.1’de anlatıldığı gibi hesaplanmış, hesap sonuçları Çizelge 4.6’da verilmektedir.



Şekil 4.14. Tolmezzo kaydının (a) ivme-zaman ve (b) spektral tepki spektrumu

Çizelge 4.6. Üç boyutlu modelde girilen Rayleigh sönüm katsayıları

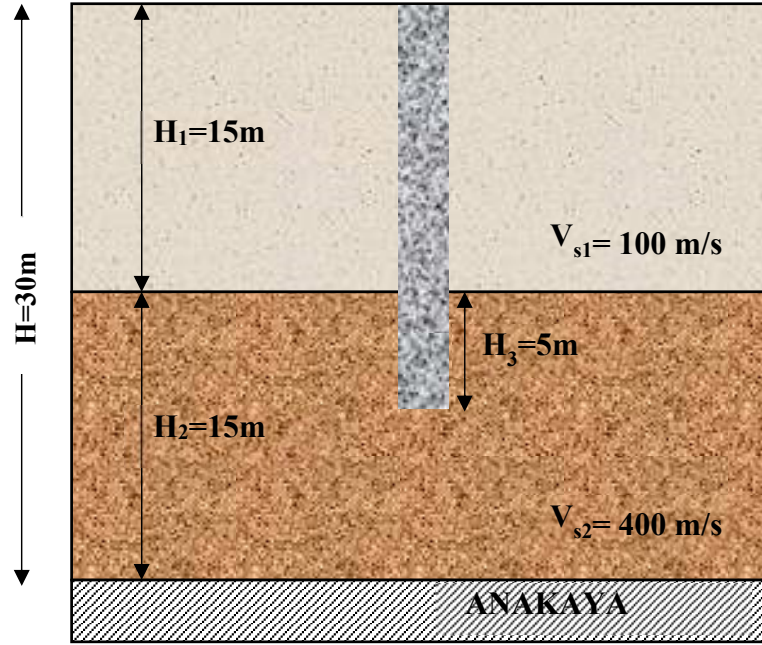
V_s (m/s)	Kütle orantılı katsayı (α)	Rijitlik orantılı katsayı (β)	Sönüm oranı
100	1.6755	0.005305	% 10
400	1.4053	0.003423	% 10



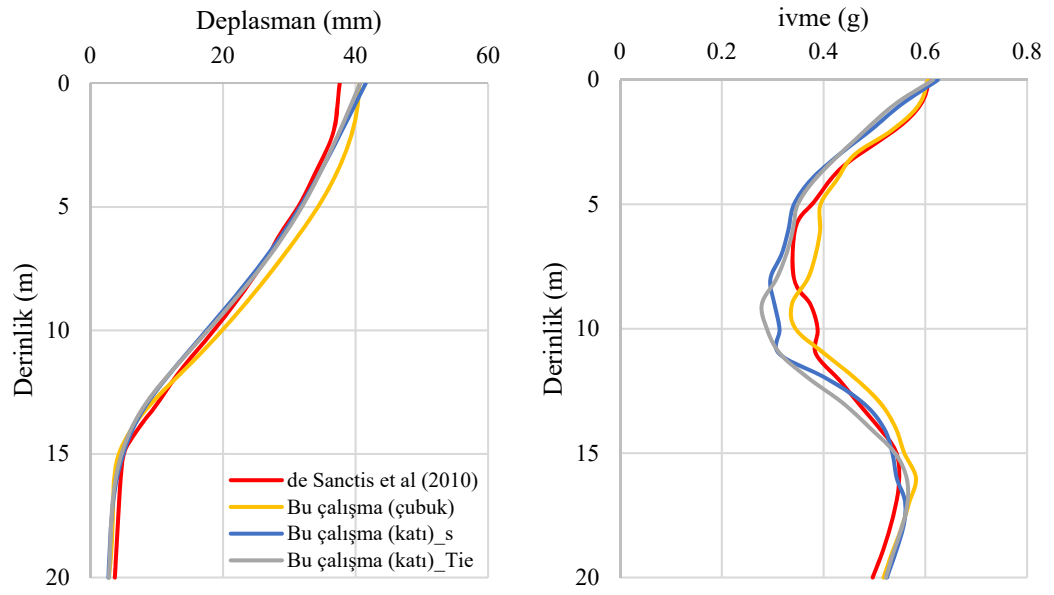
Şekil 4.15. İki tabakalı analizlerin maksimum deplasman ve ivme derinlik değişimi

Sonlu eleman analizlerinde kullanılan programın etkileşim kütüphanesi zemin-kazık etkileşimini tanımlamak için çeşitli etkileşim türlerini tanımlayabilmeye olanak sağlamaktadır. ABAQUS sonlu elemanlar programı ile kullanılabilen kazık-zemin etkileşim türleri Madde 3.2.3'te verilmiştir.

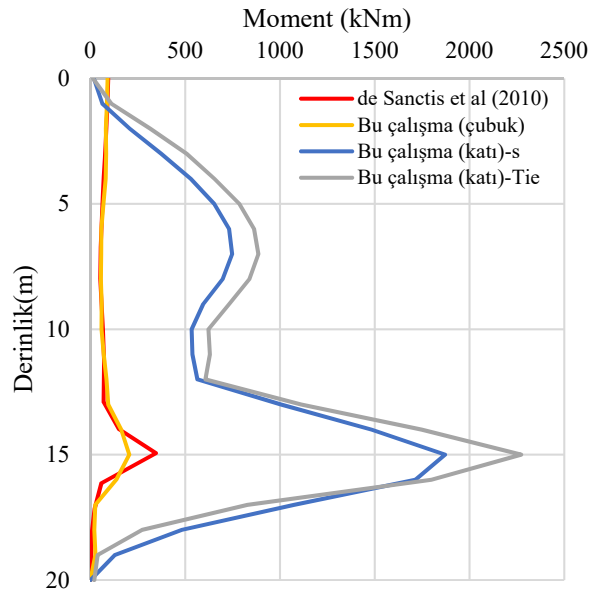
Zemin-kazık etkileşimi için bahsedilen 4 farklı etkileşim türü kullanılarak tanımlanmış ve lineer analizleri gerçekleştirilmiştir. Dikkate alınan model Şekil 4.16'da verilmektedir. Kazıkta meydana gelen maksimum deplasman ve ivmenin derinlik ile değişimi Şekil 4.17'de verilmektedir. Şekilden görüldüğü üzere etkileşim türü sonuçlarda bir miktar sapmaya sebep olsa da önemli bir değişiklik yapmadığı görülmektedir. Etkileşim türünün kazıkta meydana gelen moment diyagramına etkisi Şekil 4.18'de görülmektedir. Çubuk (wire) eleman sonuçlarının literatürdeki çalışmayla daha yakın sonuçlar verdiği görülmektedir. Bunun sebebi literatürdeki çalışmada da kazığın çubuk eleman olarak modellenmesinden kaynaklıdır. Diğer taraftan katı modellerde tam temas etkileşimde moment değerleri statik etkileşimden genellikle daha yüksek çıkmaktadır.



Şekil 4.16. Literatürde bulunan model (de Sanctis ve diğerleri, 2010)



Şekil 4.17. Kazıkta maksimum deplasman ve ivmenin derinlik ile değişimi

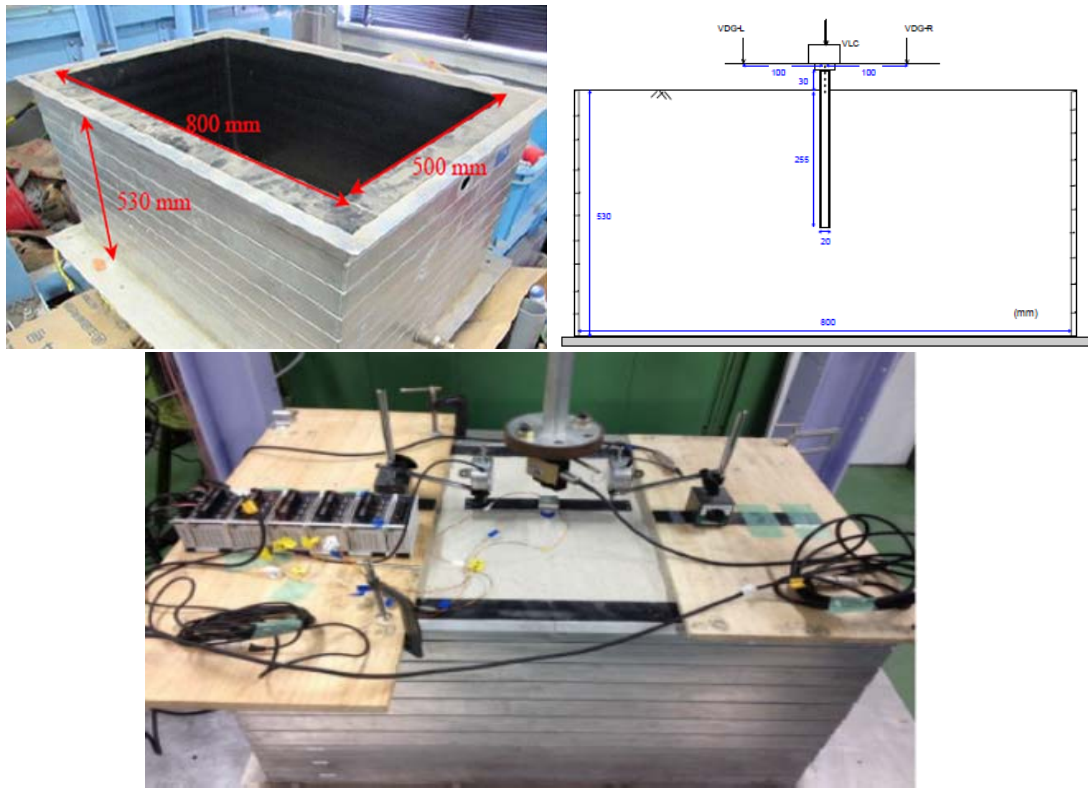


Şekil 4.18. Kazıkta maksimum momentin derinlik ile değişimi

4.2.2. Doğrusal olmayan analiz sonuçları

Nümerik analizlerde Ünsever (2015) tarafından deneysel çalışmaları gerçekleştirilen tekil ve grup kazık sistemler kalibrasyon için kullanılmıştır. Bu çalışmada, kuru kum içerisinde bulunan temel modelleri; Tekil Kazık (TK), Başlıklı Kazık (BK), Küçük Radye (KR),

Büyük Radye (BR) ve Kazıklı Radye (RK) için yatay yükleme ve 1-g sarsma tablası deneyleri gerçekleştirilmiştir. Laminar kutunun boyutları ise x-doğrultusunda 800 mm, y-doğrultusunda 500 mm olup 530 mm derinliğe sahiptir (Şekil 4.19). Kazıklı modellerde kullanılan kazığın dış çapı 20 mm ve kalınlığı 1,1 mm olup boyu 280 mm'dir. Kazığın zemin içinde kalan boyu 255 mm'dir. Radyelerin kalınlığı 30 mm iken, küçük radyenin boyutları 80x80 mm, büyük radyenin boyutları ise 80x240 mm olarak belirlenmiştir. Kazıklı radye (veya kazık grubu), 3 kazıktan ve bir radyeden oluşmaktadır. Kazıkların merkezden merkeze aralıkları (s) 80 mm'dir ve kazık çapının 4 katıdır ($s/D = 4$). Deneylerde kullanılan zemin #6 silika kumdur. Kum zeminin özellikleri ve alüminyum boru kazığın özellikleri Çizelge 4.7'de özetlenmiştir. Kazık başlığı için de kazık ile aynı malzeme kullanılmıştır. Bu çalışmada statik analizler kullanılarak kalibrasyonları yapılan modeller şu şekildedir: Tekil Kazık (TK), Başlıklı Kazık (BK), Küçük Radye (KR), Büyük Radye (BR) ve Kazıklı Radye (RK). Dinamik analizler ise farklı düşey yükler altındaki Büyük Radye modelleri üzerinde uygulanmıştır. Bu modeller ile ilgili detaylar ilgili çalışmadan elde edilebilir (Ünsever, 2015).

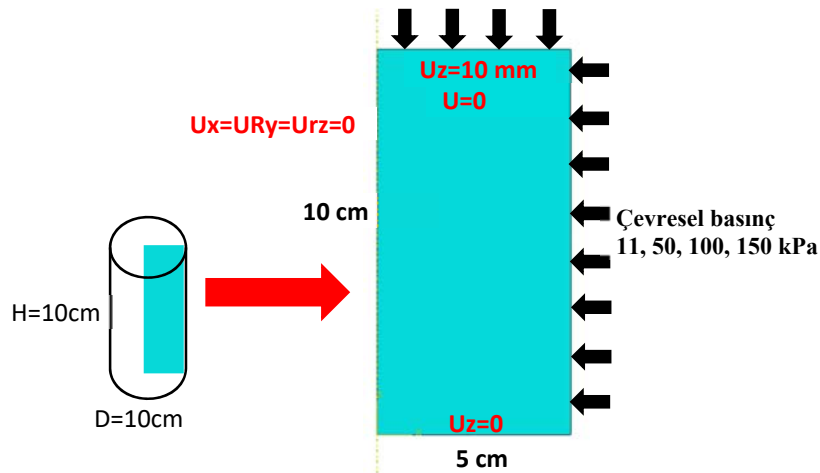


Şekil 4.19. Laminar kutu boyutları ve tekil kazık görselleri (Ünsever, 2015)

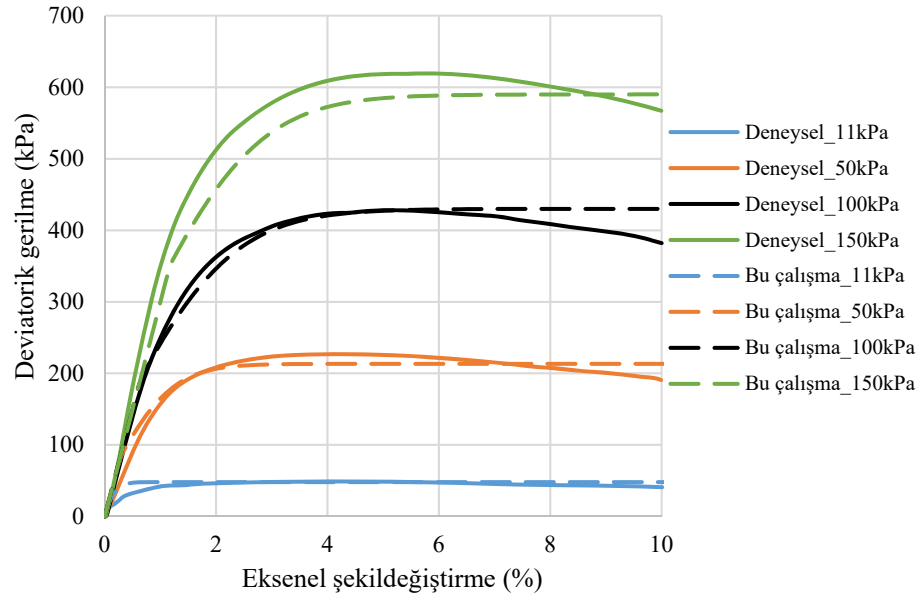
Çizelge 4.7. Kum ve kazığın özellikleri (Ünsever, 2015)

Silika Kum		Kazık	
Zemin daneleri yoğunluğu, ρ_s (t/m ³)	2.66	Çap, D (mm)	20
Maks. kuru yoğunluk, ρ_{dmak} (t/m ³)	1.542	Et kalınlığı, t (mm)	1.1
Min. kuru yoğunluk, ρ_{dmin} (t/m ³)	1.280	Uzunluk, L (mm)	255
Maks. Boşluk oranı, e_{mak}	1.079	Kesit alanı, A (mm ²)	65.31
Min. Boşluk oranı, e_{min}	0.725	Atalet momenti, I_p (mm ⁴)	2926.22
Ortalama dane boyutu, D_{50}	0.423	Elastisite modülü, E_p (N/mm ²)	64000
Üniformluk katsayısı, U_c	1.880	Poisson's oranı, ν	0.31
İçsel sürtünme açısı, $\phi^{(0)}$	43.2		

Öncelikle üç eksenli deney sonuçları yardımıyla malzeme modeli parametreleri kalibre edilmiştir. Üç eksenli analizler 2B olarak gerçekleştirilmiştir. Zemin numunesinin çapı ve yüksekliği 10cm'dir. Numune 4 farklı çevresel basınç altında (11, 50, 100, 150kPa) test edilmiştir. Numunenin tabanında düşey ötelenme kısıtlanmışken, sol tarafı simetri eksenini kabul edilerek yatayda ötelenme, yatay ve düşeyde dönmeler kısıtlanmıştır (Şekil 4.20). Analizler 2 adımda gerçekleştirilmiştir. Birinci adımda düşey yükler altındaki denge durumu sağlanırken numunenin üst ve sağ yan yüzünden çevresel basınç uygulanmıştır. İkinci adımda ise numunenin üst yüzeyine 10mm deplasman uygulanmaktadır. Üç eksenli deneysel ve sayısal sonuçlar Şekil 4.21'de verilmektedir. Elde edilen sonuçlar deneysel sonuçlarla uyumludur. Her çevresel basınç için malzeme modelinde kullanılacak parametreler Çizelge 4.8'de verilmektedir.



Şekil 4.20. Üç eksenli modelin tanımlanması

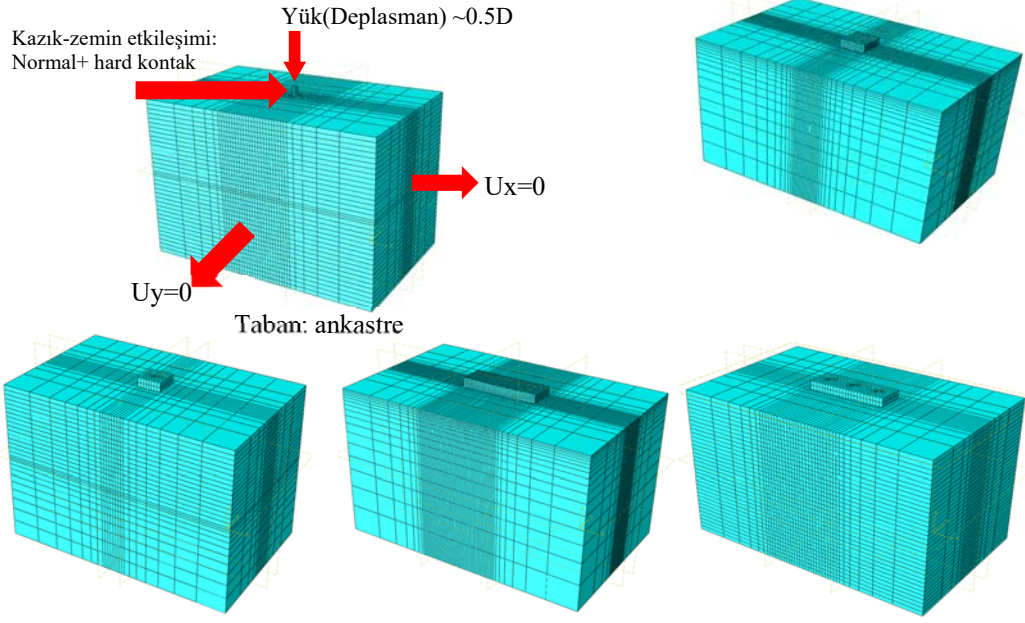


Şekil 4.21. Üç eksenli deneysel ve sayısal sonuçların karşılaştırılması

Çizelge 4.8. Üç eksenli test sonuçları için kalibre edilen parametreler

Çevresel basınç (kPa)	γ (kg/m ³)	ν	σ_0 (kPa)	C_k (MPa)	γ_k
11			10	15	400
50	1430	0.19	120	18	175
100			180	30	125
150			350	35	125

Malzeme modelinin kalibrasyonundan Sonra Tekil Kazık (TK), Başlıklı Kazık (BK), Küçük Radye (KR), Büyük Radye (BR) ve Kazıklı Radye (RK) için oluşturulan 3B modeller Şekil 4.22'de görülmektedir. Kazıklı sistemin veya radyenin yakınında daha küçük ağ boyutları seçilirken uzağa gittikçe daha büyük ağ boyutları seçilmiştir.



Şekil 4.22. Oluşturulan 3B modellerin görünümü

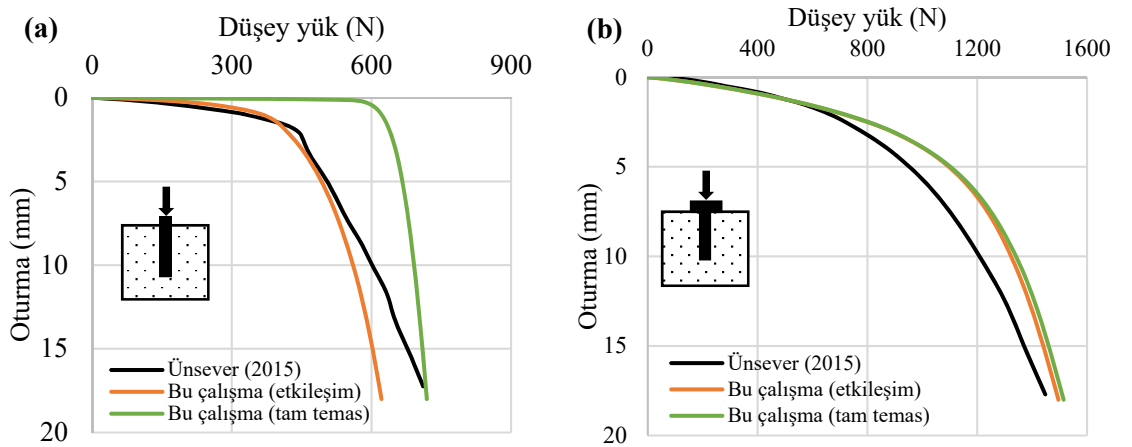
Modellerin düşey yükler altındaki kapasitelerinin belirlenmesi için analizler gerçekleştirilmiştir. Analizlerde, zemin-kazık etkileşimi için Madde 3.2.3'te detaylıca açıklanan statik etkileşim türü tercih edilmiştir. Karşılaştırma yapabilmek için Tie etkileşim türü sonuçları da verilmiştir. Modellerde yükleme kazık veya başlığa deplasman verilerek uygulanmıştır. Bu deplasman kazık çapının yarısı (0.5D) olarak dikkate alınmıştır. Zeminin doğrusal olmayan davranışını temsil etmek için daha önce zemin davranış analizlerinde de kullanılan kinematik pekleşme modeli kullanılmıştır. Kazıklı ve radyeli modellerde kalibre edilen parametreler Çizelge 4.9'da verilmektedir. Çizelgede sürtünme katsayısında verilen ilk değer kazık çevresindeki sürtünme değeri, ikinci değer ise kazık veya radye alt ucundaki değeri ifade etmektedir.

Çizelge 4.9. Kazıklı ve radyeli modeller için kalibre edilen parametreler

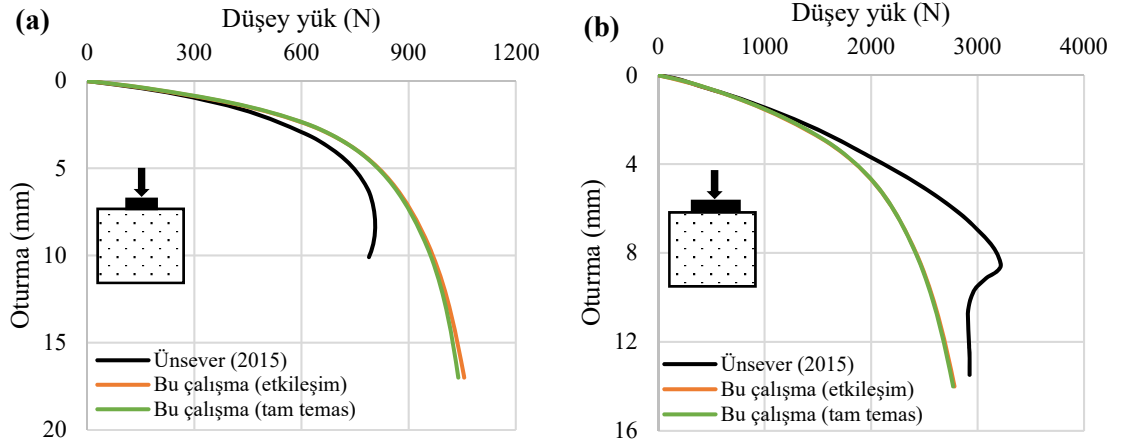
Model	Sürtünme katsayısı	γ (kg/m ³)	ν	σ_0 (kPa)	C_k (MPa)	γ_{kh}
Tekil kazık (TK)	0.6 – 0.6			25	10	80
Başlıklı kazık (BK)	0.6 – 0.6			5	5	120
Küçük radye (KR)	- – 0.6	1430	0.19	5	5	120
Büyük radye (BR)	- – 0.6			5	5	120
Radyeli kazık (RK)	0.6 – 0.6			40	30	2000

Sonuçlar Şekil 4.23a'da karşılaştırıldığında, tam temasın düşey yükler altında tekil kazık kapasitesini özellikle düşük oturmalarda olduğundan fazla tahmin ettiği anlaşılabilir. Öte yandan, Şekil 4.23b, 4.24a ve b'den görülebileceği gibi, her iki arayüz tanımlı benzer sonuçlar vermektedir. Bunun nedeni, radye etkisinin hakim olduğu ana ve bağımlı yüzeyler arasında kayma olmamasıdır. Daha da önemlisi, kazık/radye ile zemin arasındaki karmaşıklık veya etkileşim etkileri arttığında, tam temas sonuçları etkileşim sonuçlarından sapmaya başlamaktadır (Şekil 4.25). Bu nedenle, modellenmesi daha kolay ve analiz edilmesi daha hızlı olmasına rağmen, düşey yükler altındaki kazıklı sistemlerde tam temasın kullanımı sorgulanabilir.

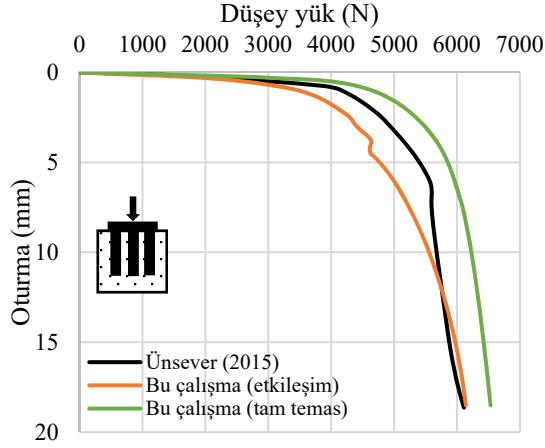
Bu sonuçlar değerlendirildiğinde düşey yükler etkisi altında radye etkisinin azaldığı ve kazık ile zemin arasındaki etkileşimin/sürtünmenin arttığı durumlarda tam temas sonuçları büyümektedir. Çünkü bu bağlantı türünde kazık ile zemin arasında kayma meydana gelmemektedir. Bütün sonuçlar irdelendiğinde, anlaşıldığı üzere modeller deneysel sonuçlarla örtüşmektedir. Kalibre edilmiş parametreler ile üç eksenli test sonuçlarından elde edilen parametreler karşılaştırıldığında, parametreler arasında bariz farklılıkların olduğu görülmektedir. Bu farkın malzeme parametreleri kalibrasyonunda aksel şekil değiştirmenin kullanılmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Ayrıca, zeminin kayma davranışı önemli olduğundan, kullanılan pekleşme modeli için basit kesme/kayma deneylerinin kullanılması sayısal model parametreleriyle kalibre edilmesi açısından daha kolay olabilir.



Şekil 4.23. Düşey yükler altındaki kapasite (a) Tekil kazık (b) Başlıklı kazık

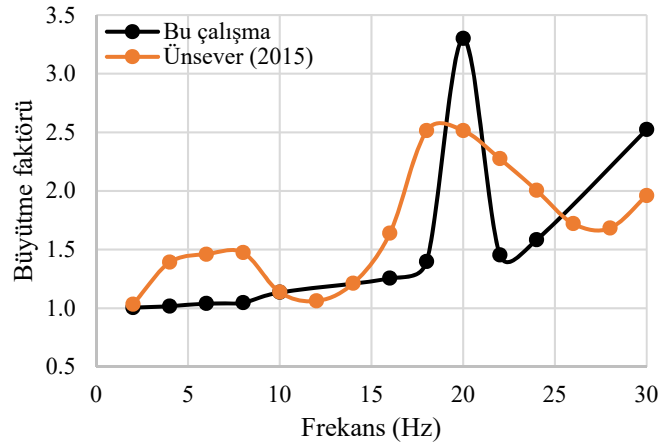


Şekil 4.24. Düşey yükler altındaki kapasite (a) Küçük radye (b) Büyük radye



Şekil 4.25. Düşey yükler altındaki kapasite: Radyeli kazık

Sarsma tablası ile yapılan dinamik analizlerde ise öncelikle zemin üzerinde analizler gerçekleştirilmiştir. Zeminin hâkim frekansının (periyodunun) belirlenmesi için farklı frekanslarda ($f=2, 4, 6...30$ Hz) dinamik zemin davranış analizleri gerçekleştirilmiştir. Deneysel ve nümerik sonuçlar Şekil 4.26'da verilmiştir. Zemin üst yüzeyindeki ivme tepkilerin tabandaki ivmeye oranı (büyütme faktörü) kıyaslandığında rezonans frekansının 20 Hz civarında olduğu söylenebilir. Bu vesileyle, dinamik analizler 20 Hz frekansa sahip sinüs dalgası kullanılarak gerçekleştirilmiştir.



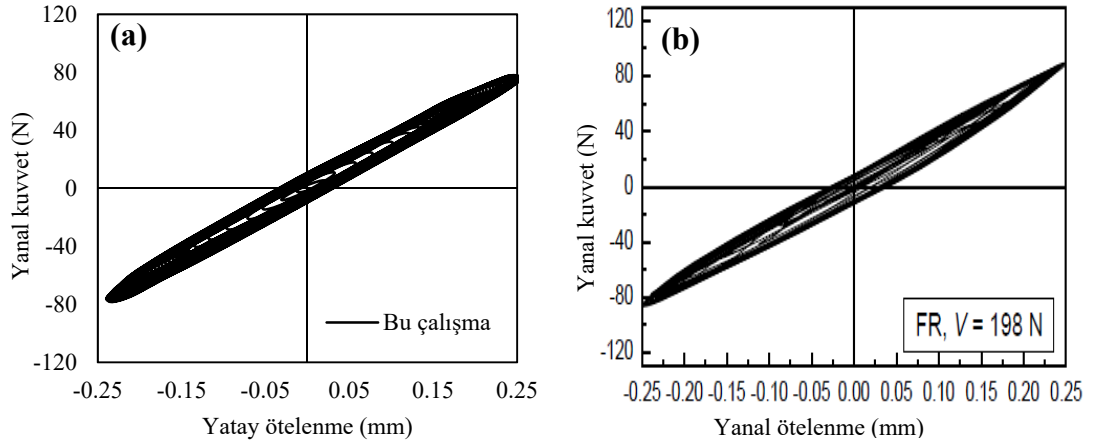
Şekil 4.26. Deneysel ve sayısal zemin davranış analizleri sonuçları

Dinamik yatay yükleme altında radye modelinin davranışına kazık katkısını ve düşey yükleme etkisini incelemek için iki farklı düşey yüklemeye sahip ($V=198\text{N}$ ve 497N) bir büyük radye (BR) model üzerinde sarsma masası testleri gerçekleştirilmiştir. Her iki durumda da dinamik yük uygulanmadan önce düşey yük uygulanmıştır. Nümerik modellerde düşey yük sadece yük olarak uygulanmış olup herhangi bir ağırlık modellenmemiştir. Deneysel çalışmada yük radyeye rijit bağlandığından tepkileri benzer sonuçlar vermektedir. Nümerik analizlerde kalibre edilen malzeme parametreleri Çizelge 4.10'da verilmiştir.

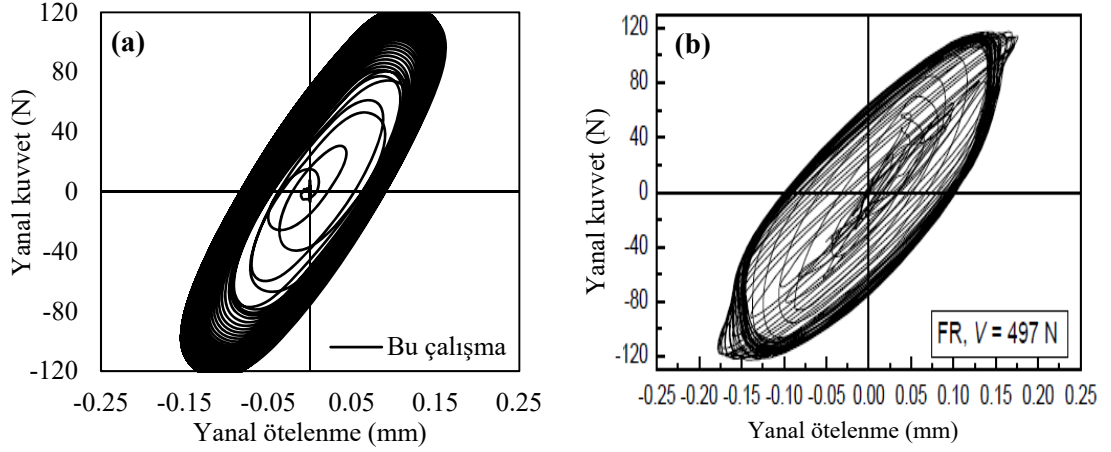
Çizelge 4.10. Kazıklı ve radyeli modeller için kalibre edilen parametreler

Model	Sürtünme katsayısı	γ (kg/m^3)	ν	σ_θ (kPa)	C_k (MPa)	γ_{kh}
Büyük radye ($V=198\text{N}$)	0.6	1430	0.19	5	5	120
Büyük radye ($V=497\text{N}$)	0.6			5	5	120

Düşey yüklemenin 198 N olduğu radye sisteminin sayısal ve deneysel sonuçları Şekil 4.27'de, düşey yüklemenin 497 N olduğu radye sisteminin nümerik ve deneysel sonuçları ise Şekil 4.28'de verilmiştir. Sonuçlar karşılaştırıldığında her iki durumda da sayısal sonuçların deneysel sonuçlarla örtüştüğü görülmektedir.



Şekil 4.27. Büyük radye ($V=198N$) dinamik sonuçları (a) Sayısal (b) Deneysel



Şekil 4.28. Büyük radye ($V=497N$) dinamik sonuçları (a) Sayısal (b) Deneysel

4.3. Kazıklarda Parametrik Çalışma

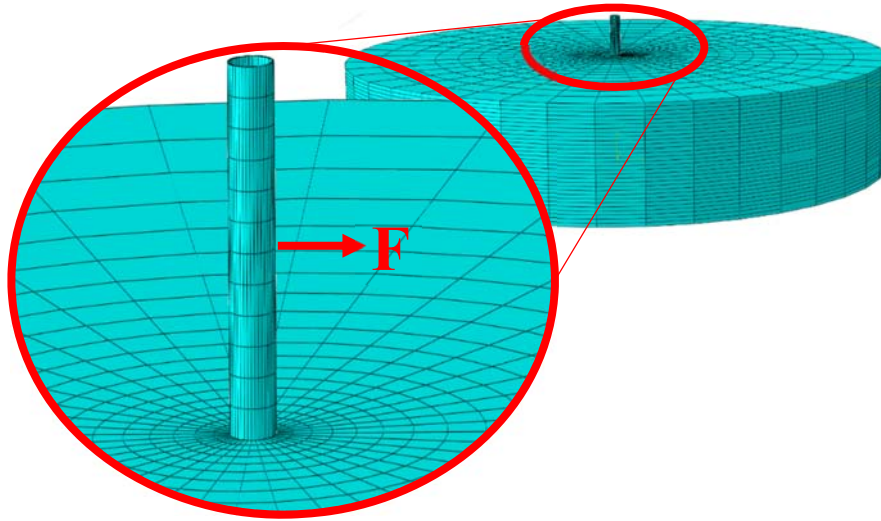
Bu altbölümde öncelikle literatürde deneysel sonuçları mevcut yatay yükler altındaki tekil kazık modelinin kalibrasyonu üzerinde çalışılmıştır. Sonrasında grup kazıklar için P-Y eğrileri üzerinde parametrik çalışma gerçekleştirilmiştir.

4.3.1. Yatay yükler altındaki tekil kazık analizleri

Literatürde kumlu zeminde bulunan tekil kazığın statik yanal yükler altındaki tepkisini irdeleyen çalışma (Haouari ve Bouafia, 2020) ele alınmıştır. Bu çalışmada serbest uçlu, alüminyum tekil bir boru kazığın santrifüj testleri gerçekleştirilmiştir. Sert alüminyum alaşımından oluşan kazığın elastisite modülü 59 000 MPa'dır. Model kazığın dış çapı

28.07mm, prototipin çapı ise 500mm'dir ($\lambda=17.85$). Çalışmada kullanılan zemin USCS sistemine göre SP olarak sınıflandırılmıştır. Zeminin kuru birim hacim ağırlığı 16.5 kN/m³, yoğunluk indeksi %92 (çok sıkı kum) ve içsel sürtünme açısı 42° olarak ölçülmüştür. Gerçekleştirilen konik penetrasyon test sonuçlarına göre zeminin ortalama elastisite modülü 20 MPa civarındadır.

Oluşturulan 3B sayısal modelin görünümü Şekil 4.29'da verilmektedir. Modelde zeminin tabanı ankastre, yan yüzeyleri ise yatay ötelenmeler engellenirken düşey hareket serbest bırakılmıştır. Kazığa uygulanan kuvvet ise kazığın zemin üstünde kalan yüksekliğin yarısından uygulanmıştır. Analizler iki adımda gerçekleştirilmiştir. Birinci adımda düşey yükler altında sistemin dengede olduğu kontrol edilirken ikinci adımda yatay kuvvet uygulanmıştır.



Şekil 4.29. Oluşturulan 3B modelin görünümü

Zeminin doğrusal olmayan davranışını temsil etmek için kullandığımız kinematik pekleşen modelde üç farklı parametre gereklidir. Bu parametrelerin birincisi elastisite modülünü (C_k) temsil ederken diğeri malzemenin akma noktasını (σ_0) tayin etmektedir. Üçüncü parametre ise akma noktasından sonraki davranışı (γ) temsil etmektedir. Deneysel sonuçlarla en uyumlu parametrelerin seçilmesi için 24 analiz gerçekleştirilmiştir. Aşağıda Şekil 4.30'da farklı parametreler için elde edilen kuvvet-deplasman ilişkileri verilmektedir. Şekiller incelendiğinde elastisite modülünün başlangıç

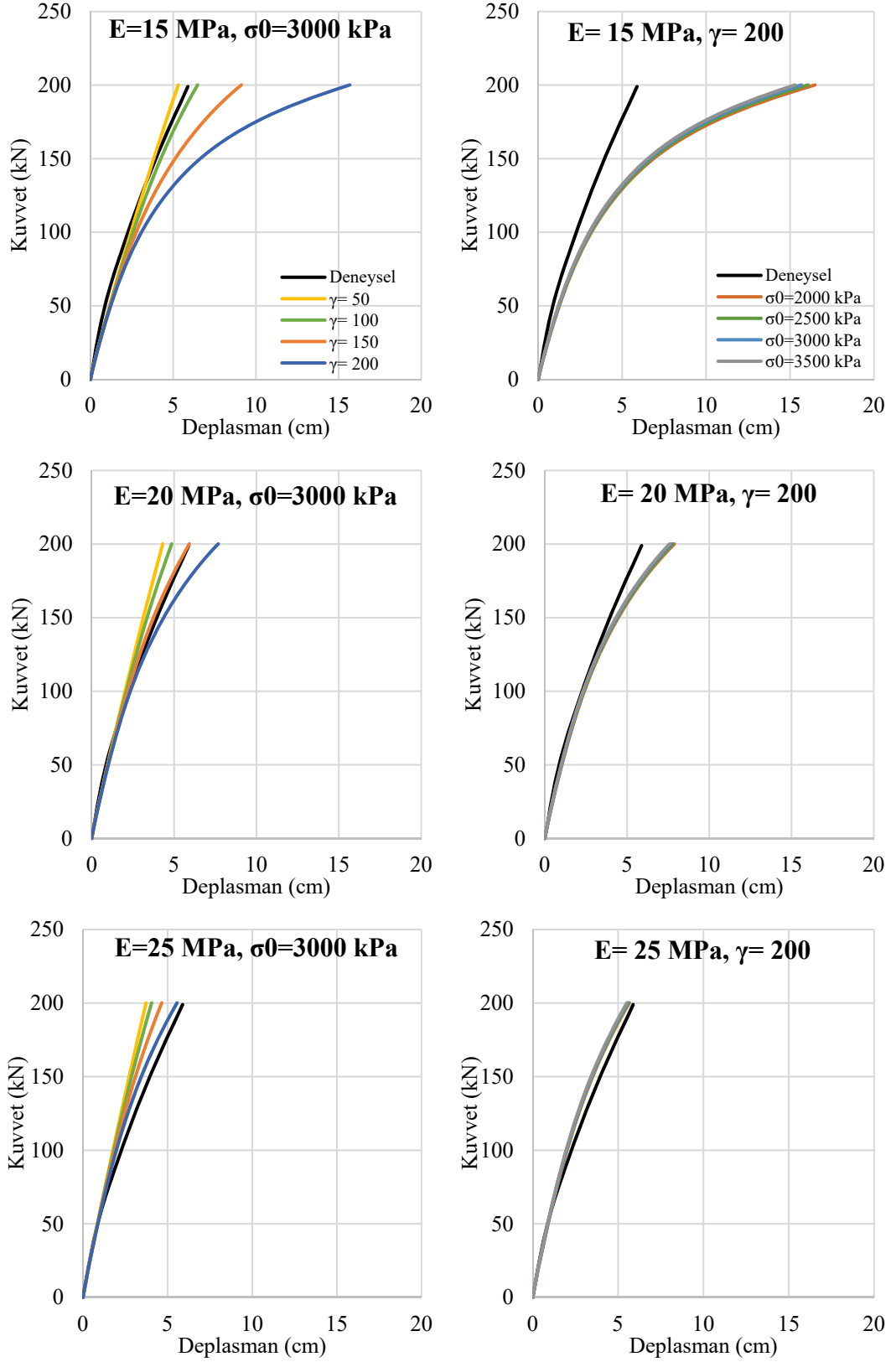
rijitliğini önemli oranda etkilediği görülmektedir. Akma noktasını belirleyen ikinci parametrenin etkinliğinin kısıtlı olduğu ancak akmadan sonraki davranışı belirleyen parametrenin de davranışı önemli oranda etkilediği görülmektedir. Benzer şekilde aynı analizler sonucunda elde edilen moment-derinlik ilişkileri ise Şekil 4.31'de gösterilmektedir. Aynı sonuçlara bu şekillerden de ulaşılmaktadır. Burada hem kuvvet-deplasman hem de moment-derinlik deneysel sonuçlarına en uygun parametreler şu şekilde seçilmiştir: $C_k=E=20$ MPa, $\sigma_0=3000$ kPa ve $\gamma=200$.

Analizler sonucunda moment ve deplasman değerleri kullanılarak P-Y eğrileri oluşturulacaktır. Deplasman-derinlik ilişkisi için altıncı dereceden çoklu terimli (polinomial) bir denklem eğri uydurmada kullanılmıştır. Zemin direncini (p) elde etmek için ise moment-derinlik ilişkisine eğri uydurularak ikinci türevi alınmıştır. Eğri uydurmada kullanılan denklem (4.2) ve zemin direncini veren denklem (4.3) şu şekildedir:

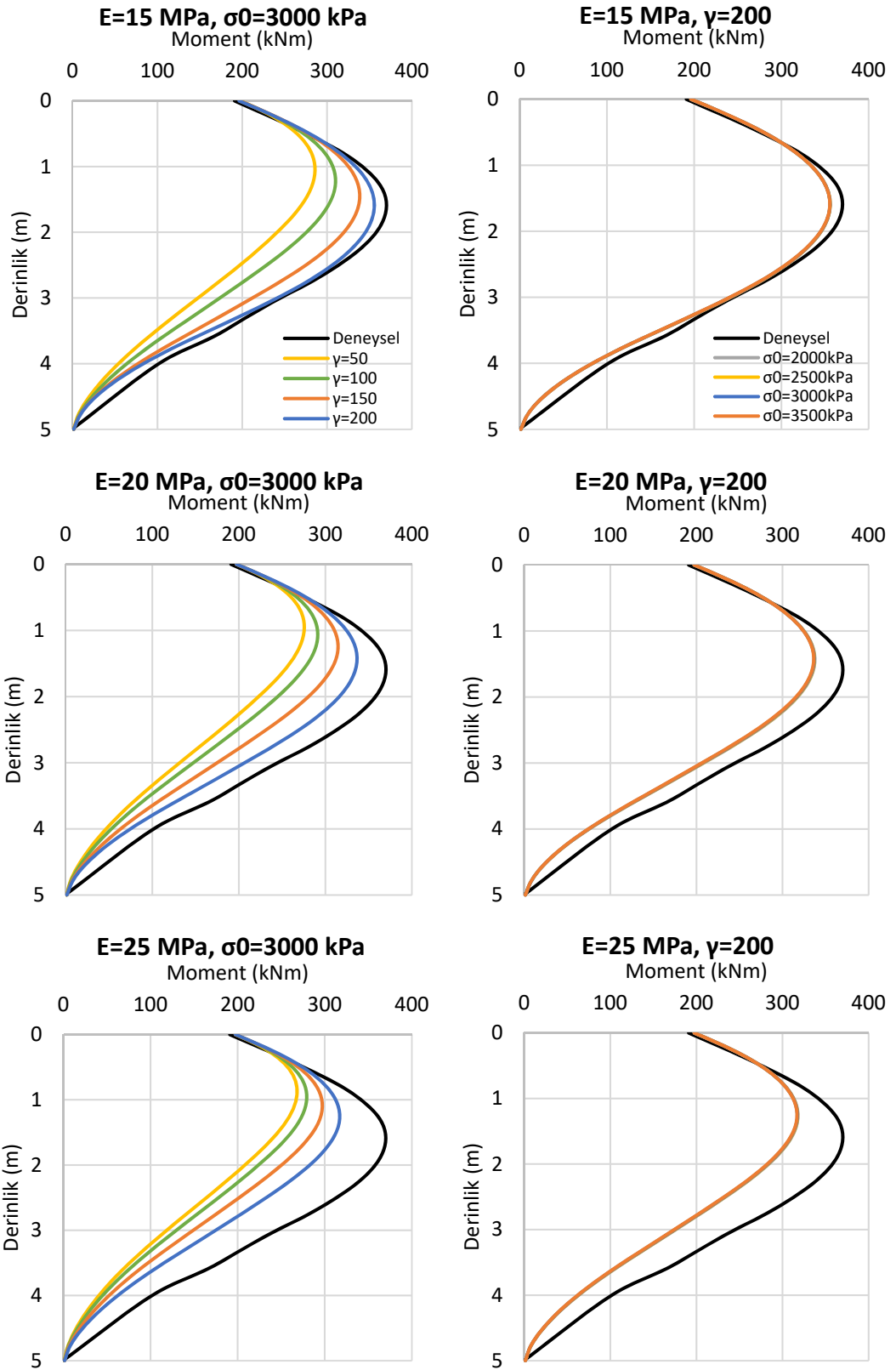
$$M(z) = a_0 + a_1 \sin(wz) + a_2 \cos(wz) \quad (4.2)$$

$$P(z) = \frac{d^2 M(z)}{dz^2} \quad (4.3)$$

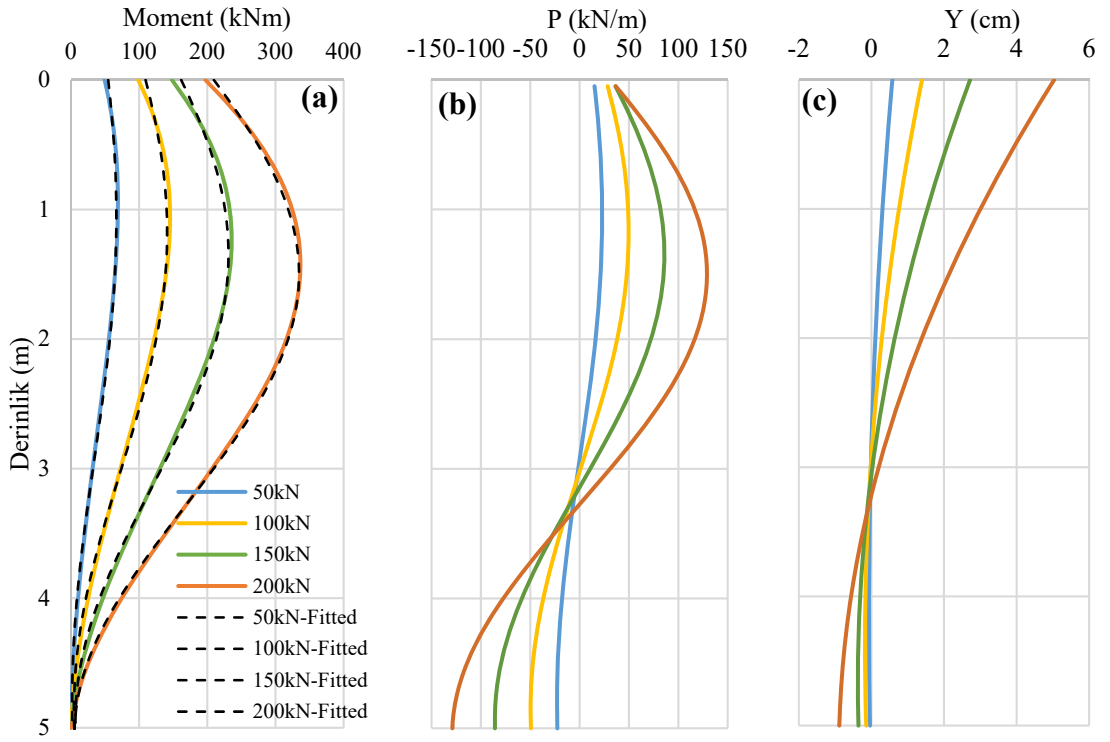
Bu işlemlerin sonucunda farklı yatay yükler için moment-derinlik ilişkisi Şekil 4.32a'da, zemin direncinin derinlik ile değişimi Şekil 4.32b'de ve deplasman-derinlik ilişkisi ise 4.32c'de verilmiştir. Farklı derinlikler için elde edilen P-Y eğri takımı ise Şekil 4.33'te verilmiştir. Şekil incelendiğinde derinlik arttıkça zemin direncinde meydana gelen artış görülmektedir.



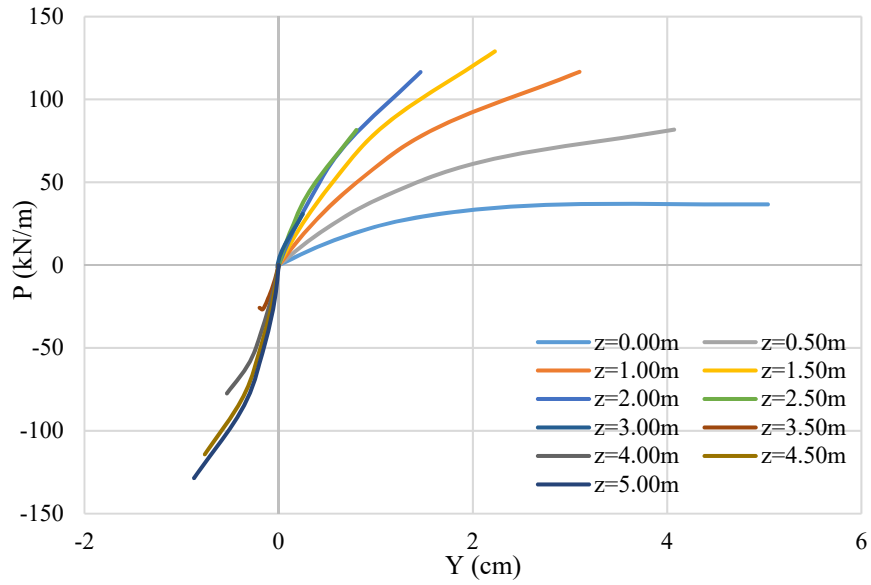
Şekil 4.30. Farklı parametreler için kuvvet-deplasman grafikleri



Şekil 4.31. Farklı parametreler için moment-derinlik grafikleri



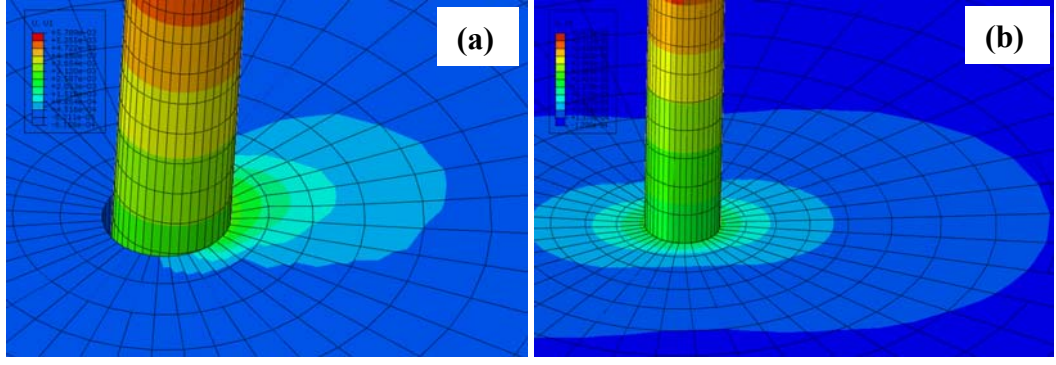
Şekil 4.32. (a) m-z ilişkisi, (b) p-z ilişkisi ve (c) y-z ilişkisi



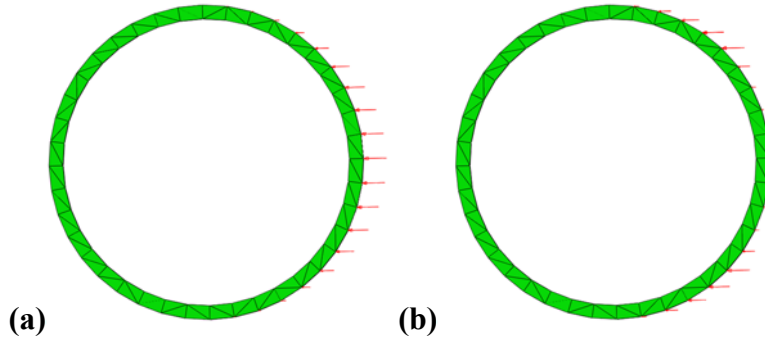
Şekil 4.33. Farklı derinlikler için P-Y eğri takımları

Kazık zemin arasında etkileşim iki farklı şekilde tanımlanıp sonuçlar karşılaştırılmıştır. Daha önce vurgulandığı gibi, kazık-zemin etkileşimi tanımının ayrılma (normal kuvvet) ve kaymayı temsil edebilmesi önemlidir. Bunu uygulayabilmek için Şekil 3.8'de görüldüğü gibi normal ve kayma davranışı tanımlanmıştır. Diğer yandan dönme ve ötelenme serbestliklerinin eşitlendiği tie model (tam temas) de karşılaştırma yapmak için analiz edilmiştir. Kayma davranışı teğetsel davranışla sağlanırken, sonlu eleman analizi sonundaki ayrılma davranışı Şekil 4.34a'da görülmektedir. 200kN altında analiz sonundaki tie modeli (tam temas) sonuçları da Şekil 4.34b'de verilmiştir. Şekil incelendiğinde, ayrılma davranışının tam temas ile temsil edilemeyeceğini göstermektedir. Ayrıca, şekil açıkça göstermektedir ki, kazık önündeki ve arkasındaki zemin, tam temas halinde mukavemete katkıda bulunurken, etkileşim durumunda, sadece kazık önündeki zemin katkıda bulunur. 200kN yanal yükleme için 3m derinlikte temas yüzeyinden oluşan normal ve kesme/kayma kuvvetleri Şekil 4.35'de gösterilmiştir. Beklendiği gibi normal temas kuvvetleri kazık ortasında artar ve kenarlara doğru azalır. Benzer şekilde, kesme temas kuvvetleri kenarlara doğru artar ve ortada azalır.

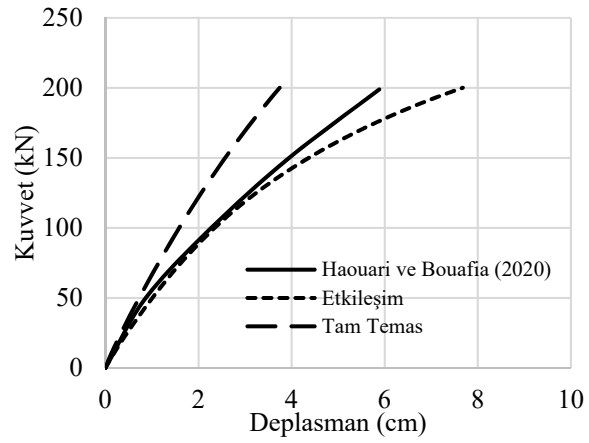
Daha net bir karşılaştırma yapabilmek için tam temasın etkileşim ile birlikte kuvvet-yer değiştirme sonuçları Şekil 4.36'da verilmiştir. Aynı parametreler kullanıldığında tam temasın yatay yükler altında sistemin kapasitesini arttırdığı söylenebilir. SE analizleri, arayüzde tam temas ve etkileşim modelleri kullanılarak tekil kazığın düşey yük kapasitesine genişletilmiştir. 0.2D'lik bir düşey yer değiştirme altındaki sonuçlar, kuvvet-oturma açısından Şekil 4.37'de gösterilmektedir. Şekilden de anlaşılacağı gibi, tam temas kullanıldığında düşey kapasitede artış görülmektedir.



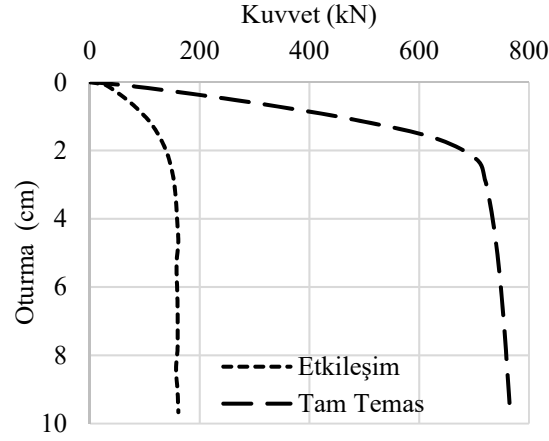
Şekil 4.34. Analiz sonunda zemin ve kazık arasındaki ayrımın görünümü (a) Etkileşim
(b) Tam temas



Şekil 4.35. 200kN yükleme için 3m derinlikte kazık yüzeyinde oluşan (a) normal ve (b) kayma temas kuvvetleri



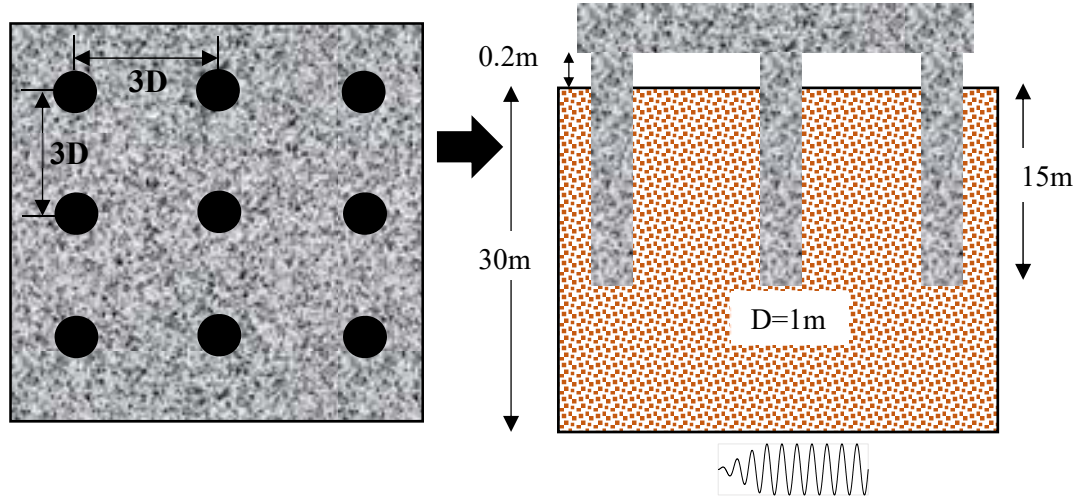
Şekil 4.36. Kuvvet-yer değiştirme ilişkisinin karşılaştırılması



Şekil 4.37. Kuvvet-oturma ilişkisinin karşılaştırılması

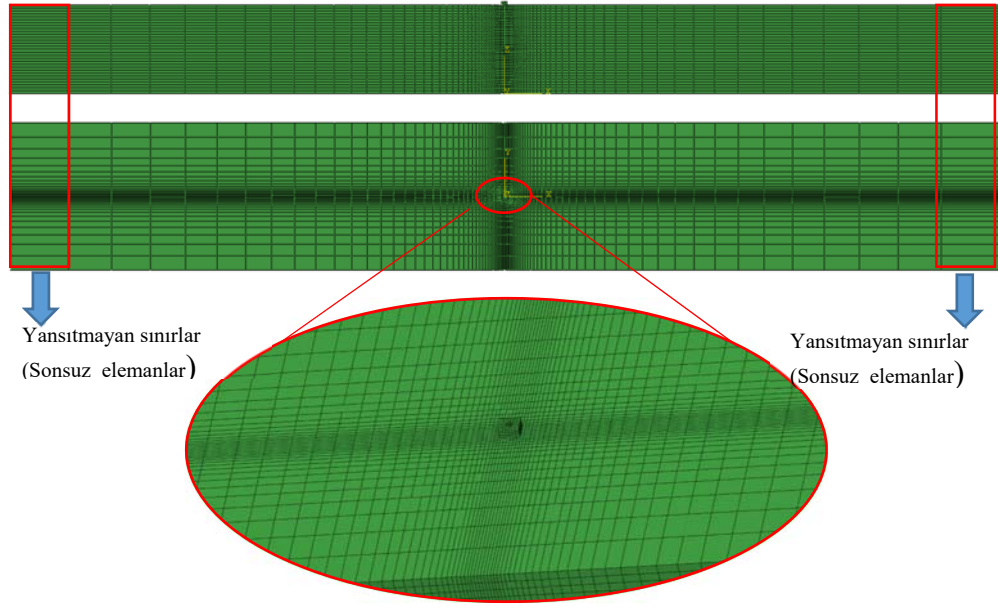
4.3.2. Grup kazıklarda dinamik P-Y analizleri

Bu bölümde dinamik yükler altındaki tekil ve 3x3 grup kazıkların analiz sonuçları değerlendirilmektedir. Analizlerde PI %50 ve kayma dalgası hızı 100 m/s olan homojen killi zemin tercih edilmiştir. Bu zemin türü TBDY (TBDY, 2018)'e göre ZE sınıfı bir zemin olarak tanımlanmaktadır. Bu zemin türü için kalibre edilen malzeme parametreleri Çizelge 4.2'de verilmiştir. Zemin derinliği 30m olarak belirlenmiştir. Kazık çapı sıklıkla kullanılan çap olan 1m kabul edilmiştir. Kazık betonarme kabul edilmiş ve elastik olarak modellenmiştir. Kazık boyu 15.2m, başlık yüksekliği ise 1m olarak tercih edilmiştir. Grup kazık analizlerinde kazıklar arası mesafe kazık çapının üç katı (3D) olarak seçilmiştir. Bu çalışmada kazık başlığının etkisini ihmal etmek için zemin ile başlık arasında 0.2m'lik bir boşluk bırakılmıştır. Analizlerde kullanılan 3x3 grup kazık modeli ile ilgili detaylar Şekil 4.38'de verilmiştir. Tekil kazıklı analizlerde ölçüler değişmemekte sadece bir kazık kullanılmaktadır. Dinamik analizlerde taban sadece yükleme doğrultusunda serbest bırakılmıştır. Yükleme doğrultusunda yan yüzeylere yansıtmayan sonsuz elemanlar yerleştirilirken diğer doğrultuda yanıl ötelenme sınırlandırılmıştır. Sistemin düşey hareketi ise serbest bırakılmıştır. Kazıklara yakın bölgelerde daha küçük eleman boyutu seçilirken sınırlara doğru daha büyük elemanlar tercih edilmiştir. Bu durum tekil kazıklı sistem için Şekil 4.39'da, 3x3 grup kazıklar için Şekil 4.40'ta görülmektedir. Hem zemin hem de kazık için C3D8R elemanlar kullanılmıştır. Sonsuz elemanlar içinse CIN3D8 eleman kullanılmıştır.

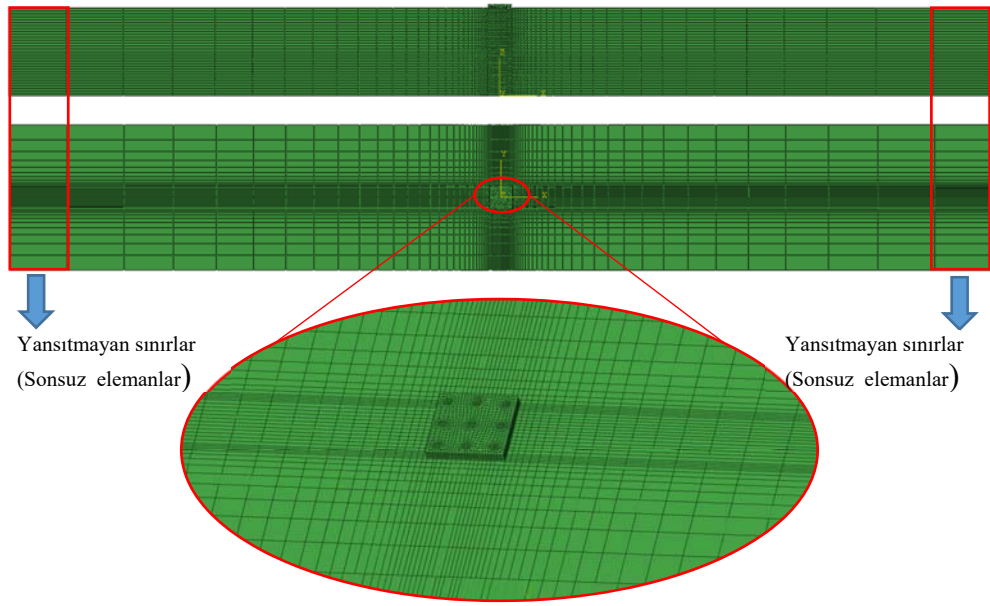


Şekil 4.38. 3x3 grup kazıkların üstten ve kesit görünümü

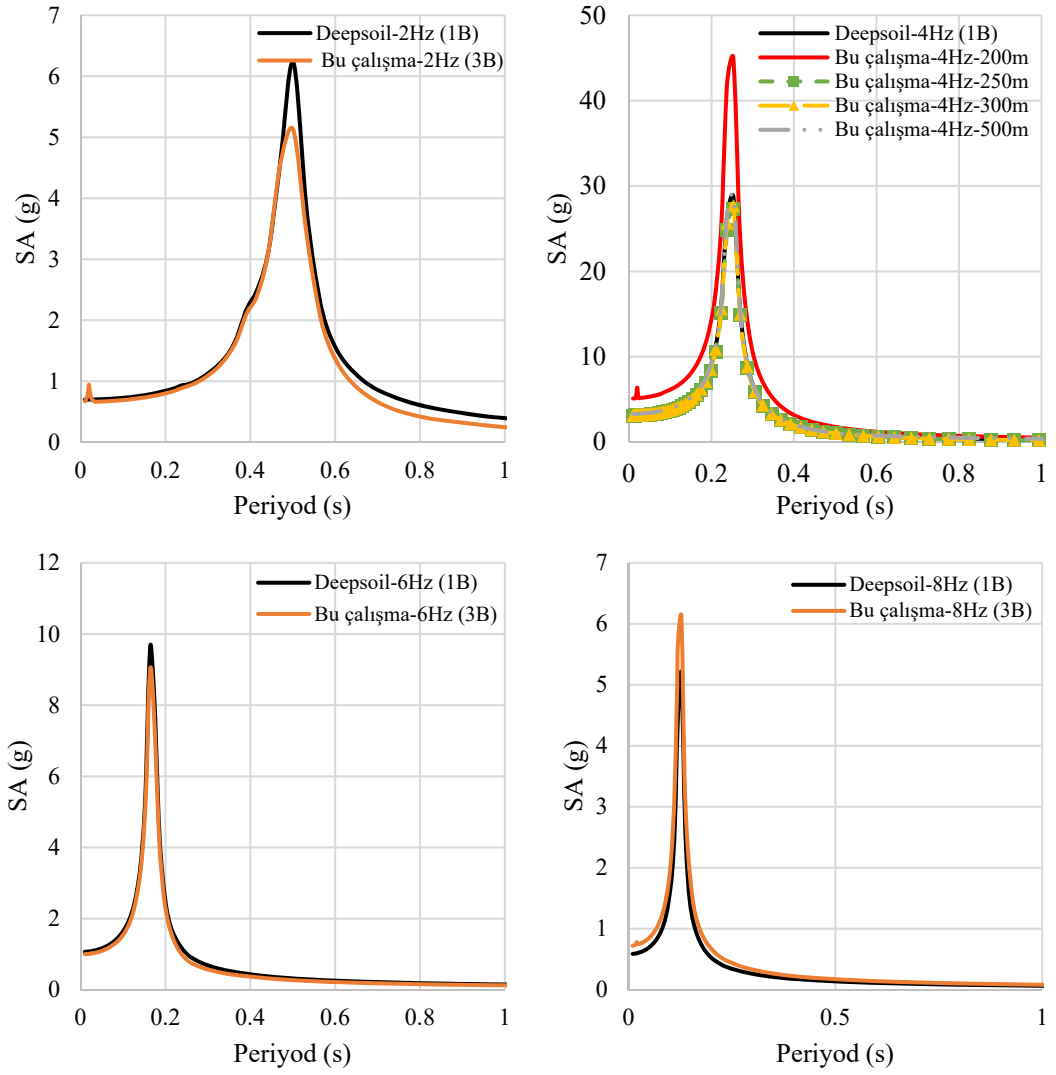
Dinamik analizlerde yükleme farklı genliklerde ve sinüs dalgası şeklinde ($\sin(2\pi ft)$) sistemin tabanından etkililmiştir (Şekil 4.38). Yükleme doğrultusunda zemin sınırlarını belirlemek için farklı frekanslarda (2, 4, 6 ve 8 Hz) dalgalar sisteme verilerek zemin davranış analizleri (ZDA) gerçekleştirilmiştir. Sistemin uzunluğu değiştirilerek zemin yüzeyinde elde edilen tepki spektrumları 1B DEEPSOIL sonuçları ile kıyaslanarak sistem uzunluğuna karar verilmiştir. 1B ve 3B elastik analiz sonuçları Şekil 4.41’de verilmiştir. Şekiller incelendiğinde en büyük tepkilerin 2 Hz frekansında gerçekleştiği görülmektedir. Şüphesiz rezonans frekansı bu değere yakın bir değerdir. Bu frekans için sistem boyutlarında farklı uzunluklar seçilerek elde edilen sonuçlar incelendiğinde ve 3x3 grup kazıkların boyutları da dikkate alındığında 300m sistem uzunluğu olarak seçilmiştir. Burada 200m uzunluğu için diğer frekanslarda 1B ve 3B analizlerde yakın tepkiler elde edilirken rezonans frekansına yakın frekanslarda sonuçlarda önemli farklılıklar olduğu anlaşılmaktadır.



Şekil 4.39. Tekil kazık için oluşturulan sonlu eleman modeli ağı



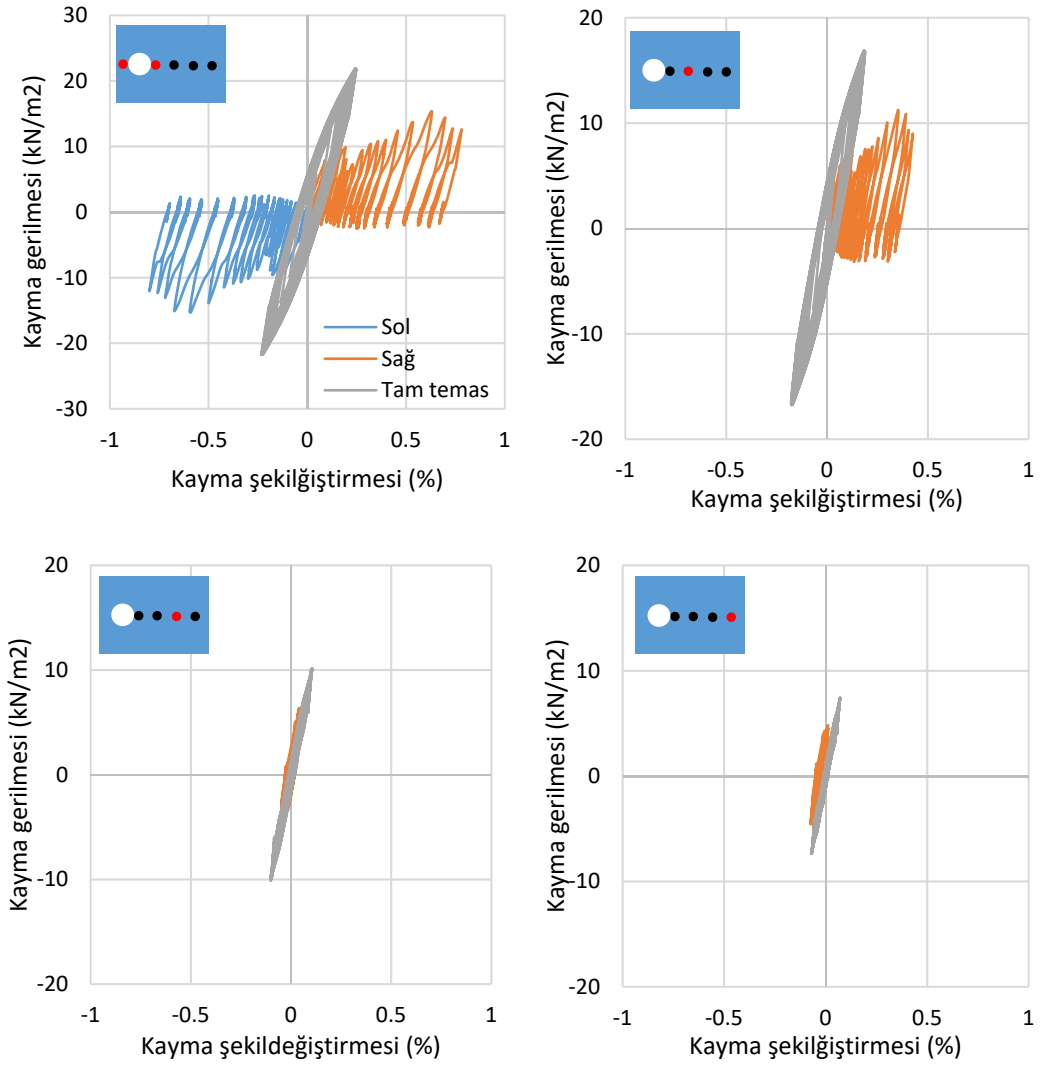
Şekil 4.40. 3x3 grup kazık için oluşturulan sonlu eleman modeli ağı



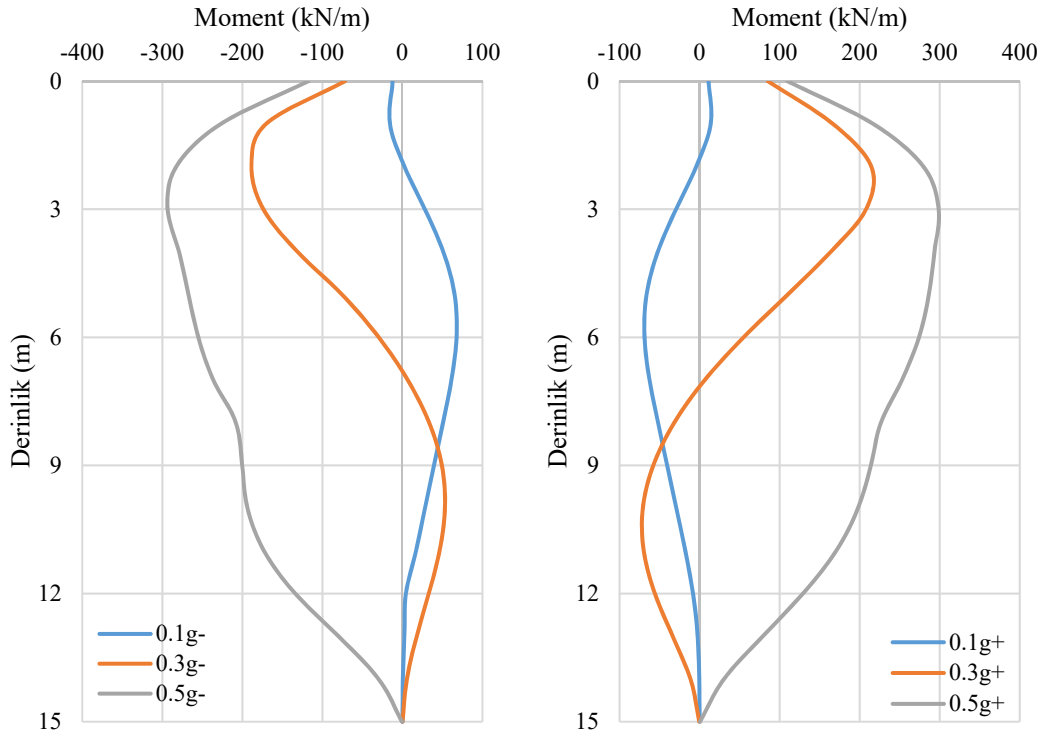
Şekil 4.41. Farklı frekanslarda zemin üst yüzündeki tepki spektrumları

Kazıklı sistemler için yapılan dinamik analizlerden sadece 2 Hz frekansından elde edilen sonuçlar burada verilecektir. Kazığın sağında ve solunda bulunan zemin düğüm noktasında meydana gelen gerilme-şekil değiştirme ilişkisi Şekil 4.42’de verilmiştir. Şekil dikkatlice incelendiğinde gerilme şekil değiştirme eğrilerinin beklenen davranışı sergilediği görülmektedir (Şekil 4.5). Diğer taraftan tam bağlı olarak ifade edilen Tie sonuçlarında ise dayanım yaklaşık iki katına kadar çıkmaktadır. Kazıkta moment-derinlik ilişkisi Şekil 4.43’te verilmiştir. Genlik arttıkça moment değerindeki artış açıkça görülmektedir. Küçük genliklerde moment yükleme doğrultusuna göre işaret değiştirirken genlik arttıkça işaret aynı olmaktadır. Kazık relatif deplasmanı, kazık deplasmanından serbest bölge deplasman değerinden çıkarılarak elde edilmiştir (Lim ve

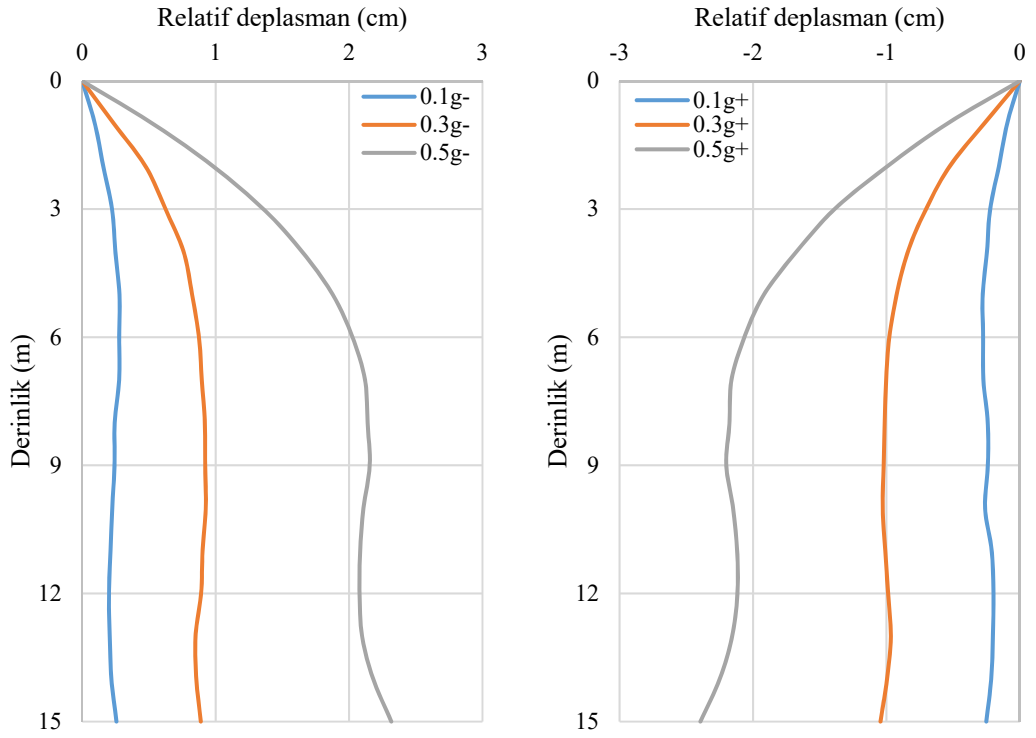
Jeong, 2018; Yoo, Choi, Han ve Kim, 2013). Diğer taraftan serbest bölge deplasman değerleri ise Şekil 3.12 ve 3.13'e göre kazık çapının altı katından (6D) daha uzak bir mesafeden alınmalıdır. Bu çalışmada serbest bölge deplasman değeri güvenli tarafta kalmak için yaklaşık 14D mesafeden alınmıştır. Aynı analizlerde kazıklarda derinlik boyunca meydana gelen deplasman değerleri Şekil 4.44'te verilmiştir. Genlik arttıkça deplasman değerinde artış görülmektedir.



Şekil 4.42. Kazığın sağında zemin düğüm noktalarındaki gerilme-şekil değıştirmeler

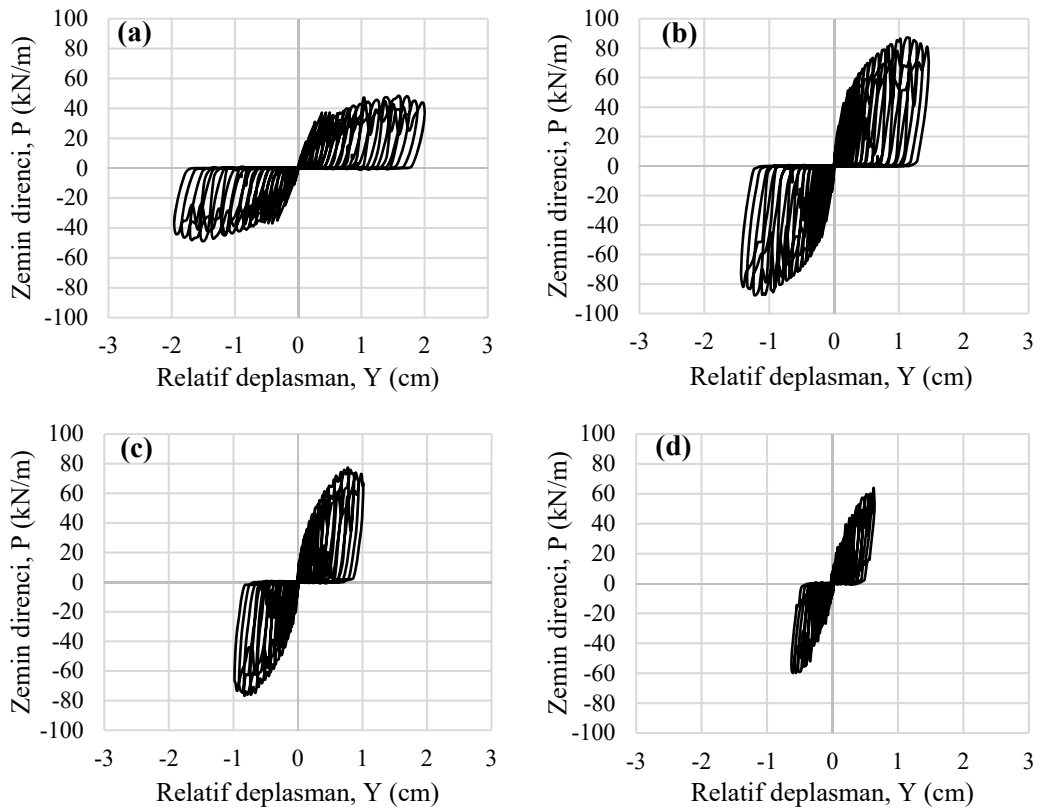


Şekil 4.43. 2 Hz için tekil kazıkta moment-derinlik ilişkisi

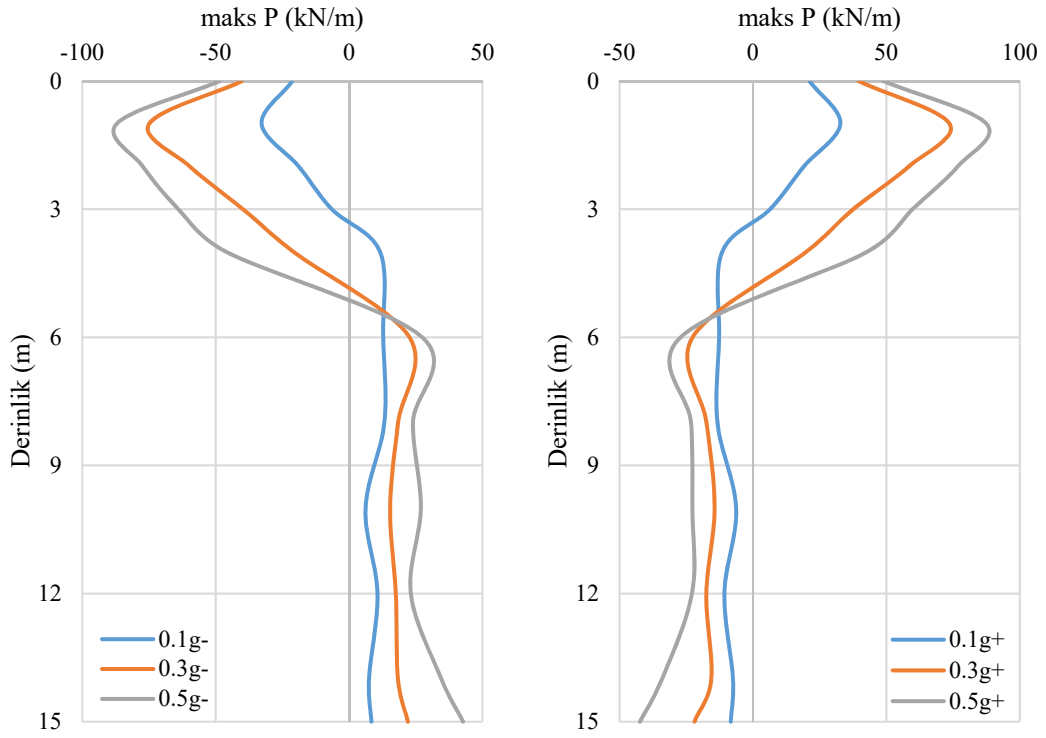


Şekil 4.44. 2 Hz için tekil kazıkta relatif deplasman-derinlik ilişkisi

Kazıkların farklı derinliklerinde direnç-relatif deplasman (P-Y) eğrileri oluşturulmuştur. Burada sadece kazığın 0, 1, 2 ve 3m derinliklerindeki P-Y eğrileri Şekil 4.45'te verilmiştir. Şekiller incelendiğinde kazıklar bir yöne doğru hareket ederken o yöndeki dayanımın arttığı diğer yöne dönerken bir önceki döngüde yer değiştiren zeminin konumuna gelinceye kadar direnç oluşmadığı ancak zeminle temas başlayınca dayanımda artışın meydana geldiği görülmektedir. Kazık yön değiştirdiğinde temas olmadığından dayanımın sifıra yaklaştığı anlaşılmaktadır. Kazık ile zemin arasında meydana gelen bu davranışın gerçekçi olduğunu söyleyebiliriz. Tekil kazıkta farklı genliklerde meydana gelen zemin direncinin derinlik ile ilişkisi Şekil 4.46'da verilmiştir. Benzer şekilde genlik arttıkça zemin direncinde de artışlar meydana gelmektedir. Kazık tabanında görülen artış ise tabandaki sürtünmeden kaynaklıdır.



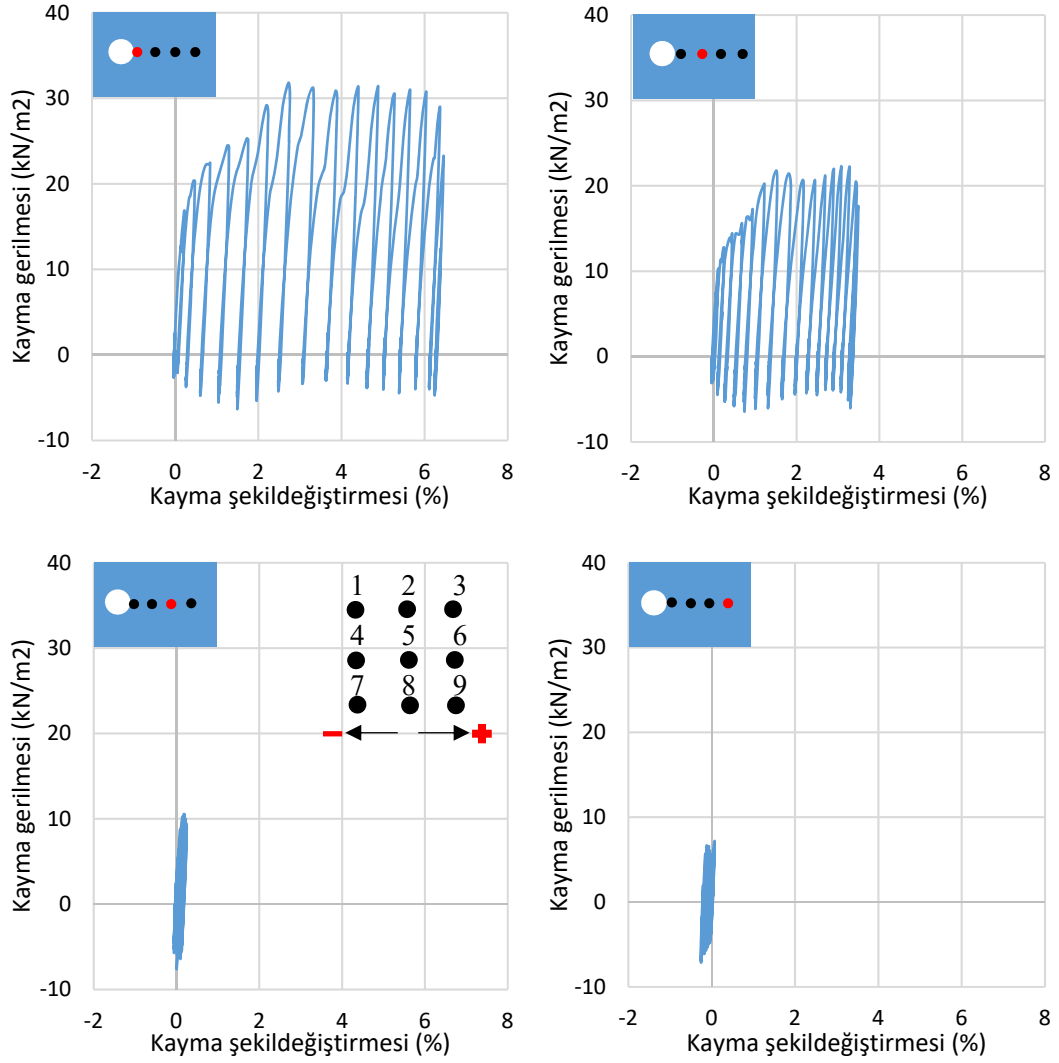
Şekil 4.45. Tekil kazıkta P-Y eğrileri değişimi (a) 0m, (b) 1m, (c) 2m ve (d) 3m



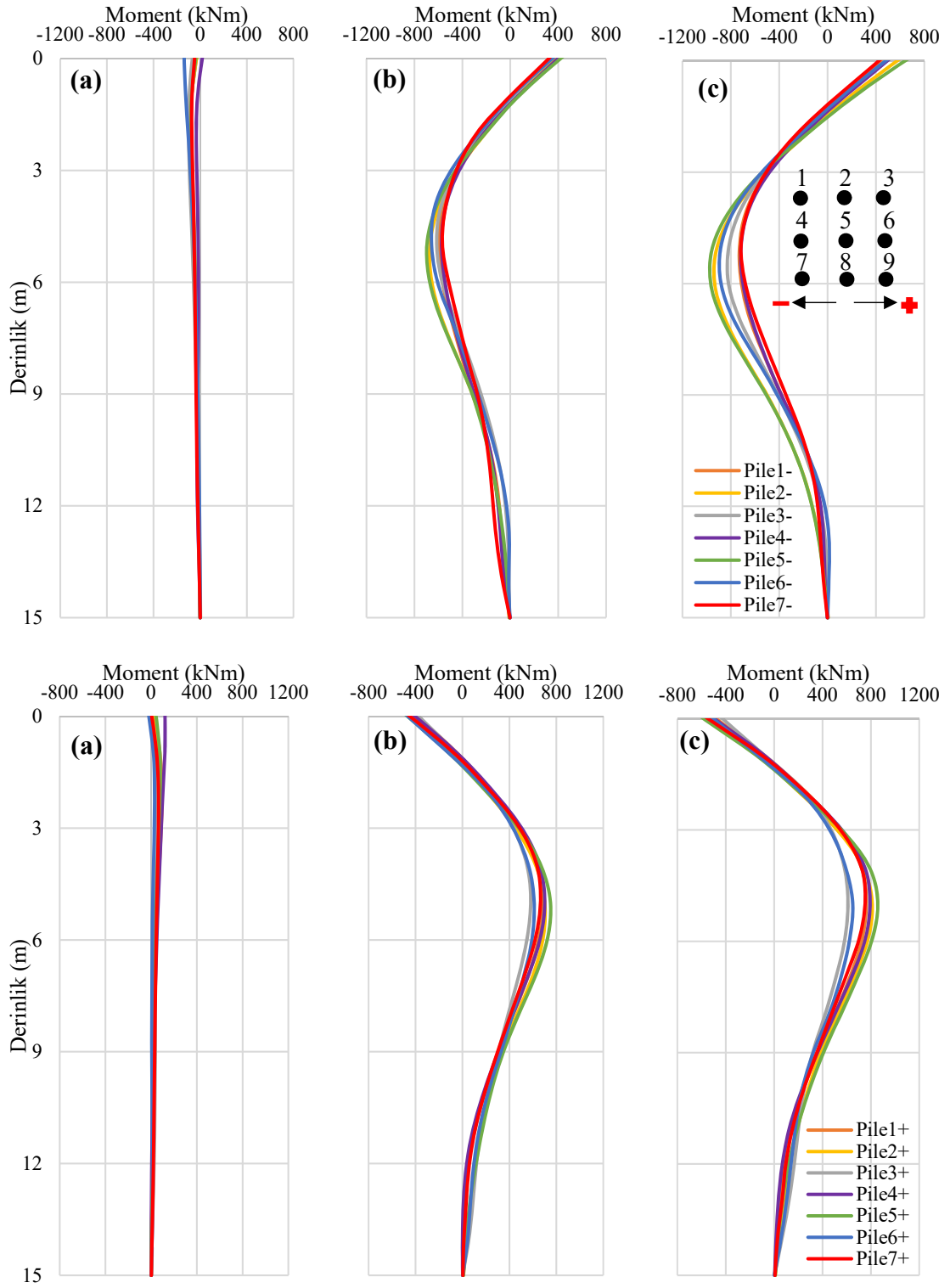
Şekil 4.46. 2 Hz için tekil kazıkta farklı genliklerde zemin direnci-derinlik ilişkisi

Grup kazıklarda 2Hz frekansında ve 0.1g, 0.3g ve 0.5g genliklerdeki sonuçlar aşağıda açıklanmaktadır. Kazık 3'ün sağındaki bulunan zemin düğüm noktasında meydana gelen gerilme-şekil değiştirme ilişkisi Şekil 4.47'de verilmiştir. Şekil dikkatlice incelendiğinde gerilme-şekil değiştirme eğrilerinin doğrusal olmayan davranış sergilediği görülmektedir. Kazıktan uzaklaştıkça zeminde lineere yakın bir davranış olduğu şekilden anlaşılmaktadır. Diğer taraftan, sistem ve yükleme simetrik olduğu için 1-7, 2-8 ve 3-9 nolu kazıklarda benzer davranışlar elde edilmektedir. Grup kazıkta bulunan 9 adet kazığın sadece 6 adedinin sonuçları burada verilecektir. Şekil 4.48'de bu kazıklara ait moment derinlik diyagramları 0.1g, 0.3g ve 0.5g genlikleri için verilmiştir. Şekiller incelendiğinde genlik arttıkça kazıklarda meydana gelen moment değerlerinde ve maksimum değerlerin olduğu derinlikte artış görülmektedir. Küçük genliklerde kazıklarda nispeten karmaşık bir dağılım mevcut iken büyük genliklere doğru orta sıradaki kazıklarda daha büyük moment değerlerinin olduğu anlaşılmaktadır. Burada literatürdeki statik analiz sonuçlarından elde edilen yük dağılımının aksine bir durum söz konusudur. Literatürdeki çalışmalarda yükleme doğrultusuna göre ön sıradaki kazıklar en fazla yükü alırken arka sıralara doğru yük azalmaktadır (Brown ve diğerleri, 1988; Ilyas ve diğerleri, 2004;

McVay ve diğeri, 1998). Ancak 3x3 grup kazıklarda yapılan dinamik analiz sonuçlarına göre her iki doğrultuda da orta sıradaki kazıkların diğeri sıralardakine göre daha fazla yük aldığı görülmektedir.



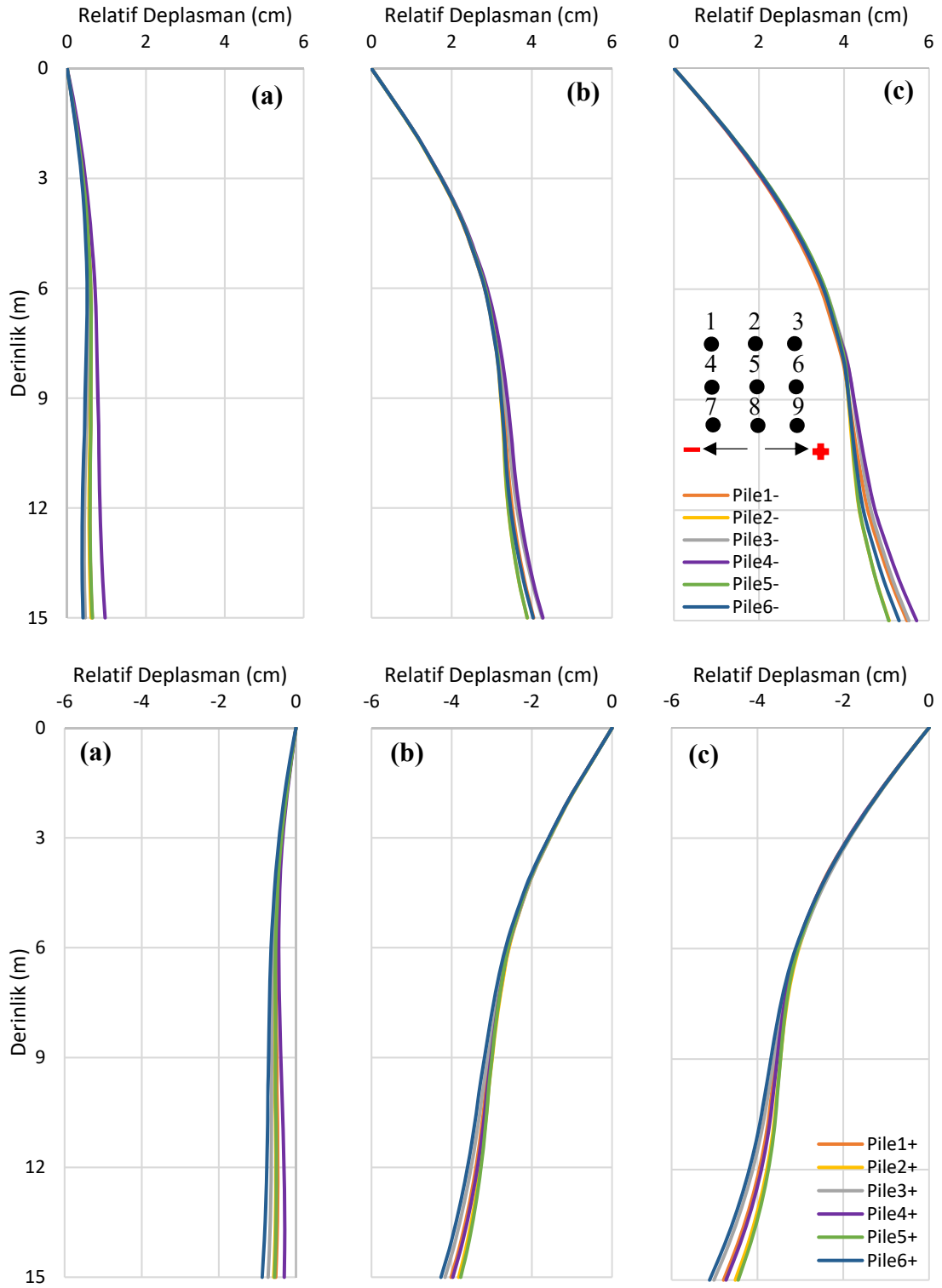
Şekil 4.47. Kazık 3'ün sağında zemin düğüm noktalarındaki gerilme-şekil değıştirme eğrileri



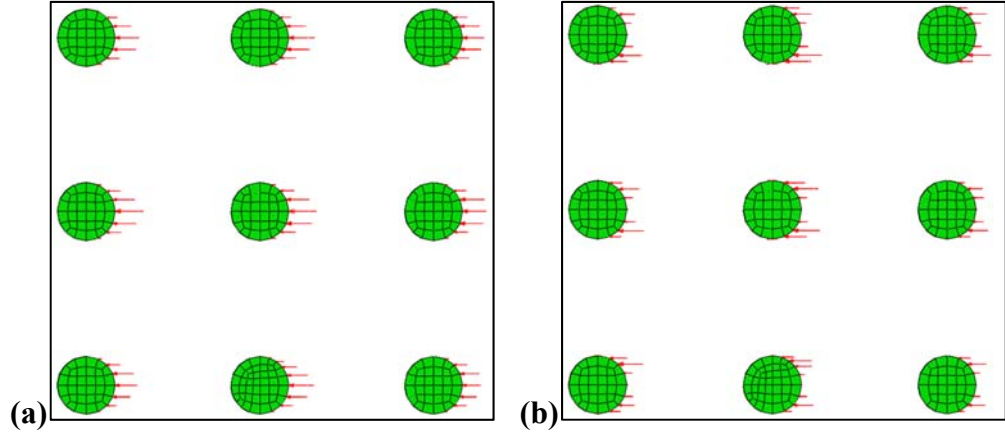
Şekil 4.48. 2 Hz için moment derinlik ilişkisi: (a) 0.1g, (b) 0.3g ve (c) 0.5g

Aynı analizlerde kazıklarda derinlik boyunca meydana gelen deplasman değerleri Şekil 4.49'da verilmiştir. Kazık rölatif deplasmanı, kazık deplasmanından serbest bölge deplasman değeri çıkarılarak elde edilmiştir (Lim ve Jeong, 2018; Yoo ve diğerleri, 2013). Diğer taraftan serbest bölge deplasman değerleri ise Şekil 3.12 ve 3.13'e göre kazık çapının altı katından (6D) daha uzak bir mesafeden alınmalıdır. Bu çalışmada serbest bölge deplasman değeri yaklaşık 14D mesafeden alınmıştır. Dalganın genliğinin artmasına paralel olarak kazık deplasmanlarında da artışlar görülmektedir. Moment ilişkisine benzer şekilde küçük genliklerde deplasman değerleri beklendiği gibi olurken büyük genliklerde beklenenin aksine her iki doğrultuda da orta sıradaki kazıklarda daha küçük deplasmanlar elde edilmektedir.

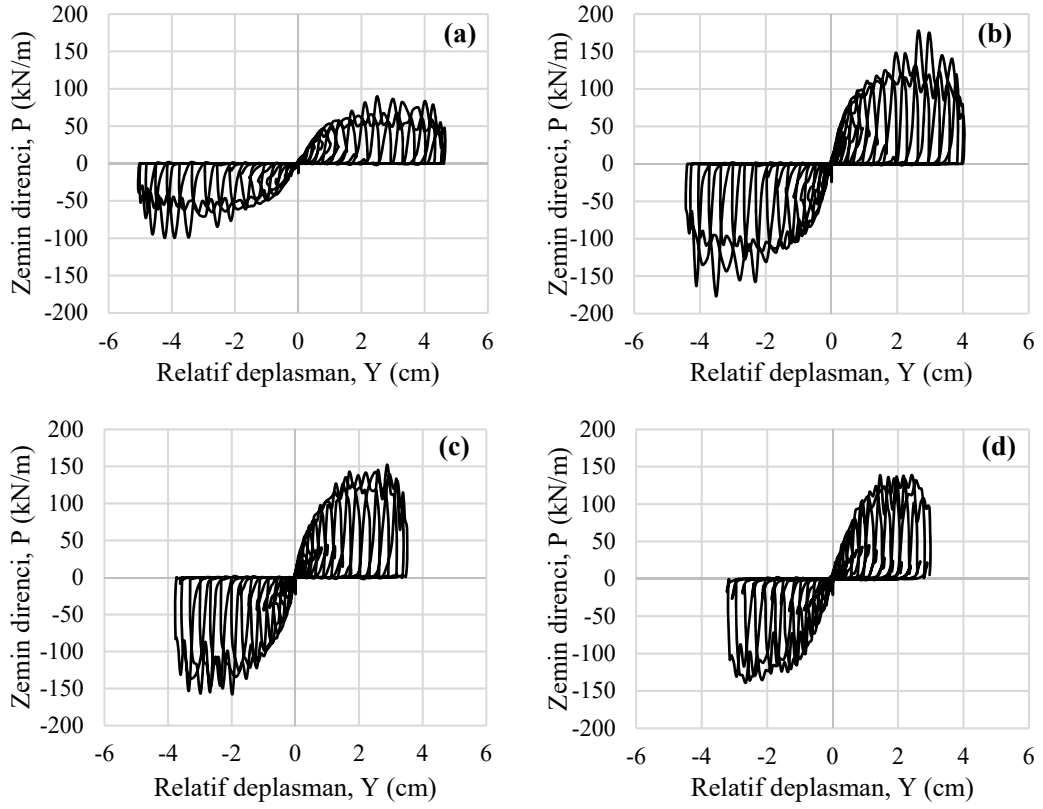
Kazığın şekil değiştirme talebine karşılık zemin direnç göstermektedir. Bu direnç normal ve sürtünme dirençlerinin toplamı olarak ifade edilmişti (Madde 2.3). Kazık ve zemin arasındaki temas yüzeyinde 2m derinlikte meydana gelen normal ve kesme/kayma kuvvetleri Şekil 4.50'de gösterilmiştir. Beklendiği gibi normal temas kuvvetleri kazık ortasında artar ve kenarlara doğru azalır. Benzer şekilde, kayma temas kuvvetleri kenarlara doğru artar ve ortaya doğru azalır. Diğer şekillerden de anlaşıldığı üzere orta sıradaki kazıklarda meydana gelen kuvvetlerin daha büyük olduğu görülmektedir. Kazıkların farklı derinliklerinde direnç-relatif deplasman (P-Y) eğrileri oluşturulmuştur. Burada sadece 2 nolu kazığın 0, 1, 2 ve 3m derinliklerindeki P-Y eğrileri Şekil 4.51'de verilmiştir. Şekiller incelendiğinde kazıklar bir yöne doğru hareket ederken o yöndeki dayanımın arttığı diğer yöne dönerken bir önceki döngüde yer değiştiren zeminin konumuna gelinceye kadar direnç oluşmadığı ancak zeminle temas başlayınca dayanımda artışın meydana geldiği görülmektedir. Kazık yön değiştirdiğinde temas olmadığından dayanımın sıfıra yaklaştığı anlaşılmaktadır. Kazık ile zemin arasında meydana gelen bu davranışın gerçekçi olduğunu söyleyebiliriz. Kazığın derinliği boyunca meydana gelen maksimum dirençler Şekil 4.52'de verilmiştir. Her ne kadar maksimum değerler farklı deplasmanlarda gerçekleşse de şekillerden görüldüğü üzere orta sıradaki kazıklarda diğerlerine oranla dayanımlar daha büyüktür.



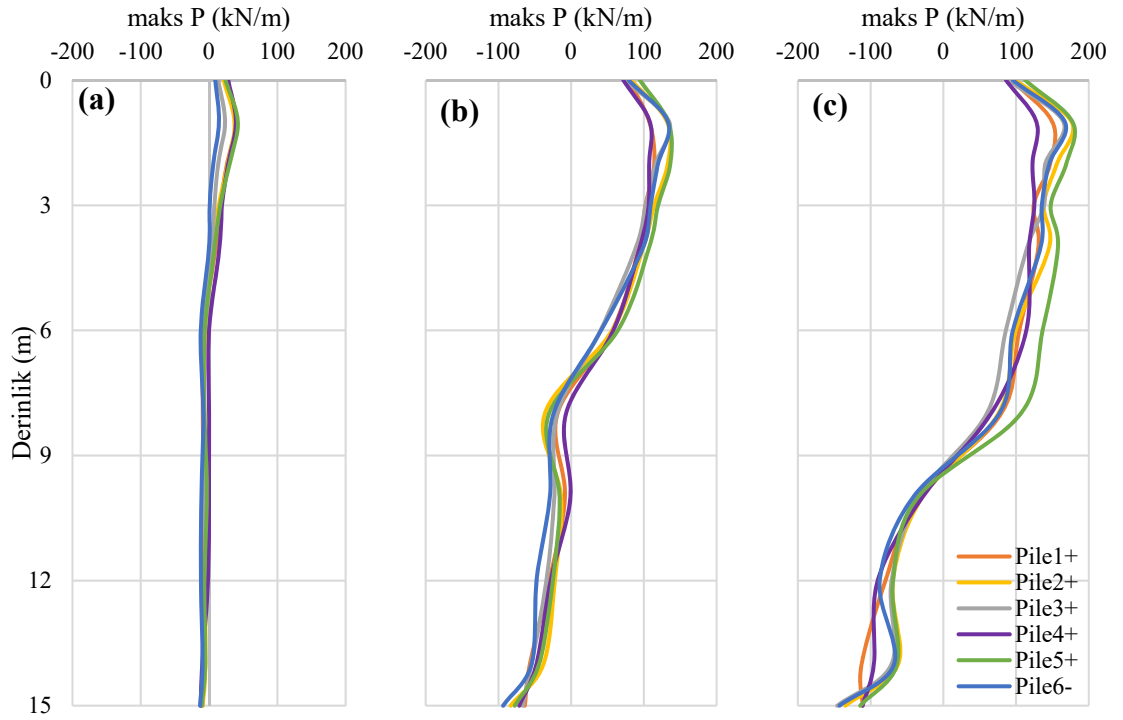
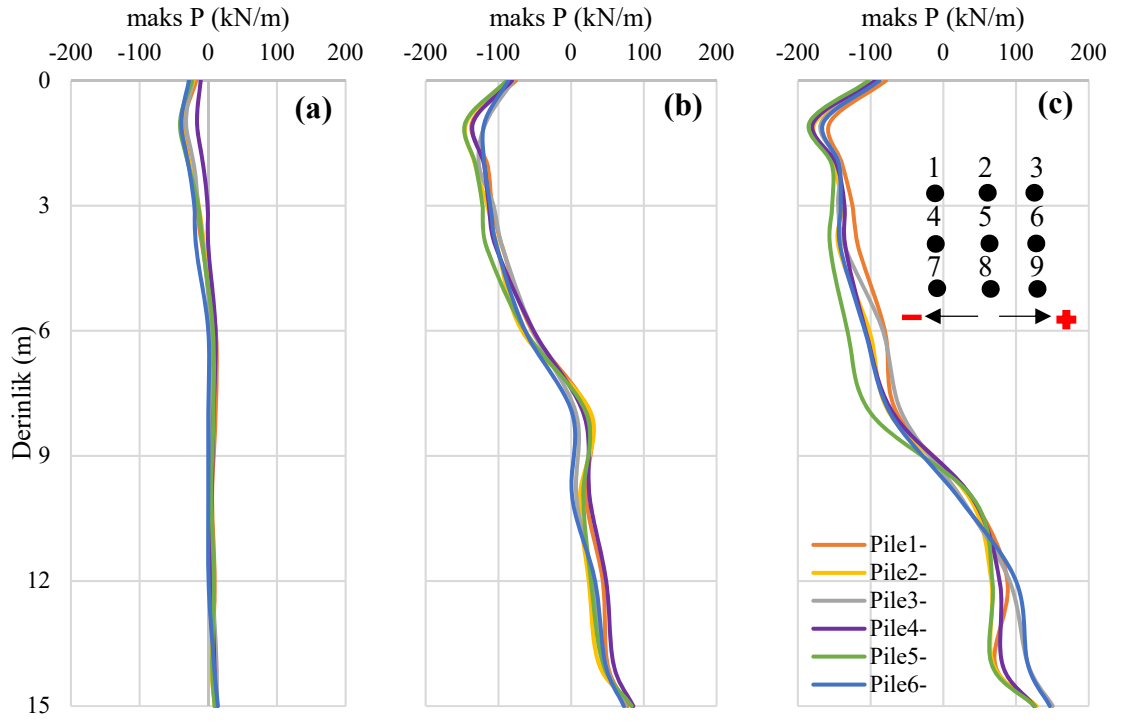
Şekil 4.49. 2 Hz için deplasman derinlik ilişkisi: (a) 0.1g, (b) 0.3g ve (c) 0.5g



Şekil 4.50. 2m derinlikte kazıkların yüzeyinde oluşan (a) normal ve (b) kayma temas kuvvetleri



Şekil 4.51. 2 nolu kazıkta P-Y eğrileri değişimi (a) 0m, (b) 1m, (c) 2m ve (d) 3m



Şekil 4.52. 2Hz için maksimum direnç eğrileri; (a) 0.1g, (b) 0.3g ve (c) 0.5g

5. SONUÇ

Bu tez çalışmasının temel amacı dinamik yükler altında elde edilen P-Y eğrilerinde frekans ve genlik parametrelerinin etkisini belirlemektir. Bu amaç kapsamında çeşitli analizler ve bunlara bağlı kalibrasyonlar üç aşamada gerçekleştirilmiştir. İlk aşamada zemin malzeme modeli deneysel sonuçlarla kalibre edilerek 1B ve 3B eşdeğer lineer ve doğrusal olmayan zemin davranış analizleri gerçekleştirilmiştir. İkinci aşamada ise kazık zemin etkileşimi de dikkate alınarak tekil ve grup kazıkların düşey yükler altındaki taşıma güçleri literatürdeki deneysel çalışmalarla doğrulanmış ve dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Son olarak, yatay statik yükler altındaki tekil kazığın davranışı ve dinamik yükler altındaki tekil ve 3x3 grup kazıkların tepkilerinin yükleme frekansı ve genliği ile değişimi irdelenmiştir. Çalışma kapsamında elde edilen sonuçlar aşağıda maddeler halinde belirtilmektedir.

- Sayısal model boyutlarının doğru bir şekilde seçilmesi gerekmektedir. Bu nedenle, birinci aşamada 3B eşdeğer lineer (EL) analizler gerçekleştirilmiş ve 1B analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Zemin boyutlarının seçiminde zemin üst yüzündeki tepki spektrumları karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmalar sonucunda boyutların seçiminde yansıtmayan sınırların uzaklığı (sistem boyutları) ve ağ (mesh) boyutlarının etkili olduğu belirlenmiştir. Sistem boyutları küçük seçildiğinde sınırlardan yansıyan dalgaların tepkileri önemli oranda azalttığı, boyutlar arttığında ise 1B analiz sonuçlarına yakın sonuçların elde edildiği ortaya konulmuştur. Benzer şekilde ağ boyutlarının küçük seçilmesiyle 1B sonuçlara yakın sonuçlar elde edilmiştir. Burada ağ boyutlarının yeteri kadar küçük seçilmesi gerekmektedir. Diğer türlü, analiz süresinin artmasına sebep olmaktadır.
- Doğrusal olmayan (NL) analizlerde kullanılacak zemin malzeme modelinde bulunan parametrelerin doğru bir şekilde belirlenmesi için kayma testleri gerçekleştirilmiştir. Literatürde bulunan kayma modülü-şekildeğiştirme ($G-\gamma$) ve sönüm oranı-şekildeğiştirme ($\xi-\gamma$) ilişkileri kullanılarak killi ve kumlu zeminler için malzeme parametreleri kalibre edilmiştir. NL zemin davranış analizleri (ZDA) gerçekleştirilmiş ve 1B sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Killi ve kumlu zeminlerde yapılan doğrusal olmayan analizler ışığında 1B sonuçlarla uyumlu sonuçlar elde edilmiştir. Farklılıklar 1B ve 3B modelde kullanılan malzeme

modeli ve kalibrasyon farkından kaynaklanmaktadır. Kullanılan malzeme modelinin zemin davranışını temsil etmede yeterli olduğu görülmekle beraber, boşluk suyu basıncını ve kumlu zeminlerde hacimsel şekil değiştirmeyi temsil edemediğini belirtmek gerekir.

- İkinci aşamada kazıklı modeller üzerinde doğrusal ve doğrusal olmayan analizler gerçekleştirilmiştir. Doğrusal model için literatürde bulunan kazıklı model sonuçları ile kalibrasyon yapılmış ve farklı etkileşim türleri kullanılarak sonuçlar değerlendirilmiştir. Doğrusal olmayan modelde literatürde bulunan düşey ve dinamik yükler altındaki radye, tekil ve grup kazıkların sonuçları ile kalibrasyon gerçekleştirilmiştir. Farklı çevresel basınçlar altındaki üç eksenli test sonuçları ile uyumlu malzeme parametreleri elde edilmiştir. Analizlerde, literatürde genellikle referans olarak seçilen 100 kPa çevresel basınç altında kalibre edilen parametreler kullanılmıştır.
- İkinci aşamada yapılan elastik analiz sonuçları dikkate alındığında Rayleigh sönüm katsayılarının doğru bir şekilde tayin edilmesinin önemi vurgulanmıştır. Sönüm katsayıları sönüm değerini değiştirmekle birlikte sistemin tepkisini etkilemektedir. Oluşturulan iki tabakalı modelde ZDA analizlerinde literatür ile uyumlu sonuçlar elde edilmiştir. Tekil kazıklı analizlerde ise arayüz türünün deplasman-derinlik ve ivme-derinlik sonuçları üzerinde önemli bir etkisi olmadığı görülmüştür. Bunun sebebinin deprem yer hareketinin sistemi fazla zorlamadığı sonucuna varılmıştır. Diğer yandan katı modellerde moment-derinlik ilişkisinde daha büyük değerlerin elde edildiği, bütün modellerde ise tabaka geçişinde momentte önemli artışlar olduğu görülmüştür.
- İkinci aşamada düşey yükler altındaki tekil kazık, küçük radye, büyük radye ve grup kazık analiz sonuçlarına göre tam temas etkileşim türü radye etkisinin fazla olduğu, kazık zemin arasındaki sürtünmenin az olduğu durumlarda statik etkileşim ile yakın sonuçlar verirken sürtünme davranışının hakim olduğu karmaşık kazık zemin etkileşiminin etkin olduğu durumlarda dayanımı olduğundan yüksek gösterdiği belirlenmiştir.
- Üçüncü aşamada yatay yükler altındaki tekil kazıklarla ilgili yapılan analizlerde parametrik çalışma yapılarak deneysel sonuçlarla kalibrasyon yapılmıştır. Analizler sonucunda kazık önündeki ve arkasındaki zemin, tam temas halinde

mukavemete katkıda bulunurken, etkileşim durumunda, sadece kazık önündeki zeminde gerilmeler meydana gelmektedir. Bu durum, kuvvet deplasman ilişkisinde deplasmanda azalmaya sebep olurken daha düşük deplasmanlarda daha büyük kuvvetlerin oluşmasına sebep olmaktadır. Diğer bir ifadeyle, tam temas kullanıldığında tekil kazıklı sistemin yatay yükler altındaki kapasitesi ve rijitliği artmaktadır. Aynı sistem düşey yükler altında analiz edildiğinde, yatay yükler altındaki analiz sonuçlarına benzer şekilde, sistemin kapasitesinde önemli bir artış meydana gelmektedir.

- Üçüncü aşamada tekil ve 3x3 grup kazıklarda farklı frekans ve genliklerde parametrik bir çalışma gerçekleştirilmiştir. Yapılan dinamik analiz sonuçları doğrultusunda kazık ve zemin arasında tam temas kullanılmasının sadece kazığa temas eden zemin elemanlarında değil kazığa yakın yerlerde bulunan zemin elemanlarında da gerilmeleri arttırdığı belirlenmiştir. Literatürde sıkça kullanılan tam temas etkileşim türünün dikkatli bir şekilde kullanılması önerilmektedir.
- Üçüncü aşamadaki dinamik analizlerde her iki etkileşim türünde kazığa yakın zemin elemanlarında önemli oranda doğrusal olmama durumu söz konusu iken kazıktan uzaklaştıkça doğrusal davranışa yaklaşıldığı, hem gerilmelerin hem de şekil değiştirmelerin önemli oranda azaldığı görülmüştür.
- Üçüncü aşamada tekil ve grup kazıklarda yapılan dinamik analizlerde yükleme genliği arttıkça aynı kazıktaki eğilme momenti değerinde, deplasman değerinde ve zemin direncinde artışlar meydana geldiği belirlenmiştir.
- Üçüncü aşamada kazık ile zemin arasındaki etkileşim davranışını ortaya koymak için farklı derinliklerde P-Y eğrileri elde edilmiştir. Kazıklar bir yöne doğru hareket ederken o yöndeki dayanımın arttığı diğer yöne dönerken bir önceki döngüde yer değiştiren zeminin konumuna gelinceye kadar direnç oluşmadığı (ayrılma davranışı) ancak zeminle temas başlayınca dayanımda artışın meydana geldiği görülmüştür (normal ve sürtünme davranışı). Kazık yön değiştirdiğinde temas olmadığından dayanımın sıfıra yaklaştığı anlaşılmıştır. Kazık ile zemin arasında meydana gelen bu davranışın gerçekçi olduğunu söyleyebiliriz.
- Üçüncü aşamada, 3x3 grup kazıklardaki yük dağılımı dikkate alındığında küçük genliklerde ön sıradaki kazıkların en fazla yükü aldığı ancak daha büyük genliklerde orta sıradaki kazıkların diğer sıralardakilere göre daha fazla yük aldığı

sonucuna ulaşılmıştır. Bunun sebebi ise dinamik yükler altında orta sıradaki kazıkların etrafındaki zeminde meydana gelen sıkışmadan kaynaklı dayanım artışının olduğu gözlemlenmiştir. Bu sonucun literatürdeki statik yatay yüklü kazıklardan elde edilen sonuçlardan farklı olduğu anlaşılmıştır.

Öneriler

- Dinamik analizlerde düşey yük etkisi dikkate alınmamıştır. Düşey yük etkisinin tekil ve grup kazıkların davranışı üzerindeki etkisi ve dinamik P-Y eğrileri üzerindeki etkisi irdelenebilir.
- Çalışmada dinamik analizler killi zeminler için gerçekleştirilmiştir. Kumlu zeminler, tabakalı zeminler gibi durumlarda kazıkların davranışları ve P-Y eğrileri üzerindeki etkisi incelenebilir.
- Kazık çapı, boyu ve aralığının ayrıca zemin derinliğinin değiştirilerek dinamik analizlerde davranış üzerindeki etkisi çalışmanın kapsamını genişletmek için araştırılabilir.
- Yukarıda bahsedilen önerilerle beraber üstyapının da bulunduğu bir sistem oluşturulup bu parametrelerin üstyapının tepkilerinde meydana getireceği değişimler çalışılabilir. Burada analiz yükünü taşıyabilecek özellikli bir bilgisayara ihtiyaç olacağı aşıkardır.

KAYNAKLAR

- AASHTO. (2017). *AASHTO LRFD bridge design specifications*. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Abaqus, V. (2020). Documentation,. Dassault Systemes Simulia Corporation.
- AFAD. (2019). *Turkey building earthquake code (in Turkish: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği)*. Afet ve Acil Durum Başkanlığı, Ankara.
- Amorosi, A., Boldini, D. ve di Lernia, A. (2016). Seismic ground response at Lotung: Hysteretic elasto-plastic-based 3D analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 85, 44–61. doi:10.1016/j.soildyn.2016.03.001
- Amoroso, S., Gaudiosi, I., Tallini, M., Di Giulio, G. ve Milana, G. (2018). 2D site response analysis of a cultural heritage: the case study of the site of Santa Maria di Collemaggio Basilica (L'Aquila, Italy). *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(10), 4443–4466. doi:10.1007/s10518-018-0356-2
- Anastasopoulos, I., Gelagoti, F., Kourkoulis, R. ve Gazetas, G. (2011). Simplified constitutive model for simulation of cyclic response of shallow foundations: Validation against laboratory tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(12), 1154–1168. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000534
- Anoyatis, G., Di Laora, R., Mandolini, A. ve Mylonakis, G. (2013). Kinematic response of single piles for different boundary conditions: Analytical solutions and normalization schemes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 44, 183–195. doi:10.1016/j.soildyn.2012.09.011
- Ashour, M. ve Norris, G. (2000). Modeling Lateral Soil-Pile Response Based on Soil-Pile Interaction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(5), 420–428. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:5(420)
- Ashour, M., Norris, G. ve Pilling, P. (1998). Lateral loading of a pile in layered soil using the strain wedge model. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(4), 303–314. doi:10.1061/(asce)1090-0241(1998)124:4(303)
- Ashour, M., Pilling, P. ve Norris, G. (2004). Lateral behavior of pile groups in layered soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(6), 580–592. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:6(580)
- Astroza, R., Pastén, C. ve Ochoa-Cornejo, F. (2017). Site response analysis using one-dimensional equivalent-linear method and Bayesian filtering. *Computers and Geotechnics*, 89, 43–54. doi:10.1016/j.compgeo.2017.04.004
- Bakır, B. S., Özkan, M. Y. ve Cılız, S. (2002). Effects of basin edge on the distribution of damage in 1995 Dinar, Turkey earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(4), 335–345. doi:10.1016/S0267-7261(02)00015-5
- Basu, D. (2006). *Analysis of Laterally Loaded Piles in Layered Soil*. Doctorate dissertation, Purdue University.
- Basu, D. ve Salgado, R. (2007). Method of initial parameters for laterally loaded piles embedded in layered soils. *Geomechanics and Geoengineering*, 2(4), 281–294. doi:10.1080/17486020701678869
- Bolisetti, C., Whittaker, A. S. ve Coleman, J. L. (2018). Linear and nonlinear soil-structure interaction analysis of buildings and safety-related nuclear structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 107, 218–233. doi:10.1016/j.soildyn.2018.01.026
- Bolisetti, C., Whittaker, A. S., Mason, H. B., Almufti, I. ve Willford, M. (2014). Equivalent linear and nonlinear site response analysis for design and risk assessment of

- safety-related nuclear structures. *Nuclear Engineering and Design*, 275, 107–121. doi:10.1016/j.nucengdes.2014.04.033
- Bowles, J. (1997). *Foundation Analysis and Design*. The British Journal of Psychiatry. The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Bransby, M. F. (1998). Selection of p-y curves for the design of single laterally loaded piles. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, 23, 1909–1926. doi:10.1002/(SICI)1096-9853(19991225)23:15<1909::AID-NAG26>3.0.CO;2-L
- Briaud, J. L. (1997). SALLOP: Simple approach for lateral loads on piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(10), 958–964.
- Broms, B. B. (1964a). Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 90(3), 123–156.
- Broms, B. B. (1964b). Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 90(2), 27–63.
- Broms, B. B. (1965). Design of Laterally Loaded Piles. *ournal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 91(3), 79–99.
- Brown, D. A., Hidden, S. A. ve Zhang, S. (1994). Determination of P-Y curves using inclinometer data. *Geotechnical Testing Journal*, 17(2), 150–158. doi:10.1520/gtj10087j
- Brown, D. A., Morrison, C. ve Reese, L. C. (1988). Lateral load behaviour of pile group in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(11), 1261–1276. doi:10.1016/0148-9062(89)92298-5
- Carlton, B. ve Tokimatsu, K. (2016). Comparison of Equivalent Linear and Nonlinear Site Response Analysis Results and Model to Estimate Maximum Shear Strain. *Earthquake Spectra*, 32(3), 1867–1887. doi:10.1193/021215EQS029MR1
- Chang, B. J. (2011). *Nonlinear Behavior and Modeling of Piles in Partially Liquefied and Layered Soil Conditions*. Ph.D. Thesis, University of California.
- Chen, W. F. ve Mizuno, E. (1990). *Nonlinear analysis in soil mechanics*. (No. BOOK). Amsterdam: Elsevier.
- Chu, D. (2006). *Three dimensional nonlinear dynamic analysis of soil-pile-structure interaction*. Washington University.
- Cox, W. F., Reese, L. C. ve Grubbs, B. R. (1974). Field testing of laterally loaded piles in sand. *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference, 1974-May*, 459–464. doi:10.4043/2079-ms
- Das, B. M. (2016). *Principles of foundation engineering*. Cengage Learning, Boston, USA.
- David, T. K. ve Forth, J. P. (2011). Modelling of soil structure interaction of integral abutment bridges. *World Academy of Science, Engineering and Technology*, 78, 769–774. doi:10.5281/zenodo.1071780
- Davisson, M. T. (1970). Lateral load capacity of pile. *Highway Research Record*, (333), 104–112.
- de Sanctis, L., Maiorano, R. M. S. ve Aversa, S. (2010). A method for assessing kinematic bending moments at the pile head. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39, 1133–1154. doi:10.1002/eqe.996
- Di Laora, R., Mylonakis, G. E. ve Mandolini, A. (2013). Pile-head kinematic bending in layered soil. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42, 319–337.
- Di Laora, Raffaele ve Rovithis, E. (2015). Kinematic bending of fixed-head piles in nonhomogeneous soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(4), 1–10. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001270
- Duan, X. (1999). *A soil structure-interaction analysis of tall buildings*. University of

Southern California, Ph.D Thesis.

El Naggar, M. H. ve Bentley, K. J. (2000). Dynamic analysis for laterally loaded piles and dynamic p-y curves. *Canadian Geotechnical Journal*, (37), 1166–1183.

Fatahi, B. ve Tabatabaiefar, S. H. R. (2014). Fully Nonlinear versus Equivalent Linear Computation Method for Seismic Analysis of Midrise Buildings on Soft Soils. *International Journal of Geomechanics*, 14(4), 04014016. doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000354

Fatahi, B., Van Nguyen, Q., Xu, R. ve Sun, W. J. (2018). Three-dimensional response of neighboring buildings sitting on pile foundations to seismic pounding. *International Journal of Geomechanics*, 18(4). doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001093

Fleming, W. G. K., Weltman, A. J., Randolph, M. F. ve Elson, W. K. (1992). *Piling Engineering*. Blackie and Son Ltd.

Francis, A. J. (1964). Analysis of pile groups with flexural resistance. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 90(SM3).

Gabr, M. A., Lunne, T. ve Powell, J. J. (1994). p-y Analysis of Laterally Loaded Piles in Clay Using DMT. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(5), 816–837. doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:5(816)

Georgiadis, M. (y.y.). Development of p-y curves for layered soils. . *Proc. Conf. Geotech. Pract. Offshore Engng., Am. Soc. Civ. Engrs.* içinde (ss. 536–545).

Georgiadis, M., Anagnostopoulos, C. ve Saflekou, S. (1992). Centrifugal testing of laterally loaded piles in sand. *Can. Geotech. J.*, 29, 208–21.

Gerolymos, N., Gazetas, G. ve Tazoh, T. (2005). Static and Dynamic Response of Yielding Pile in Nonlinear Soil. *1st Greece – Japan Workshop: Seismic Design, Observation, and Retrofit of Foundations* içinde (ss. 25–36).

Giannakos, S., Gerolymos, N. ve Gazetas, G. (2012). Cyclic lateral response of piles in dry sand: Finite element modeling and validation. *Computers and Geotechnics*, 44, 116–131. doi:10.1016/j.compgeo.2012.03.013

Gu, M., Kong, L., Chen, R., Chen, Y. ve Bian, X. (2014). Response of 1×2 pile group under eccentric lateral loading. *Computers and Geotechnics*, 57, 114–121. doi:10.1016/j.compgeo.2014.01.007

Güllü, H. ve Karabekmez, M. (2017). Effect of near-fault and far-fault earthquakes on a historical masonry mosque through 3D dynamic soil-structure interaction. *Engineering Structures*, 152, 465–492. doi:10.1016/j.engstruct.2017.09.031

Haouari, H. ve Bouafia, A. (2020). A Centrifuge Modelling and Finite Element Analysis of Laterally Loaded Single Piles in Sand with Focus on P–Y Curves. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 64(4), 1064–1074. doi:10.3311/PPci.14472

Hashash, Y. M. A., Musgrove, M. I., Harmon, J. A., Ilhan, O., Groholski, D. R., Philips, C. A. ve Park, D. (2017). DEEPSOIL 7.0, User Manual.

Hetenyi, M. (1946). *Beams on Elastic Foundations*. Scientific Series, vol. XVI. Ann Arbor: The University of Michigan Press, University of Michigan Studies.

Hokmabadi, A. S. ve Fatahi, B. (2016). Influence of Foundation Type on Seismic Performance of Buildings Considering Soil-Structure Interaction. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 16(8), 1–29. doi:10.1142/S0219455415500431

Hsiung, Y. ve Chen, Y. (1997). Simplified Method for Analyzing Laterally Loaded Single Piles in Clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(11), 1018–1029. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:11(1018)

Idriss, I. M. ve Sun, J. I. (1992). User's Manual for SHAKE91 -A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil

Deposits.

- Ilyas, T., Leung, ; C F, Chow, ; Y K ve Budi, S. S. (2004). Centrifuge Model Study of Laterally Loaded Pile Groups in Clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(3), 274–283. doi:10.1061/ASCE1090-02412004130:3274
- Kaklamanos, J., Baise, L. G., Thompson, E. M. ve Dorfmann, L. (2015). Comparison of 1D linear, equivalent-linear, and nonlinear site response models at six KiK-net validation sites. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 69, 207–219. doi:10.1016/j.soildyn.2014.10.016
- Kampitsis, A. E., Giannakos, S., Gerolymos, N. ve Sapountzakis, E. J. (2015). Soil–pile interaction considering structural yielding: Numerical modeling and experimental validation. *Engineering Structures*, 99, 319–333. doi:10.1016/j.engstruct.2015.05.004
- Kim, B. ve Hashash, Y. M. A. (2013). Site response analysis using downhole array recordings during the March 2011 Tohoku-Oki earthquake and the effect of long-duration ground motions. *Earthquake Spectra*, 29(SUPPL.1), 37–54. doi:10.1193/1.4000114
- Kim, B., Hashash, Y. M. A., Stewart, J. P., Rathje, E. M., Harmon, J. A., Musgrove, M. I., ... Silva, W. J. (2016). Relative Differences between Nonlinear and Equivalent-Linear 1-D Site Response Analyses. *Earthquake Spectra*, 32(3), 1845–1865. doi:10.1193/051215EQS068M
- Kim, Y. ve Jeong, S. (2011). Analysis of soil resistance on laterally loaded piles based on 3D soil-pile interaction. *Computers and Geotechnics*, 38(2), 248–257. doi:10.1016/j.compgeo.2010.12.001
- KOERI. (2021). Depremle ilgili teknik bilgiler. <http://www.koeri.boun.edu.tr/sismo/bilgi/depremedir/index.htm> (Erişim tarihi: 03.17.2021).
- Konder, R. L. ve Zelasko, J. S. (1963). A hyperbolic stress-strain formulation of sands. *Proceedings of the 2nd Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* içinde (ss. 289-324.). Sao Paulo, Brasil,.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Lemaitre, J. ve Chaboche, J.-L. (1990). *Mechanics of Solid Materials. Mechanics of Solid Materials*. Cambridge University Press. doi:10.1017/cbo9781139167970
- Li, M., Lu, X., Lu, X. ve Ye, L. (2014). Influence of soil-structure interaction on seismic collapse resistance of super-tall buildings. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6(5), 477–485. doi:10.1016/j.jrmge.2014.04.006
- Li Yan ve Byrne, P. M. (1992). Lateral pile response to monotonic pile head loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(6), 955–970. doi:10.1139/t92-106
- Lim, H. ve Jeong, S. (2018). Simplified p-y curves under dynamic loading in dry sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 113, 101–111. doi:10.1016/j.soildyn.2018.05.017
- Luo, R., Yang, M. ve Li, W. (2021). Assessments of Kinematic Bending Moment at Pile Head in Seismic Area. *Journal of Earthquake Engineering*, 25(5), 970–991. doi:10.1080/13632469.2018.1550024
- Maheshwari, B. K. ve Sarkar, R. (2011). Seismic behavior of soil-pile-structure interaction in liquefiable soils: Parametric study. *International Journal of Geomechanics*, 11(4), 335–347. doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000087
- Mahmood, K., Rehman, Z. ur R., Farooq, K. ve Memon, S. A. (2016). One dimensional equivalent linear ground response analysis - A case study of collapsed Margalla Tower in Islamabad during 2005 Muzaffarabad Earthquake. *Journal of Applied Geophysics*, 130,

110–117. doi:10.1016/j.jappgeo.2016.04.015

Makra, K. ve Chávez-García, F. J. (2016). Site effects in 3D basins using 1D and 2D models: an evaluation of the differences based on simulations of the seismic response of Euroseistest. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(4), 1177–1194. doi:10.1007/s10518-015-9862-7

Maravas, A., Mylonakis, G. ve Karabalis, D. L. (2014). Simplified discrete systems for dynamic analysis of structures on footings and piles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 61–62, 29–39. doi:10.1016/j.soildyn.2014.01.016

Matasovic, N. ve Vucetic, M. (1993). Cyclic Characterization of Liquefiable Sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(11), 1805–1822.

Matlock, H. (1970). Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay. *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference* içinde (C. 1970-April, ss. 1–18). doi:10.4043/1204-ms

Matlock, H. ve Reese, L. C. (1960). Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 127(1), 1220–1247.

McClelland, B. ve Focht, J. A. J. (1958). Soil Modulus for Laterally Loaded Piles. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 123(1), 1049–1063.

McVay, M., Casper, R. ve Shang, T.-I. (1995). Lateral response of three-row groups in loose to dense sands at 3d and 5d pile spacing. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(5), 436–441.

McVay, M., Zhang, L., Molnit, T. ve Peter, L. (1998). Centrifuge Testing of Large Laterally Loaded Pile Groups in Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(10), 1016–1026.

Meimon, Y., Baguelin, F. ve Jezequel, J. F. (1986). Pile group behaviour under long time lateral monotonic and cyclic loading. *Proc. of Third International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling* içinde (ss. 285–302).

MTA. (2021). Türkiyenin deprem potansiyeli. https://www.mta.gov.tr/v3.0/bilgi-merkezi/deprem_potansiyeli (Erişim tarihi: 17.03.2021).

Mucciacciaro, M. ve Sica, S. (2018). Nonlinear soil and pile behaviour on kinematic bending response of flexible piles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 107(December 2017), 195–213. doi:10.1016/j.soildyn.2017.12.025

Mylonakis, G. ve Gazetas, G. (1998). Vertical vibration and additional distress of grouped piles in layered soil. *Soils and Foundations*, 38(1), 1–14.

Nguyen, Q. Van, Fatahi, B. ve Hokmabadi, A. S. (2017). Influence of size and load-bearing mechanism of piles on seismic performance of buildings considering soil-pile-structure interaction. *International Journal of Geomechanics*, 17(7), 1–22. doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000869

Nikolaou, S., Mylonakis, G., Gazetas, G. ve Tazoh, T. (2001). Kinematic pile bending during earthquakes: analysis and field measurements. *Géotechnique*, 51(5), 425–440. doi:10.1680/geot.51.5.425.39973

Norris, G. (1986). Theoretically based bef laterally loaded pile analysis (ss. 361–386). *Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling*, Paris, France.

O'Neill, M. W., Reese, L. C. ve Cox, W. R. (1990). Soil behavior for piles under lateral loading. *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference* içinde (C. 1990-May, ss. 279–287). Offshore Technology Conference. doi:10.4043/6377-ms

Oden, J. T. ve Martins, J. A. C. (1985). Models and computational methods for dynamic friction phenomena. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 52(1–

- 3), 527–634. doi:10.1016/0045-7825(85)90009-X
- Park, D. ve Hashash, Y. M. A. (2004). Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(2), 249–274.
- Park, Duhee ve Hashash, Y. M. A. (2002). Viscous damping formulation & high frequency motion propagation in non-linear site response analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 611–624.
- Poulos, H. G. (1971a). Behavior of laterally loaded piles I. Single Piles. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 97(5), 711–731.
- Poulos, H. G. (1971b). Behavior of laterally loaded piles II. Pile groups. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 97(5), 733–751.
- Poulos, H. G. ve Davis, E. H. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. Rainbow-Bridge Book Co., England.
- Ramirez, J., Barrero, A. R., Chen, L., Dashti, S., Ghofrani, A., Taiebat, M. ve Arduino, P. (2018). Site response in a layered liquefiable deposit: Evaluation of different numerical tools and methodologies with centrifuge experimental results. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(10), 1–22. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001947
- Rayhani, M. H. T. (2007). *Centrifuge Modeling of Seismic Site Response and Soil-Structure Interaction*. Ph.D. Thesis, The University of Western Ontario.
- Reese, Cox, W. R. ve Koop, F. D. (1974). Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand. Offshore Technology Conference, Texas.
- Reese, Cox, W. R. ve Koop, F. D. (1975). Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay. Offshore Technology Conference, Texas.
- Reese, L. (1997). Analysis of Laterally Loaded Piles in Weak Rock. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(11), 1010–1017. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:11(1010)
- Reese, L. C. ve Matlock, H. (1956). Non-dimensional solutions for laterally-loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth. *Proceedings of the 8th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1–41.
- Reese, L. ve Wang, S. T. (1989). Documentation of computer program LPILE. Ensoft, Inc., Austin, TX.
- Reese, Wang, S. T., Arrellaga, J. A., Hendrix, J. ve Vasquez, L. (2019). GROUP: A program for the analysis of a group of piles subjected to vertical and lateral loading - User's manual. Ensoft. Inc., Austin, Texas.
- Reese ve Welch, R. C. (1975). Lateral loading of deep foundations in stiff clay. *ASCE J Geotech Eng Div*, 101(7), 633–649. doi:10.1016/0148-9062(75)90294-6
- Rollins, K. M., Peterson, K. T. ve Weaver, T. J. (1998). Lateral Load Behavior of Full-Scale Pile Group in Clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(6), 468–478. doi:10.1061/(asce)1090-0241(1998)124:6(468)
- Rollins, K., Olsen, R., Egbert, J., Olsen, K., Jensen, D. ve Garrett, B. (2003). *Response, analysis, and design of pile groups subjected to static & dynamic lateral loads (No. UT-03.03)*.
- Ruesta, P. F. ve Townsend, F. C. (1997). Evaluation of Laterally Loaded Pile Group at Roosevelt Bridge. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(12), 1153–1161. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:12(1153)
- Salgado, R. (2007). *The engineering of foundations*. The McGraw-Hill Companies, Inc., UK.
- Schnabel, P. B., Lysmer, J. L. ve Seed, H. B. (1972). SHAKE: A computer program for

earthquake response analysis of horizontally layered sites. Report EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed, H. B. ve Idriss, I. M. (1970). *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses*. [Report No. EERC 70-10].

Seymen, A. ve Demir, A. (2007). Disaster management system of turkey and and lessons learned from 1999 big earthquakes. https://www.jst.go.jp/asts/asts_mon/files/dr_akin/DrAkin_Presentation.pdf (Erişim tarihi: 17.03.2021).

Sivrikaya, O. (2021). *İnşaat Mühendisliğinde Temel İnşaatı I ve II*. Birsen yayınevi, İstanbul, Türkiye.

Smith, T. ve Slyh, R. (1985). Side Friction Mobilization Rates for Laterally Loaded Piles from the Pressuremeter. *ASTM Special Technical Publication*, 478–491. doi:10.1520/STP19302S

Souri, A., Abu-Farsakh, M. Y. ve Voyiadjis, G. Z. (2020). Evaluating the effect of pile spacing and configuration on the lateral resistance of pile groups. *Marine Georesources & Geotechnology*, 39(2), 150–162. doi:10.1080/1064119X.2019.1680780

Stanko, D., Gülerce, Z., Markuřić, S. ve řalić, R. (2019). Evaluation of the site amplification factors estimated by equivalent linear site response analysis using time series and random vibration theory based approaches. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 117, 16–29. doi:10.1016/j.soildyn.2018.11.007

Stromblad, N. (2014). *Modeling of Soil and Structure Interaction Subsea*. Master’s thesis in Applied Mechanics, Chalmers University of Technology, Sweden.

TBDY. Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı için Esaslar (2018). Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı.

TDK. (2021). Türk Dil Kurumu. <https://sozluk.gov.tr/>(Erişim tarihi: 17.03.2021).

Terzaghi, K. (1955). Evaluation of Conefficients of Subgrade Reaction. *Géotechnique*, 5(4), 297–326. doi:10.1680/geot.1955.5.4.297

Ting, J. M., Kauffman, C. R. ve Lovicsek, M. (1987). Centrifuge static and dynamic lateral pile behaviour. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(2), 198–207. doi:10.1139/t87-025

Tomlinson, M. ve Woodward, J. (2007). *Pile Design and Construction Practice*. Taylor&Francis. Taylor and Francis Group.

Turello, D. F., Pinto, F. ve Sánchez, P. J. (2017). Three dimensional elasto-plastic interface for embedded beam elements with interaction surface for the analysis of lateral loading of piles. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 41(6), 859–879. doi:10.1002/nag.2633

Ünsever, Y. S. (2015). *An experimental study on static and dynamic bending behaviour of piles in soft clay*. Ph.D. Thesis, Middle East Technical University.

Verruijt, A. ve Kooijman, A. P. (1989). Laterally loaded piles in a layered elastic medium. *Geotechnique*, 39(1), 39–46. doi:10.1680/geot.1989.39.1.39

Vucetic, M. ve Dobry, R. (1991a). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(1), 89–107.

Vucetic, M. ve Dobry, R. (1991b). shear strain for the first cycle of unidirectional cyclic shear loading . The relation consists of the initial loading curve OD , the unloading branch of the loop DEC , and the reloading branch CFD . The loop in Fig . 1 (a) is somewhat idealized in th. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(1), 89–107.

Walsh, J. M. (2005). *Full-Scale Lateral Load Test of a 3x5 Pile Group in Sand*. Master of Science, Brigham Young University.

- Welch, R. ve Reese, L. (1972). Lateral Load Behavior of Drilled Shafts. *Research Report Number 89-10 - The Texas Highway Department*, (89), 1–231.
- Winkler, E. (1867). *Theory of elasticity and strength*. Dominicus Prague, Czechoslovakia.
- Wolf, J. P. (1985). *Dynamic soil-structure interaction*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Wu, D., Broms, B. B. ve Choa, V. (1998). Design of Laterally Loaded Piles in Cohesive Soils Using p-y Curves. *Soils and Foundations*, 38(2), 17–26. doi:10.3208/sandf.38.2_17
- Wu, W., Ge, S., Yuan, Y., Ding, W. ve Anastasopoulos, I. (2020). Seismic response of subway station in soft soil: Shaking table testing versus numerical analysis. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 100, 103389. doi:10.1016/j.tust.2020.103389
- Xu, J., Bielak, J., Ghattas, O. ve Wang, J. (2003). Three-dimensional nonlinear seismic groundmotion modeling in basins. *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, 137(1–4), 81–95. doi:10.1016/S0031-9201(03)00009-8
- Yang, Choi, J. I., Kwon, S. Y. ve Kim, M. M. (2011). Development of dynamic p-y backbone curves for a single pile in dense sand by 1g shaking table tests. *KSCCE Journal of Civil Engineering*, 15(5), 813–821. doi:10.1007/s12205-011-1113-0
- Yang, Z. ve Jeremic, B. (2003). Numerical study of group effects for pile groups in sands. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 27(15), 1255–1276. doi:10.1002/nag.321
- Yang, Z. ve Jeremić, B. (2005). Study of soil layering effects on lateral loading behavior of piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(6), 762–770. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:6(762)
- Yao, M. M. (2010). *Earthquake Wave-Soil-Structure Interaction Analysis of Tall Buildings*. University of Victoria.
- Yee, E., Stewart, J. P. ve Tokimatsu, K. (2013). Elastic and large-strain nonlinear seismic site response from analysis of vertical array recordings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(10), 1789–1801. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000900
- Yoo, M.-T., Choi, J.-I., Han, J.-T. ve Kim, M.-M. (2013). Dynamic P-Y Curves for Dry Sand from Centrifuge Tests. *Journal of Earthquake Engineering*, 17(7), 1082–1102. doi:10.1080/13632469.2013.801377
- Yoshida, N., Kobayashi, S., Suetomi, I. ve Miura, K. (2002). Equivalent linear method considering frequency dependent characteristics of stiffness and damping. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(3), 205–222. doi:10.1016/S0267-7261(02)00011-8
- Zhang, L., Mcvay, M. C. ve Lai, P. W. (1999). Centrifuge modelling of laterally loaded single battered piles in sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 36, 1074–1084.
- Zhang, L., Silva, F. ve Grismala, R. (2005). Ultimate Lateral Resistance to Piles in Cohesionless Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(1), 78–83. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:1(78)
- Zhang, L, Zhao, M. ve Zou, X. (2013). Behavior of Laterally Loaded Piles in Multilayered Soils. *International Journal of Geomechanics*, 15(2), 060140/1–7. doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000319
- Zhang, Lei ve Liu, H. (2017). Seismic response of clay-pile-raft-superstructure systems subjected to far-field ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 101, 209–224. doi:10.1016/j.soildyn.2017.08.004
- Zhang, Ling, Zhao, M. ve Zou, X. (2015). Behavior of laterally loaded piles in multilayered soils. *International Journal of Geomechanics*, 15(2), 1–7. doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000319

Ziegler, H. (1959). A modification of Prager's hardening rule. *Quarterly of Applied Mathematics*, 17(1), 55–65. doi:10.1090/qam/104405