



**KAZIKLI TEMELLERDE ZEMİN KAZIK
ETKİLEŞİMİ PARAMETRELERİNİN
ORTAYA KONULMASI**

Yüksek Lisans Tezi

Mehmet Ali YİĞİT

Eskişehir 2019

**KAZIKLI TEMELLERDE ZEMİN KAZIK ETKİLEŞİMİ
PARAMETRELERİNİN ORTAYA KONULMASI**

Mehmet Ali YİĞİT

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Danışman: Dr. Öğr. Üyesi Mehmet İnanç ONUR**

**Eskişehir
Eskişehir Teknik Üniversitesi
Lisansüstü Eğitim Enstitüsü
Ağustos 2019**

JÜRİ VE ENSTİTÜ ONAYI

Mehmet Ali YİĞİT'in "Kazıklı Temellerde Zemin Kazık Etkileşimi Parametrelerinin Ortaya Konulması" başlıklı tezi 26/08/2019 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından değerlendirilerek "Eskişehir Teknik Üniversitesi Lisansüstü Eğitim-Öğretim ve Sınav Yönetmeliği'nin ilgili maddeleri uyarınca, İnşaat Mühendisliği Anabilim dalında Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

<u>Jüri Üyeleri</u>	<u>Unvanı Adı Soyadı</u>	<u>İmza</u>
Üye (Tez Danışmanı)	: Dr. Öğr. Üyesi Mehmet İnanç ONUR	
Üye	: Prof. Dr. Yücel GÜNEY	
Üye	: Dr. Öğr. Üyesi Onur TUNABOYU	

Enstitü Müdürü

ÖZET

KAZIKLI TEMELLERDE ZEMİN KAZIK ETKİLEŞİMİ PARAMETRELERİNİN ORTAYA KONULMASI

Mehmet Ali YİĞİT

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Geoteknik Bilim Dalı

Eskişehir Teknik Üniversitesi, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü, Ağustos 2019

Danışman: Dr. Öğr. Üyesi Mehmet İnanç ONUR

Kazıklı temel, köprü, baraj, nükleer santral gibi önemli inşaat mühendisliği yapıları için en yaygın kullanılan derin temel çeşitlerinden biridir. Zemin davranışının ve yapı-kazık davranışının birbirini etkilediği süreç, yapı-kazık-zemin etkileşimi olgusu ile açıklanmaktadır. Yürürlüğe giren Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği ile kinematik etkileşim analizleri zorunlu hale getirilmiştir.

Bu çalışmada zemin-kazık etkileşimi, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018’de yer alan ve kinematik etkileşim hesap yöntemlerinden biri olan Yöntem III’ün hesap adımları uygulanarak irdelenmiştir. Yeraltı su seviyesi altındaki kum, kil ve tabakalı zeminlere gömülü tekil kazık ile kil zemine gömülü kazık grupları için analizler yapılmıştır. Analizlerde kazık çapı, kazık boyu, kazık elastisite modülü ve zemin türü değişken parametreler olarak seçilmiştir. Kazık grubu için ise; TBDY-2018 yönetmeliğinde yer alan β katsayıları ile zayıf kil zeminler için FHWA (Federal Karayolu İdaresi) yönetmeliğinde yer alan grup verimliliği katsayısı karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar değerlendirildiğinde; kazık boyu, kazık çapı ve kazık elastisite modülü arttıkça moment değerlerinin arttığı gözlemlenmiştir. Kazıkların dinamik yükler altındaki davranışının statik yükler altındaki davranışından farklı olduğu görülmüştür. Bu nedenle deprem bölgelerinde sadece statik analizlerin yetersiz kalacağı ve tasarım sırasında dinamik yapı-zemin-kazık etkileşimi analizlerinin yapılması gerektiği saptanmıştır. Ayrıca, her proje için, projeye özel girdilerin belirlenmesi, parametrelerin ortaya konulması ve analizlerin yapılması gerektiği önerilmektedir.

Anahtar Sözcükler: Zemin Kazık Etkileşimi, Kazıklı Temeller, Kinematik Etkileşim

ABSTRACT

INVESTIGATION OF SOIL PILE INTERACTION PARAMETERS IN PILED FOUNDATIONS

Mehmet Ali YİĞİT

Department of Civil Engineering

Programme in Geotechnical

Eskişehir Technical University, Institute of Graduate Programs, August 2019

Supervisor: Assist. Prof. Dr. Mehmet İnanç ONUR

Piled foundation is one of the most widely used deep foundation types for important civil engineering structures such as bridges, dams, nuclear power plants. The process in which soil behavior and structure-pile behavior affect each other is explained by the phenomenon of structure-pile-soil interaction. Kinematic interaction analysis has been compulsory with the Turkish Building Earthquake Codes.

In this study, soil-pile interaction is investigated by applying the calculation steps of Method III, which is one of the kinematic interaction calculation methods in the Turkish Building Earthquake Codes 2018. Analyzes are made for single pile penetrating on sand, clay and layered soils below the ground water level and pile group penetrating on clay soil. Pile diameter, pile length, pile elastic modulus and soil type are chosen as variable parameters in the models. For the pile group; β coefficients in TBEC-2018 regulation and group efficiency coefficient in FHWA (The Federal Highway Administration) regulation for weak clay soils are compared. When the results are evaluated; it is observed that pile length, pile diameter and pile elasticity modulus increase, moment values are increase. The behavior of the piles under dynamic loads is found as different than the behavior under static loads. Therefore, it is determined that only static analyzes would be insufficient in earthquake zones and dynamic structure-soil-pile interaction analyzes should be performed during the design. In addition, it is recommended that, it is necessary to identify project-specific inputs, to set parameters and analyze for each project.

Keywords: Soil Pile Interaction, Pile Foundation, Kinematic Interaction

TEŞEKKÜR

Hayatımın her anında maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen babam, annem ve kardeşlerime çok teşekkür ederim.

ANSYS programını etkili kullanabilmem konusunda yardımları olan Prof. Dr. Ahmet Can ALTUNIŞIK ile Arő. Gör. Ali Fuat GENÇ'e çok teşekkür ederim.

Çalışma süresi boyunca analizlerde ve yazım aőamasında desteklerini esirgemeyen arkadaşım Mehmet Hanifi ALKAYIŐ ile saygıdeğer meslektaőım Bülent Halis BOZKURT'a çok teşekkür ederim.

Tez çalıőmam sırasında kıymetli bilgi, birikim ve tecrübeleri ile bana yol gösterici ve destek olan değerli danışman hocam sayın Dr. Öğr. Üyesi Mehmet İnanç ONUR'a teőekkürü bir borç bilmekteyim. Teknik rehberliği, sürekli destek vermesi ve cesaretlendirmesi paha biçilemezdi.

Bu çalışmanın son aőaması olan tez savunmasında çok değerli katkılarını sunan sayın jüri üyeleri Prof. Dr. Yücel GÜNEY ve Dr. Öğr. Üyesi Onur TUNABOYU'na çok teşekkür ederim.

Mehmet Ali YİĞİT

.../.../20...

ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ

Bu tezin bana ait, özgün bir çalışma olduğunu; çalışmamın hazırlık, veri toplama, analiz ve bilgilerin sunumu olmak üzere tüm aşamalarında bilimsel etik ilke ve kurallara uygun davrandığımı; bu çalışma kapsamında elde edilen tüm veri ve bilgiler için kaynak gösterdiğimi ve bu kaynaklara kaynakçada yer verdiğimi; bu çalışmanın Anadolu Üniversitesi tarafından kullanılan “bilimsel intihal tespit programıyla tarandığımı ve hiçbir şekilde “intihal içermediğini” beyan ederim. Herhangi bir zamanda, çalışmamla ilgili yaptığım bu beyana aykırı bir durumun saptanması durumunda, ortaya çıkacak tüm ahlaki ve hukuki sonuçları kabul ettiğimi bildiririm.

Mehmet Ali YİĞİT

İÇİNDEKİLER

Sayfa

BAŞLIK SAYFASI.....	i
JÜRİ VE ENSTİTÜ ONAYI.....	ii
ÖZET	iii
ABSTRACT	iv
TEŞEKKÜR	v
ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ	vi
İÇİNDEKİLER	vii
TABLolar DİZİNİ.....	xi
ŞEKİLLER DİZİNİ	xii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	xvi
1. GİRİŞ.....	1
1.1.Geçmişte Yapılan Çalışmalar	1
2.KAZIKLI TEMELLER	6
2.1. Kazık Tipleri	9
2.1.1. Çelik kazıklar	9
2.1.2. Ahşap kazıklar.....	10
2.1.3. Beton kazıklar	10
2.1.3.1.Prekast (hazır) beton kazıklar.....	10
2.1.3.2.Yerinde dökülen kazıklar.....	11
2.1.4. Kompozit kazıklar	11
3.KAZIKLARIN TAŞIMA GÜCÜ HESABI	12
3.1.Uç Direnci.....	12
3.1.1. Terzaghi yöntemi.....	12
3.1.2. Meyerhof yöntemi	13
3.1.3. Vesic yöntemi.....	14
3.2. Sürtünme Direnci.....	16
3.2.1. Kumlarda sürtünme direnci	16
3.2.2. Killerde sürtünme direnci	17

3.2.2.1. λ yöntemi	17
3.2.2.2. a yöntemi.....	19
3.2.2.3. β yöntemi.....	19
3.3. Negatif Çevre Sürtünmesi.....	20
3.3.1. Granüler zemin üzerine kil dolgusu yapılması durumunda negatif çevre sürtünmesi	20
3.3.2. Kil zemin üzerine granüler dolgu yapılması durumunda negatif çevre sürtünmesi.....	21
3.4. Kazıklarda Grup Etkisi	22
3.5. Kazıklarda Grup Verimliliği	24
3.5.1. Kumdaki kazık gruplarının verimliliği hesabı.....	24
3.5.2. Kildeki kazık gruplarının verimliliği hesabı	25
3.6. Kazıkların Emniyetli Taşıma Kapasitesi.....	26
3.7. Kazıklarda Oturma.....	26
3.7.1. Tekil kazıklarda elastik oturma.....	26
3.7.2. Kazık gruplarında elastik oturma	27
3.7.3. Kazık gruplarının konsolidasyon oturması	27
3.8. Kazık Yükleme Deneyi.....	29
3.9. Yükleme Çeşitlerine Göre Kazık Tepkisi.....	29
3.9.1. Statik yükleme	30
3.9.2. Çevrimsel yükleme	31
3.9.3. Uzun süreli yükleme	33
3.9.4. Dinamik yükleme.....	34
4.ZEMİN-TEMEL ETKİLEŞİMİNE GENEL BAKIŞ	36
4.1. Yapı-Zemin-Kazık Etkileşimi Analiz Yöntemleri.....	37
4.1.1. Direkt (doğrudan) yöntem	37
4.1.2. Altsistem yöntemi	38
4.1.2.1. Kinematik etkileşim	39
4.1.2.2. Eylemsizlik etkileşimi	40

4.2. Zemin-Kazık-Yapı Etkileşiminde Kullanılan Zemin Modelleri.....	41
4.2.1. Sonlu elemanlar ve sonlu farklar metodu ile zemin ortamının üç boyutlu modellenmesi	41
4.2.2. Doğrusal olmayan yaylar	42
4.2.2.1. Yumuşak kil için p - y eğrileri hesabı	42
4.2.2.2. Katı (sert) killer için p - y eğrisi hesabı.....	46
4.2.2.3. Su seviyesinin üstündeki ve altındaki kumlar için p - y eğrileri ..	52
4.2.2.4. Tabakalı zeminler için p - y eğrisi hesabı (Georgiadis, 1983).....	57
4.2.2.5. Eksenel davranış (çevre sürtünmesi) için t - z yayları ve eksenel kazık uç davranışı için q - z yayları.....	58
4.3. Zemin-Kazık Etkileşimi Analizlerinde Kullanılan Programlar	65
4.3.1. Deepsoil programı	65
4.3.2. ANSYS programı.....	68
4.3.2.1. ANSYS koordinat sistemleri	68
4.4.2.2. ANSYS kazık-zemin modeli	69
5.TÜRKİYE BİNA DEPREM YÖNETMELİĞİ	71
5.1. Deprem Yer Hareketi Düzeyleri.....	71
5.1.1. Deprem yer hareketi düzeyi-1 (DD-1)	71
5.1.2. Deprem yer hareketi düzeyi-2 (DD-2)	71
5.1.3. Deprem yer hareketi düzeyi-3 (DD-3)	72
5.1.4. Deprem yer hareketi düzeyi-4 (DD-4)	72
5.2. Bina Kullanım Sınıfları (BKS).....	72
5.3. Deprem Tasarım Sınıfları (DTS)	73
5.4. Bina Yükseklik Sınıfları (BYS).....	73
5.5. Yerel Zemin Sınıfları	74
5.6. Kinematik Etkileşimi Analiz Yöntemleri	74
5.6.1. Yöntem I – Kinematik etkileşim hesabı.....	75
5.6.2. Yöntem II – Kinematik etkileşim hesabı	75
5.6.3. Yöntem III – Kinematik etkileşim hesabı.....	77

6. TEZ ÇALIŞMASI	78
6.1. Zemin Parametrelerinin Belirlenmesi	80
6.2. Sahaya Uygun Deprem Kayıtlarının Seçilmesi	80
6.3. Tek Boyutlu Doğrusal Olmayan Zemin Davranışı Analizi.....	81
6.4. Doğrusal Olmayan Zemin Yaylarının Hesaplanması.....	82
6.4.1. Sayısal örnekler	82
6.5. Statik Analiz.....	91
6.6. Kinematik Etkileşim Analizi.....	92
7. SONUÇLAR	95
8. DEĞERLENDİRME VE ÖNERİLER	100
KAYNAKÇA	
EKLER	
ÖZGEÇMİŞ	

TABLULAR DİZİNİ

Sayfa

Tablo 3.1. Zemin türüne göre yaklaşık rijitlik indeksi değerleri.....	15
Tablo 3.2. $\phi = 0$ durumu için N_c *'nin I_{rr} ile değişimi.....	16
Tablo 3.3. Ortalama K değerleri.....	17
Tablo 3.4. α 'nın değişimi (Terzaghi, Peck ve Mesri, 1996)	19
Tablo 3.5. Sürtünme Kazıklarının Grup Verimliliği için Denklemler	25
Tablo 4.1. ε_{50} için tipik değerler	42
Tablo 4.2. Aşırı konsolide killer için tipik k_{py} değerleri	47
Tablo 4.3. Su seviyesi altındaki kum için k_{py} 'nin temsili değerleri [18]	54
Tablo 4.4. Su seviyesinin üstündeki kum için k_{py} 'nin temsili değerleri (statik ve çevrimsel yükleme) [18].....	54
Tablo 4.5. Zemin ve kazık tiplerine göre t-z ve Q-Z eğrileri hesap yöntemleri	59
Tablo 4.6. Kohezyonsuz silisli zeminler için tasarım parametreleri (API, 2000)	62
Tablo 5.1. Etkileşim analiz yöntemlerinin uygulama alanları [42]	71
Tablo 5.2. Bina kullanım sınıfları ve bina önem katsayıları [42].....	72
Tablo 5.3. Deprem tasarım sınıfları [42]	73
Tablo 5.4. Bina yükseklik sınıfları [42]	73
Tablo 5.5. Yerel zemin sınıfları [42]	74
Tablo 6.1. Tekil kazıkların analizindeki değişken parametreler	79
Tablo 6.2. Kazıklarda kıyas olarak kullanılan beton sınıfları	79
Tablo 6.3. Kazık grubu analizleri için hesaplanan azaltma katsayıları	79
Tablo 6.4. Kum zemin parametreleri.....	80
Tablo 6.5. Kil zemin parametreleri.....	80
Tablo 6.6. Seçilen depremlerin bilgileri	81
Tablo 6.7. Yumuşak kil için I_u hesabı.....	85
Tablo 6.8. Kum için I_a hesabı	85
Tablo 7.1. Kinematik etkileşim analizi sonucunda elde edilen değerler	95
Tablo 7.2. Kinematik analiz sonucuna etkisinin araştırılması için kullanılan beton sınıfları.....	95

ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa</u>
Şekil 2.1. Uç kazığı.....	6
Şekil 2.2. Sürtünme kazığı.....	7
Şekil 2.3. Yanal yüklü kazık.....	7
Şekil 2.4. Şişebilen zeminlerdeki kazık davranışı	8
Şekil 2.5. Kaldırma kuvvetine karşı kazık davranışı	8
Şekil 2.6. Erezyon olayı sırasında kazıklı temel davranışı (Vesic, 1977).....	9
Şekil 2.7. Kompozit kazık	11
Şekil 3.1. Kritik gömülme oranının ϕ bağlı değişimi (Meyerhof, 1979)	13
Şekil 3.2. N_q , N_c değerlerinin ϕ 'ye bağlı değişimi (Meyerhof, 1979)	14
Şekil 3.3. λ 'nın kazığın gömülü boyuna bağlı değişimi (Vijayvergiya ve Focht, 1972)	18
Şekil 3.4. Tabakalı zeminlerde λ yönteminin uygulanması [17]	18
Şekil 3.5. Granüler zemin tabakasının üzerine kil dolgusu yapılması durumunda negatif çevre sürtünmesi.....	21
Şekil 3.6. Kil zemin tabakasının üzerine granüler dolgu yapılması durumunda negatif çevre sürtünmesi	22
Şekil 3.7. Tipik kazık grubu	23
Şekil 3.8. Kazıklarda oluşan basınç soğanları [17].....	23
Şekil 3.9. Kazık gruplarının plandaki görünüşü [17].....	24
Şekil 3.10. Kazık gruplarının konsolidasyon oturması [17].....	28
Şekil 3.11. Kazık yükleme test düzeneğinin şematik diyagramı [17].....	29
Şekil 3.12. Tipik p-y eğrisi ve sonuçta ortaya çıkan toprak modülü.[18]	30
Şekil 3.13. Statik yüklemekten elde edilen p-y eğrisi örneği	31
Şekil 3.14. Çok düşük çevrimsel yükleme sırasında çevrim sayısının p-y davranışı üzerindeki etkisi [18].....	32
Şekil 3.15. Çevrimsel yüklemekten elde edilen p-y eğrisi örneği	32
Şekil 3.16. Kil zemine gömülü kazıkların çevrimsel yükleme altındaki tepkisi (Long, 1984)	33
Şekil 4.1. Sismik-zemin-temel-yapı etkileşimi (Çetin vd., 2013)	37
Şekil 4.2. Kaya ve yumuşak zeminlerdeki hareket (Çetin vd., 2013).....	37
Şekil 4.3. Direkt (doğrudan) yöntem modeli (Aydınoglu, 2011)	38
Şekil 4.4. Altsistem yöntemi modeli (Aydınoglu, 2011)	39

Şekil 4.5. Kinematik etkileşim (Aydınoglu, 2011)	40
Şekil 4.6. Eylemsizlik Etkileşimi (üstyapı-temel) analizi (Aydınoglu, 2011)	40
Şekil 4.7. Drucker-Prager akma yüzeyleri	41
Şekil 4.8. Yumuşak kil zemin için kayma mukavemeti profili örneği [18]	43
Şekil 4.9. Statik yükleme koşulu altında yumuşak kil zemini için p-y eğrisi [26]	44
Şekil 4.10. Çevrimsel yükleme koşulu altında yumuşak kil zemini için p-y eğrisi [26]	44
Şekil 4.11. Statik yükleme koşulunda yumuşak kil (API) modeli için p-y eğrisi	45
Şekil 4.12. Çevrimsel yükleme koşulunda yumuşak kil (API) modeli için p-y eğrisi....	46
Şekil 4.13. Su seviyesi altındaki katı killer için A_s ve A_c sabitlerinin değişimi [18]	47
Şekil 4.14. Statik yükleme ve su seviyesi altındaki katı kil için p-y eğrilerinin karakteristik şekli [18].....	48
Şekil 4.15. Çevrimsel yükleme ve su seviyesi altındaki katı kil için p-y eğrilerinin karakteristik şekli [18].....	49
Şekil 4.16. Statik yükleme koşulunda su seviyesi üstündeki (kuru) katı kil için p-y eğrisi [43].....	50
Şekil 4.17. Çevrimsel yükleme koşulunda su seviyesi üstündeki (kuru) katı kil için p-y eğrisi [43].....	51
Şekil 4.18. Hem statik hem de çevrimsel yükleme koşullarında Reese kum modeli için p-y eğrisi [43].....	52
Şekil 4.19. Reese kum modeli için A_s veya A_c değerleri [30]	53
Şekil 4.20. Reese kum modeli için B_s veya B_c değerleri [30]	54
Şekil 4.21. İçsel sürtünme açısının fonksiyonu olarak belirlenen katsayılar [31]	55
Şekil 4.22. İçsel sürtünme açısına ve rölatif sıklığa bağlı k değerleri [31]	56
Şekil 4.23. Hem statik hem de çevrimsel yükleme koşullarında API kum modeli için p-y eğrisi	57
Şekil 4.24. Eksenel yüklü bir kazıkta yük transfer mekanizmaları ve yay kütle modeli	58
Şekil 4.25. Tipik eksenel kazık yükü aktarımı - yer değiştirme (t-z) eğrileri [31]	60
Şekil 4.26. Kazık ucu-yük-yer değiştirme (Q-Z) eğrisi [31]	60
Şekil 4.27. Tipik t-z eğrisi (O'Neill ve Reese, 1999)	61
Şekil 4.28. Tipik Q-Z eğrisi (O'Neill ve Reese, 1999).....	62
Şekil 4.29. Granüler zeminler için tipik t-z eğrisi (O'Neill ve Reese, 1999).....	64
Şekil 4.30. Granüler zeminler için tipik Q-Z eğrisi (O'Neill ve Reese, 1999)	64
Şekil 4.31. Deepsoil programında analiz özelliklerinin belirlenmesi	65

Şekil 4.32. Deepsoil programında zemin tabakalarının girilmesi.....	66
Şekil 4.33. Deepsoil programında deprem kayıtlarının seçilmesi	66
Şekil 4.34. Deepsoil programında iterasyon sayısının ve kayma modülü formülünün seçimi.....	67
Şekil 4.35. Deepsoil analiz sonucu	67
Şekil 4.36. ANSYS'te global koordinat sistemleri [45]	68
Şekil 4.37. COMBIN39 doğrusal olmayan yay elemanının geometrisi [46]	69
Şekil 4.38. COMBIN39 doğrusal olmayan yay elemanının veri giriş ekranı	70
Şekil 4.39. BEAM189 elemanının geometrisi[46]	70
Şekil 6.1. Hesap adımları	78
Şekil 6.2. Tabakalı zemin profili	80
Şekil 6.3. DD-2- Darfield depremi (0.48g)	81
Şekil 6.4. DD-2- Manjil Depremi (0.59g)	81
Şekil 6.5. Darfield depreminde model-2 kum zemininde oluşan yer değiştirmeler	82
Şekil 6.6. Örnek-1'in çözümü üzerinden model kıyası.....	83
Şekil 6.7. Örnek-2'nin verilerine göre elde edilen p-y eğrileri.....	84
Şekil 6.8. Örnek-3'ün tabakalı zemin profili.....	84
Şekil 6.9. Örnek-3'ün verilerine göre elde edilen p-y eğrileri.....	86
Şekil 6.10. Örnek-4'nin verilerine ve FHWA yönetmeliğine göre t-z eğrileri.....	86
Şekil 6.11. Örnek-4'ün verilerine ve FHWA yönetmeliğine göre Q-Z eğrisi.....	87
Şekil 6.12. Örnek-4'ün verilerine ve API yönetmeliğine göre t-z eğrileri.....	87
Şekil 6.13. Örnek-4'ün verilerine ve API yönetmeliğine göre Q-Z eğrisi.....	88
Şekil 6.14. Örnek-5'te bahsedilen p-y yaylarının kullanılmasıyla zemin ortamının modellenmesi	89
Şekil 6.15. Örnek-5'e göre Drucker-Prager modelinin kullanılmasıyla zemin ortamının modellenmesi	89
Şekil 6.16. Model-2 için hesaplanan p-y eğrileri.....	90
Şekil 6.17. Model-2 için hesaplanan t-z eğrileri.....	90
Şekil 6.18. Model-2 için hesaplanan Q-Z eğrisi	91
Şekil 6.19. 13 m derinlikte, kazık sıralarına göre faktörlendirilmiş p-y eğrileri	91
Şekil 6.20. Model-2 statik analiz sonucunda kazıkta oluşan kesme kuvvetleri ve moment değerleri	92
Şekil 6.21. ANSYS hesap modeli	93

Şekil 6.22. Model-2 kinematik etkileşim analizi sonucunda kazıkta oluşan kesme kuvvetleri (a) ve eğilme momentleri (b).....	93
Şekil 6.23. FHWA’da yer alan azaltma katsayısı kullanılarak elde edilen kesme (a) ve moment (b) diyagramları.....	94
Şekil 6.24. TBDY 2018’de yer alan azaltma katsayısı kullanılarak elde edilen kesme (a) ve moment (b) diyagramları	94
Şekil 7.1. Kinematik etkileşim sonucunda elde edilen kesme kuvveti değerleri.....	96
Şekil 7.2. Kinematik etkileşim sonucunda elde edilen moment değerleri	96
Şekil 7.3. Statik analiz sonuçlarından elde edilen oturma miktarları.....	97
Şekil 7.4. Kinematik analiz sonucundan elde edilen oturma miktarları	97
Şekil 7.5. Kazık grubunun kinematik analizi sonucu elde edilen eğilme momentleri	98

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

1D	: 1 Boyutlu
AKO	: Aşırı Konsolidasyon Oranı
API	: American Petroleum Institute (Amerikan Petrol Enstitüsü)
A_s	: Kazık Yüzey Sürtünme En Kesit Alanı
α	: Ampirik Adhezyon Katsayısı
B	: Taban Genişliği
BNWF	: Winkler Temeline Oturan Kiriş Yöntemi
c	: Kohezyon
D, b	: Kazık Çapı
E_s	: Zeminin Elastisite Modülü
ε_{50}	: Drenajsız Kesme Deneyinde En Yüksek Deviatör Yükün Yarısında Ölçülen Karakteristik Birim Kısalma
FEM	: Sonlu Elemanlar Yöntemi
FHWA	: Federal Highway Administration (ABD Federal Karayolu İdaresi)
f_s	: Birim Sürtünme Direnci
g	: Yerçekimi İvmesi
G_s	: Zeminin Kayma Modülü
G.S.	: Güvenlik Sayısı
H_f	: Dolgunun Yüksekliği
I_r	: Rijitlik İndeksi
I_{wp}	: Etki Faktörü
K_0	: Sükunetteki Toprak Basıncı
N_c, N_q, N_γ	: İçsel Sürtünme Açısına Bağlı Taşıma Gücü Faktörleri
N_σ^*	: Taşıma Kapasitesi Faktörü
η	: Grup Verimliliği
p	: Kazık Çevresi
p_{ult}	: Nihai Yanal Zemin Direnci
SSPSI	: Sismik-Yapı-Kazık-Zemin Etkileşimi
Q_u	: Kazığın Taşıma Kapasitesi
Q_p	: Kazığın Uç Taşıma Kapasitesi
Q_s	: Kazığın Sürtünme Direnci

$Q_{g(u)}$: Kazık Grubunun Taşıma Kapasitesi
q_p	: Kazık Ucundaki Zeminin Birim Maksimum Taşıma Kapasitesi
q'	: Kazık Ucundaki Efektif Gerilme
δ'	: Zemin İle Kazık Arasındaki Sürtünme Açısı
σ_v	: Zemin Düşey Gerilmesi
γ	: Birim Hacim Ağırlık
TBDY	: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
μ_s	: Zeminin Poisson Oranı
YASS	: Yeraltı Su Seviyesi
y_{50}	: Nihai Zemin Direncinin Yarısındaki Sapma
ϕ	: İçsel Sürtünme Açısı
Δ	: Plastik Bölgede Oluşan Ortalama Hacimsel Şekil Değiştirme
$\overline{\sigma'_0}$: Kazık Boyunca Etki Eden Ortalama Efektif Gerilme

1. GİRİŞ

Kazıklı temeller, köprü, baraj, nükleer santral ve deniz yapıları gibi inşaat mühendisliği yapıları için en yaygın kullanılan derin temel çeşitlerinden biridir. Kazıklar, temel taşıma yüklerini düşük taşıma kapasitesine sahip zemin tabakaları boyunca daha yüksek bir zemin taşıma kapasitesine sahip daha derindeki zemine veya kaya tabakalarına aktaran yapı elemanlarıdır. Uç kazıkları, kaya, sıkı kum ve çakıl gibi sert bir malzemede sonlanırken, sürtünme kazıkları yüzey sürtünmesi veya yapışması ile taşıma kapasitelerinin büyük bir kısmını elde ederler. Kazıklar, zeminle doğrudan temas etmektedir. Zemin davranışının ve yapı-kazık davranışının birbirini etkilediği süreç, yapı-kazık-zemin etkileşimi olgusu ile açıklanmaktadır. Yüksek yapılarda kullanılan kazıklı temel sisteminde yapı-kazık-zemin etkileşim analizi çok önemlidir. Güçlü yer hareketi nedeniyle dinamik yükler durumu daha da karmaşık hale getirir. Bu bağlamda, kazıklı temeller, zorlu zemin koşullarında genellikle ağır yapısal yükleri taşıdıkları için karmaşık yapı-kazık-zemin etkileşim analizine tabi tutulurlar. Teknolojinin gelişmesiyle birlikte dinamik analizler için karmaşık bir hesaplama yapılması mümkün hale gelmiştir. Zemin-kazık etkileşim analizi, kazık destekli yapıların, deprem tehlikesi altındaki bölgelerde zayıf zeminler üzerine inşa edilmesi nedeniyle önemlidir. Birçok depremde kazıklı temellerin kullanıldığı yapıların zarar gördüğü görülmüştür. Depremlerden kaynaklanan ekonomik ve sosyal kayıplar, tasarımı ve bina düzenlemelerini değiştirmek için daha fazla araştırma yapılmasını gerektirmiştir.

Bu kayıpların önlenmesi amacıyla 2019 yılında ülkemizde yürürlüğe giren Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, zayıf zeminlere gömülü kazıkların kinematik etkileşim analizleri zorunlu hale getirilmiştir. Bu nedenle deprem etkisi altındaki kazık davranışı ve bu davranışı etkileyen parametrelerin irdelenmesi gerekmektedir. Bu çalışmada zemin-kazık etkileşim analizlerinde dikkat edilmesi gereken parametrelere değinilmiştir. Yönetmeliğin uygulanması için uygulamacılara örnek bir referans kaynak olması amaçlanmıştır.

1.1.Geçmişte Yapılan Çalışmalar

Kampitsis vd. [1] çalışmalarında zemin-kazık-yapı kinematik ve atalet etkileşimi için gelişmiş kiriş modelinin doğruluğu araştırılmış ve diğer yaygın kullanılan kiriş veya katı modellere göre etkinliğini ve avantajlarını göstermişlerdir. Zeminin doğrusal olmayan davranışı, doğrusal olmayan (p-y) yaylar vasıtasıyla modellenmişlerdir. Tabakalı

bir zemin profiline gömülü bir kazık grubunun doğrusal olmayan dinamik tepkisi ile kinematik ve eylemsiz etkileşimi dikkate alınmıştır. Önerilen model, gerekli olan minimum hesaplama süresiyle doğru sonuçlar elde etmekte ve tamamen üç boyutlu analizlere kıyasla basit ve etkili bir araç sağlamıştır. Doğrusal ve doğrusal olmayan analiz arasındaki farkın, özellikle elastik bir zemin davranışı durumunda önemli olduğu saptanmıştır.

Öztürk vd. [2] çalışmalarında p-y yöntemi ve doğrusal yay yaklaşımı yöntemi analizleri için LPILE ve SAP2000 programları kullanılarak sıvılaştıran zeminlerde yanal yüklü kazıkların davranışlarını incelemişlerdir. Hesaplamalarda sadece ataletsel etkileşim göz önünde bulundurulmuştur. Sonuç olarak, zeminin plastiklik özelliklerinin de hesaba katıldığı analizler yapılması gerektiği saptanmıştır. Bu yüzden plastik özelliklerinde hesaba katıldığı p-y yönteminin daha doğru bir metod olduğu gözlemlenmiştir.

Rahmani vd. [3] çalışmalarında statik/sismik zemin-kazık etkileşimi konusunda, bir boyutlu doğrusal olmayan yaylar kullanmışlardır. Amerikan Petrol Enstitüsü'nün (API) kuralları, yanal yaylar için eğrileri geliştirmek üzere sıklıkla kabul edilmektedir. Çalışmalarının amacı, bu uygulamanın güvenilirliğini değerlendirmektir. Yirmi yedi statik ve laboratuvar testi ile yayların performansını değerlendirmek için iki dinamik santrifüj testi kullanılmıştır. Değerlendirme sonuçları, API yaylarının zemin-kazık etkileşimi ile ilgili ana mekanizmaları yakalamadığını ve bunun da kazık sapmalarının ve eğilme momentlerinin hatalı bir şekilde tahmin edilmesine yol açtığını göstermiştir. Gözlemlenen hataların sadece yay özelliklerinin (API eğrilerinin) yetersiz oluşundan değil, aynı zamanda taşıyıcı zeminin üç boyutlu süreklilik konfigürasyonunun bir boyutlu yaylar ile temsil edildiği yetersiz simülasyon yönteminden kaynaklandığı gösterilmiştir.

Erdoğan vd. [4] çalışmalarında kinematik yükler altındaki tek kazık davranışını, Winkler temeline oturan kiriş modelini kullanarak incelemeyi amaçlamışlardır. Sadece kinematik yüklerden kaynaklanan davranış incelendiğinden üst yapı dikkate alınmamıştır. Sonuç olarak tekil kazıkların keskin rijitlik değişimlerinin bulunduğu tabaka geçiş bölgelerinde, zemin deplasmanlarından kaynaklanan kinematik etkilerden dolayı, kazıklarda büyük eğilme momentlerinin meydana gelebileceği gözlemlenmiştir.

Lim vd. [5] çalışmalarında kuru kumda dinamik yüklere maruz kalan zemin-kazık sisteminin davranışını, deneysel testler kullanarak incelemişlerdir. Çalışmalarındaki amaç, çeşitli yüklemeler altındaki model testlerin pseudo-statik analizi için basitleştirilmiş dinamik p-y eğrisini oluşturmaktır. P-y eğrisini, 1 g'lik sarsma tablası testi

ile belirlemeye yönelik bir sistem getirilmiştir. API ve Reese'nin p-y eğrileri ile bir karşılaştırma yapılmış ve önerilen basitleştirilmiş dinamik p-y fonksiyonunun test ölçümleriyle iyi bir uyum içinde olduğu belirlenmiştir. Önerilen p-y eğrilerinin, kuru kumdaki dinamik yükler altında tek bir kazık için zemin-kazık etkileşimini temsil etmek için mevcut p-y eğrilerinden daha uygun olduğu belirlenmiştir.

Ordu vd. [6] çalışmalarında tabaka dayanımları arasında belirgin değişimler olan zeminlerde deprem yükleri altındaki kazıklı temellerin doğrusal olmayan kinematik etkileşim problemini, sonlu elemanlar yöntemini kullanılarak irdelemişlerdir. Sonuç olarak, deprem yükleri altında farklı tabakalara sahip zeminlerdeki kazıklarda, kesme kuvvetleri ile momentlerin büyüklüğü ve dağılımının, zemin şartları ile deprem yüklerine bağlı olduğunu açıkça göstermiştir.

Hassan [7] çalışmasını, düşeyde yayılan deprem yüklerine maruz kalan kazıklı temellerin doğrusal olmayan Winkler temeline oturan giriş yönteminin (BNWF) analizi üzerine yazmıştır. Doğrusal olmayan zemin, Amerikan Petrol Enstitüsü (API) prosedürlerine göre p-y eğrileri kullanılarak simüle edilmiştir. Sonuçlar, santrifüj testlerine ve literatürde yayınlanan sayısal sonlu eleman simülasyonları ile karşılaştırılıp doğrulanmıştır. Üst yapı kütlelerinin, analiz sonuçlarına önemli bir etkisinin olduğu gözlemlenmiştir. Analizler, deprem özelliklerinin kazık davranışını önemli ölçüde etkilediğini göstermiştir. Kazığın sismik tepkilere karşı davranışının, analizde kullanılan deprem yüklerine bağlı olduğu görülmüştür.

Jalali vd. [8] çalışmalarında kazık-zemin ara yüzey katsayısını değiştirerek kazık-zemin etkileşimini araştırmayı amaçlamışlardır. Yüklemeler altındaki kazık davranışı, Mohr-Coulomb ve pekleşen zemin modelleri kullanılarak incelenmiştir. Çalışma sonucunda sonlu elemanlar analizinin, kazık-zemin arayüz katsayısının etkisini belirlemek için uygun bir yöntem olduğu görülmüştür.

Maheshwari vd. [9] çalışmalarında kazıklı temeller üzerine inşa edilen yapıların sismik tepkilerini araştırmak için üç boyutlu bir analiz yöntemi sunmuşlardır. Hem tek kazık hem de kazık grupları göz önünde bulundurulmuştur. Kinematik ve atalet etkileşiminin kazık davranışı üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Doğrusal olmama durumunun, kazıklı temellerin yanı sıra yapıların da sismik tepkisini önemli ölçüde etkilediği görülmüştür.

Ravishankar vd. [10] çalışmalarında zemin-yapı etkileşimi konusunu araştırmak için radye ve kazıklı temel sistemleri üzerine asimetrik bir bina modelleyip analizler

yapmışlardır. Temel altındaki zemin kütlesi, Ansys programında Drucker-Prager yaklaşım teorisine göre modellenmiştir. Zemin-yapı etkileşimi tepkisi hem kazık hem de radye temel sistemleri için incelenmiştir. Aynı zemin tabakaları için kazıklı temel sistemi durumunda deplasmanların ve gerilmelerin radye temel sisteminden nispeten daha az olduğu görülmüştür.

Özden vd. [11] çalışmalarında deprem etkisi altındaki kazıklı temellerde oluşan kinematik tesirleri tetkik etmişlerdir. Numerik ve analitik kinematik çözümleme metotları sunulmuştur. İzmir mntikasında bulunan alüvyon zeminlerdeki kinematik tesirler incelenmiştir. Çalışma sonucunda kinematik tesirler, bilhassa gevşek zemin katmanlarından geçerek sıkı katmanlara veya taban kayasına oturtulan kazıklarda göz ardı edilemeyecek derecede olduğu gözlemlenmiştir. Kinematik tesirlerden kaynaklı zorlamalar, kazık çapının küpüyle doğrudan bağlantılı olduğu için kazık çapının artırılması daima en güvenilir ve ekonomik çözüm olmadığı anlaşılmıştır.

Luo vd. [12] çalışmalarında SSPSI (Sismik-Yapı-Kazık-Zemin Etkileşimi) sistemini, doğrusal ve doğrusal olmayan zemin modellerine dayanan üç boyutlu sonlu elemanlar yöntemi ile irdelenmişlerdir. Zemin-kazık arayüzünün doğrusal olmama ve zeminin dilatasyon açısının, sistemin dinamik tepkisi üzerindeki etkileri detaylı olarak değerlendirilmiştir. Sonuç olarak sismik yapı-kazık-zemin etkileşiminin, zeminin doğrusal olmayan davranışından büyük ölçüde etkilenebileceği görülmüştür. Zemin-kazık arayüzünün doğrusal olmaması durumunun sistemin dinamik tepkisi üzerinde büyük bir etkiye sahip olduğu, SSPSI sisteminin zeminin dilatasyon açısındaki değişime karşı hassas olmadığı, kazıklı temellerin yapının salınımını baskılayabileceği, zemin-kazık etkileşimi sırasında zemin ve yapıdaki deplasmanların azaldığı gözlemlenmiştir.

Curras vd. [13] çalışmalarında kazık grubu destekli yapının sismik tepkisi ile ilgili deneysel verileri, dinamik santrifüj model testleri ile elde etmişlerdir. Elde ettikleri bu verileri doğrusal olmayan Winkler temeline oturan kiriş modeli (BNWF) analiz yöntemini değerlendirmek için kullanmışlardır. Santrifüj testleri, dokuz kazık grubu üzerinde desteklenmiş bir yapı ve tek kazıkların desteklediği diğer iki yapı içermiştir. Bu yapılar, sıkı kumun üstündeki yumuşak kil profilinde kurulmuş ve dokuz deprem olayına maruz bırakılmışlardır. Hesaplanan ve kaydedilen tepkiler, dokuz depremin tümü için karşılaştırılmış ve sonuçların sayısal model parametrelerine duyarlılığı değerlendirilmiştir. Bu çalışmanın sonuçları, kazık gruplarını içeren sismik kazık-zemin-

yapı etkileşimi problemlerinde dinamik BNWF (Winkler temeline oturan kiriş modeli) analiz yöntemlerinin kullanımı için deneysel destek sağlamaktadır.

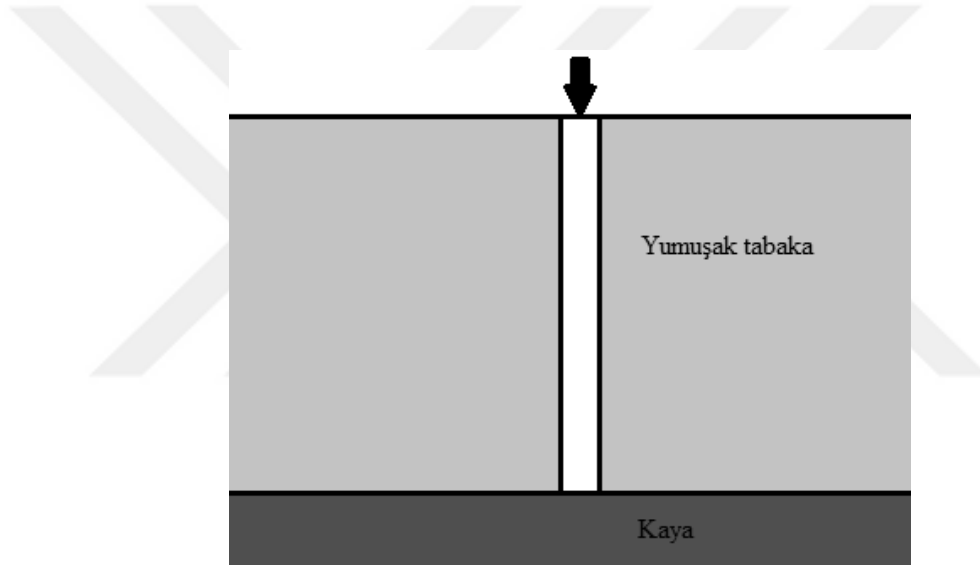
Tahghighi vd. [14] çalışmalarında, kazık gruplarının yanal yüklere karşı davranışını değerlendirmek için kullanılan p-y yöntemini daha da genişletmişlerdir. Doğrusal olmayan Winkler temel (veya p-y modeli) analiz yöntemi kullanılarak zemin-kazık grubu etkileşimi santrifüj model testlerine karşı değerlendirilmiştir. Mevcut basitleştirilmiş yaklaşımla elde edilen sonuçlar, üç boyutlu simülasyonlarla ve ayrıca ölçülen verilerle oldukça uyum göstermiştir. Sonuç olarak önerilen p-y modeli, mühendislik uygulamalarında kazıklı temellerin tasarımı için bir araç olarak rahatlıkla kullanılabilceği sonucuna varılmıştır. Doğrusal olmayan zemin modelinin, üç boyutlu sonlu elemanlar metotlarıyla da hesaplanabileceği belirtilmiştir.

Bildik vd. [15] çalışmalarında 2016'da hazırlanan TBDY taslağında verilen yapı-kazık-zemin etkileşimi analiz yöntemlerini kullanmışlardır. İstanbul ilinin Başakşehir ilçesinde yapımına başlanması planlanan bir camiye ait kazıkların kinematik etkileşim yöntemiyle analizleri gerçekleştirilmiştir. Kazıklar API (Amerika Petrol Enstitüsü) yöntemi ile statik olarak analiz edilip, statik hesaplamalar sonucu elde edilen kazık karelağı için dinamik analiz yapılmıştır. Zeminin doğrusal olmayan davranışını simgeleyecek olan p-y eğrileri literatürdeki çeşitli yöntemlere göre belirlenmiştir. Analizler sonucunda, dinamik etkilerin dikkate alınması durumunda kazıkların davranışı statik koşulların çok dışında gerçekleştiği, kazık elemanların kil-zayıf kaya geçiş bölgelerinde zorlandığı görülmüştür. Bununla birlikte, sahaya özel deprem verisi kullanılmasının, kinematik etkileşim çözümlerinde oldukça önemli olduğu vurgulanmıştır.

2. KAZIKLI TEMELLER

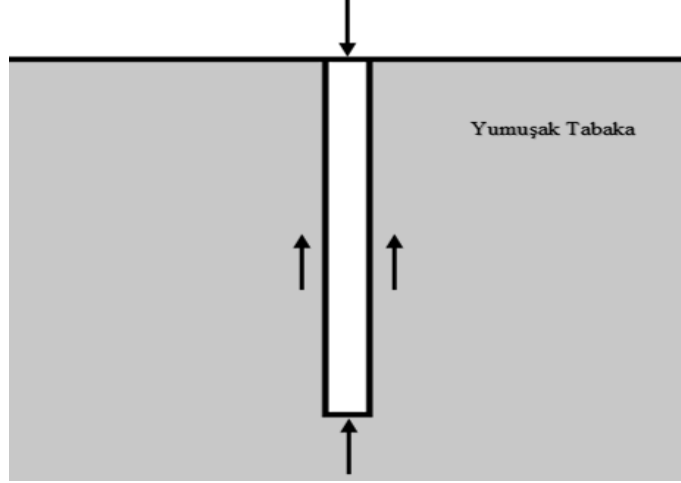
Kazık, beton, çelik veya ahşaptan imal edilen yapısal elemanlardır. Kazıklı temeller ise yüzeysel temellerin yapı yüklerini güvenle taşıyamadıkları durumlarda kullanılan bir derin temel çeşididir. Yüksek maliyete rağmen, yapısal güvenliği sağlamak için çoğu zaman kazık kullanımı gereklidir. Aşağıda kazıklı temelleri gerektiren durumların bazıları tanımlanmaktadır [16].

- Bir veya birden fazla zemin tabakası, üst yapı tarafından iletilen aşırı düşey yükleri taşıyamayacak kadar zayıf olduğunda üst yapı tarafından zemine iletilen yükleri taşıyabilmek için kazıklar, yükü, Şekil 2.1'de gösterildiği gibi, alttaki ana kayaya veya daha sağlam bir zemin tabakasına iletmek için kullanılmaktadır (Uç kazığı, Şekil 2.1).



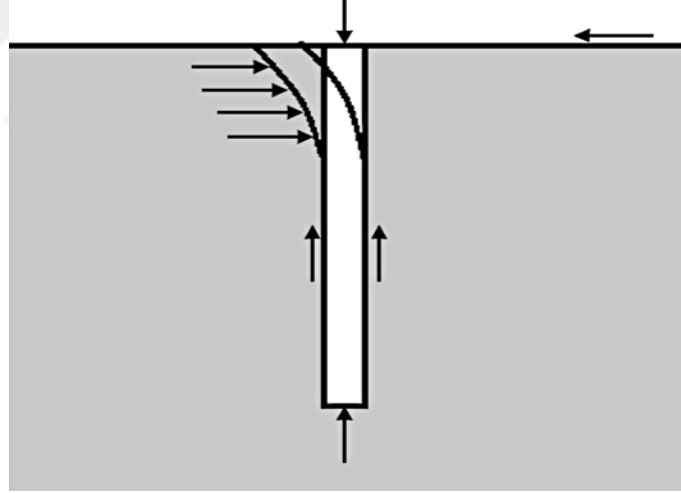
Şekil 2.1. Uç kazığı

- Sert tabaka veya ana kaya, zemin yüzeyinin altında makul bir derinlikte bulunmuyorsa, yapısal yükü kademeli olarak zemine iletmek için kazıklar kullanılır. Uygulanan yapısal yüke karşı zemin dayanımı, esasen zemin-kazık ara yüzünde geliştirilen sürtünme direncinden oluşmaktadır (Sürtünme Kazığı, Şekil 2.2).



Şekil 2.2. Sürtünme kazığı

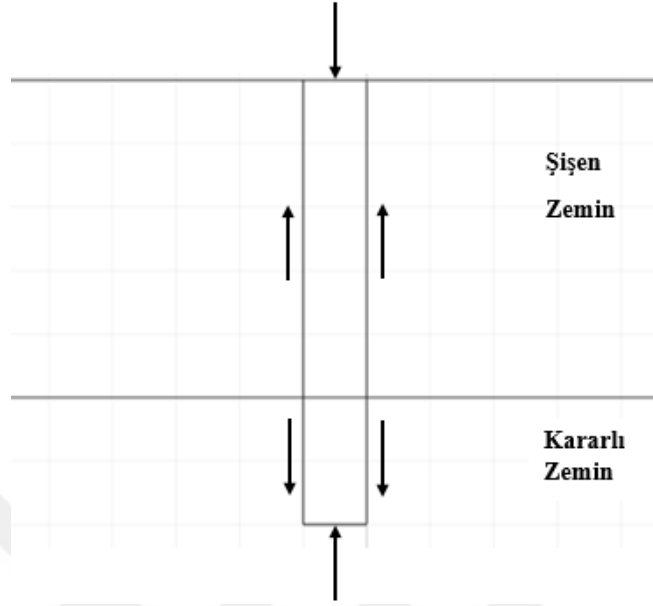
- Kazıklı temeller, yanal yüklere maruz bırakıldığında üst yapı tarafından iletilen düşey yükleri taşıyabilirken, eğilmeye karşı direnç gösterir. Bu tür durumlar genellikle, yüksek rüzgâra veya deprem kuvvetlerine maruz kalan yüksek yapıların temellerinde görülür (Şekil 2.3).



Şekil 2.3. Yanal yüklü kazık

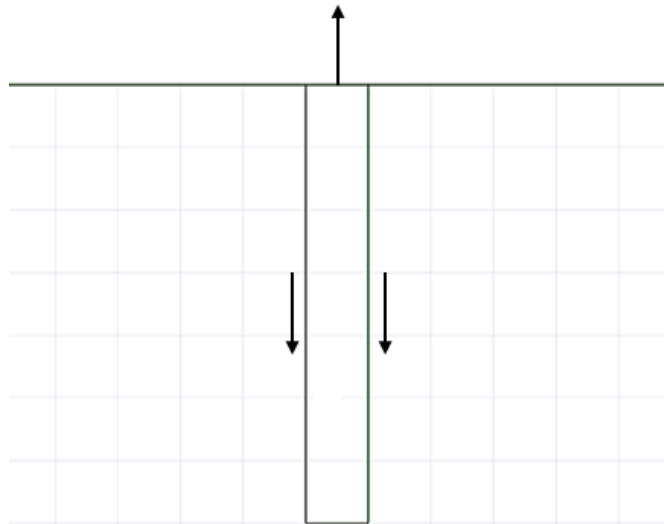
- Bir yapı alanında şişebilen zeminler bulunabilir. Bu zeminler, zemin yüzeyinin altında büyük bir derinliğe kadar uzanabilir. Şişebilen zeminler, nem içeriği arttıkça ve azaldıkça şişer, büzülür. Bu şişmenin basıncı önemli seviyelerde olabilir. Sığ temeller, bu gibi durumlarda kullanılırsa, yapı ciddi hasar görebilir. Temelin, istenmeyen mevsimsel hareketlerine karşı güvenliğini sağlamak için kazıklara ihtiyaç duyulabilir. Kazıklı temeller, şişmelerin ve büzülmelerin meydana geldiği bölgelerde

kullanılabilir. Bu gibi durumlarda kazıkların işlevi, temel yüklerini, zeminin mevsimsel nem hareketlerinden etkilenmediği bir seviyeye aktarmaktır (Şekil 2.4).



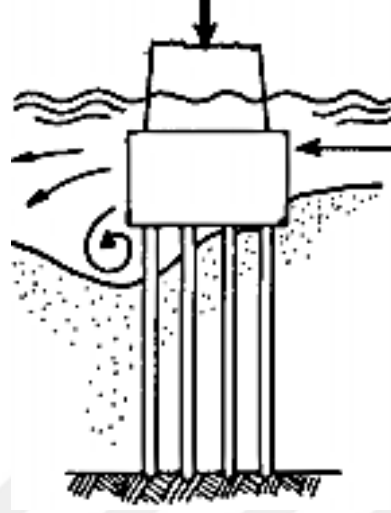
Şekil 2.4. Şişebilen zeminlerdeki kazık davranışı

- Elektrik direkleri ve deniz yapıları gibi bazı yapıların temelleri, kaldırma kuvvetlerine maruz kalabilir. Temellerin kaldırma kuvvetlerine karşı koyabilmesi için kazıklar kullanılabilir (Şekil 2.5).



Şekil 2.5. Kaldırma kuvvetine karşı kazık davranışı

- Köprü ayakları, yüzeysel bir temelin zemin yüzeyindeki erozyon nedeniyle yaşayabileceği taşıma kapasitesi kaybını önlemek için genellikle kazıklı temeller üzerine inşa edilir (Şekil 2.6).



Şekil 2.6. Erezyon olayı sırasında kazıklı temel davranışı (Vesic, 1977)

2.1. Kazık Tipleri

Zemin koşullarına, yükün türüne ve yeraltı su seviyesine bağlı olarak inşaat işlerinde farklı tipte kazıklar kullanılır. Birçok farklı kazık tipi vardır ve farklı şekillerde sınıflandırılabilirler. Kazıklar yapıldığı malzemelere göre, çelik, beton, ahşap ve kompozit kazıklar olarak gruplandırılabilir.

2.1.1. Çelik kazıklar

Çelik kazıklar, boru, kutu, I profilli ve H tipi kazıklardır. Yüksek gerilmelere karşı dirençli olmaları, sert tabakalara da çakılabilmeleri, yüksek yük taşıma kapasitesine sahip olmaları çelik kazıkların avantajları arasında gösterilirken nispeten pahalı olmaları, korozyona maruz kalabilmeleri, ve sağlam tabakalardan geçerken düşeyde hasar görebilmeleri ise dezavantajları arasında gösterilmektedir. Aşırı asidik veya aşırı bazik suların içindeki çelik kazıklar korozyona maruz kalabilirler. Örneğin, turbalar, bataklıklar ve diğer organik zeminler aşındırıcı özelliğe sahiptirler. Korozyon etkisinin dengelenmesi için genellikle ek bir çelik kalınlığı önerilir. Kazıklara fabrikada uygulanan epoksi kaplamalar korozyona karşı bir önlem olabilir. Bu kaplama, kazık çakma işlemlerinden kolay kolay zarar görmemektedir.

2.1.2. Ahşap kazıklar

Ahşap kazık, dalları ve gövdeleri dikkatlice kesilmiş, genellikle koruyucu madde ile kaplanmış, düz, sağlam ve kusursuz ağaç gövdelerinden yapılır. Ahşap kazıkların uzunluğu 10 ila 20 m arasında değişmektedir. Ahşap kazıkları, aşırı ölçüdeki çakma gerilmelerine dayanamaz; bu nedenle, kazık kapasitesi genellikle sınırlıdır. Tamamen su altında kalan kazıklar çürümeye karşı dirençlidir. Ahşap kazık, ekonomik ve kullanımı kolaydır. Granül malzemedeki sürtünme kazıklarına en uygun kazık tipidir. Ahşap kazıkların sert zeminlere çakılırken hasar görebilmeleri, çürümeye karşı hassas olmaları, çakma işlemi sırasında kırıldıklarında zeminden çekip değiştirmenin zor olması gibi dezavantajları vardır.

2.1.3. Beton kazıklar

Beton kazıkları, prekast (hazır) kazıklar ve yerinde dökülen kazıklar olarak iki kategoriye ayrılır.

2.1.3.1. Prekast (hazır) beton kazıklar

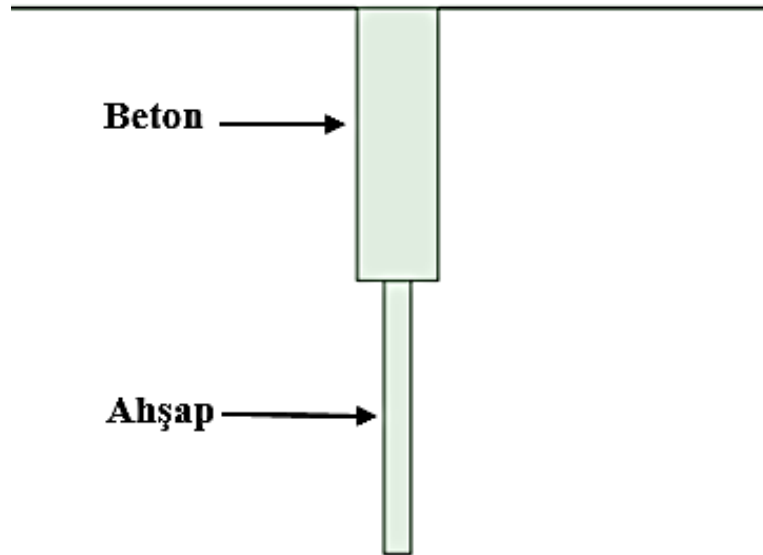
Kazıklar, çalışma yerlerine taşınmadan önce istenen uzunluklarda dökülür, kür uygulanır ve daha sonra şantiyeye gönderilir. Yeterince alan varsa ve çok sayıda kazık gerekiyorsa, nakliye maliyetlerini azaltmak için sahada bir döküm alanı oluşturulabilir. Donatı kullanılarak imal edilen prekast kazıkları, sahaya taşınması sırasında meydana gelen eğilme gerilmelerine, yanal yüklerden gelen eğilme momentlerine, düşey yüklere ve çakma işlemi sırasında gelişen herhangi bir gerilim kuvvetine karşı yeterli direnç sağlamak üzere tasarlanmıştır. Beton kazıkları kalıcı bir yapısal eleman olarak kabul edilir, ancak bazı zeminler, betona zarar verebilecek asitler oluşturabilecek malzemeler içermektedir. Deniz yapıları için kullanılan beton kazıklar, dalga etkisinden ve sudaki yüzer atıklardan dolayı aşınmaya maruz kalabilirler. Karışım oranları ayarlandığında tuzlu suya karşı özel önlemler alınmazsa beton ile tuzlu su olumsuz tepkimelere girebilir. Sert çakma işlemlerine ve korozyona dayanıklı olmaları avantajları arasında gösterilirken, taşıma işlemlerinin zor olması dezavantajları arasında sayılmaktadır.

2.1.3.2. Yerinde dökülen kazıklar

Yerinde dökülen veya fore kazık yapımı, delme, donatı yerleştirme ve betonlama olmak üzere üç ana adımdan oluşur. Bu aşamaların bazıları eşzamanlı olarak gerçekleştirilebilir. Yerinde döküm, genellikle tekrar kullanılmak üzere çıkarılabilen veya kazığın ayrılmaz bir parçası olarak zeminde bırakılabilen bir muhafaza borusunun koruması altında yapılır. Bazen, stabil bir zeminde, kazıklar herhangi bir muhafaza borusu olmadan da dökülebilir. En uygun kazık yapım tekniğinin seçimi zemin koşullarına, sahaya ilişkin teknik özelliklere ve bütçeye bağlıdır.

2.1.4. Kompozit kazıklar

Kompozit kazıklar, beton, ahşap, çelik gibi iki malzemenin birleştirilmesi işlemiyle oluşturulur. Böyle bir kombinasyonda, her iki malzemenin de iyi niteliklerinden faydalanılır. Örneğin, bu malzemelerden birinin büyük korozyon direnci özelliğinden faydalanılırken diğerinin ucuzluğu veya taşıma gücü özelliği için kullanıldığından ekonomiktir. Genellikle su seviyesinin altında kalan kompozit kazıkların alt kısmı ahşap kazık ve üst kısmı ise beton kazık oluşur (Şekil 2.7). Ahşap kazığın çürümemesini için su seviyesi altında kalması daha uygun olacaktır. Her durumda, iki malzeme arasında iyi bir bağlantı elde etmek zordur. Bu nedenle kompozit kazıklar yaygın olarak kullanılmaz.



Şekil 2.7. Kompozit kazık

3. KAZIKLARIN TAŞIMA GÜCÜ HESABI

Bir kazığın taşıma kapasitesi (Q_u), aşağıdaki denklem ile hesaplanmaktadır.

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (3.1)$$

Burada; Q_s kazığın sürtünme direnci ve Q_p Kazığın uç taşıma kapasitesidir.

Kazığın sürtünme direnci,

$$Q_s = f_s \cdot A_s \quad (3.2)$$

Formülü ile hesaplanmaktadır. Burada; f_s birim sürtünme direnci ve A_s Kazık yüzey sürtünme en kesit alanıdır.

Kazığın uç taşıma kapasitesi ise,

$$Q_p = q_p \cdot A_p \quad (3.3)$$

Formülü ile hesaplanmaktadır. Burada; q_p kazık ucundaki zeminin birim maksimum taşıma kapasitesi ve A_p kazık ucundaki en kesit alanıdır.

Kazığın taşıma kapasitesi formülü yeniden düzenlenip aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$Q_u = Q_s + Q_p = (f_s \cdot A_s) + (q_p \cdot A_p) \quad (3.4)$$

Q_p ve Q_s değerlerinin hesaplanabilmesi için çok sayıda çalışma yapılmıştır. Bu çalışmaların en önemlileri Terzaghi, Vesic, Meyerhof tarafından yapılmıştır. Ayrıca deneylerden elde edilen verilerle de kazığın taşıma gücü hesaplanabilir.

3.1. Uç Direnci

Kazığın uç taşıma kapasitesi hesabı için çeşitli yöntemler vardır. Bunlardan birkaç tanesi açıklanacaktır.

3.1.1. Terzaghi yöntemi

Bu yöntemde yüzeysel temellerin taşıma gücü formülünden faydalanılır. Kazıkların yüzeysel temellerden farkı genişliktir. Örneğin bir kazığın çapı 0,8 m olabiliyorken temellerin genişliği 12 m veya daha az/fazla olabilir.

$$Q_p = q_p \cdot A_p = A_p \cdot (c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma) \quad (3.5)$$

$$q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (3.6)$$

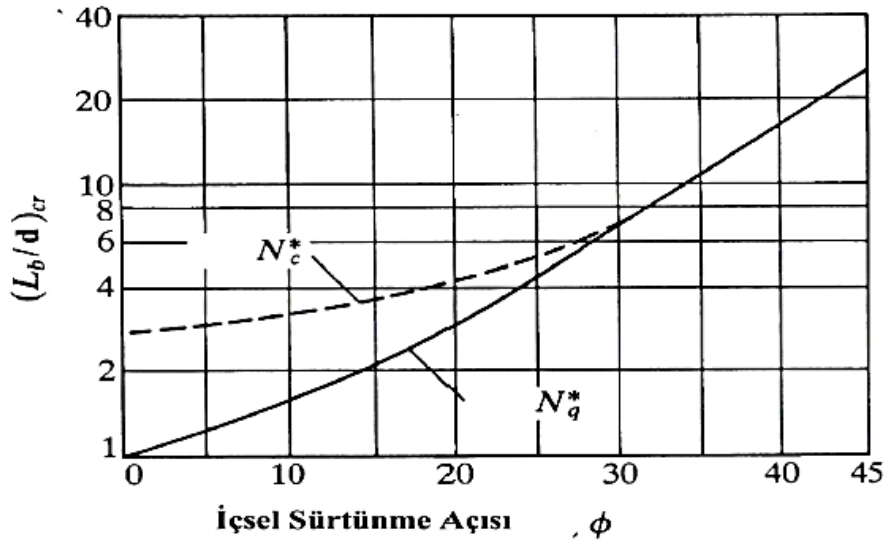
Burada; q_p kazık ucunda birim alan için uç direnci, A_p kazık uç kesit alanı, B taban genişliği, N_c , N_q ve N_γ içsel sürtünme açısına bağlı taşıma gücü faktörleri, c zemin kohezyonu, γ zeminin birim hacim ağırlığı ve L kazık uzunluğudur.

N_γ değeri oldukça düşüktür ve ihmal edilebilir. Eşitlik yeniden düzenlenirse kazığın uç direnci hesabı için aşağıdaki eşitlik kullanılabilir.

$$q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q \quad (3.7)$$

3.1.2. Meyerhof yöntemi

Meyerhof, uç direnci hesabı için farklı bir metot sunmuştur. Granüler zeminlerdeki bir kazığın uç taşıma kapasitesi Q_p , genellikle taşıyıcı zemin derinliği ile belirli bir seviyeye kadar artmakta ve kritik bir derinlikten (L_b) sonra değişmemektedir. L_b derinliğinin kazık çapına (d) oranı, “Kritik Gömülme Oranı $(L_b/d)_{cr}$ ” şeklinde gösterilir. Kritik gömülme oranı, Şekil 3.1’te görüldüğü gibi içsel sürtünme açısına bağlıdır.



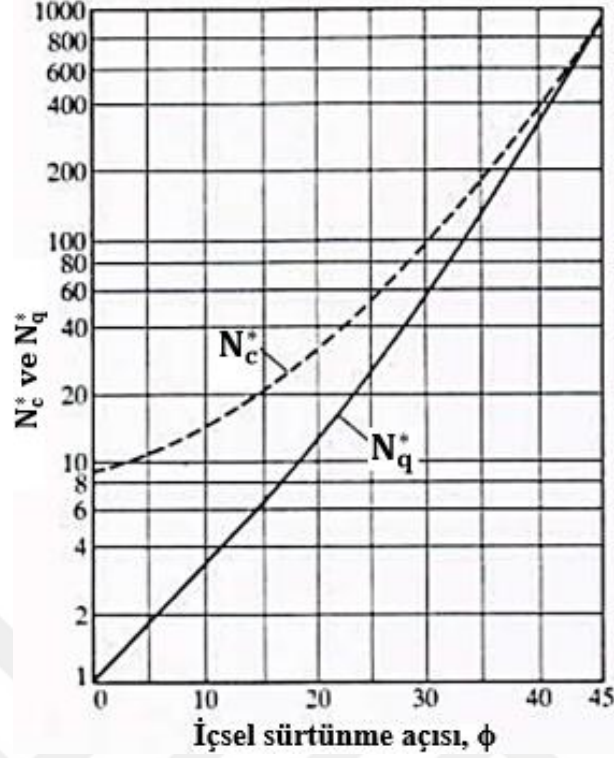
Şekil 3.1. Kritik gömülme oranının ϕ bağlı değişimi (Meyerhof, 1979)

Böylelikle ($c=0$) olan zeminlerdeki uç direnci aşağıdaki eşitlik ile hesaplanabilir.

$$Q_p = A_p \cdot \sigma_v' \cdot N_q$$

$$\sigma_v' = \gamma_{zemin} \cdot L_b \quad (3.8)$$

Burada; ϕ içsel sürtünme açısı, σ_v' efektif gerilme, N_q , ϕ 'ye bağlı değişkendir ve Şekil 3.2.'den alınır.



Şekil 3.2. N_q, N_c değerlerinin ϕ 'ye bağlı değişimi (Meyerhof, 1979)

Drenajlı doymuş killerde ($\phi=0$) bulunan kazıklardaki uç direnci,

$$Q_p = N_c \cdot c_u \cdot A_p = 9 \cdot c_u \cdot A_p \quad (3.9)$$

Eşitliği ile hesaplanabilir. Burada N_c değeri Şekil 3.2'den alınabilir. c_u ise kazık ucunun altındaki zeminin drenajsız kohezyon değeridir.

Drenajsız killerde ise bulunun kazıklardaki uç direnci ise,

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c + q' \cdot N_q) \quad (3.10)$$

Eşitliği ile hesaplanabilir.

3.1.3. Vesic yöntemi

Vesic, boşlukların genişleme teorisine dayanarak kazık uç taşıma kapasitesini hesaplayabilmek için bir yöntem geliştirmiştir.

Kum zemin türü için,

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot \sigma'_0 \cdot N_\sigma^* \quad (3.11)$$

$$\text{Burada; } \sigma'_0 \text{ kazık ucundaki ortalama efektif gerilme} = \left(1 + 2 \cdot \frac{K_0}{3}\right) \cdot q' \quad (3.12)$$

$$K_0 \text{ sükûnetteki toprak basıncı} = 1 - \sin \phi \quad (3.13)$$

$$q' \text{ kazık ucundaki efektif gerilme} = \gamma_1 \cdot L_1 + \gamma_2 \cdot L_2 + \dots \quad (3.14)$$

$$N_{\sigma}^* \text{ taşıma kapasitesi faktörüdür} = \frac{3 \cdot N_q^*}{(1 + 2 \cdot K_0)} \quad (3.15)$$

Vesic teorisine göre,

$$N_{\sigma}^* = f(I_{rr}) \quad (3.16)$$

Burada; I_{rr} zeminin azaltılmış rijitlik indeksidir.

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \cdot \Delta} \quad (3.17)$$

$$\text{Burada; } I_r \text{ rijitlik indeksidir} = \frac{E_s}{2} \cdot (1 + \mu_s) \cdot q' \cdot \tan \phi' = \frac{G_s}{q'} \cdot \tan \phi' \quad (3.18)$$

Tablo 3.1. Zemin türüne göre yaklaşık rijitlik indeksi değerleri

Zemin türü	I_r rijitlik indeksi
Kil (drenajsız durumda)	100~200
Silt ve kil (drenajlı durumda)	50~100
Kum	70~150

E_s zeminin elastisite modülü, μ_s zeminin poisson oranı, G_s zeminin kayma modülü ve Δ kazık altındaki plastik bölgede oluşan ortalama hacimsel şekil değiştirmedir.

Zeminin azaltılmış rijitlik ve rijitlik indeksini hesaplayabilmek için aşağıdaki bağıntılar kullanılabilir. (Chen ve Kulhawy, 1994)

$$m = \frac{E_s}{P_a} \quad (3.19)$$

Burada; P_a atmosferik basınçtır. ($\approx 100 \text{ kN/m}^2$), m değeri 100-200 arasında ise zemin gevşek, 200-500 arasında ise zemin orta sıkı, 500-1000 arasında ise zemin sıkıdır.

$$\phi \text{ değeri } 25^\circ \leq \phi \leq 45^\circ \text{ arasında ise } \mu_s = 0,1 + 0,3 \cdot \left(\frac{\phi' - 25}{20}\right) \quad (3.20)$$

$$\Delta = 0,005 \cdot \left(1 - \frac{\phi' - 25}{20}\right) \cdot \left(\frac{q'}{P_a}\right) \quad (3.21)$$

Kil türü zeminler için ($\phi=0$),

Doymuş kilde ($\phi=0$), bir kazığın uç taşıma kapasitesi,

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot c_u \cdot N_c^* \quad (3.22)$$

Burada; c_u drenajsız kohezyon değeridir.

Vesic'in boşlukların genişleme teorisine göre,

$$N_c^* = \frac{4}{3} \cdot (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (3.23)$$

Tablo 3.2. $\phi = 0$ durumu için N_c^* 'nin I_{rr} ile değişimi

I_{rr}	N_c^*
10	6,974
20	7,898
40	8,823
60	9,363
80	9,747
100	10,044
200	10,969
300	11,509
400	11,893
500	12,190

3.2. Sürtünme Direnci

Bir kazık sürtünme direnci,

$$Q_s = \sum p \cdot L \cdot f \quad (3.24)$$

Denklemleri ile hesaplanabilir. Burada; p kazık kesitinin çevresi, L kazık uzunluğu ve f herhangi bir z derinliğindeki birim sürtünme direncidir.

3.2.1. Kumlarda sürtünme direnci

Kum türü zeminlerde sürtünme direnci, L derinliğine kadar lineer olarak artar ve daha sonra sabit kalır. Kritik derinlik L 'nin büyüklüğü 15 ila 20 kazık çapının katı olabilir. ($L \approx 15D$)

$$f = K \cdot \sigma'_0 \cdot \tan \delta' \quad (3.25)$$

Burada; K efektif toprak basıncı katsayısı, σ'_0 düşey efektif gerilme, δ' zemin ile kazık arasındaki sürtünme açısıdır. δ' değerleri, $0,5\phi$ ila $0,8\phi$ aralığında alınabilir. Genel olarak $0,6\phi$ alınır. Ortalama K değeri, Tablo 3.3'ten alınabilir.

Tablo 3.3. Ortalama K değerleri

Kazık tipi	K
Fore kazık	$K_0 = 1 - \sin \phi$
Yüksek yer değiştirmeli çakma kazık	$K=K_0$ (en az) – $K=1,8K_0$ (en fazla)
Düşük yer değiştirmeli çakma kazık	$K=K_0$ (en az) – $K=1,4K_0$ (en fazla)

Mansur ve Hunter (1970), çalışmalarında K'nın ortalama değerlerininin, H tipi kazıklarda $K=1,65$, çelik boru kazıklarda $K=1,26$ ve prekast beton kazıklarda $K=1,5$ olduğunu bildirmişlerdir.

Coyle ve Castello (1981), çalışmalarında kumlar için sürtünme direncinin,

$$Q_s = f_{av} \cdot p \cdot L = (K \cdot \bar{\sigma}'_0 \cdot \tan \delta') \cdot p \cdot L \quad (3.26)$$

$$\text{Burada; } \bar{\sigma}'_0 \text{ ortalama efektif basınç} = \frac{L \cdot \gamma}{2} \quad (3.27)$$

δ' zemin ile kazık arasındaki sürtünme açısıdır ve yaklaşık olarak $\delta'=0.8\phi$ alınır. K değerinin ise L/D oranı ve ϕ' 'ye bağlı olarak değiştiğini gözlemlemişlerdir.

3.2.2. Killerde sürtünme direnci

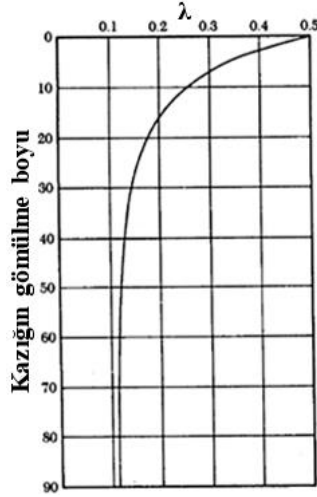
Kazıkların kildeki sürtünme direncini hesaplamak, kumdakine göre kolayca ölçülemeyen çeşitli değişkenlerin varlığından dolayı daha zor bir iştir. Kazıkların kildeki sürtünme direncini elde etmek için çeşitli yöntemler vardır. Bunlar; λ , α ve β yöntemleridir.

3.2.2.1. λ yöntemi

Bu yöntemi, Vijayvergiya ve Focht 1972'de yaptıkları çalışmada önermişlerdir. Kazık çakma işleminden dolayı oluşan zemin yer değiştirmesinin, herhangi bir derinlikte pasif bir yanal toprak basınç oluşturduğu kanısından yola çıkarak bu yöntemi geliştirmişlerdir.

$$f_{av} = (\bar{\sigma}'_0 + 2 \cdot c_u) \cdot \lambda \quad (3.28)$$

Burada; $\bar{\sigma}'_0$ kazık boyunca etki eden ortalama efektif gerilme, c_u ortalama drenajsız kayma mukavemetidir. λ 'nın değeri, kazığın gömülü boyu ile birlikte değişir (Şekil 3.3).



Şekil 3.3. λ 'nın kazığın gömülü boyuna bağlı değişimi (Vijayvergiya ve Focht, 1972)

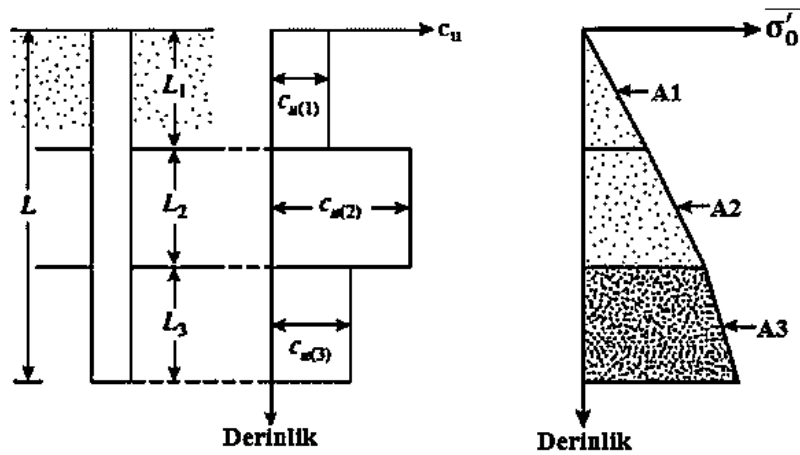
Böylece, toplam sürtünme direnci,

$$Q_s = p \cdot L \cdot f_{av} \quad (3.29)$$

Şeklinde hesaplanabilir. Tabakalı zeminlerde $\bar{\sigma}'_0$ ve c_u değerlerinin elde edilmesine özen gösterilmelidir.

$$c_u = (c_{u(1)} \cdot L_1 + c_{u(2)} \cdot L_2 + \dots) / L \quad (3.30)$$

$$\bar{\sigma}'_0 = (A_1 + A_2 + A_3 + \dots) / L \quad (3.31)$$



Şekil 3.4. Tabakalı zeminlerde λ yönteminin uygulanması [17]

3.2.2.2. α yöntemi

Bu yöntemle göre, killi zeminlerdeki sürtünme direnci aşağıdaki denklem ile elde edilebilir.

$$f = \alpha \cdot c_u \quad (3.32)$$

Burada; α ampirik adhezyon katsayısıdır. Eğer $c_u < 50$ kN/m² ise; $\alpha = 0,5$, $c_u > 50$ kN/m² ise; $\alpha = 1$ alınabilir. Bununla ilgili çeşitli çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmalarda yöntemlerden elde edilen α değerleri kullanılabilir. Örneğin, Terzaghi, Peck ve Mesri'nin 1996 yılında yaptıkları çalışmada α değerleri için aşağıdaki tabloyu önermişlerdir. Tablodaki p_a atmosferik basınçtır ve yaklaşık 100 kN/m²'dir.

Tablo 3.4. α 'nın değişimi (Terzaghi, Peck ve Mesri, 1996)

α	c_u/p_a
1,0	0,1 \geq
0,92	0,2
0,82	0,3
0,74	0,4
0,62	0,6
0,54	0,8
0,48	1,0
0,42	1,2
0,40	1,4
0,38	1,6
0,36	1,8
0,35	2,0
0,34	2,4
0,34	2,8

Nihai sürtünme direnci tek tabakalı zeminler için,

$$Q_s = \sum f \cdot p \cdot L = \sum \alpha \cdot c_u \cdot p \cdot L \quad (3.33)$$

Birden çok tabakalı zeminler için ise,

$$Q_s = \sum f \cdot p \cdot L = \alpha_1 \cdot c_{u1} \cdot p \cdot L_1 + \alpha_2 \cdot c_{u2} \cdot p \cdot L_2 + \dots \quad (3.34)$$

Şeklinde hesaplanabilir.

3.2.2.3. β yöntemi

Kazıklar doymuş killere çakıldığında, kazıkların çevresindeki zeminde boşluk suyu basıncı artar. Normal killerdeki boşluk suyu basıncı, c_u 'nun dört ila altı katı olabilir. Bu

basıncın dağılması bir veya birkaç ay sürebilmektedir. Bu nedenle, örselenmiş kilin efektif gerilme parametrelerinden yani $c=0$ 'dan yola çıkılarak Q_s belirlenebilir.

$$f = \beta \cdot \sigma'_0 \quad (3.35)$$

$$\beta = K \cdot \tan \phi'_R \quad (3.36)$$

Burada; σ'_0 efektif gerilme, ϕ'_R örselenmiş kilin drenajlı sürtünme açısı, K toprak basıncı katsayısıdır. Genel olarak, K'nin büyüklüğü sükûnetteki toprak basıncı katsayısıdır, veya kilin konsolide durumuna göre değişmektedir.

$$\text{Normal konsolide killer için:} \quad K = 1 - \sin \phi'_R \quad (3.37)$$

$$f = (1 - \sin \phi'_R) \cdot \tan \phi'_R \cdot \sigma'_0 \quad (3.38)$$

$$\text{Aşırı konsolide killer için:} \quad K = (1 - \sin \phi'_R) \cdot \sqrt{A \cdot K \cdot O} \quad (3.39)$$

$$f = (1 - \sin \phi'_R) \cdot \tan \phi'_R \cdot \sigma'_0 \cdot \sqrt{A \cdot K \cdot O} \quad (3.40)$$

Burada; A.K.O aşırı konsolidasyon oranıdır. f değeri belirlendikten sonra, toplam sürtünme direnci aşağıdaki bağıntıdan (3.41) belirlenir.

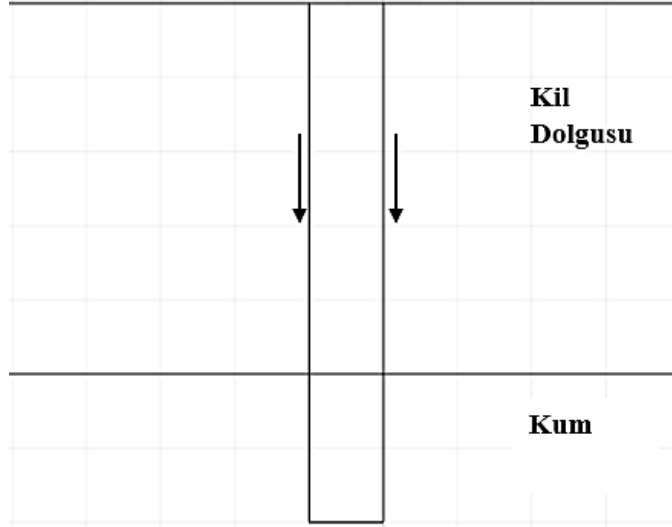
$$Q_s = \sum f \cdot p \cdot L \quad (3.41)$$

3.3. Negatif Çevre Sürtünmesi

Negatif çevre sürtünmesi, kazığı çevreleyen zemin tarafından kazık üzerine uygulanan aşağıya doğru sürüklenme kuvvetidir. Bu kuvvet, kazık etrafındaki zeminin kazıktan daha fazla oturması nedeniyle meydana gelir. Bu durum kazığın taşıma gücünü düşürmektedir. Eğer kazık kendisini çevreleyen zeminden daha fazla otursaydı bu kez pozitif çevre sürtünmesi oluşur. Bu durumda oluşan çevre sürtünmesi kazığın taşıma gücünü olumlu yönde etkiler.

3.3.1. Granüler zemin üzerine kil dolgusu yapılması durumunda negatif çevre sürtünmesi

Killi zemin dolgusu, içine kazık yerleştirilmiş bir granüler zemin tabakası üzerine yerleştirilirse, dolgu yavaş yavaş oturur. Konsolidasyon süresi boyunca zemin, kazığa aşağıya doğru bir sürüklenme kuvveti uygulayacaktır (Şekil 3.5).



Şekil 3.5. Granüler zemin tabakasının üzerine kil dolgusu yapılması durumundaki negatif çevre sürtünmesi

Yukarıda anlatılan β yöntemine benzer şekilde, kazık üzerindeki negatif çevre sürtünmesi hesabı yapılabilir.

$$f_n = K' \cdot \sigma'_0 \cdot \tan \delta' \quad (3.42)$$

Burada; K' toprak basıncı katsayısı, σ'_0 herhangi bir z derinliğindeki efektif gerilme, δ' zemin-kazık arasındaki sürtünme açısıdır.

Böylece bir kazığın üzerindeki toplam negatif çevre sürtünmesi kuvvet,

$$Q_n = \int_0^{H_f} (p \cdot K' \cdot \gamma'_f \cdot \delta') \cdot z \cdot d_z = p \cdot K' \cdot \gamma'_f \cdot H_f^2 \cdot \tan \delta' / 2 \quad (3.43)$$

Burada; H_f dolgunun yüksekliği, p kazık çevresi, γ'_f dolgunun efektif birim hacim ağırlığıdır.

3.3.2. Kil zemin üzerine granüler dolgu yapılması durumunda negatif çevre sürtünmesi

Granül zemin dolgusu, yumuşak kil tabakası üzerine yerleştirilirse, kil tabakasında oturmaya neden olmakla birlikte kazığın üzerine aşağı yönde bir sürüklenme kuvveti uygulayacaktır (Şekil 3.6). Bu durumda, oturmaya bağlı kazık üzerindeki negatif çevre sürtünmesi, nötral derinlik olarak adlandırılan $z = 0$ ve $z = L_1$ arasında meydana gelir. Nötral derinlik,

$$L_1 = \frac{(L - H_f)}{L_1} \cdot \left[\frac{(L - H_f)}{2} + \frac{\gamma'_f \cdot H_f}{\gamma'} \right] - \frac{2 \cdot \gamma'_f \cdot H_f}{\gamma'} \quad (3.44)$$

Burada; γ'_f dolgunun efektif birim hacim ağırlığı, γ' alttaki kil tabakasının efektif birim hacim ağırlığıdır.

L_1 'in değeri belirlendiğinde, toplam negatif çevre sürtünmesi şu şekilde elde edilir;

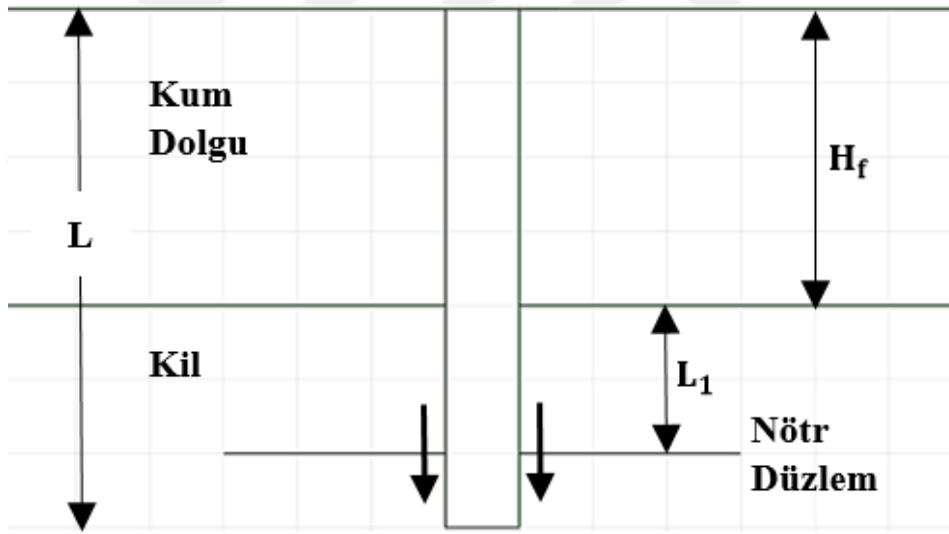
$$f_n = K' \cdot \sigma'_0 \cdot \tan \delta'$$

$$\sigma'_0 = \gamma'_f \cdot H_f + \gamma' \cdot z$$

$$K' = K_0 = 1 - \sin \phi'$$

$$\delta' = 0.5 \cdot \phi' \sim 0.7 \cdot \phi' \quad (3.45)$$

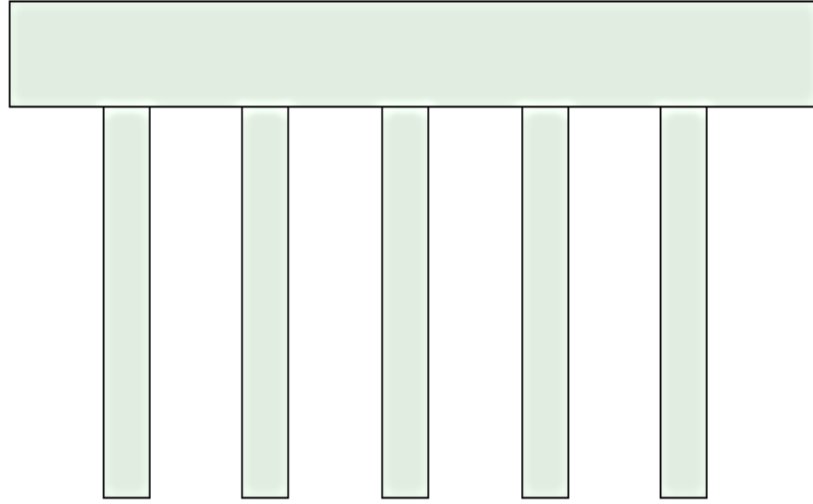
$$\begin{aligned} Q_n &= \int_0^{L_1} p \cdot f_n \cdot dz = \int_0^{L_1} p \cdot K' \cdot (\gamma'_f \cdot H_f + \gamma' \cdot z) \cdot \tan \delta' \cdot dz \\ &= (p \cdot K' \cdot \gamma'_f \cdot H_f \cdot \tan \delta') \cdot L_1 + L_1^2 \cdot p \cdot K' \cdot \gamma' \cdot \tan \delta' / 2 \end{aligned} \quad (3.46)$$



Şekil 3.6. Kil zemin tabakasının üzerine granüler dolgu yapılması durumunda negatif çevre sürtünmesi

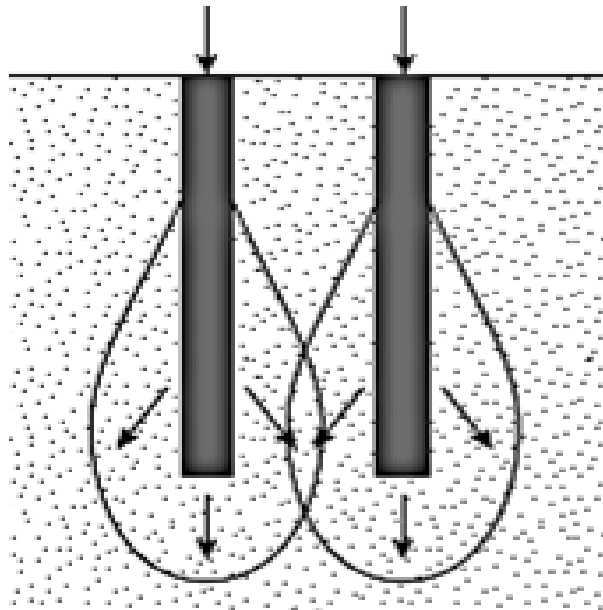
3.4. Kazıklarda Grup Etkisi

Genellikle kazıklar, yapısal yükleri zemine iletmek için Şekil 3.7'de gösterildiği gibi gruplar halinde kullanılır. Grup kazıklarının üzerine bir kazık başlığı yapılır. Başlık, genellikle yükleri ayrı ayrı kazıklara mümkün olduğunca eşit şekilde dağıtmak için uygun şekilde tasarlanması gereken betonarme bir bloktur ve çoğunlukla zemine temas edebilir veya açık deniz platformlarında olduğu gibi zeminin üzerinde olabilir.



Şekil 3.7. Tipik kazık grubu

Grup kazıkların nihai taşıma kapasitelerinin belirlenmesi karmaşıktır. Bir gruptaki kazıkların taşıma kapasitesi, tekli kazıkların taşıma kapasitesi toplamından daha az olmayacak şekilde aralıklı olmalıdır. Genelde uygulamada kazıkların aralığı merkezden merkeze olan minimum uzaklığı, kazık çapının 2,5-3 katıdır. Genellikle optimum aralık kazık çapının 3 ila 3,5 katı arasında seçilir. Şekil 3.8’de görüldüğü gibi kazıkların birbirine yakın yerleştirilmesi durumunda, kazıkların zemine iletildiği gerilmelerin üst üste bineceği ve kazıkların taşıma kapasitesini azaltacağı varsayılır [18].



Şekil 3.8. Kazıklarda oluşan basınç soğanları [17]

3.5. Kazıklarda Grup Verimliliği

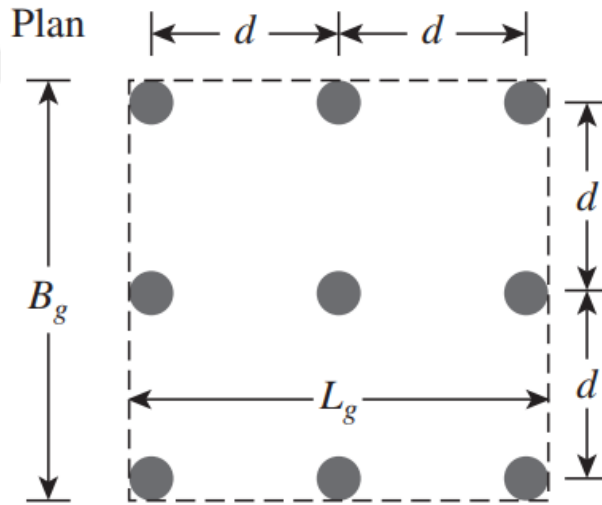
Grup verimliliği zemin tipi, grubun büyüklüğü, grubun şekli, kazıkların aralığı, kazık uzunluğu gibi parametrelere ve yapım prosedürlerine bağlıdır. Converse-Labarre kuralı gibi bir takım ampirik verimlilik formülleri önerilmiş ve kullanılmıştır. Bir kazık grubunun taşıma kapasitesinin verimliliği;

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} \quad (3.48)$$

Burada; η grup verimliliği, $Q_{g(u)}$ kazık grubunun taşıma kapasitesi ve Q_u grup etkisi olmadan her bir kazığın taşıma kapasitesidir.

3.5.1. Kumdaki kazık gruplarının verimliliği hesabı

Birçok mühendis, kumdaki grup verimliliğini hesaplayabilmek için basitleştirilmiş çözümler geliştirmişlerdir. Şekil 3.9'da kazık grubunun plandaki görünüşü yer almaktadır.



Şekil 3.9. Kazık gruplarının plandaki görünüşü [17]

Eğer $L_g \geq B_g$ ise Gruptaki kazıkların sayısı $= n_1 \cdot n_2$ 'dir.

$$L_g = (n_1 - 1) \cdot d + 2 \cdot (D/2) \quad (3.49)$$

$$B_g = (n_2 - 1) \cdot d + 2 \cdot (D/2) \quad (3.50)$$

Grup içindeki aralıklara bağlı olarak, kazıklar bir blok veya bireysel olarak iki şekilde hareket edebilir. Kazıkların blok görevi görmesi durumunda, sürtünme dayanımı,

$$f_{av} \cdot p_g \cdot L \approx Q_{g(u)} \quad (3.51)$$

Burada; f_{av} ortalama birim sürtünme direnci ve p_g blok kesitinin çevresidir. Bireysel hareket eden her kazık için,

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} = \frac{f_{av}[2 \cdot (n_1 + n_2 - 2) \cdot d + 4 \cdot D] \cdot L}{n_1 \cdot n_2 \cdot p \cdot L \cdot f_{av}} \\ &= \frac{[2 \cdot (n_1 + n_2 - 2) \cdot d + 4 \cdot D]}{n_1 \cdot n_2 \cdot p} \end{aligned} \quad (3.52)$$

$$Q_{g(u)} = \left[\frac{2 \cdot (n_1 + n_2 - 2) \cdot d + 4 \cdot D}{p \cdot n_1 \cdot n_2} \right] \cdot \sum Q_u \quad (3.53)$$

Merkezden merkeze kazık aralığı (d) yeterince büyükse, $\eta > 1$ olur. Böylece bireysel olarak hareket ederler. $\eta < 1$ ise,

$$Q_{g(u)} = \eta \cdot \sum Q_u \quad (3.54)$$

$\eta \geq 1$ ise,

$$Q_{g(u)} = \sum Q_u \quad (3.55)$$

Kumdaki sürtünme kazıklarının grup verimliliğini hesaplamak için başka denklemler de vardır. Bunlardan bazıları aşağıdaki tabloda verilmiştir. Tabloda; $\theta = \tan^{-1}(D/d)$ ve birimi derecedir.

Tablo 3.5. Sürtünme kazıklarının grup verimliliği için denklemler

Yöntem	Denklem
Converse-Labarre	$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1) \cdot n_2 + (n_2 - 1) \cdot n_1}{90 \cdot n_1 \cdot n_2} \right] \cdot \theta$
Los Angeles grup etkisi	$\eta = 1 - \left(\frac{D}{\pi \cdot d \cdot n_1 \cdot n_2} \right) \cdot [n_1 \cdot (n_2 - 1) + n_2 \cdot (n_1 - 1) + \sqrt{2} \cdot (n_1 - 1) \cdot (n_2 - 1)]$

Gerçekte kumlarda, grup verimliliğinin büyüklüğü birden daha büyük olabilir. Bu durum, kazığı çevreleyen kumun sıkışmasından kaynaklanmaktadır.

3.5.2. Kildeki kazık gruplarının verimliliği hesabı

Kildeki kazık grubunun nihai taşıma kapasitesi aşağıdaki denklemlerle hesaplanabilir. [17]

$$Q_u = n_1 \cdot n_2 \cdot (Q_p + Q_s)$$

$$Q_p = A_p \cdot [9 \cdot c_{u(p)}]$$

$$Q_s = \sum \alpha \cdot p \cdot c_u \cdot \Delta L \quad (3.56)$$

Burada; $c_{u(p)}$ kazık ucundaki kilin drenajsız kohezyon değeridir.

3.6. Kazıkların Emniyetli Taşıma Kapasitesi

Bir kazığın emniyetli taşıma kapasitesi aşağıdaki denklemden hesaplanabilir.

$$Q_{em} = (Q_u - W) / G.S. \quad (3.57)$$

Burada; Q_u kazığın nihai taşıma kapasitesi, W kazık ağırlığı, $Q_u - W$ bir kazık üzerindeki net yük ve $G.S.$ güvenlik katsayıdır.

3.7. Kazıklarda Oturma

Kazıklı temellerin oturma analizi, sığ temellerin oturma analizi ile bir miktar benzerlik göstermektedir. Bu ikisi de aynı ilkelere dayanır. Bununla birlikte, bazı belirgin farklılıklar vardır. Bunlar kısmen, komşu zeminin bozulmasından ve zemine kazık yerleştirme işleminin neden olduğu gerilmelerden dolayı oluşan değişikliklerdir. Bu bozulmalar nedeniyle bir kazığı çevreleyen zemin, başlangıçta homojen olsa bile yüksek gerilmelerden dolayı hem düşey hem de yatay yönde keskin sertlik değişimleri sergileyebilir. Kazık yerleşimi işlemi, yük ve oturma özelliklerini önemli ölçüde etkiler.

3.7.1. Tekil kazıklarda elastik oturma

Kazığın düşey yükü (Q_w) altındaki toplam oturma,

$$s_e = s_{e(1)} + s_{e(2)} + s_{e(3)} \quad (3.58)$$

Burada; $s_{e(1)}$ kazığın elastik oturması, $s_{e(2)}$ kazık ucundaki yükün sebep olduğu kazıkların oturması ve $s_{e(3)}$ kazık shaftı boyunca iletilen yükün sebep olduğu kazık oturmasıdır.

Kazık malzemesinin elastik olduğu varsayılırsa, kazık shaftının deformasyonu, malzeme mekaniğinin temel prensiplerine uygun olarak değerlendirilebilir.

$$s_{e(1)} = (Q_{wp} + \xi \cdot Q_{ws}) \cdot L / A_p \cdot E_p \quad (3.59)$$

Burada; Q_{wp} proje yükü koşulları altında kazık ucunda taşınan yük, Q_{ws} proje yükü koşulları altında sürtünme direnci ile taşınan yük, A_p kazık kesiti alanı, L kazık uzunluğu ve E_p kazık malzemesinin elastisite modülüdür. ξ 'nin büyüklüğü 0,5 ile 0,67 arasında değişmektedir ve kazık shaftı boyunca birim sürtünme direncinin f dağılımına bağlıdır.

Kazık ucundaki yükün sebep olduğu bir kazığın oturması şu şekilde ifade edilebilir:

$$s_{e(2)} = \left(\frac{q_{wp} \cdot D}{E_s} \right) \cdot (1 - \mu_s^2) \cdot I_{wp} \quad (3.60)$$

$$q_{wp} = \frac{Q_{wp}}{A_p} \quad (3.61)$$

Burada; D kazık genişliği veya çapı, q_{wp} kazık ucunda birim alandaki tekil yük, E_s kazık ucundaki zeminin elastisite modülü, μ_s zeminin poisson oranı ve I_{wp} etki faktörüdür ve yaklaşık 0,85 alınabilir.

Kazık shaftı boyunca iletilen yükün sebep olduğu kazık oturması ise,

$$s_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right) \cdot \left(\frac{D}{E_s} \right) \cdot (1 - \mu_s^2) \cdot I_{ws} \quad (3.62)$$

Burada; p kazık çevresi ve L gömülü kazık uzunluğudur.

3.7.2. Kazık gruplarında elastik oturma

Literatürde kazık gruplarının oturması ile ilgili çeşitli araştırmalar yapılmıştır. Bu çalışmalar arasında en basit yöntem Vesic (1969) tarafından verilmiştir.

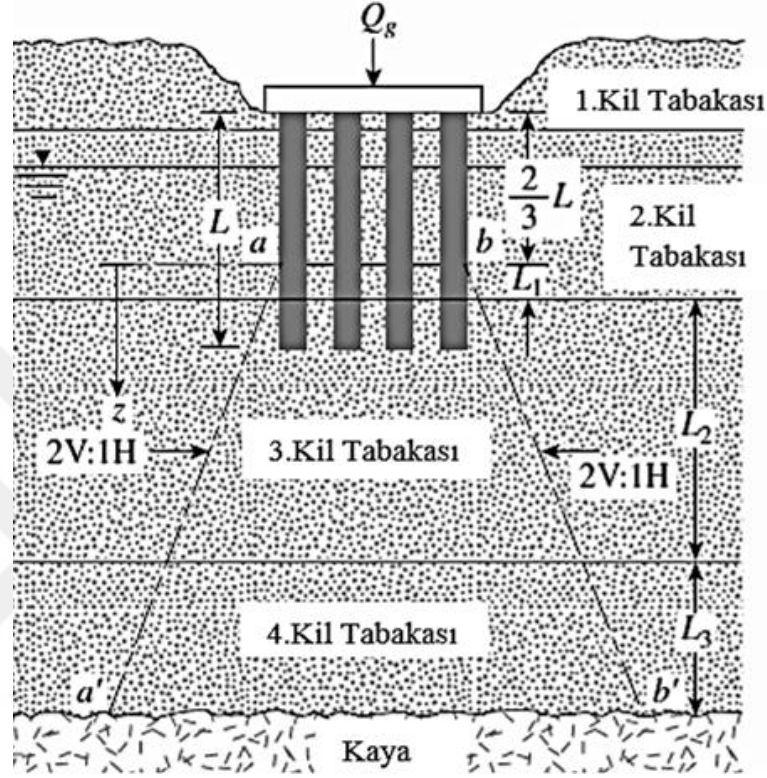
$$s_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} \cdot s_e \quad (3.63)$$

Burada; $s_{g(e)}$ kazık gruplarının elastik oturma miktarı, B_g kazık grubunun kesit genişliği, D gruptaki her kazığın genişliği veya çapı ve s_e her kazığın proje yükü altındaki elastik oturmasıdır.

3.7.3. Kazık gruplarının konsolidasyon oturması

Bir kazık grubunun kil içerisindeki konsolidasyonu, 2:1 gerilme dağılım yöntemi kullanılarak hesaplanabilir. Kazıkların gömülme derinliği L olsun. Grup toplam Q_g yüküne maruz kalmıştır. Kazık başlığı orijinal zemin yüzeyinin altındaysa, Q_g , kazıkların üzerindeki üst yapının toplam yükünden kazık grubunun üzerinde kalan zeminin kazılan kısmının efektif ağırlığından çıkarılarak belirlenir. Şekil 3.10'da gösterildiği gibi Q_g

yükünün, kazıkların tepesinden $(2/3) \cdot L$ derinliğinden itibaren zemine iletiildiğini farz edilir. Q_g yükü, bu derinlikte iki düşey bir de yatay çizgi boyunca yayılır. Bunlar aa' ve bb' çizgileri iki 2:1 çizgileridir [17].



Şekil 3.10. Kazık gruplarının konsolidasyon oturması [17]

Q_g yükü ile her bir zemin katmanının ortasında oluşan efektif gerilmedeki artış hesaplanır.

$$\Delta\sigma'_i = \frac{Q_g}{(B_g + z_i) \cdot (L_g + z_i)} \quad (3.64)$$

Burada; $\Delta\sigma'_i$ i katmanının ortasındaki efektif gerilmede artış, z_i $z = 0$ 'dan i kil tabakasının ortasına kadar olan uzaklığı ve L_g , B_g planlanan kazık grubunun sırasıyla uzunluğu ve genişliğidir.

Artan gerilmelerin neden olduğu her tabakanın konsolidasyon oturması aşağıdaki denklemlerle hesaplanır.

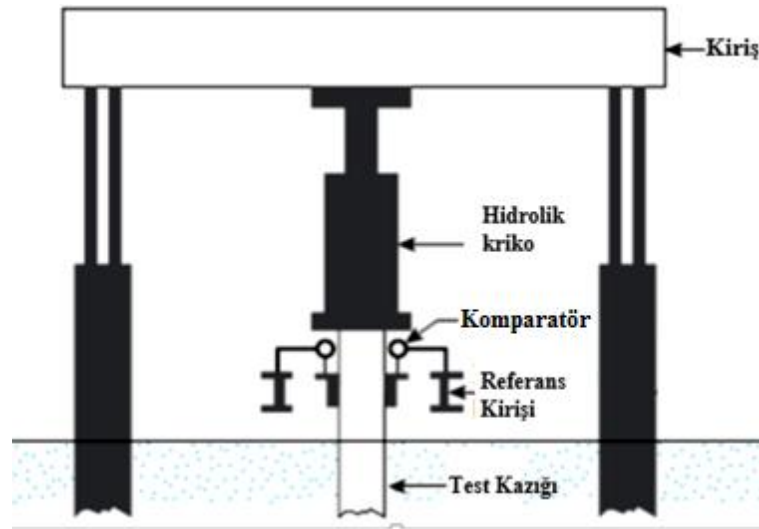
$$\Delta s_{c(i)} = \left[\frac{\Delta e^{(i)}}{(1 + e_{0(i)})} \right] \cdot H_i \quad (3.65)$$

Burada; $\Delta s_{c(i)}$ i tabakasının konsolidasyon oturması, $\Delta e_{(i)}$ gerilme artısına bağlı olarak i tabakasındaki boşluk oranı değişimi, $e_{0(i)}$ i tabakasının başlangıç boşluk oranı ve H_i i tabakasının kalınlığıdır.

$$\text{Kazık grubunun toplam konsolidasyon oturması; } \Delta s_{c(g)} = \sum \Delta s_{c(i)} \quad (3.66)$$

3.8. Kazık Yükleme Deneyi

Çoğu büyük projelerde, kazıklar üzerinde belirli sayıda kazık yükleme testi yapılmalıdır. Birincil neden, tahmin yöntemlerinin yeterince güvenilir olmayışıdır. Bir kazığın düşey ve yanal taşıma kapasitesi sahada test edilebilir. Kademeli olarak yükler uygulanır ve her yükten sonra az miktarda bir çökme meydana gelmesi için yeterli zaman geçmesi sağlanır. Kazıkların oturması okuma saatleri ile ölçülür. Her bir adım için uygulanacak yük miktarı, bölgedeki yönetmelik kurallarına göre belirlenir. Çoğu yapı yönetmeliği, her adım yükünün önerilen proje yükünün yaklaşık dörtte biri olmasını önermektedir. Kademeli olarak yüklemeler yapılır. İstenen kazık yüküne ulaşıldıktan sonra, kazık kademeli olarak boşaltılır. Tipik kazık yükleme deneyi Şekil 3.11’de gösterilmiştir.



Şekil 3.11. Kazık yükleme test düzeneğinin şematik diyagramı [17]

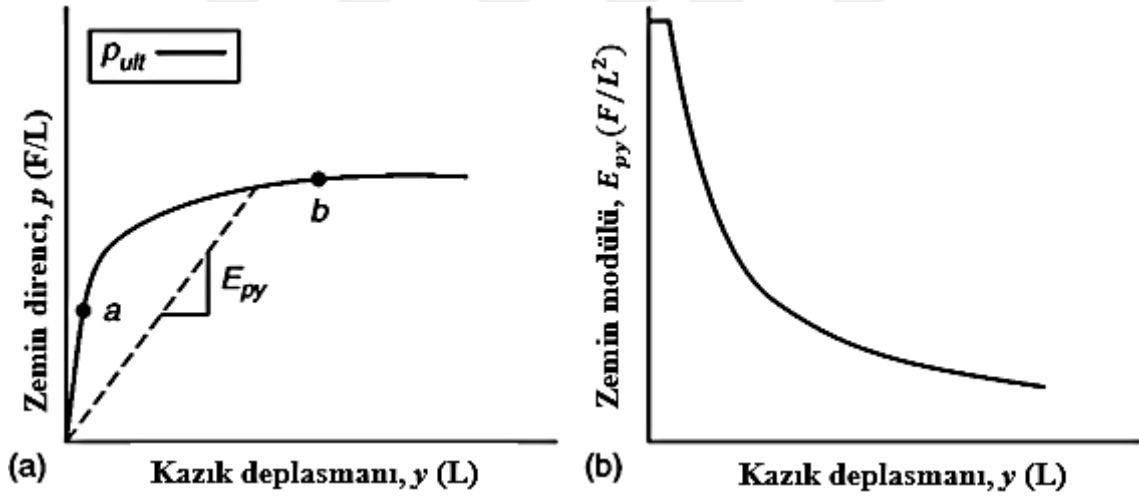
3.9. Yükleme Çeşitlerine Göre Kazık Tepkisi

Tek bir kazık veya bir kazık grubunun tepkisini öngörmeye yüklemenin çeşidi ve kazığı çevreleyen zemin türü büyük öneme sahiptir. Bu yükler dört tip olarak

tanımlanabilir. Bunlar; kısa süreli veya statik, çevrimsel, uzun süreli ve dinamik yüklemelerdir.

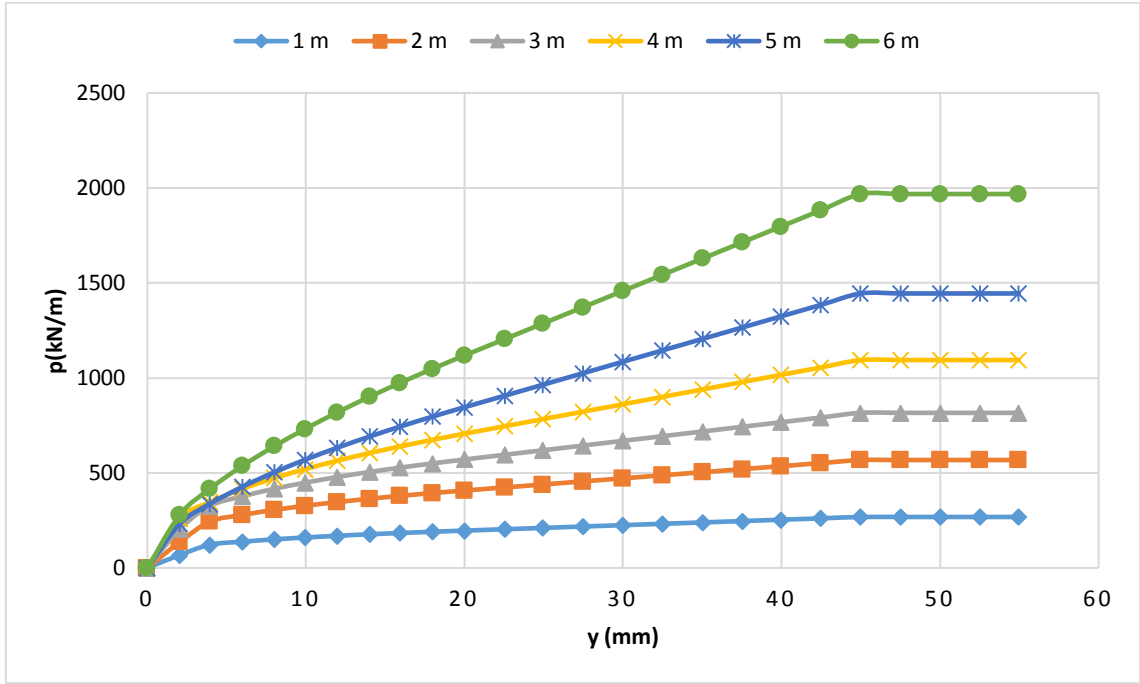
3.9.1. Statik yükleme

Şekil 3.12'deki eğri, bir kazığa kısa süreli monotonik yüklemenin uygulandığı, belirli bir x değerinin durumunu temsil eder. Kolaylık sağlamak için statik yükleme adı verilen bu durumla uygulamada nadiren karşılaşılır. Bununla birlikte, statik eğriler kullanışlıdır, çünkü analitik prosedürler, eğrilerin bazı bölümleriyle ilişkilendirilecek ifadeler geliştirmek için kullanılabilir. Eğriler, diğer yükleme türlerinin etkilerini göstermek için bir taban çizgisi görevi görür. Yine bu eğriler, bazı killer ve kumların sürekli yükleme durumları için de kullanılabilir. Şekil 3.13'teki eğriler, kazığın statik yüklenmesinden kaynaklanmaktadır. Eğrilerin başlangıçtaki sertliği ve nihai direnci derinlikle artar. Eğrilerdeki dağılım, eğilme momentinin derinlikle ölçümlerinden elde edilen nümerik sonuçları analiz etme sürecinde doğabilecek hataları göstermektedir.



Şekil 3.12. Tipik p - y eğrisi ve sonuçta ortaya çıkan toprak modülü.[18]

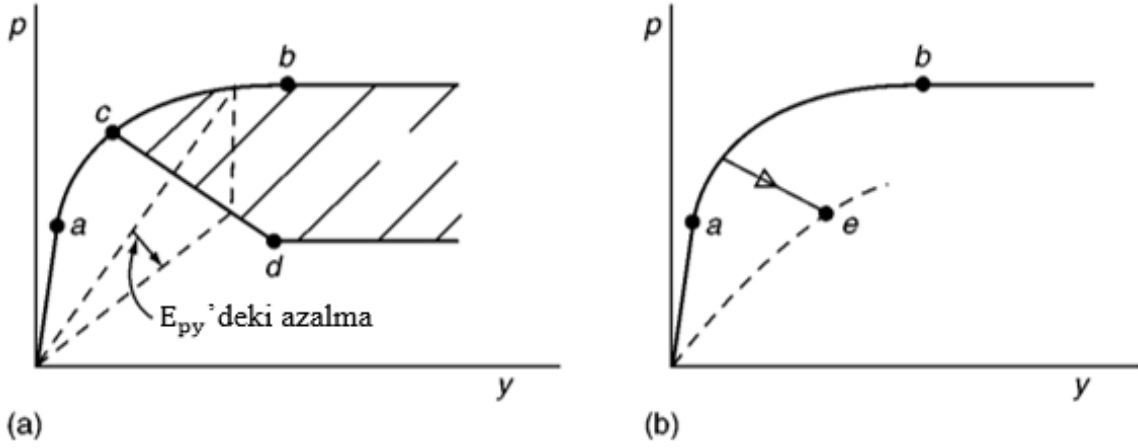
Kum zemin türü için hesaplanan örnek p - y eğrileri Şekil 3.13'de gösterilmiştir.



Şekil 3.13. Statik yüklemekten elde edilen p-y eğrisi örneği

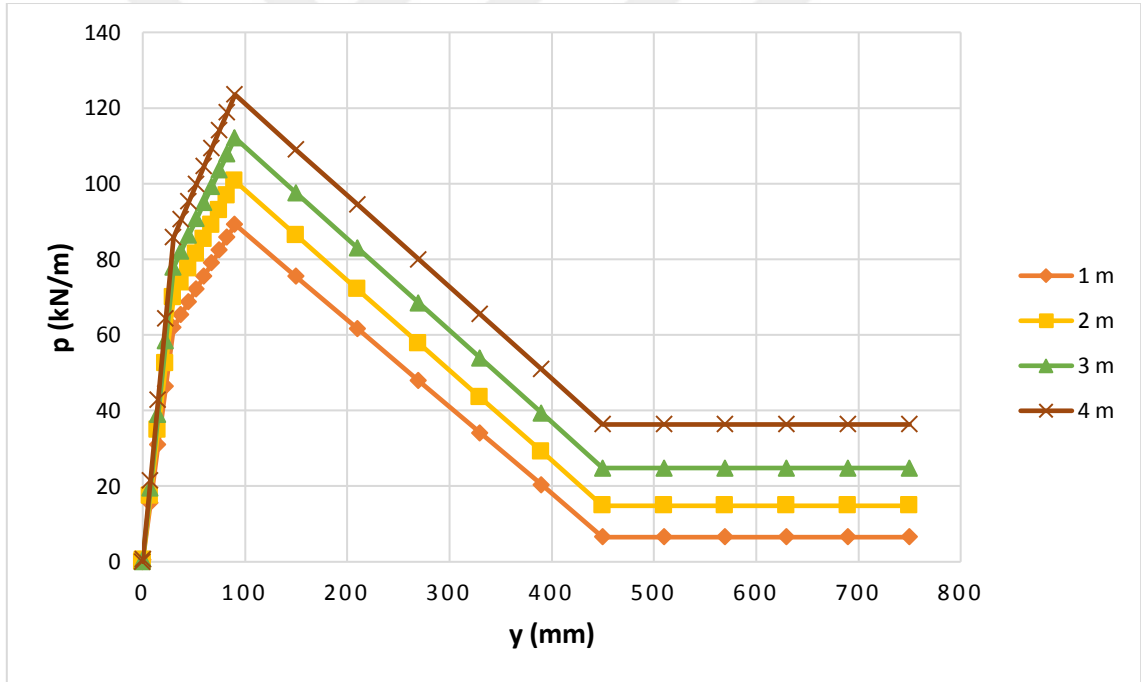
3.9.2. Çevrimsel yükleme

Şekil 3.14a, belirli bir derinlikteki tipik bir p-y eğrisini gösterir ve b noktası, statik yükleme için p_{ult} (nihai direnç) değerini gösterir. p_{ult} 'un b noktasından daha büyük sapmalar için sabit kaldığı varsayılmaktadır. Şekil 3.14'daki taralı kısım, çevrimsel yüklemekten dolayı direnç kaybını göstermektedir. Gösterilen durum için, statik ve çevrimsel eğrilerin ilk düz çizgi kısmı boyunca a noktası ile aynı ve c noktasındaki doğrusal olmayan kısım ile küçük bir mesafe kadar aynıdır. C noktasından daha büyük sapmalarda, p eksenindeki değerler çevrimsel yükleme nedeniyle d noktasındaki bir değere keskin bir şekilde düşer. Bazı deneylerde, p'nin değeri d noktasından sonra sabit kalmıştır.



Şekil 3.14. Çok düşük çevrimsel yükleme sırasında çevrim sayısının p - y davranışı üzerindeki etkisi [18]

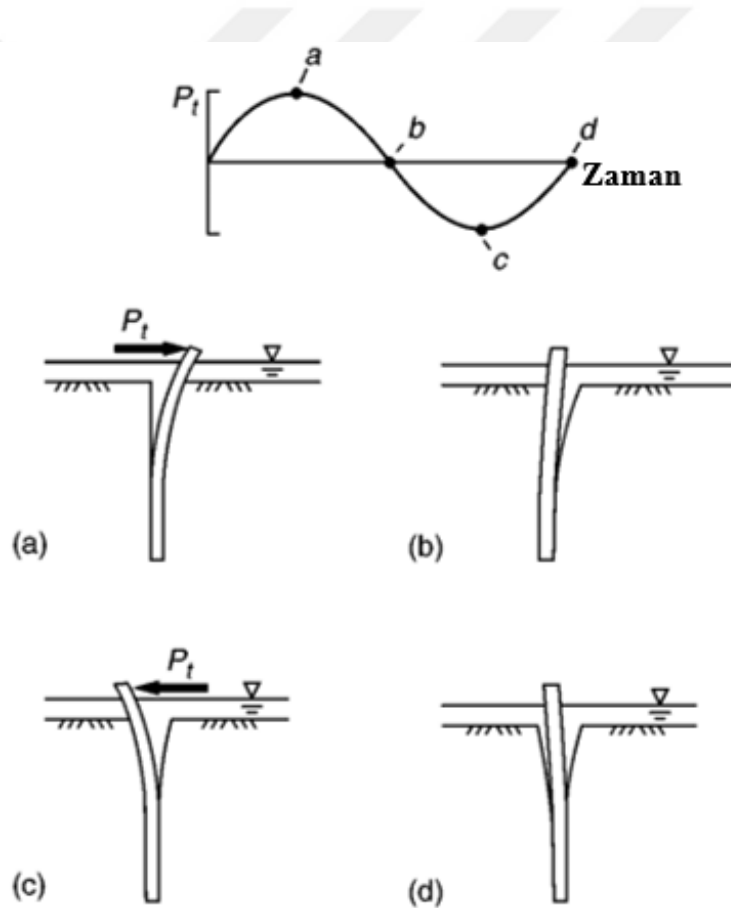
Tipik yumuşak kilin çevrimsel yüklemeler altındaki davranışı Şekil 3.15’de verilmiştir.



Şekil 3.15. Çevrimsel yüklemelerden elde edilen p - y eğrisi örneği

Şekil 3.15’de görüldüğü gibi, düşük sapma büyüklüklerinde, başlangıç sertlikleri sadece orta derecede etkilenmektedir. Büyük sapma büyüklüklerinde ise, p değerleri önemli ölçüde azalma göstermektedir. Ayrıca p_{ult} değerleri de azalır. Bir kazığın statik yükleme sonuçları, zemin özellikleriyle ilişkilendirilebilse de, döngüsel yükleme sonuçlarının kolayca analiz edilmeyeceği açıktır. Yanal yüklü kazıkların çevrimsel yüklemesi, açık deniz yapıları, köprüler ve diğer yapılar ile gerçekleşir. Su seviyesinin

üstündeki katı killer ve kumlar için, çevrimsel yüklemenin etkisi önemlidir. Ancak yumuşak kil içeren su altındaki doymuş killer için, statik yüklemeye kıyasla direnç kaybı önemli ölçüde olabilir. Deneyler, katı kilin, iki yönlü döngüsel yüklemenin varsayıldığı, Şekil 3.16'da gösterildiği gibi bir kazığın zemin yüzeyinin yakınında yatay yüklendiğini göstermektedir. Bir yükün tekrar uygulanması, suyun yüklemeye frekansına bağlı olarak zeminde aşınmalara neden olur. Sonuç olarak, kilin aşınması ile ilave bir yanal direnç kaybı meydana gelir. Katı kil ile gerçekleştirilen yapılan tam ölçekli deneylerde, çevrimsel yüklemeye sırasında zeminin aşınması kolayca gözlenebilir (Reese vd., 1975). Doğal olarak belirli bir yanal yüklemeye değeri için kazığın eğilme momentinde bir artış olacaktır.



Şekil 3.16. Kil zemine gömülü kazıkların çevrimsel yüklemeye altındaki tepkisi (Long, 1984)

3.9.3. Uzun süreli yüklemeye

Şekil 3.14b, sürekli yüklemeye ile artan bir sapmayı göstermektedir. P'nin azalan değeri, zeminin elemanlarına karşı direnç gösterir. Sürekli yüklemenin etkisinin aşırı konsolide killer ve granüler zeminler için ihmal edilebilir düzeydedir. Bir kazığın

yumuşak kil içine sürekli yüklenmesi durumunda muhtemelen zamanla bağlı olarak yükleme önemli bir sapma ile sonuçlanacaktır. Üç boyutlu konsolidasyon teorisi kullanılarak analitik çözümler yapılabilir, ancak denklemlerin formülasyonu fiziksel olarak açıkça tanımlanmayan çok sayıda parametreye bağlıdır. Sürekli yüklemenin etkisi, bazı durumlarda, deneyle makul bir doğrulukla çözülebilir.

3.9.4. Dinamik yükleme

Dinamik yükleme karşı en büyük endişe, bazı olayların kazık destekli zeminde sıvılaşmaya neden olabileceğidir. Sıvılaşmanın, su seviyesi altındaki gevşek daneli zeminde meydana gelebileceğini bilmek önemlidir. Kazık destekli yapılar, makinelerden, trafikten, deniz dalgalarından ve depremlerden gelen dinamik yüklere maruz kalabilir (Hadjian vd., 1992). Trafikten ve dalgalardan gelen yükleme sıklığı genellikle düşüktür, böylece statik veya çevrimsel yükleme için p-y eğrileri kullanılabilir. Statik yükleme için zemin direnci, zeminin gerilme-şekil değiştirme özellikleriyle ilgili olabilir. Dinamik yükleme durumunda p-y eğrilerinin formüle edilmesi için gerilme-şekil değiştirme özelliklerinin yanı sıra zeminin kütlesi de dikkate alınmalıdır. Sonlu elemanlar yöntemi kullanışlıdır. Ancak sonlu elemanlar yöntemi, dinamik yükleme durumunda karmaşıktır. Bu nedenle, p-y eğrileri daha kullanışlı olabilmektedir. Eğer p-y yöntemi doğrudan dinamik problemleri çözmek için uygulanırsa, kanıtlanmamış varsayımlar yapılmalıdır. Yüklemenin dönen makinelerden kaynaklanması durumunda, sapma genellikle küçüktür ve analiz için bir zemin modülü değeri kullanılabilir. İhtiyaç duyulan zemin parametrelerinin elde edilmesi için deneysel teknikler (Woods ve Stokoe, 1985; Woods, 1978) geliştirilmiştir. Yüklemenin sismik bir olayın sonucu olması durumunda, kazık destekli bir yapının analizi karmaşık olacaktır (Gazetas ve Mylonakis 1998). Bölgedeki zeminlerin serbest alan hareketi, mikro bölgeleme dikkate alınarak hesaplanmalı veya seçilmelidir. Üstyapıyı ihmal eden kazıkların tepkisi dikkate alınmalıdır. Zeminin hareketi derinlik ile sabitse, kazıklar zeminle bükülmeden hareket eder. Böyle bir varsayım, eğer geçerliyse, hesaplamaları basitleştirir. Üst yapının dağıtılmış kütleleri, kazıkların ve üstyapı hareketinin çözümlerinde kullanılmalıdır. P-y eğrileri, atalet etkilerinin uygun şekilde değiştirilmesi ile elde edilebilir olmalıdır. Bir hesaplama yöntemini temel alacak çok fazla deneysel veri bulunmamaktadır. Bir deprem geçirmiş olan kazık destekli yapıların derinliği ile verdiği tepkiler hakkında kapsamlı bilgi bulunmaması durumunda tamamen rasyonel analizler yapılamamaktadır. Çeşitli

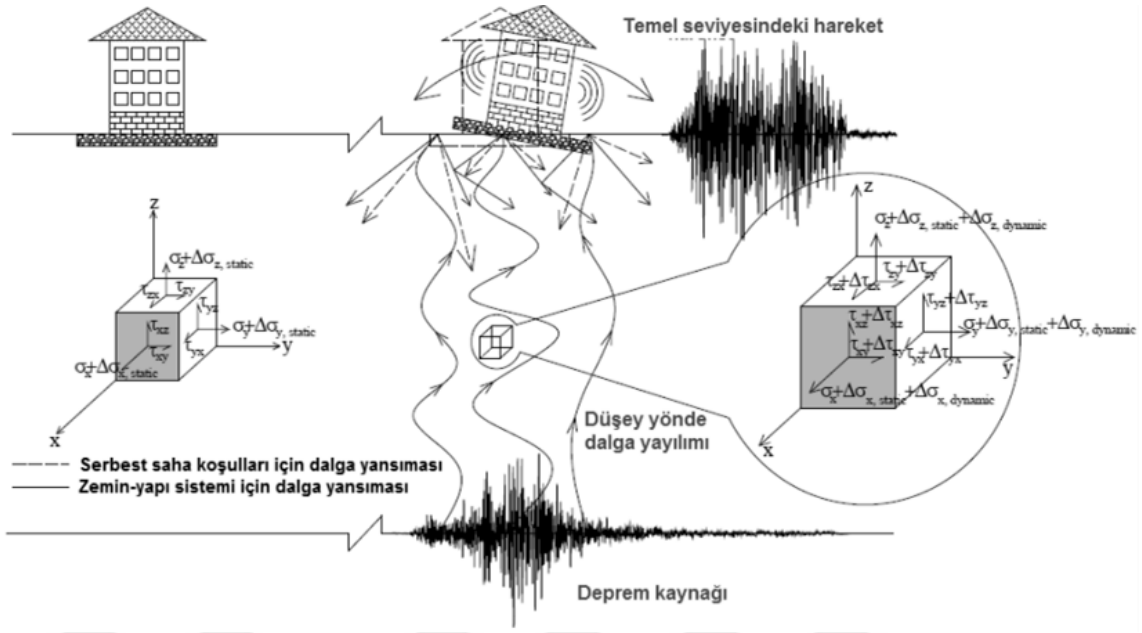
basitleştirici varsayımlar kullanılmaktadır. Bunlar; yatay deprem etkilerini simüle etmenin bir aracı olarak pseudo yatay yük ve mevcut p-y eğrileridir [18].



4. ZEMİN-TEMEL ETKİLEŞİMİNE GENEL BAKIŞ

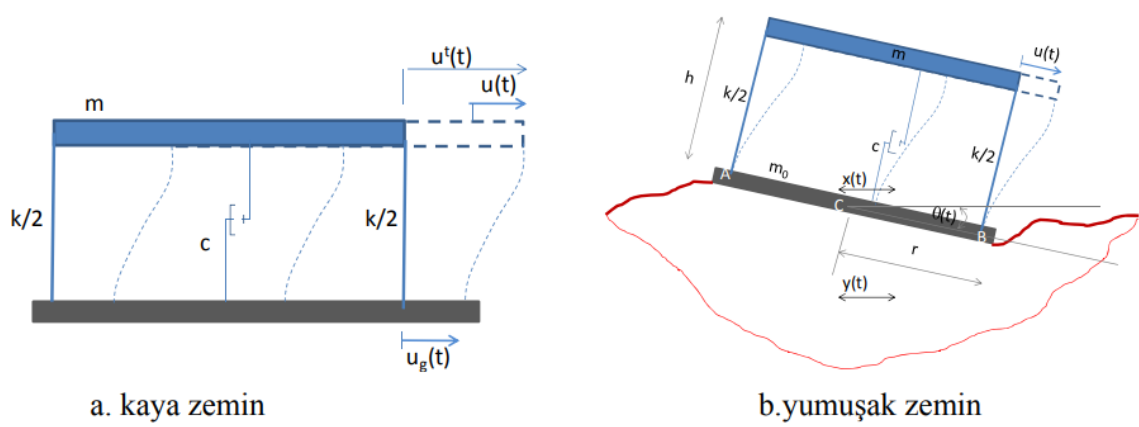
Derin temeller, problemlı zeminlerde önemli yapıları desteklemek için yaygın olarak kullanılır. Sığ temellere göre, derin temeller zeminle daha büyük bir temas alanına sahiptir ve bu nedenle zemin özelliklerinin değişkenlik göstermesine daha fazla bağlıdırlar. Yük taşıma kapasitesi ve kazıklı temellerin dinamik davranışı, deprem ve rüzgâr gibi dinamik yüklere maruz kalan yapıların tasarımında kritik öneme sahiptir. Bu nedenle, kazık tasarımındaki ana adımlardan biri, zemin-kazık-temel sisteminin dinamik davranışının araştırılması ve sonuçta zemin, kazık ve üst yapı arasında dinamik yük transferinin sağlanması olmalıdır. Dinamik zemin-yapı etkileşimi inşaat mühendisliği alanında aktif ve zorlu bir araştırma alanı olmaya devam etmektedir, çünkü zemin-temel-yapı sistemlerinin dinamik tepkisi, zemin-yapı etkileşiminin analize dahil edilip edilmediğine bağlı olarak değişecektir. Dinamik zemin-kazık etkileşimi için teoriler ve çözümler genellikle dinamik yüklerin rastgele doğası, yüksek oranda homojen olmayan zemin katmanlarının gerilmeye bağlı olmayan mekanik tepkisi ve üç boyutlu dalga yayılımının karmaşıklığı ve sonuçta oluşan geometrik sönümlenme nedeniyle oldukça karmaşıktır. Sonuç olarak, birçok zemin yapı etkileşimi teorisi, yüksek derecede kesin olarak bilinmeyen çeşitli materyal parametreleri içerir. Birçok bilinmeyen ve basitleştirici varsayımlar içerebilen teorik çözümleri doğrulamak ve kalibre etmek için, orta ölçekli kazık-zemin etkileşimi deneyleri veya model ölçekli santrifüj çalışmaları ve nispeten daha az sayıda tam ölçekli zemin-kazık etkileşimi çalışması yapılmıştır. Bugüne kadar, basitleştirilmiş iki boyutlu yaklaşımlardan üç boyutlu sayısal modellere kadar farklı karmaşıklık seviyelerinde dinamik kazık-zemin etkileşimi ile ilgili birçok analitik ve sayısal yaklaşımlar geliştirilmiş ve literatürde açıklanmıştır. Önerilen birçok varsayım ve formülün kullanılan malzeme özellikleri, gerçekçi zemin ve yükleme koşulları nedeniyle tam ölçekli testlerle kalibrasyonu da gereklidir.

Yapı-kazık-zemin etkileşimi, sismik yükler altında üst yapı, kazık ve zeminin karşılıklı olarak birbirlerinin hareketlerini etkilemeleri olarak tanımlanabilir. Sismik yapı temel zemin etkileşimi görseli Şekil 4.1'de gösterilmiştir.



Şekil 4.1. Sismik-zemin-temel-yapı etkileşimi (Çetin vd., 2013)

Deprem etkisi altında kaya ve yumuşak zeminlerdeki hareket Şekil 4.2’de gösterilmiştir.



Şekil 4.2. Kaya ve yumuşak zeminlerdeki hareket (Çetin vd., 2013)

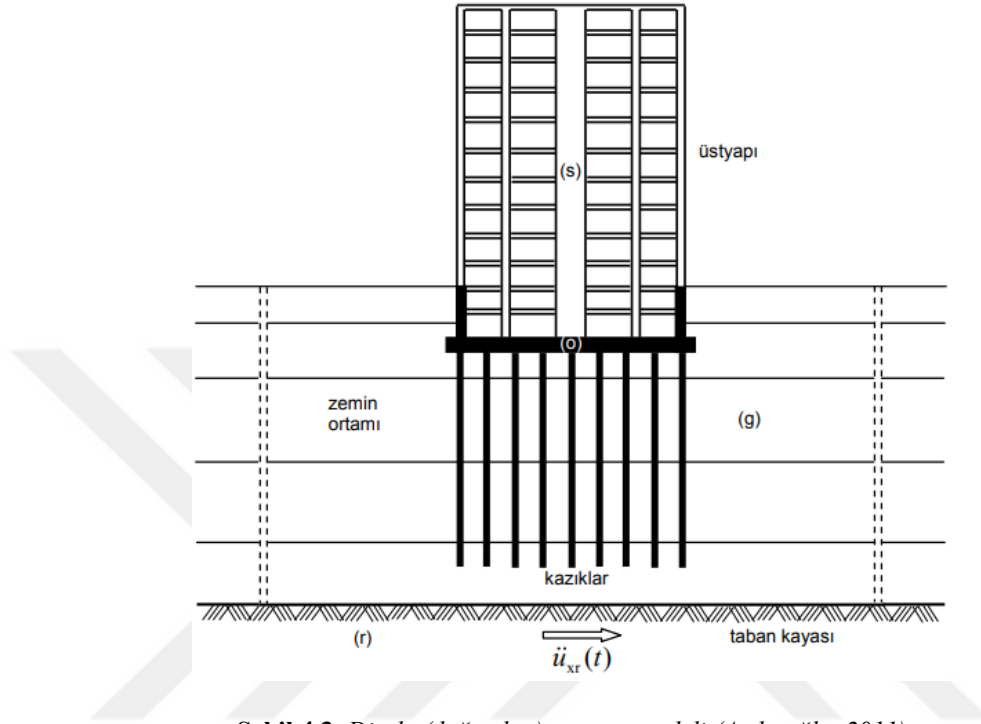
4.1. Yapı-Zemin-Kazık Etkileşimi Analiz Yöntemleri

Yapı-Kazık-Zemin etkileşimi için analiz yöntemlerini, direkt (doğrudan) ve altsistem yöntemi olmak üzere iki kategoriye ayırabiliriz.

4.1.1. Direkt (doğrudan) yöntem

Doğrudan yöntem, deprem etkisi altında zemin-kazık-temel-yapı sisteminin ortak bir sistem olarak sonlu elemanlar yöntemi ile modellendiği ve analiz edildiği yöntemdir.

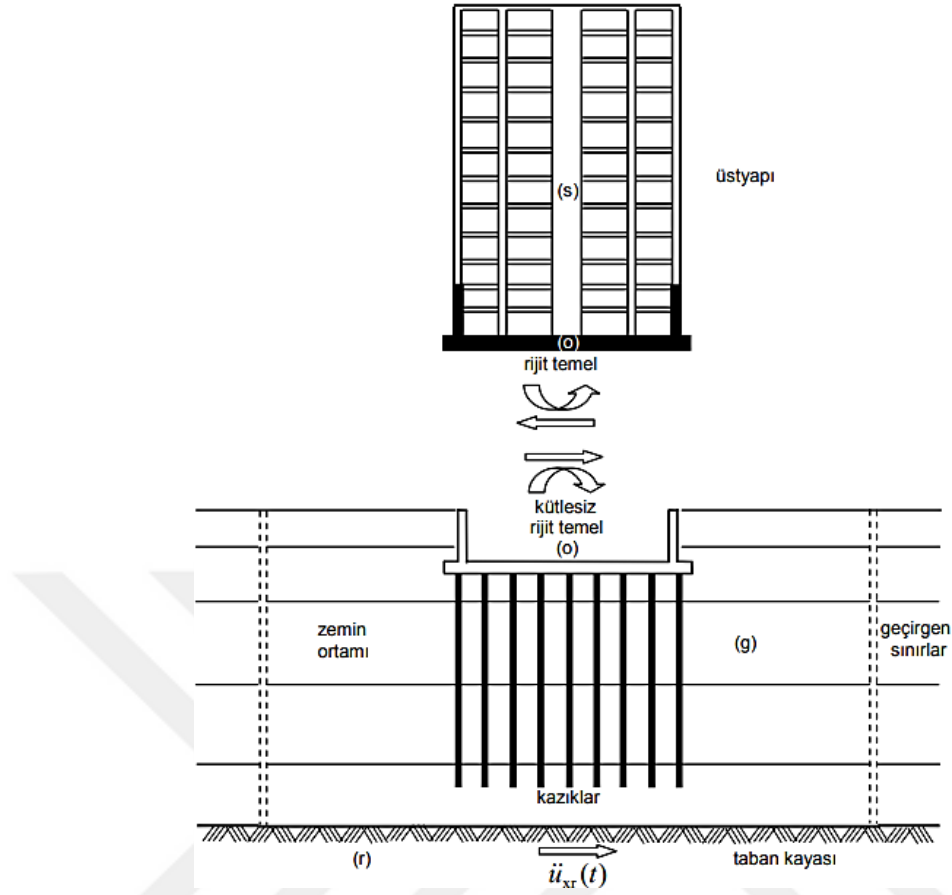
Bu yöntemde, depremten gelen dalgaların zeminden yapıya aktarılması ve oradan tekrar zemin ortamına geri dönen dalgaların modelin sınırlarından tekrar yapıya yansımaması için geçirgen sınırlar kullanılır (Şekil 4.3) [24].



Şekil 4.3. Direkt (doğrudan) yöntem modeli (Aydinoğlu, 2011)

4.1.2. Altsistem yöntemi

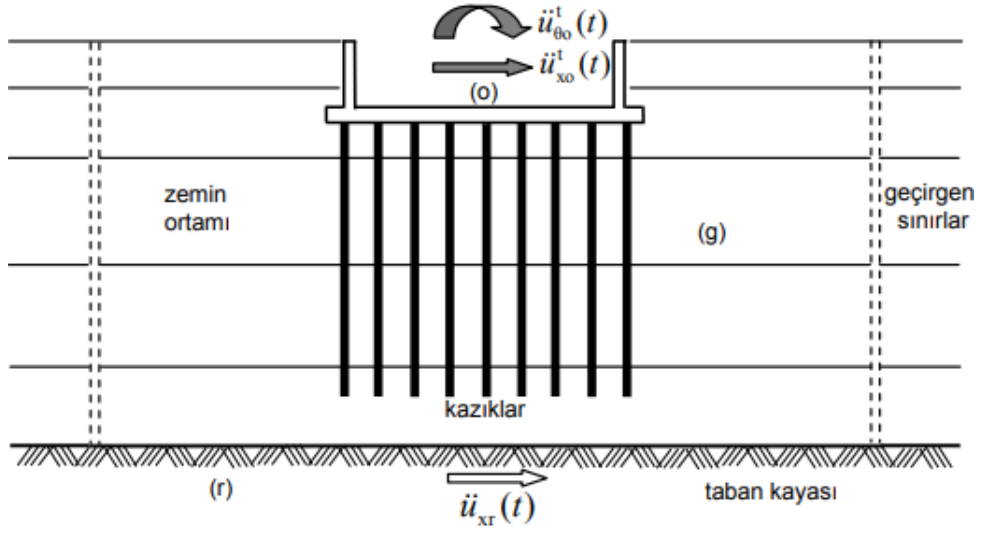
Altsistem yöntemi, deprem etkisi altındaki zemin-kazık-yapı etkileşimini analiz etmek için kullanılan en basit yöntemdir. Bu yöntemde, zemin ve kazıklar ayrı, üstyapı ayrı modellenir. Temel kütlesi hesaplamalarda kullanılmaz. Geçirgen sınırlar kullanılır. Yapı alanındaki uzman kişiler, üstyapı analizlerini gerçekleştirme görevini üstlenmelidirler. Geoteknik alanındaki uzman kişiler ise zemin-kazık analizlerini gerçekleştirilmelidir. Bu uzman kişilerin, birbirleriyle koordineli çalışmaları gerekir. Kazık-zemin sisteminde zemin iyileştirme var ise analizlerde dikkate alınmalıdır. Yine tabakalı zeminin doğrusal olmayan özellikleri, temelin boyutları ve kazığın var ise doğrusal olmayan davranışı göz önünde bulundurulur. Yapı-zemin dinamik etkileşimini, kinematik etkileşim ve eylemsizlik etkileşimi olarak iki kısma ayrılabilir (Şekil 4.4) [25].



Şekil 4.4. Altsistem yöntemi modeli (Aydınöğlü, 2011)

4.1.2.1. Kinematik etkileşim

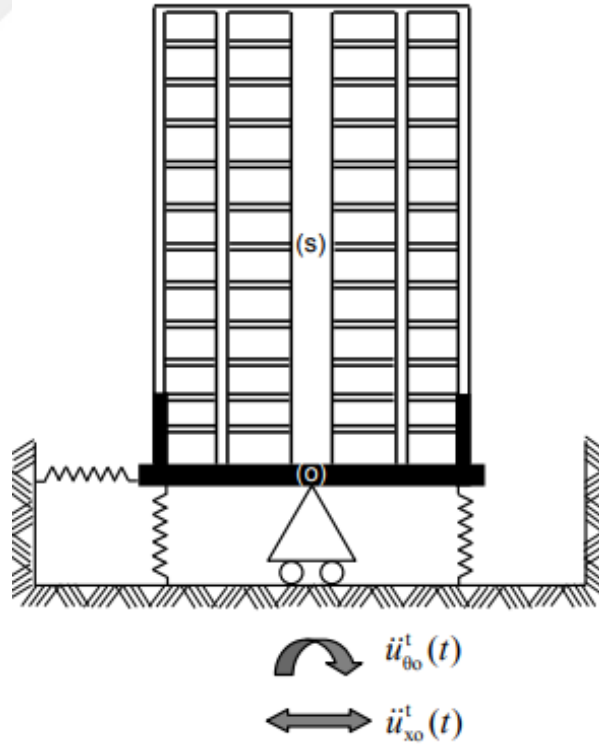
Üstyapının dikkate alınmadığı, temel-kazık-zemin sistemine kinematik etkileşim adı verilir (Şekil 4.5). Zayıf zeminlerde inşa edilen kazıklı yapılarda yapı-kazık-zemin etkileşiminde kazıklar, deprem hareketini ciddi bir şekilde etkiler. Kazıklar, deprem dalgalarının frekans ve genliğini değiştirebilirler. Deprem yer hareketinden dolayı zemine yayılan dalgalar, kazıklara yüklenerek kazıklarda önemli şekil değiştirmelere neden olabilir. Kazıklar ayrıca eylemsizlik etkileşiminden kaynaklanan ve üstyapıdan zemine geri aktarılan deprem dalgalarından dolayı ek şekil değiştirmelere ve yüklemelere maruz kalabilirler (TBDY, 2018). Bu yöntemde deprem etkisi altında zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler yapılır. Bu analizlerde zemin ortamı, sonlu elemanlar veya sonlu farklar yöntemi ile üç boyutlu olarak ve doğrusal olmayan yaylar (p-y, t-z, Q-Z) kullanılarak da modellenebilir.



Şekil 4.5. Kinematik etkileşim (Aydınöğlü, 2011)

4.1.2.2. Eylemsizlik etkileşimi

Bu yöntem, altsistem yönteminin ikinci adımdır. Bu adımda kinematik etkileşim analizi sonuçlarından elde edilen veriler üstyapı altsistemine temel alt seviyesinden etki ettirilir (Şekil 4.6) [24].



Şekil 4.6. Eylemsizlik etkileşimi (üstyapı-temel) analizi (Aydınöğlü, 2011)

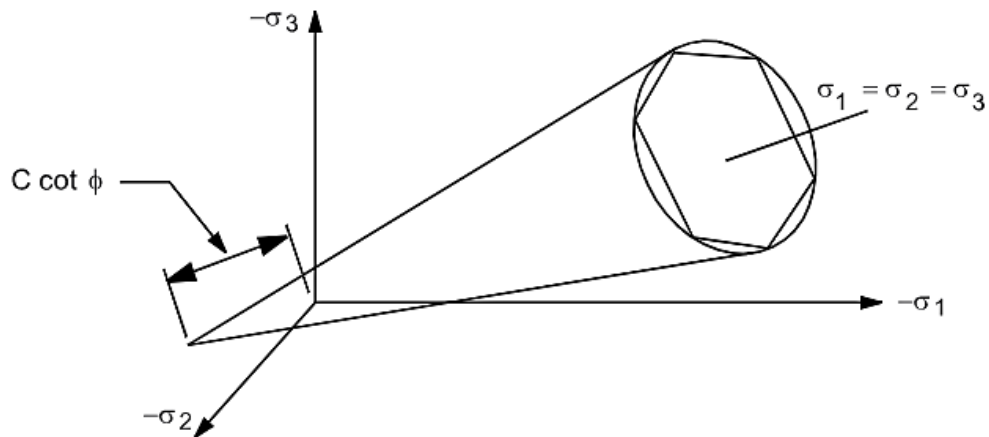
4.2. Zemin-Kazık-Yapı Etkileşiminde Kullanılan Zemin Modelleri

Geçmişte yapılan çalışmalarda deprem etkisi altındaki zemin-kazık-yapı etkileşimi analizlerinde zemin, sonlu elemanlar veya sonlu farklar metodu kullanılacaksa üç boyutlu veya doğrusal olmayan yaylar (p-y, t-z, Q-Z) ile modellenmiştir. Doğrusal olmayan yay yöntemi, üç boyutlu zemin modellemesinden oldukça daha az karmaşıktır.

4.2.1. Sonlu elemanlar ve sonlu farklar metodu ile zemin ortamının üç boyutlu modellenmesi

Sonlu elemanlar ve sonlu farklar metotları ile zemin-kazık-yapı konfigürasyonlarının simülasyonu üç boyutlu olarak yapı bir bütün olarak kabul edilip çözümler yapılabilir. Tekil kazık veya kazık gruplarının yapı-zemin-kazık etkileşimi analizini eksiksiz birleştirilmiş bir şekilde gerçekleştirebilir. Sonlu elemanlar ve sonlu farklar yöntemi, yapı-zemin-kazık etkileşimi analizleri yapmak için potansiyel olarak en güçlü araçları sağlamaktadırlar. Ancak bunun için performansı yüksek bilgisayar ve sonlu elemanlar yöntemini kullanan iyi bir programa ihtiyaç duyulmaktadır. Doğrusal olmayan elasto-plastik zemin davranışı için Drucker-Prager modeli kullanılabilir (Şekil 4.7). Elasto-plastik davranışta toplam yer değiştirme, elastik ve plastik bileşenlerin toplamına eşittir.

Drucker-Prager akma kriterinin en önde gelen parametreleri, zeminin birim hacim ağırlığı, zeminin kohezyonu, elastisite modülü, poisson oranı ve zeminin içsel sürtünme açısıdır.



Şekil 4.7. Drucker-Prager akma yüzeyleri [46]

4.2.2. Doğrusal olmayan yaylar

Bu başlık altında yaylar için literatürde kabul görmüş yöntemler üzerinde durulacaktır.

4.2.2.1. Yumuşak kil için p-y eğrileri hesabı

Yükleme çeşitlerine göre p-y hesapları değişmektedir. Yumuşak kil zeminlerde statik ve çevrimsel yüklenme durumları için p-y hesaplanması adımları bu başlık altında gösterilecektir.

Statik yüklenme koşulu altında yumuşak killerde p-y hesabı (Matlock, 1970)

Denklem 4.1 ve 4.2'de verilen değerlerden daha küçük olan kazık birim uzunluğu başına nihai zemin direncini hesaplanır.

$$p_{ult} = [3 + \gamma' / c_u \cdot z + J / b \cdot z] \cdot c_u \cdot b \quad (4.1)$$

$$p_{ult} = 9 \cdot c_u \cdot b \quad (4.2)$$

Burada; p_{ult} birim uzunluk başına nihai zemin direnci, γ' efektif birim hacim ağırlığı, z zemin yüzeyinden p-y eğrisine kadar olan derinlik, c_u drenajsız kayma mukavemeti, J boyutsuz ampirik sabit (yumuşak killer için 0,5 ve orta kil için 0,25) ve b kazık genişliği veya çapıdır.

$$y_{50} = 2,5 \cdot \varepsilon_{50} \cdot b \quad (4.3)$$

Burada; y_{50} nihai zemin direncinin yarısındaki sapma, b kazık çapı veya genişliği ve ε_{50} drenajsız kesme deneyinde (üç eksenli UU, CU veya serbest basınç) en yüksek deviatör yükün yarısında ölçülen karakteristik birim kısalmadır. Direkt laboratuvar verisi yoksa, killer için önerilen ε_{50} değerleri aşağıdaki tabloda verilmiştir. c_u 'nun derinlikle değişimi de dikkate alınmalıdır.

Tablo 4.1. ε_{50} için tipik değerler

Kil Kıvamı	Ortalama Drenajsız Kayma Mukavemeti, kPa	ε_{50}
Yumuşak	≤ 24	0,02
Orta	24 - 48	0,01
Katı	48 - 96	0,007
Orta Katı	96 - 200	0,005

Tablo 4.2. (Devam) ε_{50} için tipik değerler

Çok Katı	≥ 200	0,004
----------	------------	-------

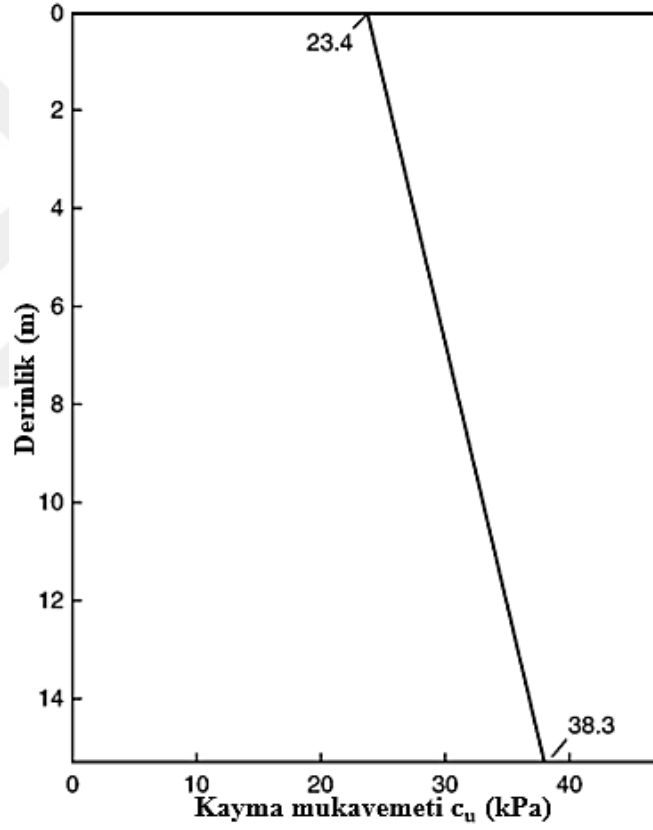
$$y = 8 \cdot y_{50} \quad (4.4)$$

Burada; y yer değiştirmedir.

$$p = p_{ult} \cdot 0.5 \cdot (y/y_{50})^{1/3} \quad (4.5)$$

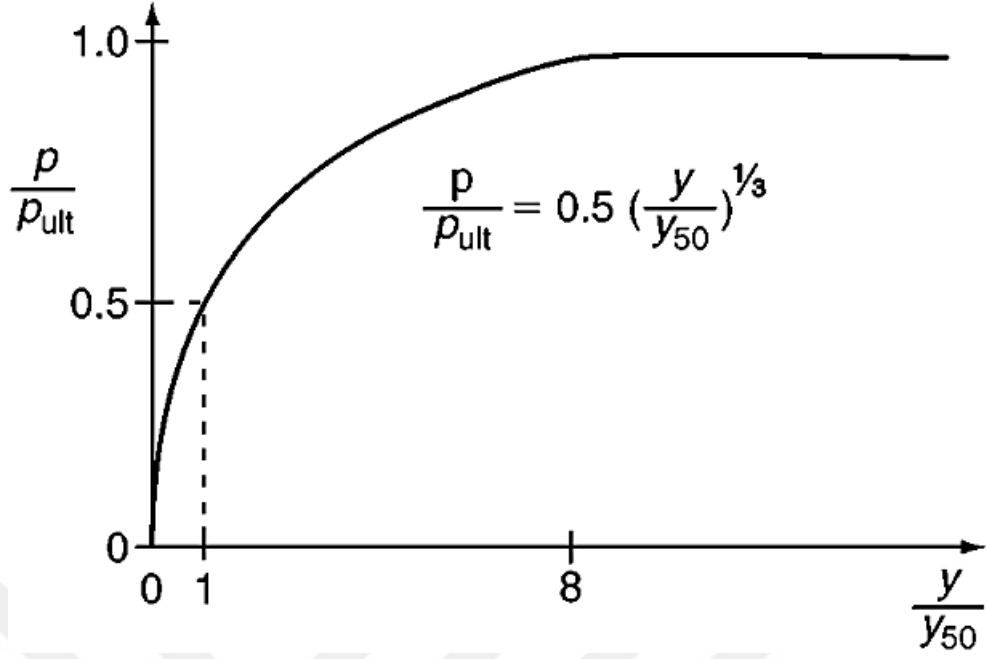
Burada; p yanal zemin direncidir.

Şekil 4.8’de yumuşak kil zeminin tipik profil örneği gösterilmiştir.



Şekil 4.8. Yumuşak kil zemin için kayma mukavemeti profili örneği [18]

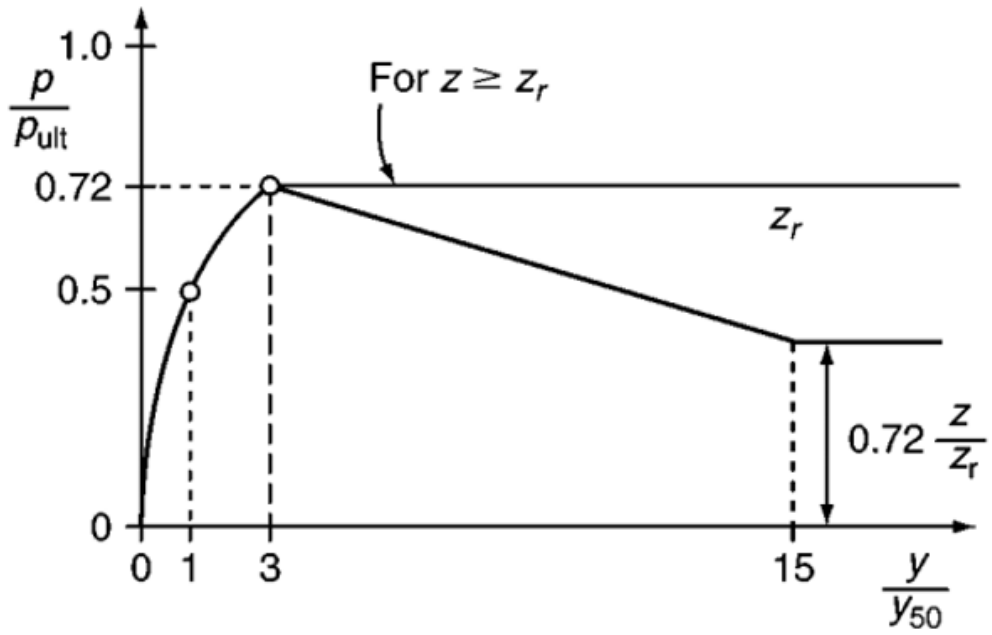
Şekil 4.9’da yumuşak kilin statik yükleme koşulu altında oluşan tipik p-y eğrisi gösterilmiştir.



Şekil 4.9. Statik yükleme koşulu altında yumuşak kil zemini için p-y eğrisi [26]

Çevrimsel yükleme koşulu altında yumuşak killerde p-y hesabı (Matlock, 1970)

Şekil 4.10'da yumuşak kilin çevrimsel yükleme koşulu altında oluşan tipik p-y eğrisi gösterilmiştir.



Şekil 4.10. Çevrimsel yükleme koşulu altında yumuşak kil zemini için p-y eğrisi [26]

Çevrimsel yükleme koşulu altında $0,72 \cdot p_{ult}$ 'tan daha düşük p değerleri için statik yüklemeye olduğu gibi p-y eğrisi oluşturulur. Her iki denklemin aynı değere eşit olduğu derinlik,

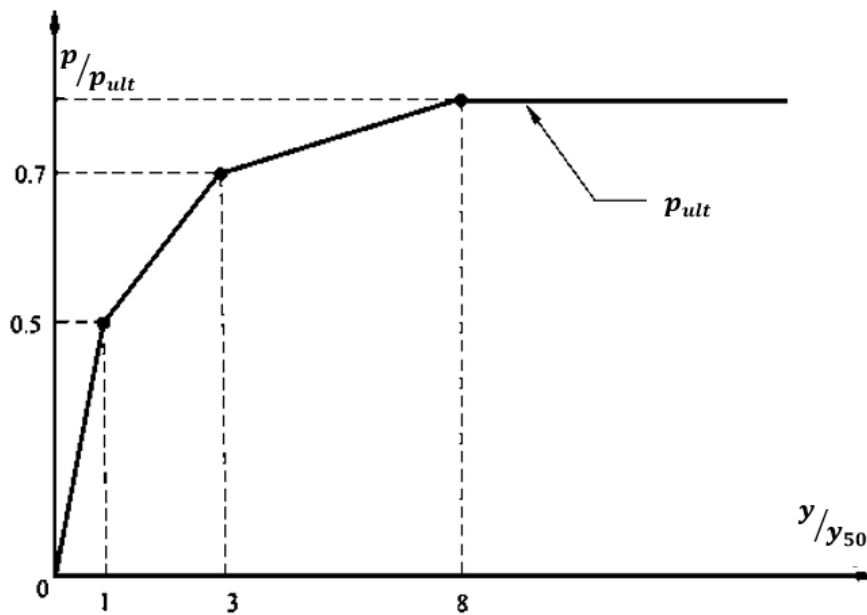
$$z_r = \frac{(6 \cdot c_u \cdot b)}{(\gamma' \cdot b + J \cdot c_u)} \quad (4.6)$$

Birim ağırlık ve kayma mukavemeti derinliğe göre değişirse, z_r değeri, p-y eğrisinin istendiği derinlikteki zemin özellikleri ile hesaplanmalıdır. P-y eğrisinin derinliği z_r 'den büyük veya ona eşitse, o zaman p değeri, $3 \cdot y_{50}$ 'den büyük tüm y değerleri için $0,72 \cdot p_{ult}$ 'a eşittir. Eğer p-y eğrisinin derinliği z_r 'den az ise, o zaman $p = 0,72 \cdot p_{ult}$ 'tan $y = 3 \cdot y_{50}$ 'de aşağıdaki ifade tarafından verilen değere $y = 15 \cdot y_{50}$ 'ye düşer. P değeri $y = 15 \cdot y_{50}$ 'nin ötesinde sabit kalır.

$$p = 0,72 \cdot p_{ult} \cdot \left(\frac{z}{z_r}\right) \quad (4.7)$$

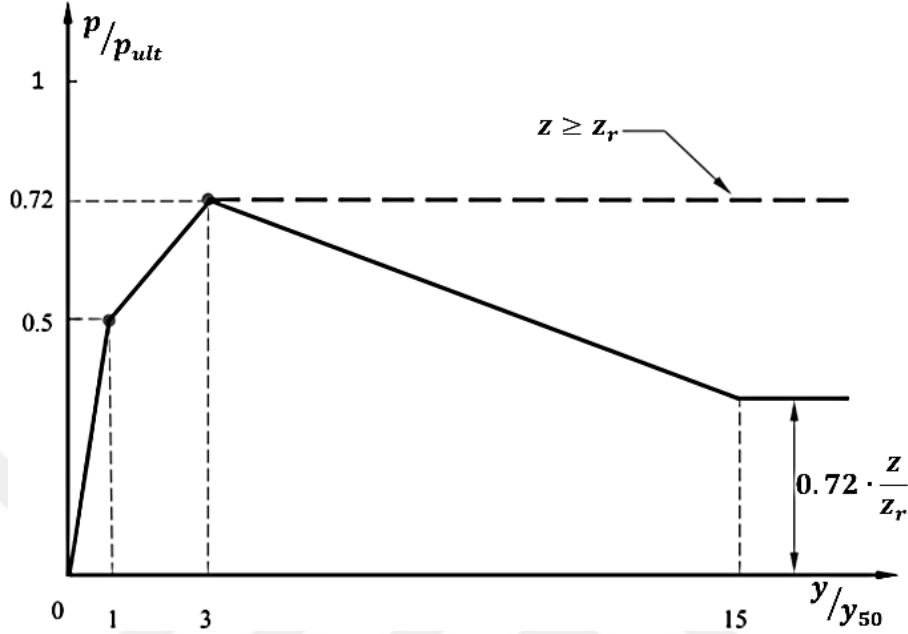
API modeline göre yumuşak killerde p-y hesabı (API, 2000)

Yumuşak kil aynı zamanda API WSD RP-2A (2000) önerilen yöntemle modellenebilir, burada yumuşak kilin nihai direnci (p_{ult}) Matlock (1970) ile aynı şekilde belirlenir. Tek fark, parça şeklinde eğrilerin hem statik hem de çevrimsel yükleme koşulları için aşağıdaki şekillerde gösterildiği gibi kullanılmasıdır. Şekil 4.11'de API modeline göre yumuşak kilin statik yükleme koşulu altında oluşan tipik p-y eğrisi gösterilmiştir.



Şekil 4.11. Statik yükleme koşulunda yumuşak kil (API) modeli için p-y eğrisi

Şekil 4.12’de API modeline göre yumuşak kilin çevrimsel yükleme koşulu altında oluşan tipik p-y eğrisi gösterilmiştir.



Şekil 4.12. Çevrimsel yükleme koşulunda yumuşak kil (API) modeli için p-y eğrisi

4.2.2.2. Katı (sert) killer için p-y eğrisi hesabı

Bu bölümde su seviyesi altındaki ve üstündeki katı kil zeminler için önerilen p-y eğrilerinin hesaplarıyla ilgili prosedürlere değinilecektir.

Statik yükleme koşulu ve su seviyesi altındaki katı killerin p-y eğrisi hesabı (Reese vd., 1975)

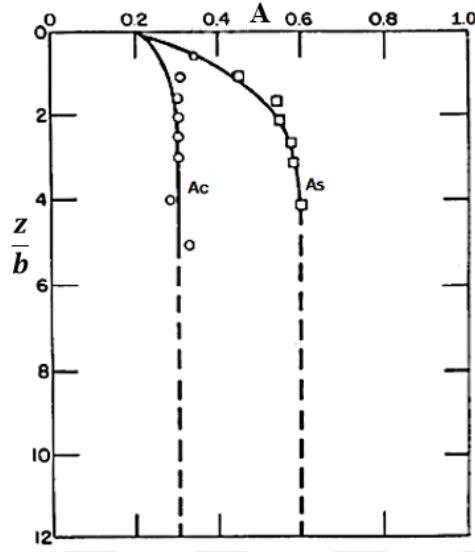
Statik yükleme koşulu ve su seviyesi altındaki katı kilin nihai direnci aşağıdaki denklemlere göre hesaplanır.

1. Drenajsız kesme mukavemeti c_u , zeminin efektif birim hacim ağırlığı γ' , kazık çapı b ve p-y eğrisinin istendiği z derinliği seçilir.
2. z derinliğinin üzerinde kalan zeminin ortalama drenajsız kesme mukavemeti olan c_a hesaplanır.
3. Aşağıdaki denklemlerle nihai zemin direnci hesaplanır ve verilen değerlerden daha küçük olanı dikkate alınır.

$$p_{ct} = 2 \cdot c_a \cdot b + \gamma' \cdot b \cdot z + 2,83 \cdot c_u \cdot z \quad (4.8)$$

$$p_{cd} = 11 \cdot c_u \cdot b \quad (4.9)$$

4. A_s (statik durum) için Şekil 4.13'ten uygun değer seçilir.



Şekil 4.13. Su seviyesi altındaki katı killer için A_s ve A_c sabitlerinin değişimi [18]

5. P-y eğrisinin başlangıçtaki düz çizgi kısmı oluşturulur. Tablo 4.2' den uygun k_s değeri seçilir.

$$p = (k_s \cdot z) \cdot y \quad (4.10)$$

Tablo 4.3. Aşırı konsolide killer için tipik k_{py} değerleri

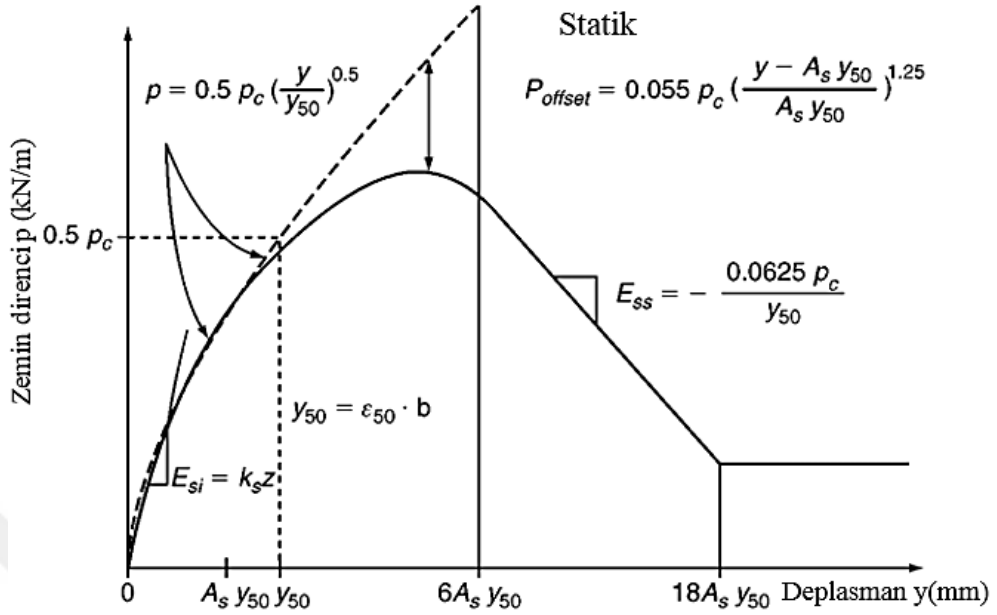
	Ortalama Drenajsız kesme mukavemeti (kPa)		
	50-100	100-200	300-400
k_{pys} (statik) MN/m ³	135	270	540
k_{pyc} (çevrimsel) MN/m ³	55	110	540

6. Aşağıdaki değerler hesaplanır. Tipik ε_{50} değerleri Tablo 4.1'den alınabilir.

$$y_{50} = \varepsilon_{50} \cdot b \quad (4.11)$$

7. p_c , 4.8 ve 4.9 denklemlerinden elde edilen değerlerden küçük olanıdır. Aşağıdaki denklem kullanılarak p-y eğrisinin ilk parabolik kısmı oluşturulur (Şekil 4.14).

$$p = 0,5 \cdot p_c \cdot (y/y_{50})^{0,5} \quad (4.12)$$



Şekil 4.14. Statik yüklemeye ve su seviyesi altındaki katı kil için p-y eğrilerinin karakteristik şekli [18]

8. P-y eğrisinin ikinci parabolik bölümü oluşturulur. Denklem 4.13, p-y eğrisinde y'nin $A_s \cdot y_{50}$ 'ye eşit olduğu noktadan y'nin $6 \cdot A_s \cdot y_{50}$ 'ye eşit olduğu noktaya kadar tanımlanmalıdır.

$$p = 0,5 \cdot p_c \cdot \left(\frac{y}{y_{50}}\right)^{0,5} - 0,055 \cdot p_c \cdot \left(\frac{y - A_s \cdot y_{50}}{A_s \cdot y_{50}}\right)^{1,25} \quad (4.13)$$

9. P-y eğrisinin bir sonraki düz çizgi kısmı oluşturulur. Denklem 4.14, p-y eğrisinde y'nin $6 \cdot A_s \cdot y_{50}$ 'ye eşit olduğu noktadan y'nin $18 \cdot A_s \cdot y_{50}$ 'ye eşit olduğu noktaya kadar tanımlanmalıdır.

$$p = 0,5 \cdot p_c \cdot (6 \cdot A_s)^{0,5} - 0,411 \cdot p_c - \frac{0,0625}{y_{50}} \cdot p_c \cdot (y - 6 \cdot A_s \cdot y_{50}) \quad (4.14)$$

10. Aşağıdaki denklemler kullanılarak p-y eğrisinin son düz çizgi kısmını oluşturulur.

$$p = 0,5 \cdot p_c \cdot (6 \cdot A_s)^{0,5} - 0,411 \cdot p_c - 0,75 \cdot p_c \cdot A_s \quad (4.15)$$

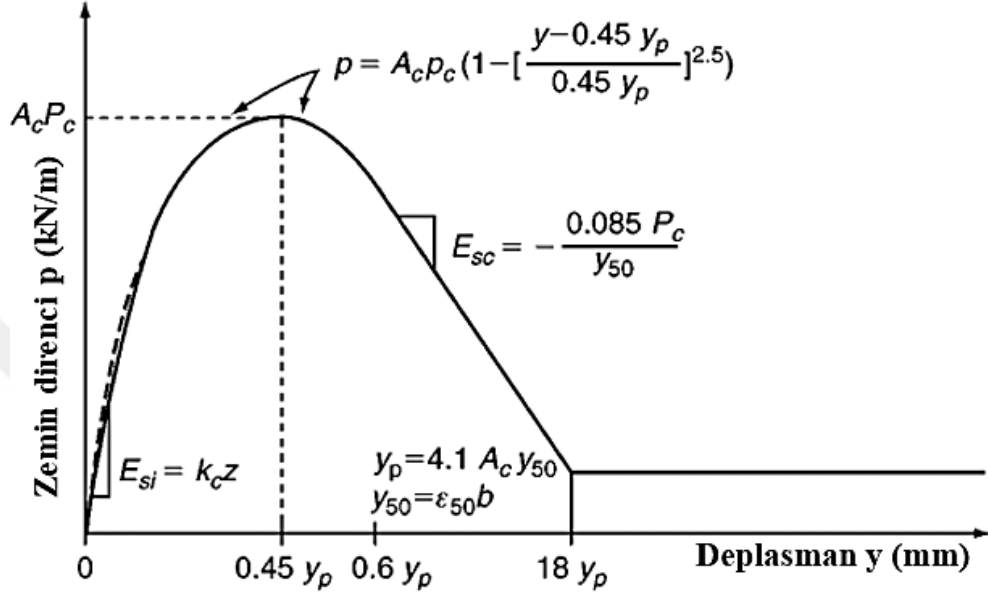
Veya

$$p = p_c \cdot (1,225 \cdot \sqrt{A_s} - 0,75 \cdot A_s - 0,411) \quad (4.16)$$

Denklem 4.15, p-y eğrisinde y'nin $18 \cdot A_s \cdot y_{50}$ 'ye eşit ve daha büyük tüm değerleri için tanımlanmalıdır.

Çevrimsel yükleme koşulu ve su seviyesi altındaki katı killerin p-y eğrisi hesabı (Reese vd., 1975)

Çevrimsel yükleme koşulu ve su seviyesi altındaki katı kilin nihai direnci (Şekil 4.15) hesaplayabilmek için aşağıdaki adımlar izlenmelidir.



Şekil 4.15. Çevrimsel yükleme ve su seviyesi altındaki katı kil için p-y eğrilerinin karakteristik şekli [18]

- 1, 2, 3, 5 ve 6. adımlar statik durum ile aynıdır.
4. Şekil 4.16'dan A_c (çevrimsel yükleme durumu) için uygun değer seçilir.

$$y_p = 4,1 \cdot A_c \cdot y_{50} \quad (4.17)$$

7. P-y eğrisinin parabolik kısmı oluşturulur. Denklem 4.18, p-y eğrisinde y'nin $0,45 \cdot y_p$ 'ye eşit olduğu noktadan y'nin $0,6 \cdot y_p$ 'ye eşit olduğu noktaya kadar tanımlanmalıdır.

$$p = A_c \cdot p_c \cdot \left[1 - \left| \frac{y - 0,45 \cdot y_p}{0,45 \cdot y_p} \right|^{0,25} \right] \quad (4.18)$$

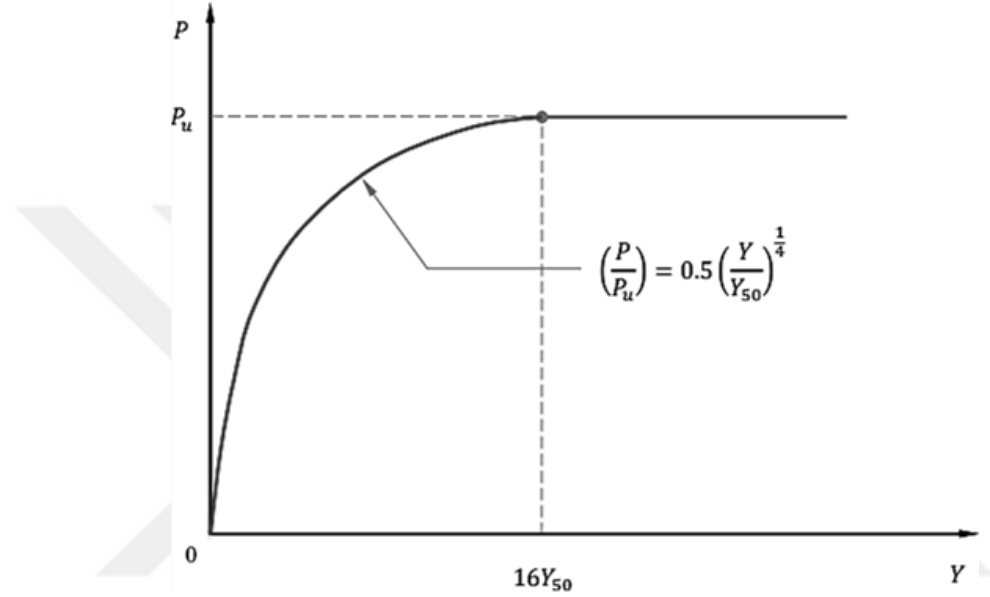
8. P-y eğrisinin bir sonraki düz çizgi kısmı oluşturulur. Denklem 4.19, p-y eğrisinde y'nin $0,6 \cdot y_p$ 'ye eşit olduğu noktadan y'nin $1,8 \cdot y_p$ 'ye eşit olduğu noktaya kadar tanımlanmalıdır.

$$p = 0,936 \cdot A_c \cdot p_c - 0,085 / y_{50} \cdot p_c \cdot (y - 0,6 \cdot y_p) \quad (4.19)$$

9. P-y eğrisinin son düz çizgi kısmı oluşturulur. Denklem 4.19, p-y eğrisinde y'nin $1,8 \cdot y_p$ 'ye eşit ve daha büyük tüm değerleri için tanımlanmalıdır.

Statik yükleme koşulunda su seviyesi üstündeki (kuru) katı killer için p-y eğrilerinin hesabı (Welch ve Reese, 1972)

Statik yükleme koşulunda su seviyesi üstündeki (kuru) katı killer için tipik p-y eğrisi Şekil 4.16'da gösterilmiştir. P-y eğrilerinin hesaplanabilmesi için aşağıdaki adımlar takip edilir.



Şekil 4.16. Statik yükleme koşulunda su seviyesi üstündeki (kuru) katı kil için p-y eğrisi [43]

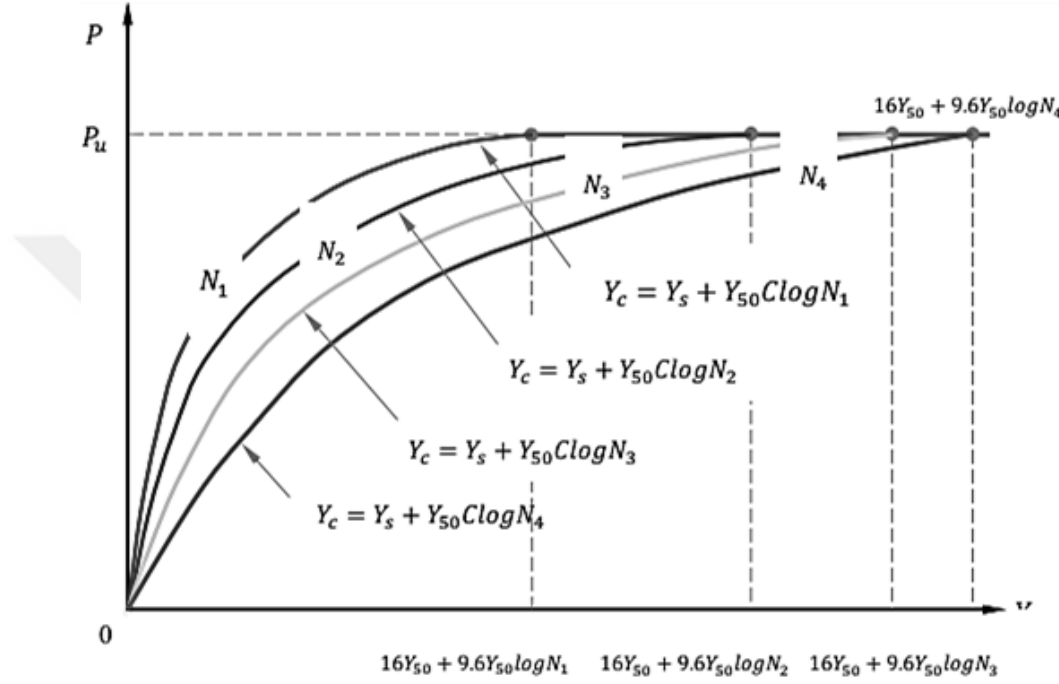
1. Drenajsız kayma mukavemeti c_u , zeminin birim hacim ağırlığı γ , kazık çapı b belirlenir. ϵ_{50} değeri gerilme-şekil değiştirme eğrisinden alınır. Eğer gerilme-şekil değiştirme eğrisi mevcut değilse ϵ_{50} Tablo 4.1'den alınabilir.
2. Denklem 4.1 ve 4.2 hesaplanır ve bu değerlerden küçük olanı dikkate alınarak nihai zemin direnci (p_{ult}) belirlenir. J değeri 0,5 olarak alınır.
3. Nihai zemin direncinin yarısındaki sapma, y_{50} , Denklem 4.3'ten hesaplanır.
4. p-y eğrisini tanımlayan noktalar aşağıdaki bağıntıdan hesaplanabilir.

$$p = p_{ult} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{y}{y_{50}}\right)^{0,25} \quad (4.20)$$

5. $y = 16 \cdot y_{50}$ 'nin ötesinde, p , y 'nin tüm değerleri için p_{ult} 'a eşittir.

Çevrimsel yükleme koşulunda su seviyesi üstündeki (kuru) katı killer için p-y eğrilerinin hesabı (Welch ve Reese, 1972)

Çevrimsel yükleme koşulunda su seviyesi üstündeki (kuru) katı killer için tipik p-y eğrisi Şekil 4.17’de gösterilmiştir. P-y eğrilerinin hesaplanabilmesi için aşağıdaki adımlar takip edilir.



Şekil 4.17. Çevrimsel yükleme koşulunda su seviyesi üstündeki (kuru) katı kil için p-y eğrisi [43]

1. Daha önce verilen yöntemle statik yükleme için p-y eğrisi belirlenir.
2. Tasarım yanal yükünün kazığa ne kadar uygulanacağını saptanır.
3. p/p_{ult} 'un birkaç değeri için, tekrarlanan yükün deformasyona etkisini tarif eden parametre, laboratuvar deneyleri Welch ve Reese tarafından geliştirilen bir bağıntıdan veya aşağıdaki denklemden kaynaklanan bir bağıntıdan, C'nin değerini hesaplanır.

$$C = 9,6 \cdot \left(\frac{p}{p_{ult}} \right)^4 \quad (4.21)$$

4. Adım 3'te seçilen p/p_{ult} değerlerine karşılık gelen p değerinde, aşağıdaki denklemden çevrimsel yükleme için y'nin yeni değerlerini hesaplanır.

$$y_c = y_s + y_{50} \cdot C \log N \quad (4.22)$$

Burada; y_c N-yük çevrimi altındaki sapma, y_s statik yük altındaki sapma ve y_{50} nihai zemin direncinin yarısındaki sapmadır.

5. p-y eğrisi, N-yük çevrimlerinden sonra zeminin tepkisini tanımlar.

4.2.2.3. Su seviyesinin üstündeki ve altındaki kumlar için p-y eğrileri

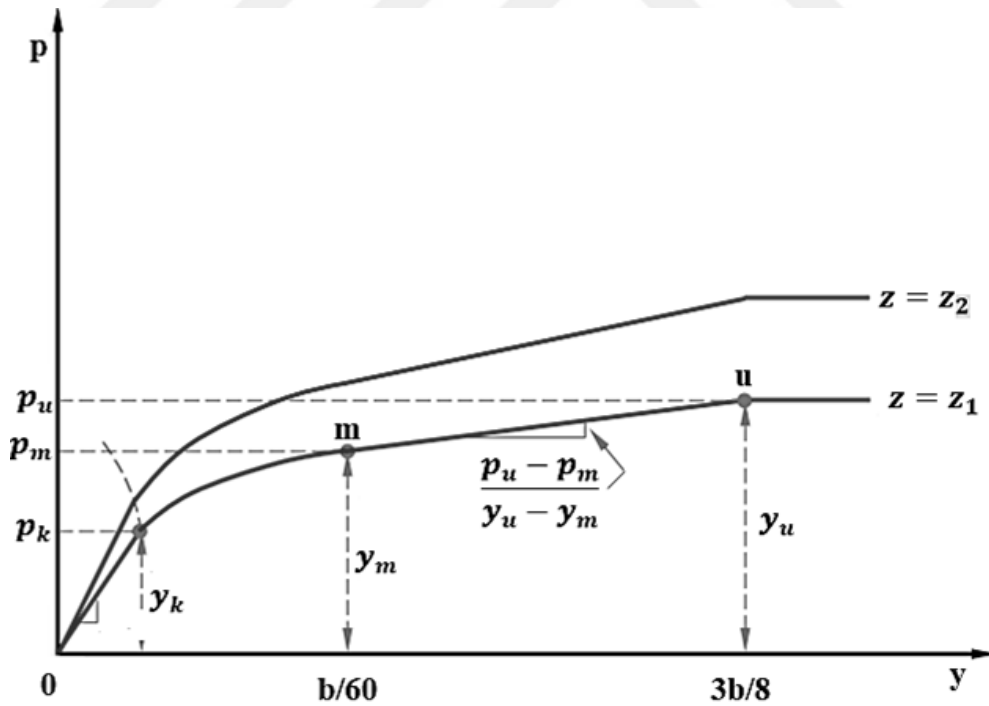
Bu başlık altında su seviyesi altındaki ve üstündeki kum zeminler için önerilen p-y eğrilerinin hesaplarıyla ilgili yöntemler anlatılacaktır.

Kumlar için p-y eğrisi hesabı (Reese vd., 1974)

Hem statik hem de çevrimsel yükleme koşullarında Reese kum modeli için tipik p-y eğrisi Şekil 4.18'de gösterilmiştir. P-y eğrilerinin hesaplanabilmesi için aşağıdaki adımlar takip edilir.

1. İçsel sürtünme açısı (ϕ), zeminin birim hacim ağırlığı (γ) ve kazık çapı (b) gibi değerler belirlenir. (Su seviyesinin altındaki kum için efektif birim hacim ağırlığı ve su tablasının üstündeki kum için toplam birim ağırlığı kullanılır.)
2. Aşağıdaki ön hesaplamalar yapılır.

$$\alpha = \phi/2 ; \beta = 45 + \phi/2 ; K_0 = 0,4 ; K_a = \left(\tan \left(45 - \phi/2 \right) \right)^2 \quad (4.23)$$



Şekil 4.18. Hem statik hem de çevrimsel yükleme koşullarında Reese kum modeli için p-y eğrisi [43]

3. Aşağıdaki denklemlerle nihai zemin direnci hesaplanır ve verilen değerlerden daha küçük olanı dikkate alınır.

$$p_{st} = \gamma \cdot z \cdot \left(\frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (b + z \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha) \right) + K_0 \cdot z \cdot \tan \beta \cdot (\tan \phi \cdot \sin \beta - \tan \alpha) - K_a \cdot b \quad (4.24)$$

$$p_{sd} = K_a \cdot b \cdot \gamma \cdot z \cdot ((\tan \beta)^8 - 1) + K_0 \cdot b \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan \phi \cdot (\tan \beta)^4 \quad (4.25)$$

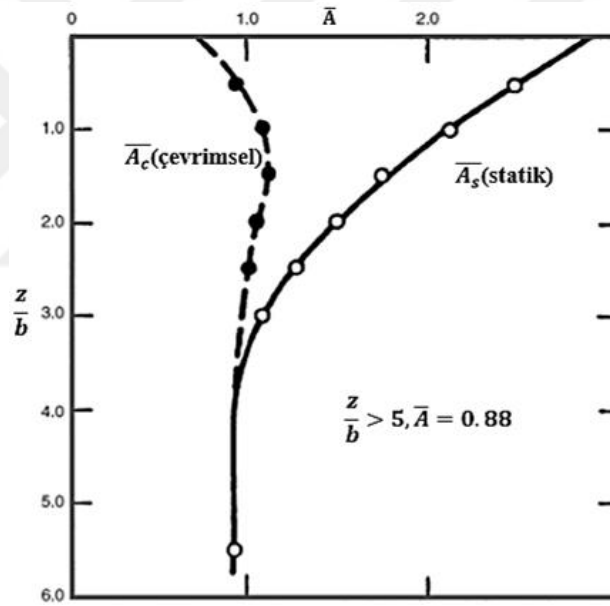
4. 3.adımdaki hesaplamayı yaparken, 4.24 ve 4.25 denklemlerinde hesaplanan iki değerinde bir birine eşit olduğu z_t derinliği bulunur. $z \leq z_t$ ise denklem 4.24 ve $z \geq z_t$ ise denklem 4.25 kullanılır.

5. p-y eğrisinin istendiği bir derinlik seçilir.

6. Aşağıdaki denklemlerden p_{ult} değeri hesaplanır. Bu değer $y_u = 3 \cdot b/80$ sapmada meydana gelmektedir.

$$p_{ult} = \bar{A}_s \cdot p_s \text{ veya } p_{ult} = \bar{A}_c \cdot p_s \quad (4.26)$$

Statik veya çevrimsel durum için Şekil 4.19'da gösterilen ve derinliğin çapa oranına bağlı olan uygun \bar{A}_s veya \bar{A}_c değerleri seçilir.

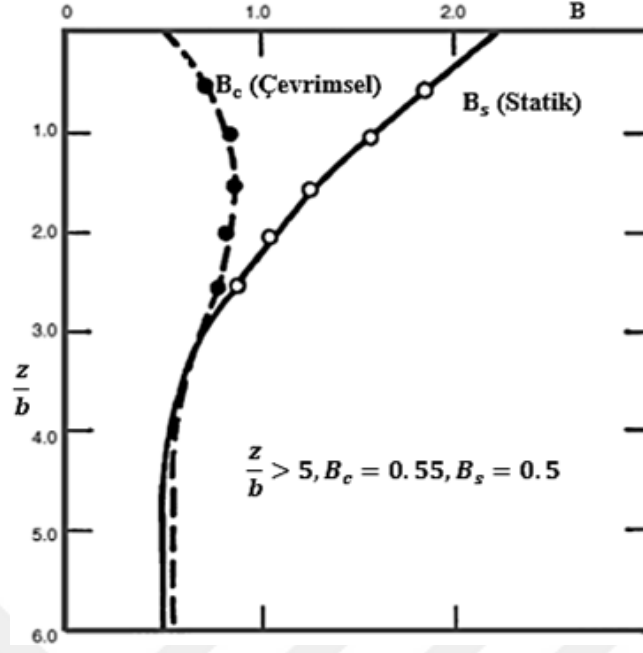


Şekil 4.19. Reese kum modeli için \bar{A}_s veya \bar{A}_c değerleri [30]

7. Aşağıdaki denklemlerden p_m değeri hesaplanır. Bu değer $y_m = b/60$ sapmada meydana gelmektedir.

$$p_m = B_s \cdot p_s \text{ veya } p_m = B_c \cdot p_s \quad (4.27)$$

Statik veya çevrimsel durum için Şekil 4.20'de gösterilen ve derinliğin çapa oranına bağlı olan uygun \bar{B}_s veya \bar{B}_c değeri seçilir. p_s için uygun denklem kullanılır.



Şekil 4.20. Reese kum modeli için B_s veya B_c değerleri [30]

8. p-y eğrisinin başlangıçtaki düz çizgi kısmı oluşturulur.

$$p = (k_{py} \cdot z) \cdot y \quad (4.28)$$

Tablo 4.3 veya 4.4'den uygun k_{py} değeri seçilir.

Tablo 4.4. Su seviyesi altındaki kum için k_{py} 'nin temsili değerleri [18]

Rölatif sıklık	Gevşek kum	Orta sıkı kum	Sıkı kum
Tavsiye edilen k_{py} değerleri (MN/m ³)	5,4	16,3	34

Tablo 4.5. Su seviyesinin üstündeki kum için k_{py} 'nin temsili değerleri (statik ve çevrimsel yükleme)[18]

Rölatif sıklık	Gevşek kum	Orta sıkı kum	Sıkı kum
Tavsiye edilen k_{py} değerleri (MN/m ³)	6,8	24,4	61

9. p-y eğrisinin parabolik kısmı oluşturulur. Parabol, k ve m noktaları arasında Şekil 4.18'teki gibi yerleştirilir.

$$p = \bar{C} \cdot y^{1/n} \quad (4.29)$$

m ve u noktaları arasındaki çizginin eğimi,

$$m = (p_u - p_m / y_u - y_m) \quad (4.30)$$

Parabolik kısmın,

$$n = (p_m / m \cdot y_m) \quad (4.31)$$

\bar{C} Katsayısı ise aşağıdaki gibi elde edilir.

$$\bar{C} = \left(p_m / y_m^{1/n} \right) \quad (4.32)$$

$$y_k = \left(\bar{C} / k_{py} \cdot x \right)^{n/n-1} \quad (4.33)$$

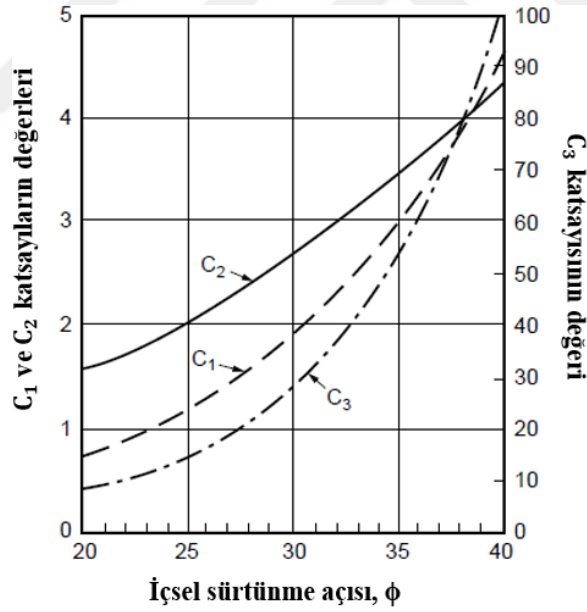
API modeline göre kumlar için p-y hesabı (API, 2000)

Belirli bir derinlikte, en küçük p_u değerini veren denklem, nihai taşıma kapasitesi olarak kullanılmalıdır.

$$p_{ults} = (C_1 \cdot z \cdot C_2 \cdot b) \cdot \gamma' \cdot z \quad (4.34)$$

$$p_{ultd} = C_3 \cdot b \cdot \gamma' \cdot z \quad (4.35)$$

Burada; C_1, C_2, C_3 Şekil 4.21'dan ϕ 'nin fonksiyonu olarak belirlenen katsayılardır.



Şekil 4.21. İçsel sürtünme açısının fonksiyonu olarak belirlenen katsayılar [31]

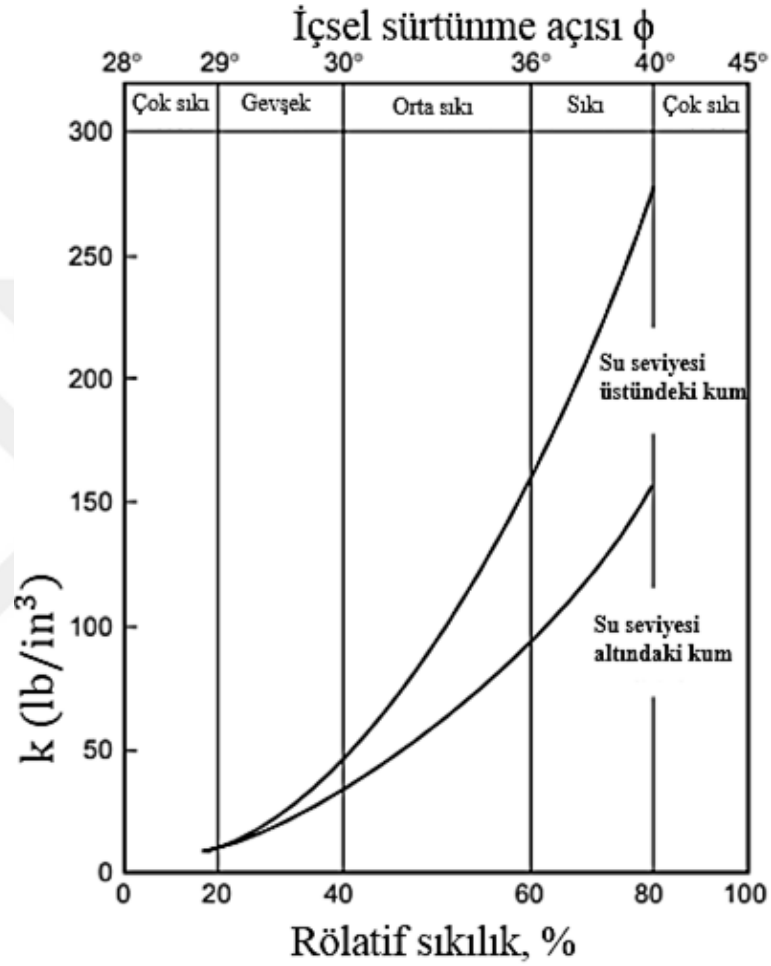
Kum için yanal zemin direnci-sapma (p-y) ilişkileri doğrusal değildir. Aşağıdaki bağıntı ile herhangi bir spesifik derinlik z'de yaklaşık olarak hesaplanabilir.

$$p = A \cdot p_{ult} \cdot \tan h \left[k \cdot z / A \cdot p_{ult} \cdot y \right] \quad (4.36)$$

Çevrimsel veya statik yükleme koşulu hesaba katılır. Çevrimsel yükleme koşulu için $A=0,9$ alınır. Statik yükleme için ise aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır.

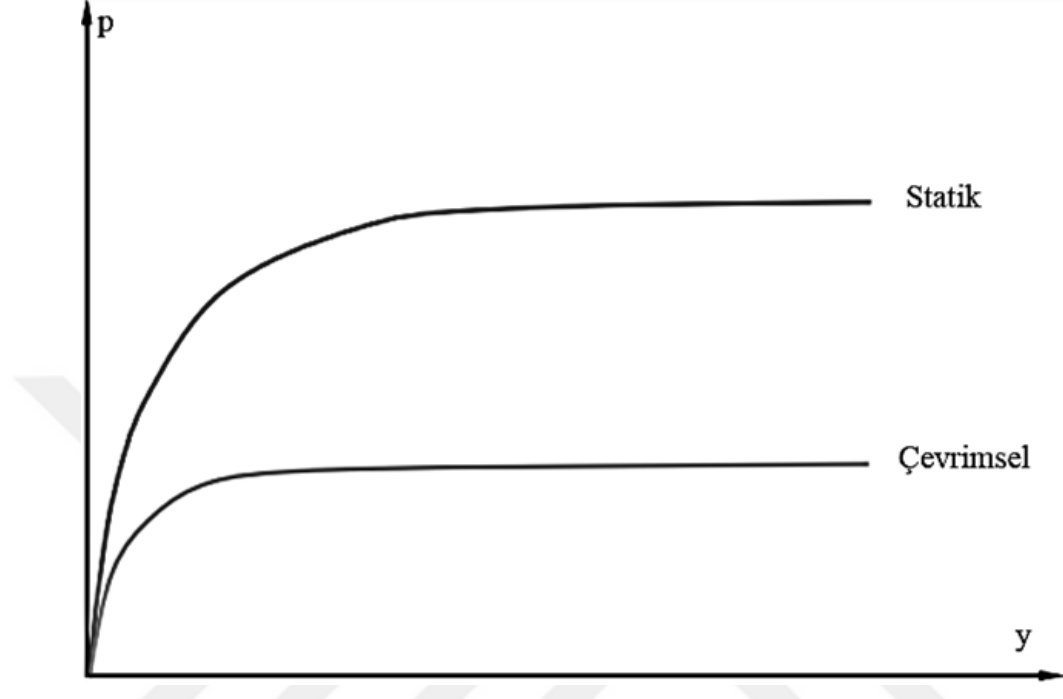
$$A = \left(3 - 0.8 \cdot \frac{z}{b} \right) \geq 0,9 \quad (4.37)$$

k ise başlangıçtaki yatak modülü katsayısıdır. Şekil 4.22'den uygun değer seçilir.



Şekil 4.22. İçsel sürtünme açısına ve rölatif sıklığa bağlı k değerleri [31]

Hem statik hem de çevrimsel yükleme koşullarında API kum modeli için tipik p-y eğrisi Şekil 4.23'te gösterilmiştir.



Şekil 4.23. Hem statik hem de çevrimsel yükleme koşullarında API kum modeli için p-y eğrisi

4.2.2.4. Tabakalı zeminler için p-y eğrisi hesabı (Georgiadis, 1983)

Yukarıda açıkladığımız yöntemler, zemin özelliklerinin tüm derinliklerde aynı olduğu yani tek tabakalı zeminlerde kullanılır. Farklı tabakaların var olması durumunda yukarıda açıklanan yöntemlerin direkt kullanılamaz. Tabakalı zeminlerin p-y eğrisi genellikle Georgiadis'in (1983) önerisi dikkate alınarak hesaplanır. Georgiadis yöntemi, üst katmanın altındaki tüm katmanların eşdeğer derinliğinin belirlenmesine dayanır. Eşdeğer derinlik, üst tabakadaki zemin direncinin (p_{ult}) derinlikle integralini tüm tabaka boyunca alıp, altta yer alan tabaka için bu sayıyı veren derinliktir. Alt tabakanın üst sınırının bu derinlikten başladığı varsayılır. Eşdeğer hesap derinlikleri (d) belirlenir. [39] Bu teoriye göre, $H_{\bar{u}}$ kalınlığında üst tabaka için integral,

$$I_{\bar{u}} = \int_0^{H_{\bar{u}}} (p_{ult})_{\bar{u}} \cdot dd \quad (4.38)$$

Alt tabaka için ise,

$$I_a = \int_0^{H_a} (p_{ult})_a \cdot dd \quad (4.39)$$

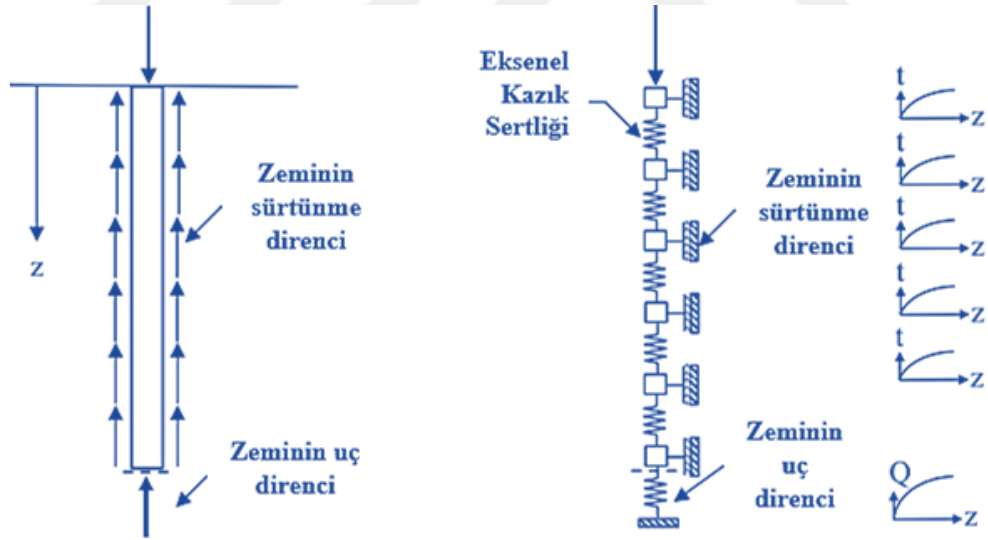
Şeklinde hesaplanır. $I_{\bar{u}} = I_a$ eşitliğini sağlayan H_a değeri bulunur ve bu katmanın hesap derinlikleri aşağıdaki bağıntıdan hesaplanır.[39]

$$d = d_s - d_o + H_a \quad (4.40)$$

Burada; d_o ise alt katmanın üst sınırının gerçek derinliği, d_s zeminin sahadaki gerçek derinliğidir. ‘Birden fazla alt katman var ise H_a değerleri aynı yöntemle belirlenebilir. Bu vaziyette $H_{\bar{u}}$ değeri integralde eşdeğer derinlik kullanılarak tanımlanır. Üst zeminin doğal zemin kotundan itibaren sürekli olduğu düşünülür’[39].

4.2.2.5. Eksenel davranış (çevre sürtünmesi) için t-z yayları ve eksenel kazık uç davranışı için Q-Z yayları

Eksenel olarak yüklenmiş bir kazık için gerilme-şekil değiştirme ilişkisi üç yükleme mekanizması ile tanımlanabilir (Şekil 4.24). Bunlar; Kazıkta eksenel deformasyon, shaft boyunca zeminin sürtünme direnci ve zeminin uç direncidir. Yayların malzeme sertliğini temsil ettiği bir yay kütle modeli analizler için kullanılabilir.



Şekil 4.24. Eksenel yüklü bir kazıkta yük transfer mekanizmaları ve yay kütle modeli

T-z eğrisi yöntemi, zeminin sürtünme direnci için t-z eğrileri ve zemin uç taşıma direnci için Q-Z eğrisi olarak belirtilen doğrusal olmayan sertlik eğrileri kullanılarak zemindeki doğrusal olmayan gerilme-şekil değiştirme davranışının simülasyonunu sağlar. Sertlik, çözülen yer değiştirme değerlerine dayanarak her iterasyonda hesaplanır.

Literatürde t-z ve Q-Z eğrilerini hesaplamak için kullanılan yöntemler Tablo 4.5’de verilmiştir.

Tablo 4.6. Zemin ve kazık tiplerine göre t-z ve Q-Z eğrileri hesap yöntemleri

Zemin Tipi	Analiz yöntemi		t-z ve Q-Z eğrileri hesap yöntemleri
	Çakma kazıklar	Yerinde dökülen kazıklar	
Granüler zemin	API kum	-	API (2000)
	-	FHWA kum	O’Neill ve Reese (1999)
Kohezyonlu zemin	API kil	-	API (2000)
	-	FHWA kil	O’Neill ve Reese (1999)

API yöntemine göre kohezyonlu zeminlere yerleştirilen çakma kazıklar için t-z ve Q-Z eğrilerinin hesaplanması (API, 2000)

Kohezyonlu zeminler için API (2000)’de tavsiye edilen aşağıdaki denklemler, nihai sürtünme direncini (f_s) ve nihai uç taşıma direncini (f_b) hesaplamak için kullanılır.

$$f_s = \alpha \cdot c_u \quad (4.41)$$

$$\varphi \leq 1.0 \text{ ise } \alpha = 0.5 \cdot \varphi^{-0.5}$$

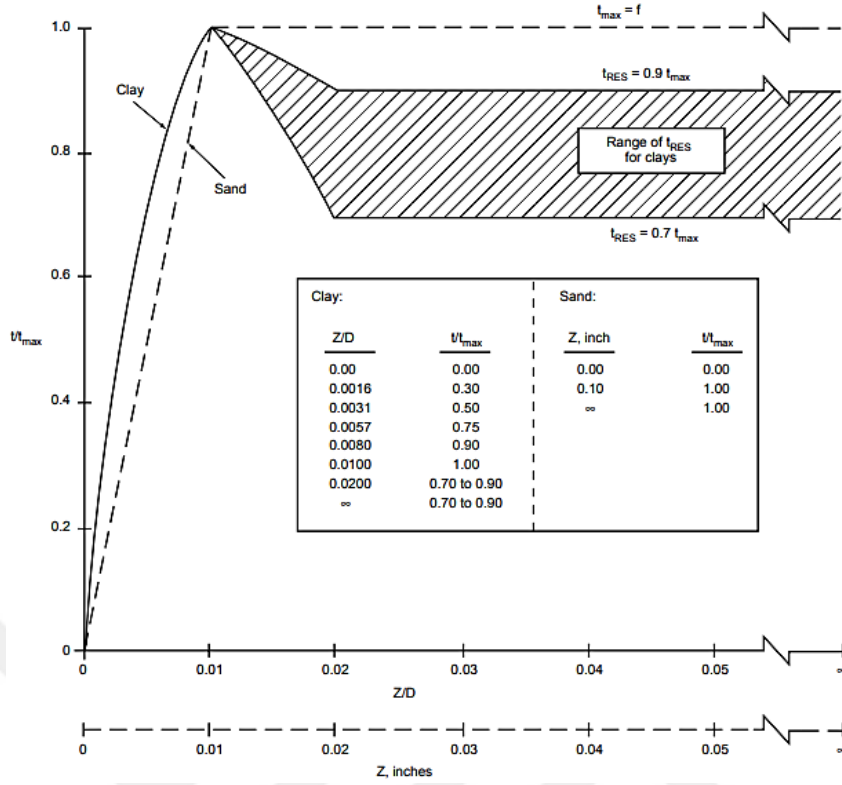
$$\varphi > 1.0 \text{ ise } \alpha = 0.5 \cdot \varphi^{-0.25} \quad (4.42)$$

$$\varphi = c_u / p'_0 \quad (4.43)$$

$$f_b = 9 \cdot c_u \quad (4.44)$$

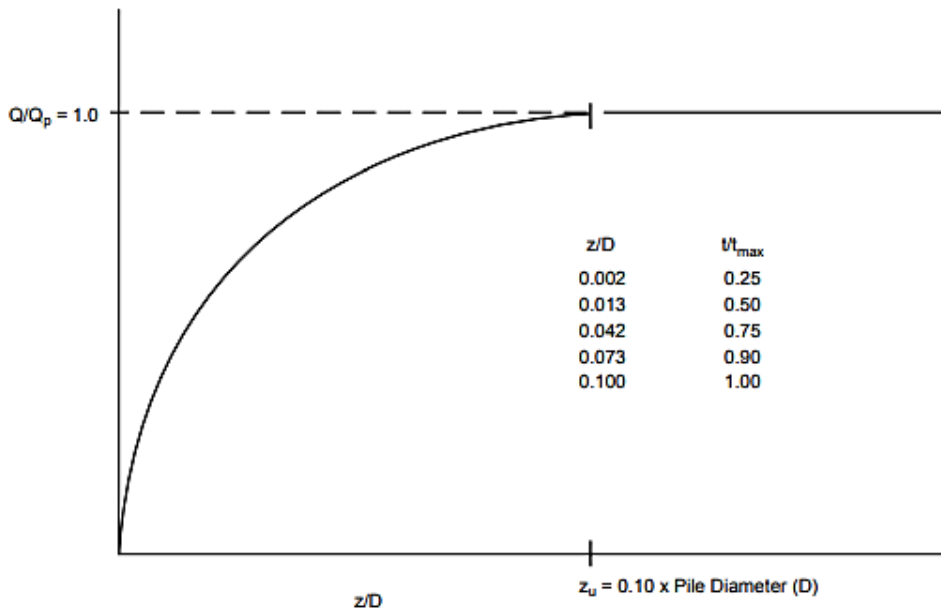
Burada; p'_0 efektif basınçtır.

Amerikan Petrol Enstitüsünde yer alan tipik t-z eğrileri Şekil 4.25’te ve Q-Z eğrisi Şekil 4.26’da gösterilmiştir.



Şekil 4.25. Tipik aksenal kazık yükü aktarımı - yer değiştirme ($t-z$) eğrileri [31]

Burada; z kazık deplasmanı, D kazık çapı, t mobilize zemin-kazık yapışması (adezyon) ve t_{max} maksimum zemin kazık adhezyonu veya çevre sürtünmesi direncidir.



Şekil 4.26. Kazık ucu-yük-yer değiştirme ($Q-Z$) eğrisi [31]

Burada; z aksenal uç deplasmanı, Q mobilize uç taşıma kapasitesi ve Q_p toplam uç taşıma kapasitesidir.

FHWA yöntemine göre kohezyonlu zeminlere yerleştirilen yerinde dökülen kazıklar için t-z ve Q-Z eğrilerinin hesaplanması (O'Neill ve Reese (1999))

Kohezyonlu zeminler için, FHWA yönetmeliğinde (O'Neill ve Reese 1999) tavsiye edilen aşağıdaki denklemler, nihai sürtünme direncini f_s ve nihai uç direncini f_b hesaplamak için kabul edilmiştir:

$$f_s = \alpha \cdot c_u \quad (4.45)$$

$$c_u/p_a \leq 1.5 \text{ ise } \alpha = 0.55$$

$$1.5 \leq c_u/p_a \leq 2.5 \text{ ise } \alpha = 0.55 - 0.1 \cdot (c_u/p_a - 1.5) \quad (4.46)$$

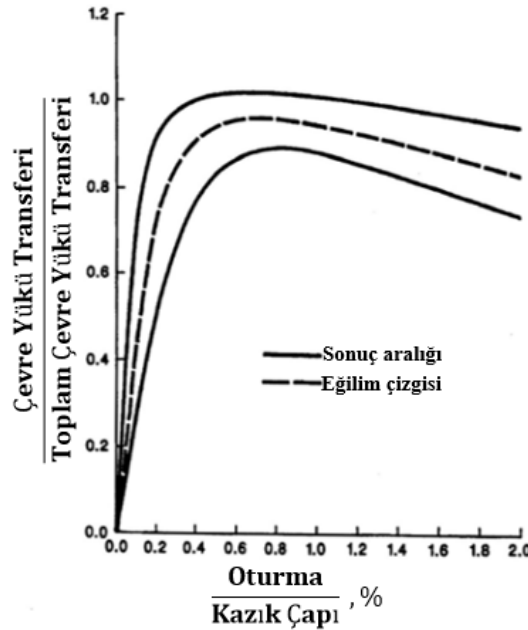
Burada; c_u drenajsız kayma mukavemeti ve p_a atmosferik basınçtır.

$$f_b = N_c \cdot c_u \quad (4.47)$$

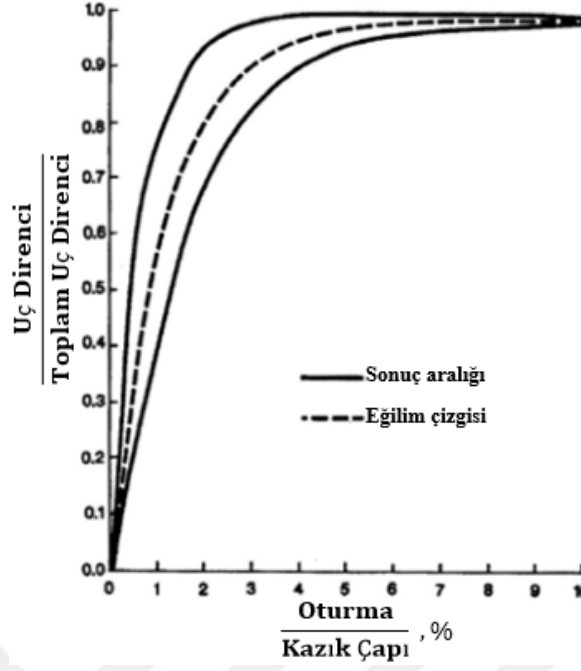
$$N_c = 6 \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)\right) \quad (4.48)$$

O'Neill ve Reese'e (1999) göre kohezyonlu zeminlere gömülü yerinde dökülen kazıklarda f_b 3800 kPa'dan ve N_c 9,0'dan büyük olamaz.

FHWA yönetmeliğinde yer alan tipik t-z eğrileri Şekil 4.27'te ve Q-Z eğrisi Şekil 4.28'da gösterilmiştir.



Şekil 4.27. Tipik t-z eğrisi (O'Neill ve Reese, 1999)



Şekil 4.28. Tipik Q-Z eğrisi (O'Neill ve Reese, 1999)

API yöntemine göre granüler zeminlere yerleştirilen çakma kazıklar için t-z ve Q-Z eğrilerinin hesaplanması (API, 2000)

Granüler zeminler için nihai sürtünme direnci ve nihai uç direncini hesaplamak için API (2000)'de tavsiye edilen aşağıdaki denklemler kabul edilmiştir.

$$\beta = K \cdot \tan \delta \quad (4.49)$$

$$f_s = \beta \cdot \sigma'_v \quad (4.50)$$

$$f_b = N_q \cdot \sigma'_v \quad (4.51)$$

Burada; δ zemin ile kazık arasındaki sürtünme açısı ve N_q taşıma kapasitesi faktörüdür. Bu veriler Tablo 4.6'dan belirlenir.

Tablo 4.7. Kohezyonsuz silisli zeminler için tasarım parametreleri (API, 2000)

Sıklık	Zemin Türü	Zemin ile kazık	Taşıma kapasitesi
		arasındaki sürtünme açısı δ	faktörü N_q
Çok gevşek	Kum	15	8
Gevşek	Kum-silt	15	8
Orta	Silt	15	8
Gevşek	Kum	20	12
Orta	Kum-silt	20	12

Tablo 4.8. (Devam) *Kohezyonsuz silisli zeminler için tasarım parametreleri (API, 2000)*

Sıkı	Silt	20	12
Orta	Kum	25	20
Sıkı	Kum-silt	25	20
Sıkı	Kum	30	40
Çok sıkı	Kum-silt	30	40
Sıkı	Çakıl	35	50
Çok sıkı	Kum	35	50

Kum-Silt, hem kum hem de silt içeriğine önemli oranda sahip olan zeminlerdir. Mukavemet değerleri genellikle artan kum oranları ile artar ve artan silt oranları ile azalır.

FHWA yöntemine göre granüler zeminlere yerleştirilen yerinde dökülen kazıklar için t-z ve Q-Z eğrilerinin hesaplanması (O'Neill ve Reese (1999))

Kohezyonsuz zeminler için, FHWA yönetmeliğinde (O'Neill ve Reese 1999) tavsiye edilen aşağıdaki denklemlerle hesaplamalar yapılır. Sürtünme direnci,

$$f_s = \beta \cdot \sigma'_v \quad (4.52)$$

$$0.25 \leq \beta \leq 1.5 \text{ ise } \beta = 1.5 - 0.245 \cdot z^{0.5} \quad (4.53)$$

Burada; σ'_v z derinliğindeki efektif düşey gerilmedir.

Nihai uç direncinin, içsel sürtünme açısına bağlı olarak aşağıdaki denklemlerle hesaplanır.

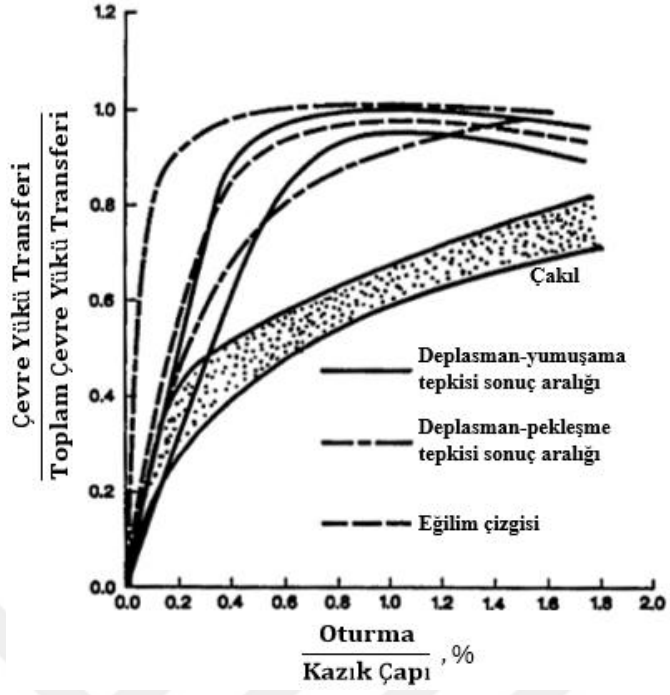
$$\phi \leq 30^\circ \text{ ise } f_b = 0$$

$$30^\circ \leq \phi \leq 36^\circ \text{ ise } f_b = 1530 \text{ kPa}$$

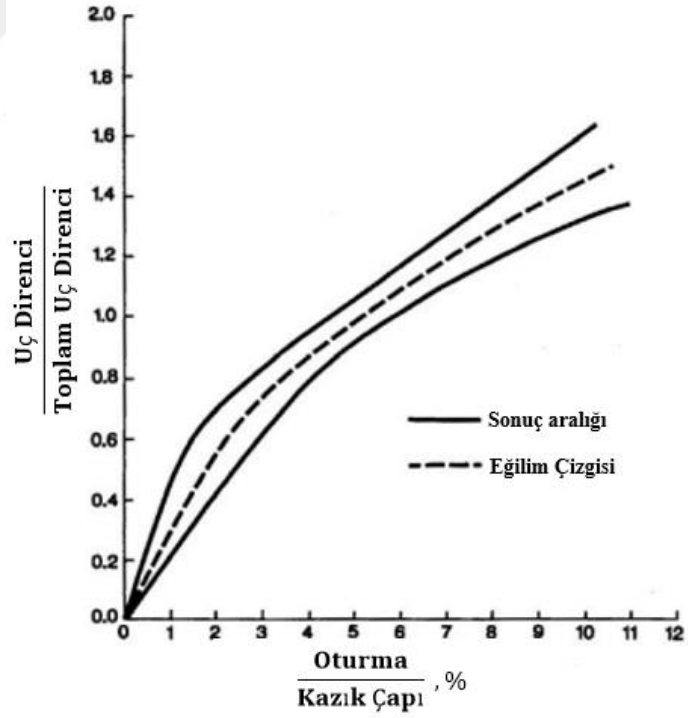
$$36^\circ \leq \phi \leq 41^\circ \text{ ise } f_b = 3830 \text{ kPa}$$

$$41^\circ \leq \phi \text{ ise } f_b = 4300 \text{ kPa} \quad (4.54)$$

FHWA yöntemine göre granüler zeminlere yerleştirilen yerinde dökülen kazıklar için hesaplanan tipik t-z eğrileri Şekil 4.29'da ve Q-Z eğrileri Şekil 4.30'da gösterilmiştir.



Şekil 4.29. Granüler zeminler için tipik $t-z$ eğrisi (O'Neill ve Reese, 1999)



Şekil 4.30. Granüler zeminler için tipik $Q-Z$ eğrisi (O'Neill ve Reese, 1999)

4.3. Zemin-Kazık Etkileşimi Analizlerinde Kullanılan Programlar

Bu çalışmada doğrusal olmayan itme analizleri için ANSYS programı ve tek boyutlu doğrusal olmayan zemin davranışı analizleri için ise Deepsoil programı kullanılacaktır.

4.3.1. Deepsoil programı

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'nde zemin ortamının yaklaşık olarak yatay tabakalardan oluştuğu durumlarda tek boyutlu yatay tabakalı serbest zemin modeli kullanılabilir. Aksi durumlarda iki veya üç boyutlu zemin modelleri kullanılmalıdır. Bu çalışmada zemin ortamının yaklaşık olarak yatay tabakalardan oluştuğu varsayılmıştır. Bu doğrultuda Deepsoil programı kullanılacaktır. Deepsoil programı, Illinois Üniversitesi'nde Youssef Hashash ve arkadaşları tarafından geliştirilmiştir (Hashash vd., 2016). Analiz sonrasında elde edilecek olan toplam yer değiştirmeler p-y eğrilerinin yerleştirildiği düğüm noktalarından yapısal kısma bağlı olmayan uçlarına uygulanır. Deepsoil programında tek boyutlu serbest zemin davranışı analizi; Zemin özelliklerinin girilmesi, seçilen deprem kayıtlarına göre analiz yapılması ve sonuçların irdelenmesi şeklinde üç adımdan oluşur.

1. Analiz özellikleri girilir (Şekil 4.31).

Analysis Type Definition

Analysis Method

Nonlinear

Pore Pressure Options

Generate Excess Porewater Pressure

Enable Dissipation

Make Top of Profile Permeable

Make Bottom of Profile Permeable

Solution Type

Time Domain

Default Soil Model

Note: The selected default soil model will be assigned to all newly generated layers.

General Quadratic/Hyperbolic Model (GQ/H)

Default Hysteretic Re/Unloading Formulation

Non-Masing Re/Unloading

Automatic Profile Generation

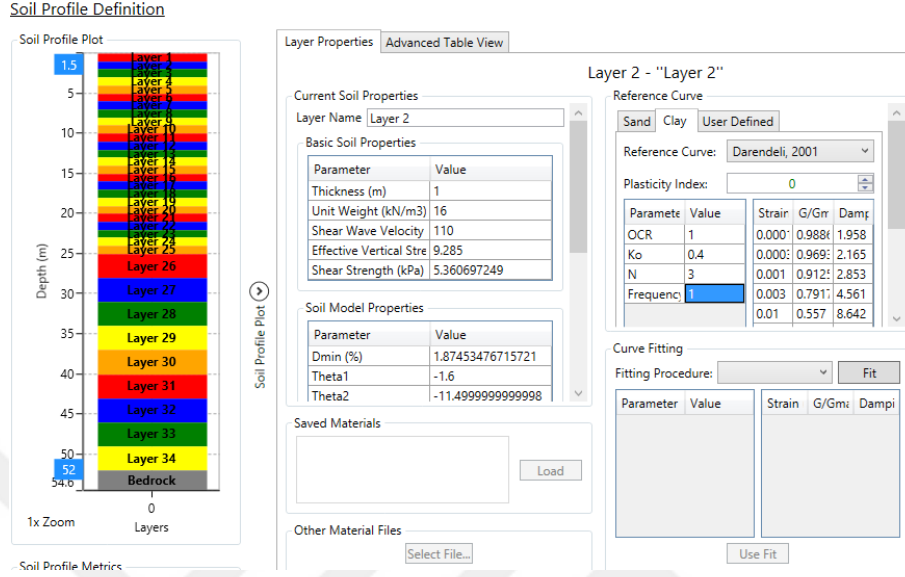
On Off

Unit System

English Metric

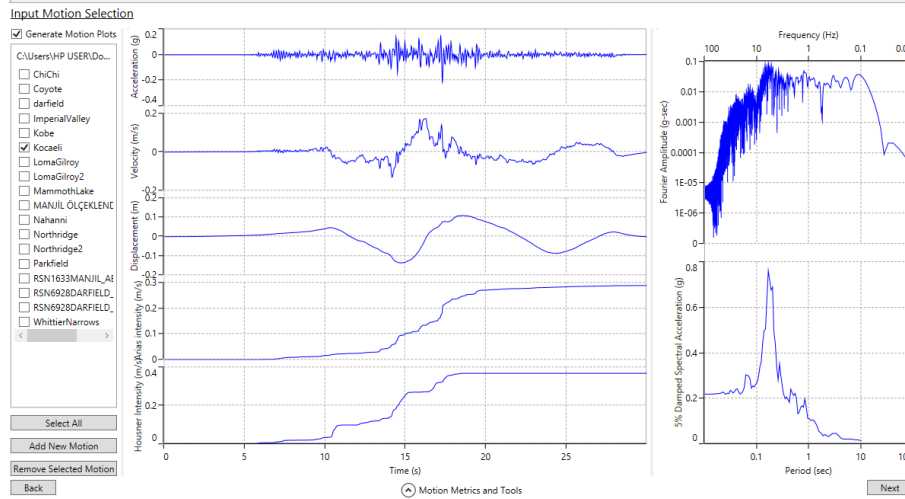
Şekil 4.31. Deepsoil programında analiz özelliklerinin belirlenmesi

2. Zemin özellikleri ve tabakaları girilir (Şekil 4.32).



Şekil 4.32. Deepsoil programında zemin tabakalarının girilmesi

3. Analizlerde kullanılacak deprem kayıtları sahaya uygun olarak seçilir (Şekil 4.33).



Şekil 4.33. Deepsoil programında deprem kayıtlarının seçilmesi

4. Analizden önceki son adım olarak da iterasyon sayısı ve kullanılacak olan kayma modülü formülü seçilir (Şekil 4.34).

Analysis Control Definition

Frequency Domain

Number of iterations:

Effective Shear Strain Definition

$$SSR = \frac{M-1}{10}$$

Effective Shear Strain Ratio (SSR):

Complex Shear Modulus Formulation

Frequency Independent (Recommended)

$$G^* = G(1 + 2i\xi)$$

Frequency Dependent (Use with Caution)

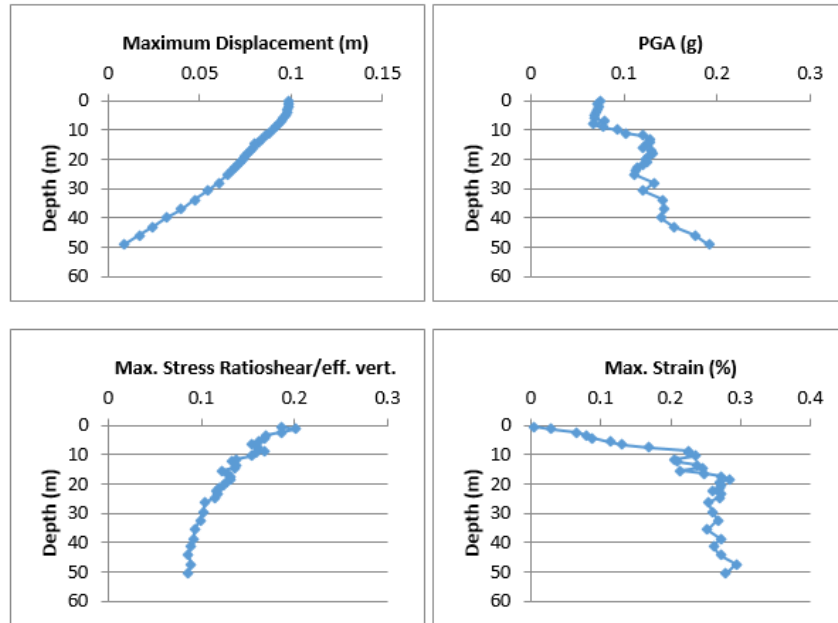
$$G^* = G(1 - 2i\xi^2 + 2i\xi\sqrt{1 - \xi^2})$$

Simplified

$$G^* = G(1 - i\xi^2 + 2i\xi)$$

Şekil 4.34. Deepsoil programında iterasyon sayısının ve kayma modülü formülünün seçimi

5. Analiz başlatılır. Analiz sonucunda veriler kaydedilebilir, çıktısı alınabilir ve bir deprem sarsıntısı sırasında zemin hareketinin animasyonu izlenebilir. Ayrıca kaydedilen dosyanın içerisinde zemin profilinin derinliğe göre maksimum deplasmanın, ivme eğiliminin, gerilme ve birim deformasyonun ve tepki spektrumunun grafikleri çizili haldedir (Şekil 4.35).



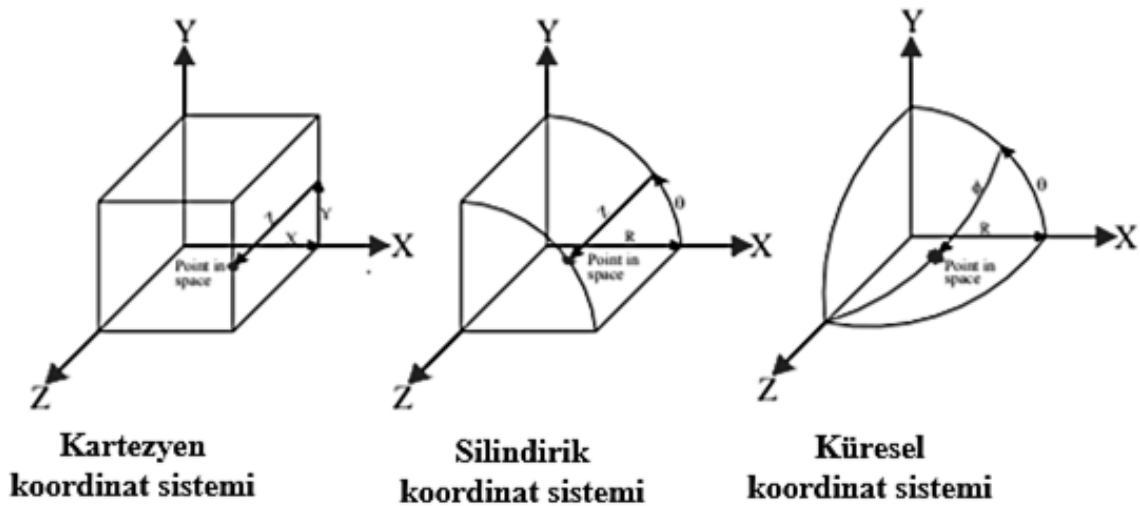
Şekil 4.35. Deepsoil analiz sonucu

4.3.2. ANSYS programı

Sonlu elemanlar analizi başlangıçta yapısal mekanikteki sorunların analizi için fiziksel olarak geliştirilmiştir. Ancak daha sonra bu yöntemin diğer birçok sorun için çözümlere uygulanabileceği anlaşılmıştır. Yöntem, küçük bir parçadan bütüne geçerek sorunu çözme ilkesine dayanır. Sorunun tüm ortamının, bütün yapıyı oluşturmak için bir araya getirilmiş küçük parçaların bir kombinasyonundan oluştuğu varsayılmaktadır. Çok karmaşık yapıların ele alınmasında çok sayıda sonlu elemanlar programları bulunmaktadır. ANSYS, basit doğrusal statik analizden karmaşık doğrusal olmayan, geçici dinamik analize kadar çok sayıda sonlu eleman yeteneğine sahip çok amaçlı bir yazılımdır. ANSYS element kütüphanesi, farklı yapı tiplerine uyan çok çeşitli element tipleri içerir. ANSYS kullanarak analiz üç ana adımda gerçekleştirilebilir: Model oluşturulur. Yükler uygulanıp analiz yapılır. Elde edilen sonuçlar gözden geçirilir.

4.3.2.1. ANSYS koordinat sistemleri

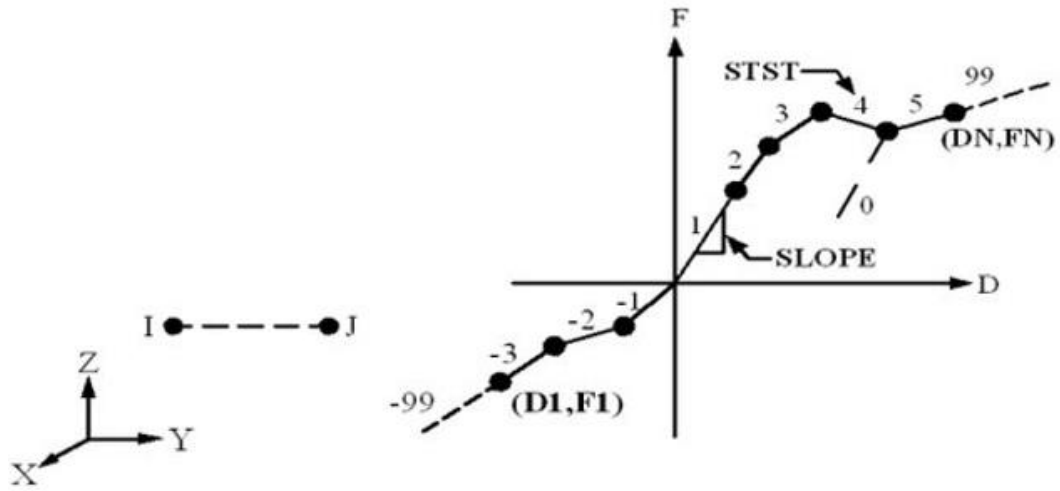
ANSYS programında, farklı şekiller ve geometriler için uygun olan bir çok koordinat sistemi vardır Bunlar; Global ve lokal koordinat sistemleri, nodal koordinat sistemi, eleman koordinat sistemi ve sonuç koordinat sistemidir. Global ve lokal koordinat sistemleri, modelin geometrisi oluşturulurken kullanılır (Şekil 4.36). [45]



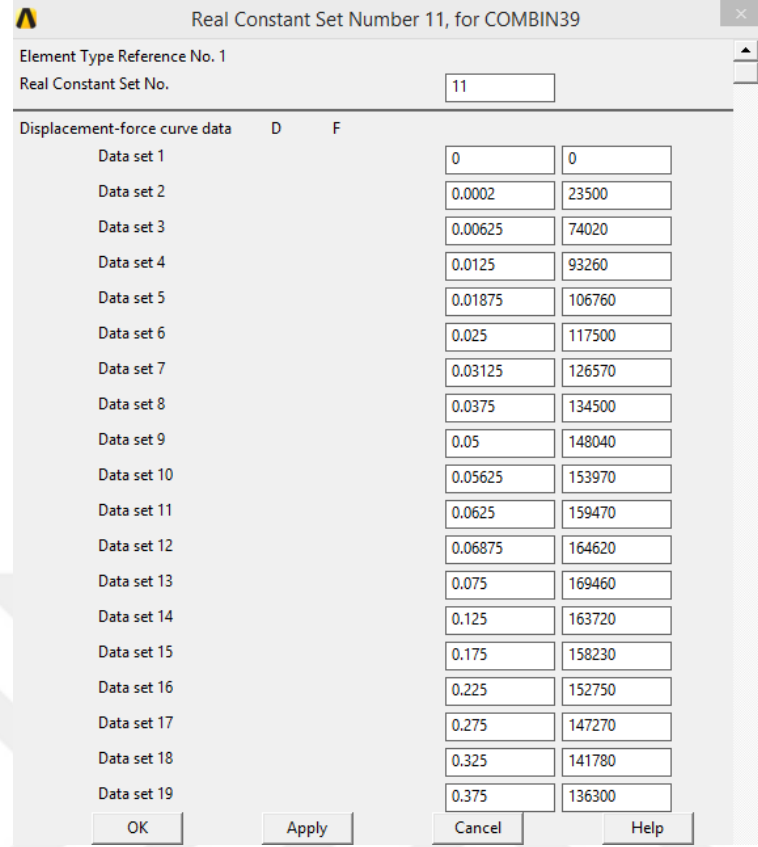
Şekil 4.36. ANSYS'te global koordinat sistemleri [45]

4.4.2.2. ANSYS kazık-zemin modeli

Kazık, zemin davranışını temsil eden doğrusal olmayan yay elemanlarına bağlı bir çubuk eleman olarak modellenecektir. Kesişen nodlar, tek bir birim olarak çalışmalıdır. Bağlantısız yaylar veya çubuk elemanlar modelde bir süreksizliğe yol açacaktır. Kesit boyutunda ve geometride esneklik sağlamak için noktaları ve çizgilerle birbirine bağlanmalıdır. Zeminin kazık etrafındaki doğrusal olmayan davranışı, kazığın her tarafına tanımlanmış yay elemanları ile temsil edilecektir. Yaylar, zemin tipine bağlı olarak çeşitli derinliklerde farklı özelliklere sahip olabilir. ANSYS, farklı özelliklere sahip çok amaçlı yay elemanlarına sahiptir. COMBIN39, farklı analiz türlerine uyan doğrusal olmayan önceden tanımlanma özelliğine sahip tek yönlü bir öğedir (Şekil 4.37). Hem çekme hem de basınca çalışabilen kuvvet yer değiştirme veri noktalarının girişi ile tanımlanabilir. Kuvvet yer değiştirme eğrisini tanımlayabilmek için en fazla 20 veri girişi yapılabilir (Şekil 4.38).

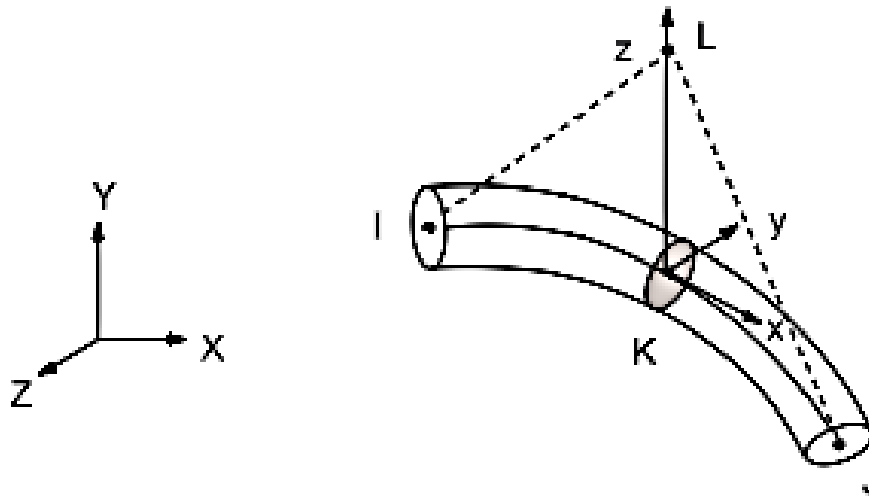


Şekil 4.37. COMBIN39 doğrusal olmayan yay elemanının geometrisi [46]



Şekil 4.38. COMBIN39 doğrusal olmayan yay elemanın veri giriş ekranı

Kazık, ANSYS elemanı BEAM189 kullanılarak modellenmiştir. BEAM189 elemanı, her düğümde altı serbestlik derecesine sahiptir (Şekil 4.39). Eleman, varsayılan olarak büyük sapma içeren herhangi bir analizde gerilme sertliği terimlerini içerir. Sağlanan gerilme sertliği terimleri, elemanların eğilme, yanal ve burulma stabilite problemlerinin analizini sağlar.



Şekil 4.39. BEAM189 elemanın geometrisi[46]

5. TÜRKİYE BİNA DEPREM YÖNETMELİĞİ

Yönetmeliğin 16.9.1.1 maddesinde şu ifade geçmektedir; ‘Kazıklı temellerin düşey ve yanal taşıma güçleri hesaplanarak, statik ve depremi içeren yüklemelerdeki tasarım etkilerini karşıladığı gösterilecektir (TBDY, 2018)’. Bu ifadeden de anlaşılacağı üzere kazıklı temellerin deprem yükleri altındaki analizleri zorunlu hale getirilmiştir. Bu doğrultuda yönetmelikte, kazıklı temellerin deprem hesabı için, dinamik yapı-kazık-zemin etkileşimi çerçevesinde, ortak sistem ve altsistem kullanılabileceği belirtilmiştir. Burada ortak sistem, 4.1.1’de anlatılan direkt (doğrudan) yöntemin yönetmelikte geçen adıdır. Altsistem yöntemi ise kinematik ve eylemsizlik etkileşimi olarak ikiye ayrılmıştır. Bu yöntemlerin uygulama alanları ile ilgili aşağıdaki Tablo 5.1’ de verilmiştir. Bu uygulama alanları tasarım mühendisinin tercihine bağlı olarak genişletilebileceği belirtilmiştir [42].

Tablo 5.1. Etkileşim analiz yöntemlerinin uygulama alanları [42]

Analiz Yöntemi	Deprem Tasarım Sınıfı	Bina Yükseklik Sınıfı	Yerel zemin Sınıfı
Yöntem I	DTS= 1, 1a, 2, 2a	BYS= 1	ZD, ZE, ZF
Yöntem II	DTS= 1a, 2a	BYS= 2,3	ZD, ZE, ZF
Yöntem III	DTS= 3, 3a, 4, 4a	BYS= 1	ZD, ZE, ZF
	DTS= 1a, 2a	BYS≥4	
	DTS= 1, 2, 3, 3a	BYS≥2	

5.1. Deprem Yer Hareketi Düzeyleri

Yönetmelik kapsamında dört farklı deprem yer hareketi düzeyi tarif edilmiştir.

5.1.1. Deprem yer hareketi düzeyi-1 (DD-1)

DD-1 Deprem Yer Hareketi, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %2 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 2475 yıl olduğu çok seyrek deprem yer hareketini nitelemektedir. Bu deprem yer hareketi, gözönüne alınan en büyük deprem yer hareketi olarak da adlandırılmaktadır.

5.1.2. Deprem yer hareketi düzeyi-2 (DD-2)

DD-2 Deprem Yer Hareketi, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %10 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 475 yıl olduğu seyrek deprem yer

hareketini nitelemektedir. Bu deprem yer hareketi, standart tasarım deprem yer hareketi olarak da adlandırılmaktadır

5.1.3. Deprem yer hareketi düzeyi-3 (DD-3)

DD-3 Deprem Yer Hareketi, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %50 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 72 yıl olduğu sık deprem yer hareketini nitelemektedir.

5.1.4. Deprem yer hareketi düzeyi-4 (DD-4)

DD-4 Deprem Yer Hareketi, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %68 (30 yılda aşılma olasılığı %50) ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 43 yıl olduğu çok sık deprem yer hareketini nitelemektedir. Bu deprem yer hareketi, servis deprem yer hareketi olarak da adlandırılmaktadır.

5.2. Bina Kullanım Sınıfları (BKS)

Deprem Tasarım Sınıflarının belirlenmesinde kullanılır. Binaların kullanım amaçlarına bağlı olarak değişmektedir. Bu değişim Tablo 5.2’de gösterilmiştir.

Tablo 5.2. Bina kullanım sınıfları ve bina önem katsayıları [42]

Bina Kullanım Sınıfı	Binanın Kullanım Amacı	Bina Önem Katsayısı (I)
BKS=1	Deprem sonrası kullanımı gereken binalar, insanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar, değerli eşyanın saklandığı binalar ve tehlikeli madde içeren binalar; a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminaleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. c) Müzeler d) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb. özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1,5

Tablo 5.3. (Devam) Bina kullanım sınıfları ve bina önem katsayıları [42]

	İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar;	
BKS=2	Alışveriş merkezleri, spor tesisleri, sinema, tiyatro, konser salonları, ibadethaneler, vb.	1,2
	Diğer binalar;	
BKS=3	BKS=1 ve BKS=2 için verilen tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb.)	1,0

5.3. Deprem Tasarım Sınıfları (DTS)

Bina Kullanım Sınıflarına ve DD-2 deprem yer hareketi düzeyi için tanımlanan Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısına bağlı olarak Tablo 5.3’de gösterildiği gibi belirlenir.

Tablo 5.4. Deprem tasarım sınıfları [42]

DD-2 Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı (S_{DS})	Bina Kullanım Sınıfı	
	BKS=1	BKS= 2, 3
$S_{DS}<0,33$	DTS= 4a	DTS= 4
$0,33\leq S_{DS}<0,50$	DTS=3a	DTS=3
$0,50\leq S_{DS}<0,75$	DTS=2a	DTS=2
$0,75\leq S_{DS}$	DTS=1a	DTS=1

5.4. Bina Yükseklik Sınıfları (BYS)

Deprem etkisi altında tasarımda binalar yükseklikleri bakımından sekiz Bina Yükseklik Sınıfı’na (BYS) ayrılmıştır. Bu sınıflar, Tablo 5.3’teki Deprem Tasarım Sınıflarına bağlı olarak Tablo 5.4’te verilmiştir.

Tablo 5.5. Bina yükseklik sınıfları [42]

Bina Yükseklik Sınıfı	Bina Yükseklik Sınıfları ve Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları [m]		
	DTS=1, 1a, 2, 2a	DTS=3, 3a	DTS=4, 4a
BYS=1	$H_N = 70$	$H_N > 91$	$H_N > 105$
BYS=2	$56 < H_N \leq 70$	$70 < H_N \leq 91$	$91 < H_N \leq 105$
BYS=3	$42 < H_N \leq 56$	$56 < H_N \leq 70$	$56 < H_N \leq 91$
BYS=4	$28 < H_N \leq 42$	$42 < H_N \leq 56$	

Tablo 5.6. (Devam) Bina yükseklik sınıfları [42]

BYS=5	$17,5 < H_N \leq 28$	$28 < H_N \leq 42$
BYS=6	$10,5 < H_N \leq 17,5$	$17,5 < H_N \leq 28$
BYS=7	$7 < H_N \leq 10,5$	$10,5 < H_N \leq 17,5$
BYS=8	$H_N \leq 7$	$H_N \leq 10,5$

5.5. Yerel Zemin Sınıfları

Yönetmelikte ZA, ZB, ZC, ZD ve ZE olarak tanımlanan diğer yerel zemin sınıflarının belirlenmesi için, bu sınıflara ilişkin özellikler Tablo 5.5’de verilmiştir.

Tablo 5.7. Yerel zemin sınıfları [42]

Yerel Zemin Sınıfı	Zemin Cinsi	Üst 30 metrede ortalama		
		$(V_s)_{30}$ [m/s]	$(N_{60})_{30}$ [d/30]	$(c_u)_{30}$ [kPa]
ZA	Sağlam, sert kayalar	>1500	-	-
ZB	Az ayrışmış, orta sağlam kayalar	760-1500	-	-
ZC	Çok sıkı kum, çakıl ve sert kil tabakaları veya ayrışmış, çok çatlaklı zayıf kayalar	360-760	>50	>250
ZD	Orta sıkı – sıkı kum, çakıl veya çok katı kil tabakaları	180-360	15-50	70-250
ZE	Gevşek kum, çakıl veya yumuşak – katı kil tabakaları veya $PI > 20$ ve $w > \% 40$ koşullarını sağlayan toplamda 3 metreden daha kalın yumuşak kil tabakası ($c_u < 25$ kPa) içeren profiller	<180	<15	<70
ZF	Sahaya özel araştırma ve değerlendirme gerektiren zeminler: 1) Deprem etkisi altında çökme ve potansiyel göçme riskine sahip zeminler (sıvılaştırılabilir zeminler, yüksek derecede hassas killer, göçebilir zayıf çimentolu zeminler vb.), 2) Toplam kalınlığı 3 metreden fazla turba ve/veya organik içeriği yüksek killer, 3) Toplam kalınlığı 8 metreden fazla olan yüksek plastisiteli ($PI > 50$) killer, 4) Çok kalın (> 35 m) yumuşak veya orta katı killer.			

5.6. Kinematik Etkileşimi Analiz Yöntemleri

Yönetmelikte, temeli kazıklı olan binalar için yapılacak kinematik etkileşim ve eylemsizlik etkileşimi analizlerinde kullanılacak üç yöntem açıklanmıştır. Bu çalışmada zemin-kazık etkileşimi irdeleneceğinden bu yöntemlerden kinematik etkileşim hesapları açıklanacaktır.

5.6.1. Yöntem I – Kinematik etkileşim hesabı

Bu yöntemde, Tablo 5.1'deki sınıflandırmaya göre, yerel zemin sınıfının ZD, ZE veya ZF olduğu durumlarda, $DTS = 1, 1a, 2, 2a$ olan kazıklı Yüksek Binalar ($BYS = 1$) için DD-1 deprem yer hareketinin etkisi altında zaman tanım alanında yapılan doğrusal olmayan hesapta uygulanacaktır. Bu yöntemin uygulanabilmesi için aşağıdaki adımlar izlenir.

- a) Zemin ortamı, mühendislik taban kayasının üzerinde ayrık analiz yöntemleri (sonlu farklar veya sonlu elemanlar) kullanılarak üç boyutlu olarak modellenecektir. Zemin ortamından dışa doğru yayılan deprem dalgalarının tekrar yapıya yansımaması için uygun geçirgen sınırlar kullanılacaktır. Zemin ortamının üç boyutlu doğrusal olmayan davranışı dikkate alınacaktır.
- b) Kazıklar, plastik mafsalların derinlik boyunca uygun aralıklarla yerleştirildiği çubuk elemanlar olarak modellenecektir. Kazıklar ile zemin ortamı arasına uygun arayüz elemanı tanımlanacaktır. Deprem hesabından önce düşey yüklerden dolayı kazıklarda meydana gelen eksenel kuvvetler doğrusal olmayan statik hesap ile belirlenecektir.
- c) Bina temeli, bodrum kat çevre perdeleri ile birlikte (zemin kat seviyesine kadar), kütsüz, sonsuz rijit bir eleman olarak modellenecektir.
- d) Deprem kayıtları, en az onbir (iki bileşenli) çift olmak üzere yönetmelikte belirtilen kurallara göre dönüştürülecek ve mühendislik taban kayasından sisteme etki ettirilecektir.
- e) Yöntem I analiz sonucunda Kazıklardaki iç kuvvet ve şekil değiştirme talepleri, yapılan analizlerin (en az $2 \times 11 = 22$ analiz) her birinden elde edilen sonuçların en büyük mutlak değerlerinin ortalaması olarak hesaplanacaktır. Etkin temel hareketlerine ilişkin yer değiştirmelerin zamana göre değişimleri (temel seviyesi deprem kayıtları) ile bunlardan üretilen ivme spektrumları (temel seviyesi deprem spektrumları) elde edilecektir. Bu çıktılar, eylemsizlik etkileşimi hesabının girdileri olarak kullanılacaklardır.

5.6.2. Yöntem II – Kinematik etkileşim hesabı

Yöntem II, Tablo 5.1'deki sınıflandırmaya göre, yerel zemin sınıfının ZD, ZE veya ZF olduğu durumlarda,

$DTS = 3, 3a, 4, 4a$ olan kazıklı yüksek binalar ($BYS = 1$) için DD-1 deprem yer hareketinin etkisi altında zaman tanım alanında yapılan doğrusal olmayan hesapta uygulanacaktır.

$DTS = 1a, 2a$ ve $BYS = 2, 3$ olan kazıklı binalar için yönetmelikteki Tablo 3.4(a) ve 5.1.3.2'ye göre DD-1 deprem yer hareketinin etkisi altında zaman tanım alanında yapılan doğrusal olmayan hesapta uygulanacaktır.

Bu yöntem için aşağıdaki adımlar izlenir.

a) Zemin ortamı için herhangi bir modelleme yapılmayacaktır. Kazıklar, plastik mafsalların derinlik boyunca uygun aralıklarla yerleştirildiği çubuk elemanlar olarak modellenecektir. Her bir kazık düğüm noktasında kazık ile zemin ortamı arasındaki görelî kuvvet-yer değiştirme ilişkisi, doğrusal olmayan p-y, t-z yayları ile kazık ucunda ise Q-Z yayı ile modellenecektir. P-y yayları, her bir düğüm noktasında ve her iki doğrultuda birer çift sadece-basınç yayı olarak tanımlanabilir. Kazıklarda grup etkisi'nin yaklaşık olarak gözönüne alınması için Denk.(5.1)'de verilen ampirik bağıntı ile hesaplanan azaltma katsayıları B_G , p-y yayları için tanımlanan kuvvet-yerdeğiştirme eğrilerinin kuvvet (p) eksenine uygulanacaktır:

$$B_G = 0,2 \cdot [(1 - B_{G1}) \cdot s - (1 - 6 \cdot B_{G1})] \quad (5.1)$$

Burada s, gözönüne alınan doğrultuda kazık sıraları ara uzaklığının kazık çapına oranını ($s \leq 6$), B_{G1} ise her bir kazık sırası için farklı olarak uygulanacak bir katsayıyı göstermektedir. Sadece-basınç yayları'na uygulanmak üzere yanal basınca maruz en öndeki kazık sırası için $B_{G1}=0,7$, onun arkasındaki ikinci kazık sırası için $B_{G1}=0,5$, üçüncü kazık sırası için $B_{G1}=0,3$, dördüncü ve daha arkadaki kazık sıraları için ise $B_{G1}=0,2$ alınacaktır. Ters yöndeki yer değiştirmeler için bu katsayılar aynı kazıklara ters sıra ile uygulanacaktır. $s > 6$ için $B_G=1$ alınacaktır.

b) Bina temeli, bodrum katlarını da içermek üzere, kütsüz, sonsuz rijit bir eleman olarak modellenecektir. Bodrum perdeleri ile zemin arasındaki yatay kuvvet-yer değiştirme ilişkisini temsil etmek üzere, perde sonlu eleman düğüm noktalarında perdeye dik doğrultuda literatürden seçilmiş p-y benzeri doğrusal olmayan sadece-basınç yayları kullanılacaktır.

c) Deprem kayıtları olarak, serbest zemin davranış analizlerinde taban kayasında her iki yatay doğrultuda ayrı ayrı etkitilen deprem kaydı çiftinden zemin profili boyunca kazık düğüm noktaları hizalarında elde edilen toplam yer değiştirmelerin zamana göre değişimleri kullanılacaktır (toplam yer değiştirme, taban kayasının yer değiştirmesi ile zeminde meydana gelen rölatif yer değiştirmenin toplamıdır). Her bir t anında toplam yer değiştirmeler, her iki yatay doğrultuda eř zamanlı olarak, bir uçlarından kazık düğüm noktalarına bağlı olan p-y yaylarının öteki uçlarına basınç yönünde uygulanacaktır (dinamik yer değiştirme yüklemesi). Bu yer değiştirmeler, bodrumlu binalarda bir uçları perde sonlu eleman düğüm noktalarına bağlı p-y benzeri yayların öteki uçlarına da basınç yönünde uygulanacak ve böylece kinematik etkileşim modelinin zaman tanım alanında deprem analizi yapılacaktır.

d) Yöntem II'de analizi sonucunda kazıklardaki iç kuvvet ve şekil değiştirme talepleri, yapılan analizlerin (en az $2 \times 11 = 22$ analiz) her birinden elde edilen sonuçların en büyük mutlak değerlerinin ortalaması olarak hesaplanacaktır. $2 \times 11 = 22$ analiz için modellenen rijit temelin tabanında, iki yatay eksen doğrultusunda ve bu eksenler etrafında dönme olarak tanımlanan serbestlik dereceleri için etkin temel hareketleri'ne ilişkin toplam yer değiştirmelerin zamana göre değişimleri (temel seviyesi deprem kayıtları) ile bunlardan üretilen ivme spektrumları (temel seviyesi deprem spektrumları) elde edilecektir. Bu çıktılar, açıklanan eylemsizlik etkileşimi hesabının girdileri olarak kullanılacaklardır.

5.6.3. Yöntem III – Kinematik etkileşim hesabı

Yöntem III ile yapılacak temel – kazık – zemin kinematik etkileşim hesabı, Yöntem II'nin basitleştirilmiş halidir. Bu yöntem için aşağıdaki adımlar izlenir.

a) Zemin ortamı için herhangi bir modelleme yapılmayacaktır. Kazıklar, gözönüne alınan deprem doğrultusunda doğrusal davranış esas alınarak çubuk elemanlar olarak modellenecektir. Her bir kazık düğüm noktasında kazık ile zemin ortamı arasındaki görelî kuvvet-yer değiştirme ilişkisi, doğrusal olmayan p-y, t-z yayları ile, kazık ucunda ise Q-Z yayı ile modellenecektir. P-y yayları, her bir düğüm noktasında ve her iki doğrultuda birer çift sadece-basınç yayı olarak tanımlanabilir. Deprem hesabından önce t-z ve Q-Z yayları kullanılarak düşey yüklerden kazıklarda oluşan eksenel kuvvetler hesaplanacaktır. Kazıklarda grup etkisinin yaklaşık olarak göz önüne alınması için Denk(5.1)'de verilen ampirik bağıntı kullanılacaktır.

b) Bina temeli, bodrum katlarını da içermek üzere, kütsüz, sonsuz rijit bir eleman olarak modellenecektir. Bodrum perdeleri ile zemin arasındaki yatay kuvvet-yer değiştirme ilişkisini temsil etmek üzere, perde sonlu eleman düğüm noktalarında perdeye dik doğrultuda literatürden seçilmiş p-y benzeri doğrusal olmayan yaylar kullanılacaktır.

c) Tek boyutlu serbest zemin davranış analizlerinde göz önüne alınan deprem doğrultusunda taban kayasından yatay doğrultuda etkilenen depremlerden (on bir adet deprem kaydı) her biri için, zemin profili boyunca kazık düğüm noktaları hizalarında elde edilen toplam yer değiştirmelerin zamana göre maksimumlarının zarfı alınacaktır. Toplam yer değiştirme zarfı, bir uçlarından kazık düğüm noktalarına bağılı olan doğrusal olmayan p-y yaylarının öteki uçlarına basınç yönünde sıfırdan başlayarak statik olarak artımsal şekilde uygulanacaktır (statik artımsal yer değiştirme yüklemesi). Aynı yer değiştirme zarfı, bodrumlu binalarda bir uçları perde sonlu eleman düğüm noktalarına bağılı p-y benzeri yayların öteki uçlarına da basınç yönünde uygulanacak ve böylece kinematik etkileşim modelinin yaklaşık artımsal statik hesabı yapılmış olacaktır.

d) Yöntem III'te temel – kazık – zemin kinematik etkileşim analizi sonucunda, kazıklardaki iç kuvvet talepleri, her bir deprem doğrultusunda onbir deprem kaydı için ayrı ayrı yapılan analizlerin her birinden elde edilen sonuçların enbüyük mutlak değerlerinin ortalaması olarak hesaplanacaktır. Bu şekilde elde edilen kazık eğilme momentleri $R=2,5$ katsayısına bölünerek azaltılacaktır. Kesme kuvvetleri ve eksenel kuvvetler için azaltma yapılmayacaktır.

6. TEZ ÇALIŞMASI

Bu çalışmada zemin-kazık etkileşimi, TBDY 2018’de yer alan kinematik etkileşim hesap yöntemlerinden olan Yöntem III’ün hesap adımları uygulanarak irdelenmiştir. Yeraltı su seviyesi altındaki kum, kil ve tabakalı zeminlere gömülü tekil kazık ile kil zemine gömülü kazık grupları için analizler yapılmıştır. Kazıkların nihai taşıma kapasiteleri Meyerhof tarafından önerilen yaklaşımla belirlenmiştir. Kazıkların imalatında C20 beton sınıfı kullanılacağı varsayılmakla beraber C35 ve C50 için de analizler yapılarak kazık elastisite modülünün kinematik etkileşim analizine olan etkisi de araştırılmıştır. Tekil kazık analizlerinde değişken parametreler; Kazık çapı, kazık boyu, kazık elastisite modülü, zemin türü olarak belirlenmiştir. 5x5’lik kazık grubu için ise; yönetmelikte yer alan β katsayıları ile zayıf kil zeminler FHWA yönetmeliğinde yer alan 0,65’lik bir grup verimliliği kullanılmış ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Analizlerde Şekil 6.1’de verilen adımlar takip edilmiştir. Tüm aşamalarda Model-2 için elde edilen girdiler ve sonuçlar sunulmuştur. Diğer modeller için girdiler ve sonuçlar ekler kısmında gösterilmiştir.



Şekil 6.1. Hesap adımları

Analizlerde kullanılan modeller Tablo 6.1’de verilmiştir.

Tablo 6.1. Tekil kazıkların analizindeki değişken parametreler

Model No	Zemin Türü	Kazık Çapı (m)	Kazık Boyu (m)	Taşıma Gücü (kN)
1	Kum	0,6	18	875
2	Kum	0,6	25	1522
3	Kum	1	18	1796
4	Kum	1	25	3008
5	Kil	0,6	18	512
6	Kil	0,6	25	775
7	Kil	1	18	896
8	Kil	1	25	1335
9	Kil + Kum (tabakalı)	0,6	18	961
10	Kil + Kum (tabakalı)	0,6	25	1660
11	Kil + Kum (tabakalı)	1	18	1978
12	Kil + Kum (tabakalı)	1	25	3276

Kazık elastisite modülün kinematik etkileşim analiz sonucu elde edilen eğilme momentlerine olan etkisini araştırılmıştır. Bir örnek sunmak amacıyla sadece Model-3 ele alınıp analizler yapılmıştır. Diğer modeller de ele alınırsa benzer sonuçlar elde edilecektir.

Tablo 6.2. Kazıklarda kıyas olarak kullanılan beton sınıfları

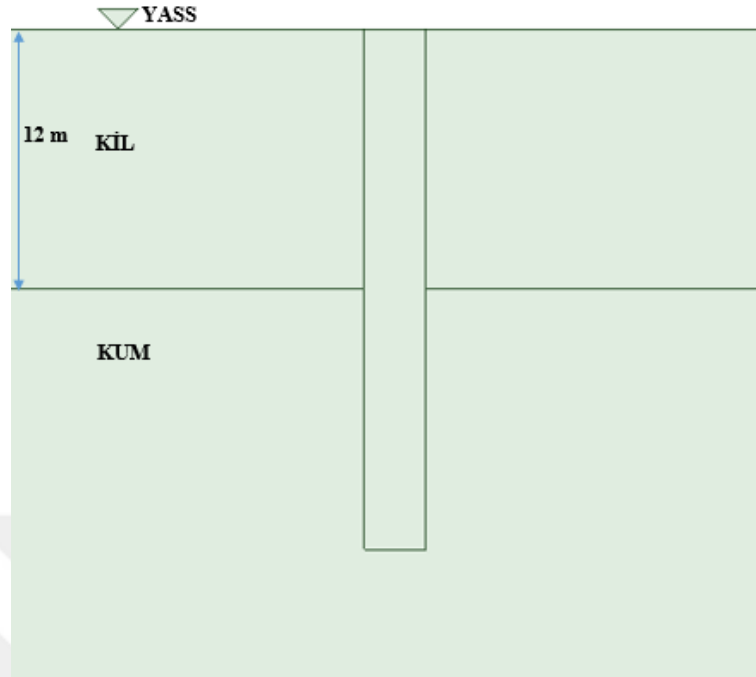
Kullanılan model	Kazıklarda kullanılan beton sınıfları		
Model-3	C20	C35	C50

FHWA yönetmeliğinde kil zeminler için 0,65’lik grup verimliliğinin dikkate alınması önerilmiştir. Bu öneri ile TBDY 2018’de yer alan ampirik bağıntının karşılaştırılması amacıyla bir kil zemin modeli olan Model-8 seçilip analizler gerçekleştirilmiştir.

Tablo 6.3. Kazık grubu analizleri için hesaplanan azaltma katsayıları

Model	Kazık Aralığı	Yönetmelikte yer alan azaltma katsayıları (β_c)					FHWA yönetmeliği
		1.sıra	2.sıra	3.sıra	4.ve 5.sıra	Ortalama	Tüm kazıklar için
Model-8	3D	0,82	0,67	0,58	0,52	0,622	0,65

Analizlerde kullanılan tabakalı zemin profili Şekil 6.2’de verilmiştir.



Şekil 6.2. Tabakalı zemin profili

6.1. Zemin Parametrelerinin Belirlenmesi

Bu çalışmada kullanılan zemin özellikleri, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği’nde yer alan ZE zemin sınıfına uygun olarak seçilmiştir. Bu özellikler literatürde genel kabul görmüş bağıntılar kullanılarak belirlenmiştir.

Tablo 6.4. Kum zemin parametreleri

Kum						
ϕ	γ' (kN/m ³)	V_s (m/s)	K_0	OCR	PI	c_u (kPa)
30	6,19	110	0,4	1	0	0

Tablo 6.5. Kil zemin parametreleri

Kil						
ϕ	γ' (kN/m ³)	V_s (m/s)	K_0	OCR	PI	c_u (kPa)
0	7,19	110	0,7	1	35	30

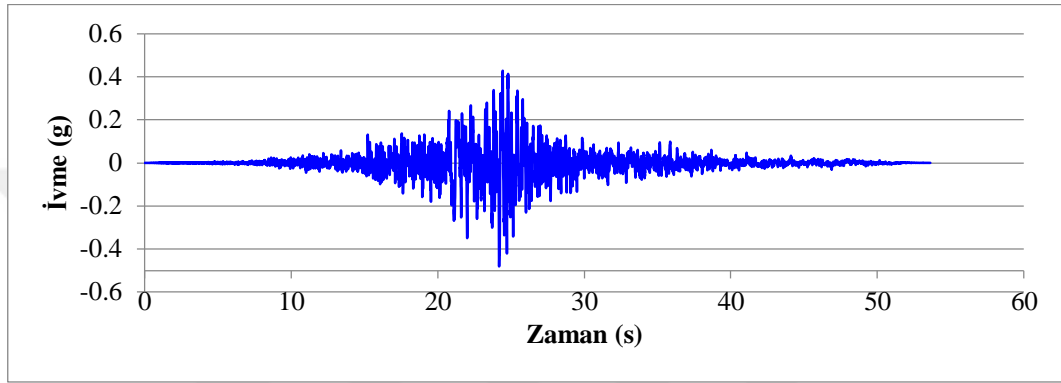
6.2. Sahaya Uygun Deprem Kayıtlarının Seçilmesi

TBDY 2018’de yer alan deprem yer hareketi düzeyi-2 (DD-2) seçilmiştir. Doğrusal olmayan zemin davranışı analizinde kullanılacak deprem kayıtları, tasarım

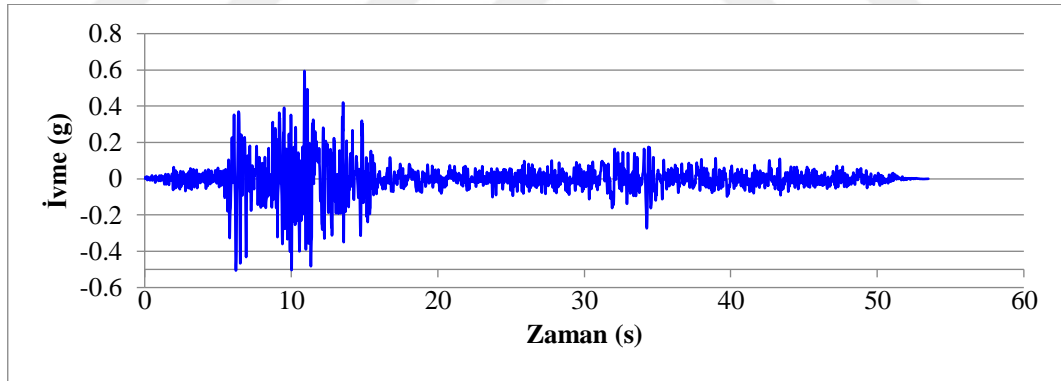
spektrumuna uyum sağlayacak şekilde dönüştürülmüştür. Tasarım spektrumuna uygun seçilen iki adet ölçeklendirilmiş deprem kaydı Şekil 6.3 ve Şekil 6.4'te gösterilmiştir.

Tablo 6.6. Seçilen depremlerin bilgileri

No	Deprem adı	Lokasyonu	Tarih	Depremin büyüklüğü
1	Darfield	Darfield, Yeni Zelanda	2010	7,0
2	Manjil	Manjil, İran	1990	7,37



Şekil 6.3. DD-2- Darfield depremi (0,48g)

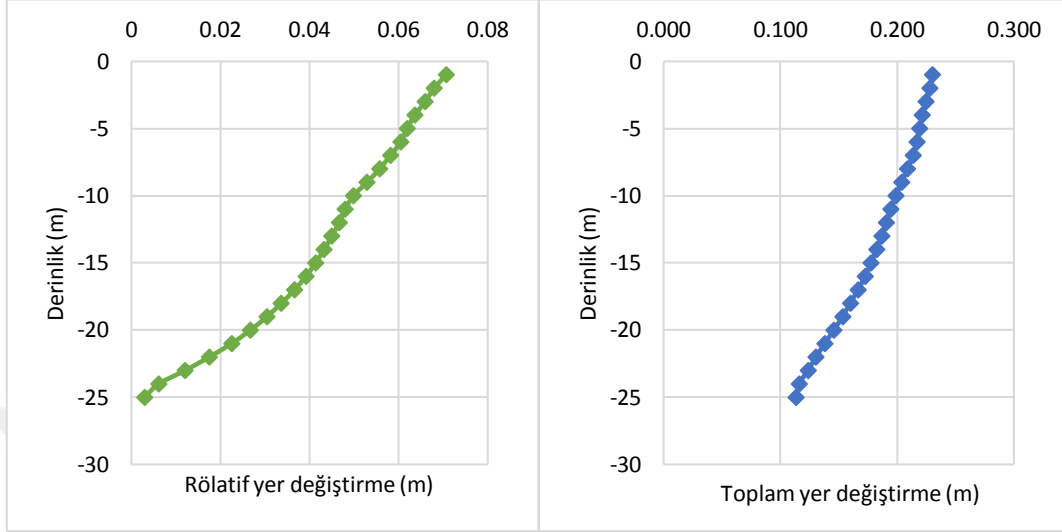


Şekil 6.4. DD-2- Manjil depremi (0,59g)

6.3. Tek Boyutlu Doğrusal Olmayan Zemin Davranışı Analizi

Bu çalışmadaki modellerde zemin yayları kazık boyunca 1 m aralıklarla yerleştirileceğinden zemin tepki analizlerinde de katmanlar 1 m arayla tanımlanmıştır. Deepsoil analizlerinde Darendeli (2001) tarafından geliştirilen model seçilmiştir. PI, OCR ve K_0 değerleri literatürde mevcut bağıntılar kullanılarak yaklaşık olarak hesaplanmıştır. Her iki deprem kaydı kullanılmış ve yer değiştirmelerin ortalamaları

kullanılmıştır. Analiz sonucunda elde edilen maksimum deplasmanlar p-y yaylarının yapısal kısma bağlı olmayan tarafına basınç yönünde uygulanmıştır.



Şekil 6.5. Darfield depreminde model-2 kum zemininde oluşan yer değıştirmeler

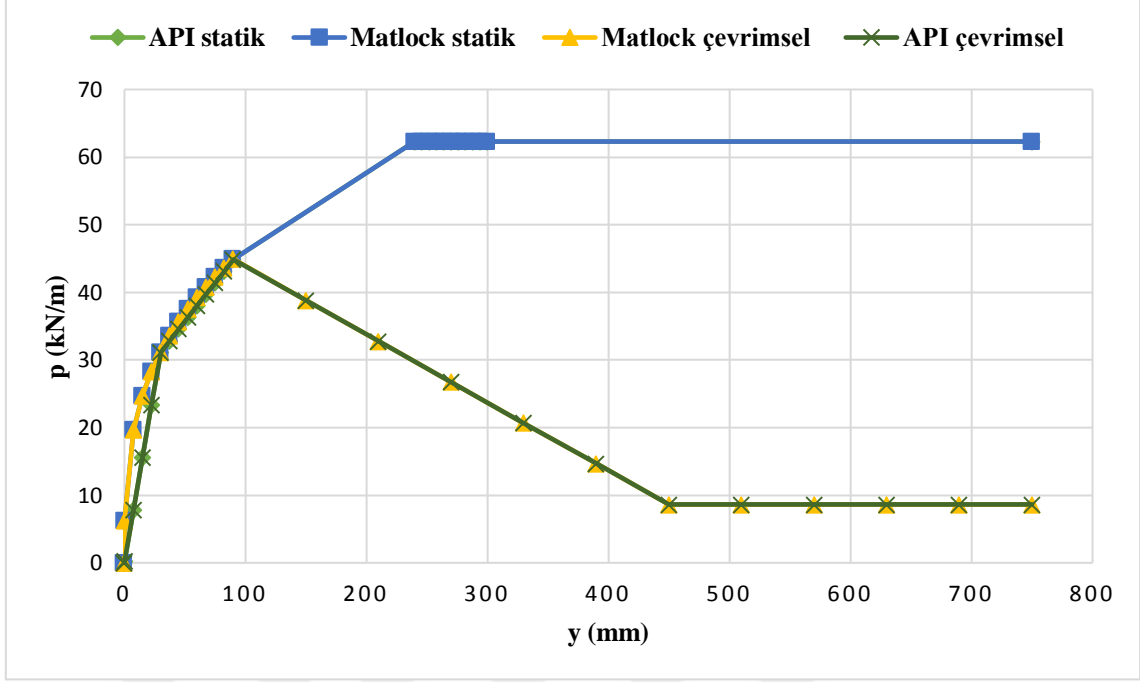
6.4. Doğrusal Olmayan Zemin Yaylarının Hesaplanması

Bu çalışmada zeminin yanal davranışını temsil eden p-y eğrileri, yumuşak kil zemin için Matlock (1970) ve gevşek kum zemin için Reese vd. (1974) tarafından çevrimli yüklemeler için önerilen bağıntılar ile hesaplanmıştır. Kazık uç davranışı için Q-Z ve kazık çevre sürtünme direncini temsil eden t-z yayları ise API WSD RP-2A (2000)'de yer alan denklemler kullanılarak belirlenmiştir. Ayrıca eğrilerin hesabı için literatürde önerilen bağıntılar kullanılarak çeşitli örneklerle yöntemler arasında karşılaştırmalar yapılmıştır.

6.4.1. Sayısal örnekler

Bu kısımda eğrilerin hesap yöntemleri arasında karşılaştırmalar yapılmıştır. Ayrıca zemin ortamının doğrusal olmayan davranışı dikkate alınarak modellenmesi ile zemin ortamının dolaylı yoldan yani doğrusal olmayan yaylar kullanılarak modellenmesi durumları karşılaştırılmıştır.

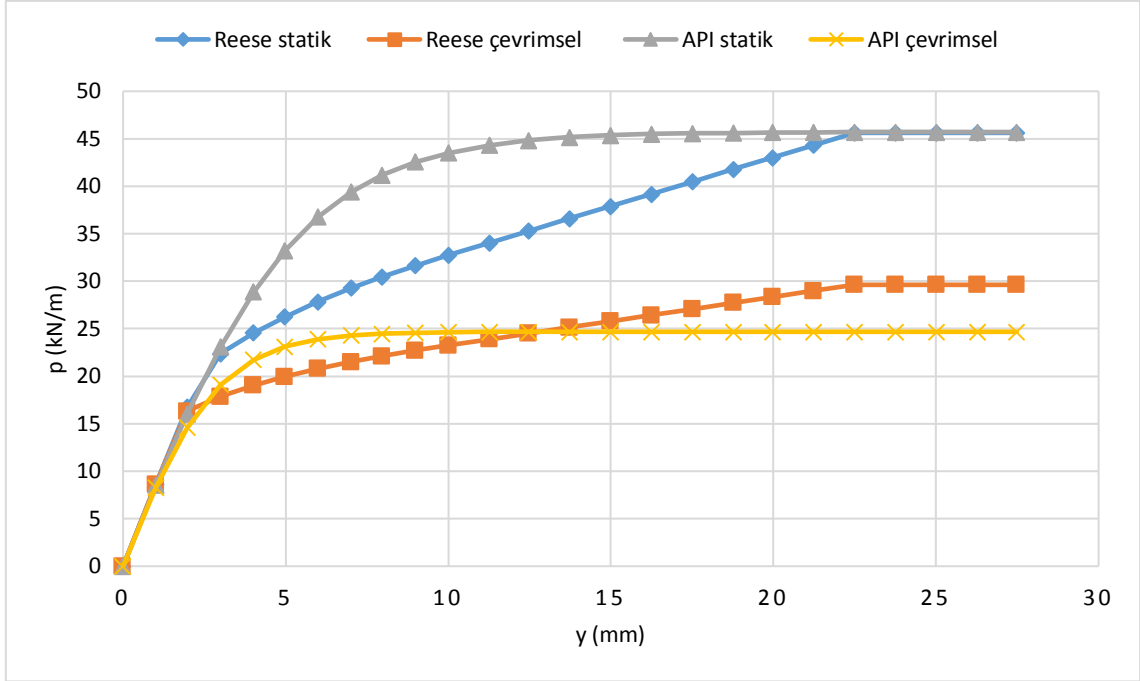
Örnek-1: Yumuşak bir kil tabakasındaki parametreler; $c_u = 25$ kPa, $\gamma' = 8$ kN/m³, $b = 0,6$ m, $\epsilon_{50} = 0,020$, $J = 0,5$ olsun. 1 metre derinlikteki p-y eğrilerini statik ve çevrimsel yükleme durumları için Matlock ve API yöntemleri ile çözümlü karşılaştırılacaktır.



Şekil 6.6. Örnek-1'in çözümü üzerinden model kıyası

Örnek-1, API modeline göre çözümlenmiş Matlock modeli ile kıyaslandığında API ile Matlock modeli arasındaki fark sadece API'ye göre eğrinin doğrusal, Matlock modeline göre ise eğrinin biraz daha parabolik olmasıdır. İki model birbirine çok yakın değerler vermiştir. Her ne kadar p-y eğrisi hesabı için Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinde API yöntemi kaynak olarak gösterilmemiş ise de Şekil 6.6'da görüldüğü gibi bu yöntem de yumuşak killerin p-y eğrisi hesabında kullanılabilir.

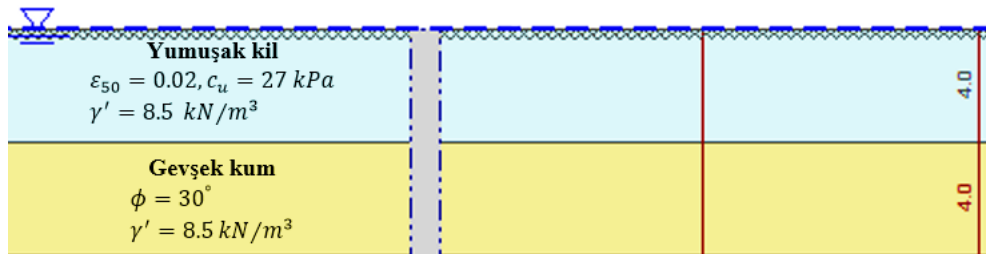
Örnek-2: Su seviyesi altındaki bir kum tabakasının parametreleri; $\phi = 30^\circ$, $\gamma' = 8 \text{ kN/m}^3$, $k_{py} = 8469 \text{ kN/m}^3$ $b = 0,6 \text{ m}$ olsun. 1 metre derinlikteki p-y eğrilerini API ve Reese yöntemlerini kullanarak statik ve çevrimsel yükleme durumları için hesaplanacaktır.



Şekil 6.7. Örnek-2'nin verilerine göre elde edilen p-y eğrileri

Şekil 6.7'ye bakıldığında iki yöntemin, nihai yanal zemin dirençlerinin eşit olduğu görülmüştür. Bu yüzden API yöntemi de kum zeminlerin p-y eğrisi hesabında kullanılabilir.

Örnek-3: Bu örnekte aşağıdaki şekilde tabakalı zeminlerin p-y eğrileri hesaplanmasına örnek olması amaçlanmıştır. Şekilde 600 mm çapındaki bir kazık, yumuşak kil ve gevşek kum katmanlarından oluşan bir zemin profiline gömülüdür (Şekil 6.8). Yer altı su seviyesi zemin yüzeyindedir ve yükün statik olduğu varsayılmaktadır. 2 ve 6 metre için p-y eğrileri hesaplanacaktır.



Şekil 6.8. Örnek-3'ün tabakalı zemin profili

Yumuşak kil için p-y eğrisi, profil o zeminden oluşuyormuş gibi hesaplanabilir. P_{ult} değeri 85.8 kN/m olarak belirlenmiştir. Eğrideki noktalar daha önce sunulan denklemlerle hesaplanmıştır. Kumun p-y eğrisini hesaplayabilmek için ise, eşdeğer kum ve yumuşak kil için nihai zemin direncinin toplam değerinin eşit olacağı şekilde eşdeğer bir kum derinliği bulunur.

Tablo 6.7. Yumuşak kil için $I_{\bar{u}}$ hesabı

d (m)	p_{ult} (kN/m)	M	$M \cdot p_{ult}$
0,0	48,6	1	48,6
0,5	57,9	4	231,6
1,0	67,2	2	134,4
1,5	76,5	4	306,0
2,0	85,8	2	171,6
2,5	95,1	4	380,4
3,0	104,4	2	208,8
3,5	113,7	4	454,8
4,0	123,0	1	123,0
Toplam $I_{\bar{u}} =$			343,2

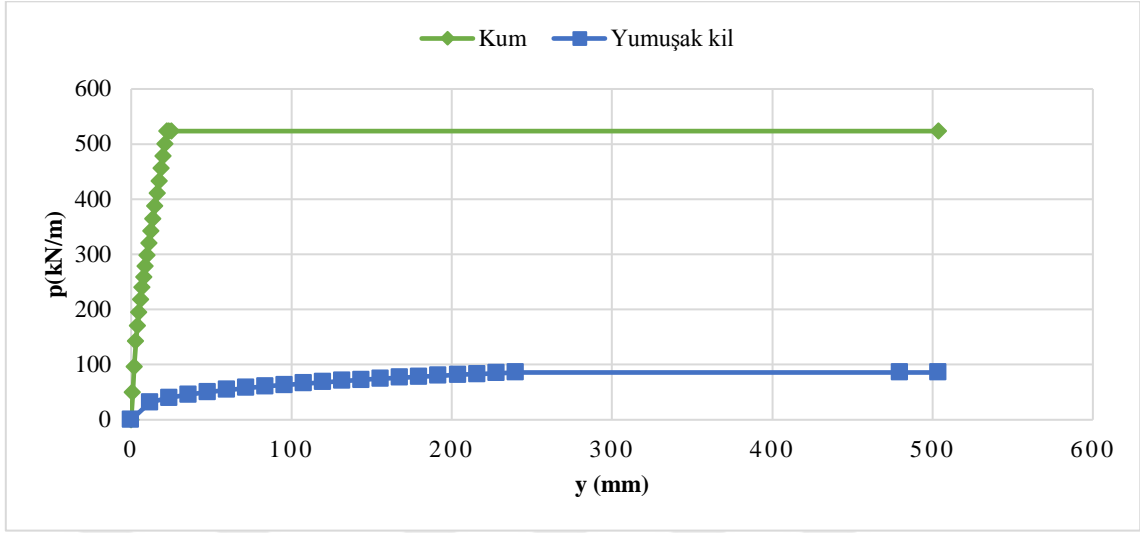
Tablo 6.8. Kum için I_a hesabı

d (m)	p_{ult} (kN/m)	M	$M \cdot p_{ult}$
0,0000	0,00	1	0,00
0,4225	20,41	4	81,64
0,8450	42,19	2	84,38
1,2675	63,15	4	252,60
1,6900	78,67	2	157,34
2,1125	99,00	4	396,00
2,5350	120,92	2	241,84
2,9575	160,67	4	642,68
3,3800	203,81	1	203,81
Toplam $I_a =$			343,38

Tablolardan da anlaşılacağı üzere örnekteki 4 metrelik yumuşak kil tabakası yaklaşık olarak 3,38 m kum zemine denktir. Yani kum zeminin üst derinlik sınırının sıfır noktasından değil de 3,38 m'den başlanıldığı varsayılarak yukarıda tek tabakalı durumlar için verilen formüllerden hesap yapılır.

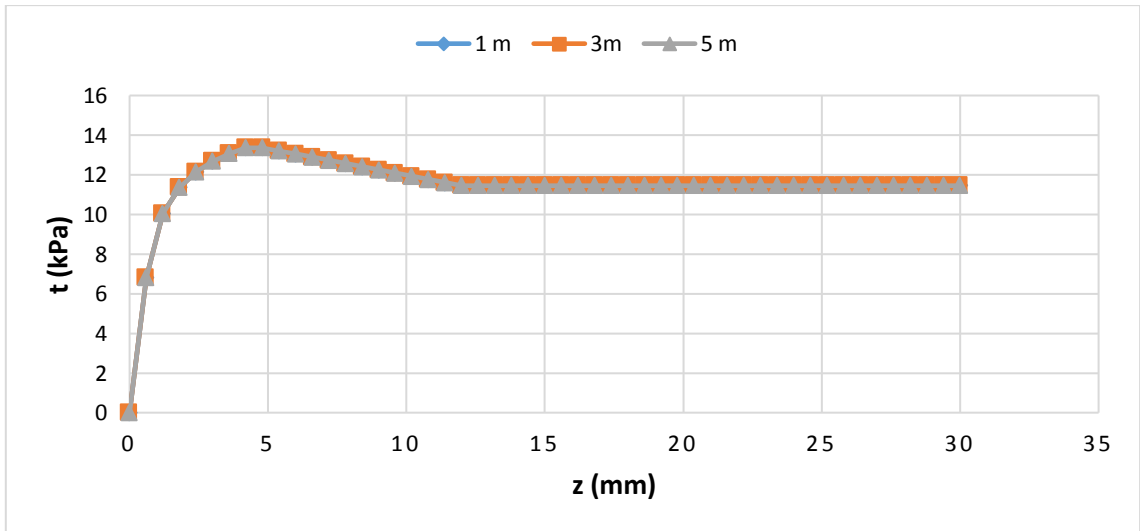
$$d = 6,00 \text{ m} - 0,62 \text{ m} = 5,38 \text{ m} \text{ (6,00 m derinlikte yer alan nokta için hesap derinliği)}$$

Örnek-3'ün çözülmesiyle elde edilen p-y eğrileri Şekil 6.9'de verilmiştir.

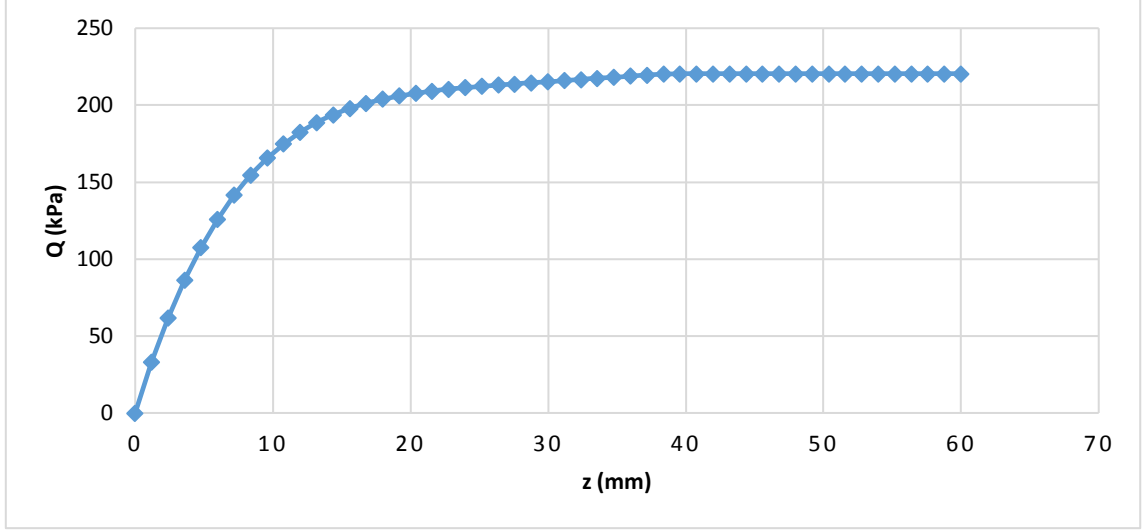


Şekil 6.9. Örnek-3'ün verilerine göre elde edilen p-y eğrileri

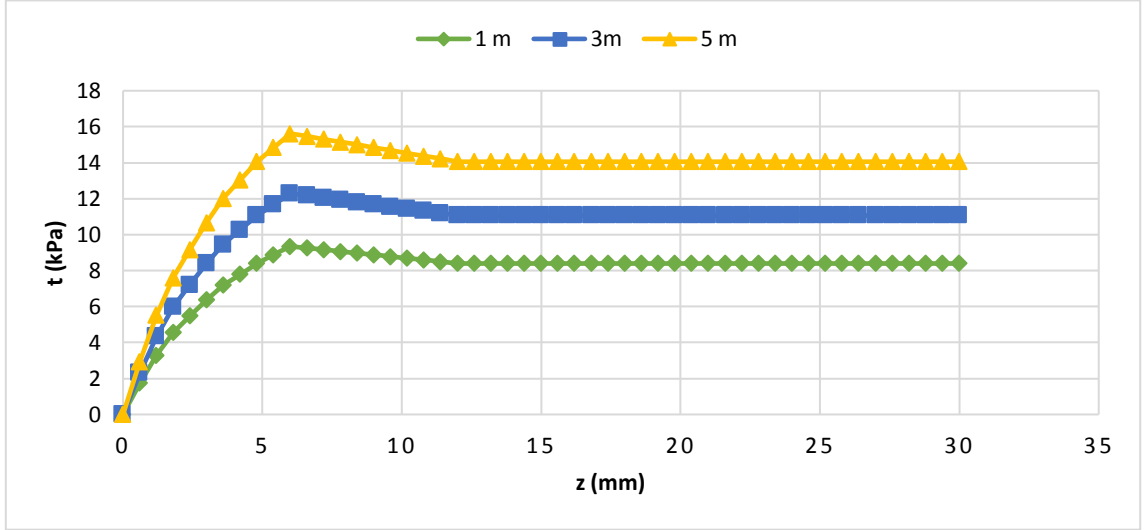
Örnek-4: Yukarıda verilen Örnek-1'in verilerini kullanarak FHWA ve API yönetmeliklerindeki hesap adımları uygulanarak 1, 3, 5 metre derinliklerdeki t-z ve kazık ucundaki Q-Z eğrilerini hesaplanacaktır. FHWA yönetmeliğine uygun çözümler Şekil 6.10 ve Şekil 6.11'de verilmiştir. API yönetmeliğine uygun çözümler ise Şekil 6.12 ve Şekil 6.13'de verilmiştir.



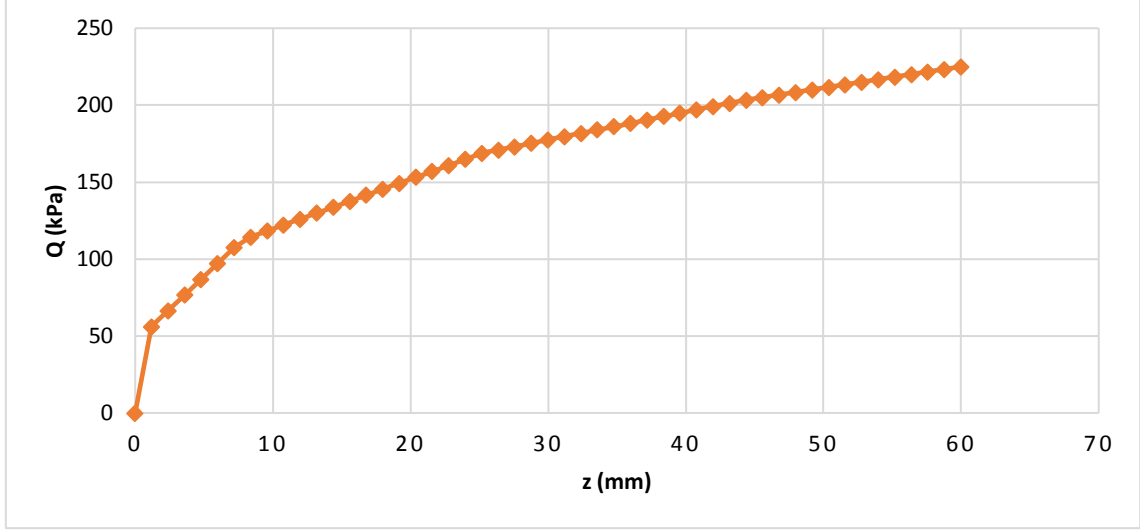
Şekil 6.10. Örnek-4'nin verilerine ve FHWA yönetmeliğine göre t-z eğrileri



Şekil 6.11. Örnek-4'ün verilerine ve FHWA yönetmeliğine göre Q-Z eğrisi



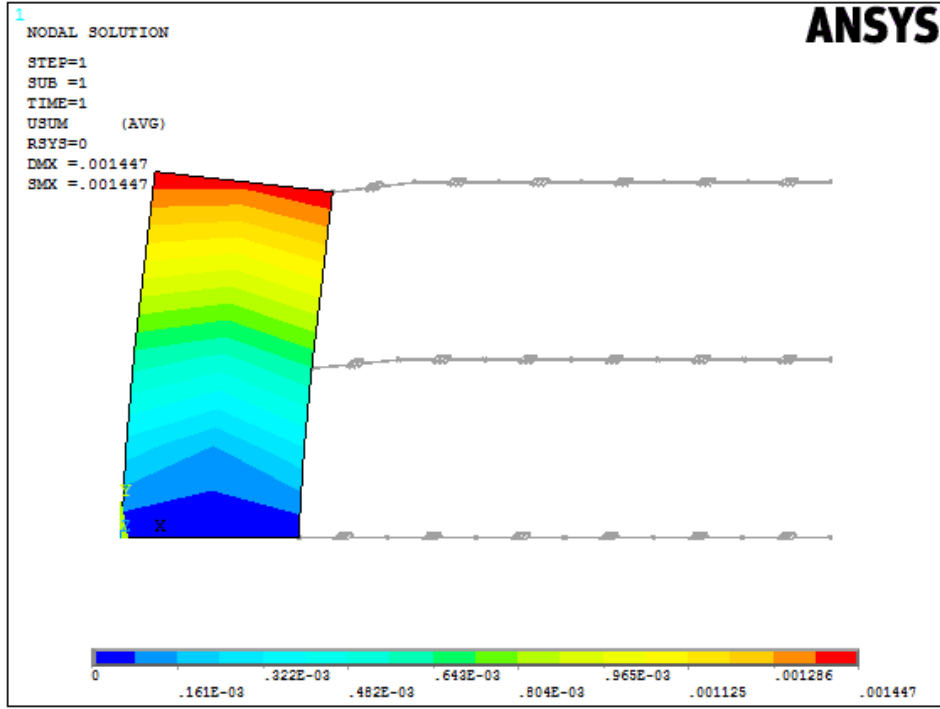
Şekil 6.12. Örnek-4'ün verilerine ve API yönetmeliğine göre t-z eğrileri



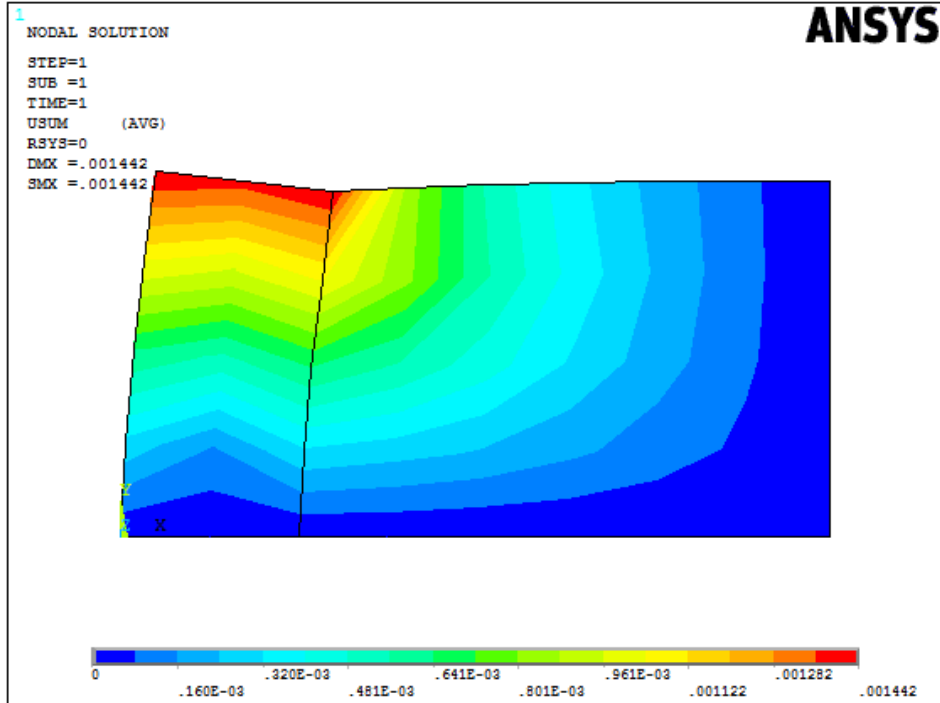
Şekil 6.13. Örnek-4'ün verilerine ve API yönetmeliğine göre Q-Z eğrisi

Örnek-4'ün çözümü sonucu elde edilen eğriler incelenip iki yönetmelik kıyaslandığında yumuşak killerdeki t-z eğrileri için FHWA yönetmeliğinde ortalama bir değer çıkmıştır. API yönetmeliğinde ise derinlikle artan eğriler elde edilmiştir. Q-Z eğrileri ise benzer çıkmıştır. Sonuç olarak t-z ve Q-Z eğrilerinin hesaplanmasında iki yönetmelik de kullanılabilir.

Örnek-5: Bu örnekte zemin ortamının doğrusal olmayan davranışı ile zemin yaylarının kıyaslanması amaçlanmıştır. Bu doğrultuda yumuşak kil zemine gömülü kazık ele alınmıştır. Kazığa yanal yük uygulanmış ve deplasmanlar kıyaslanmıştır. Zemin ortamının elasto-plastik davranışını dikkate alınan Drucker-Prager modeli kullanılmıştır. P-y yaylarının hesabı için ise Matlock tarafından önerilen amprik bağıntılar kullanılmıştır. Sonuç olarak p-y eğrilerinin, zeminin doğrusal olmayan davranışı temsil ettiği saptanmıştır. P-y yaylarının dikkate alınıp çözüm yapıldığı durum, Şekil 6.14'te gösterilmiştir. Drucker-Prager modelinin kullanıldığı zemin modeli ise Şekil 6.15'te verilmiştir.

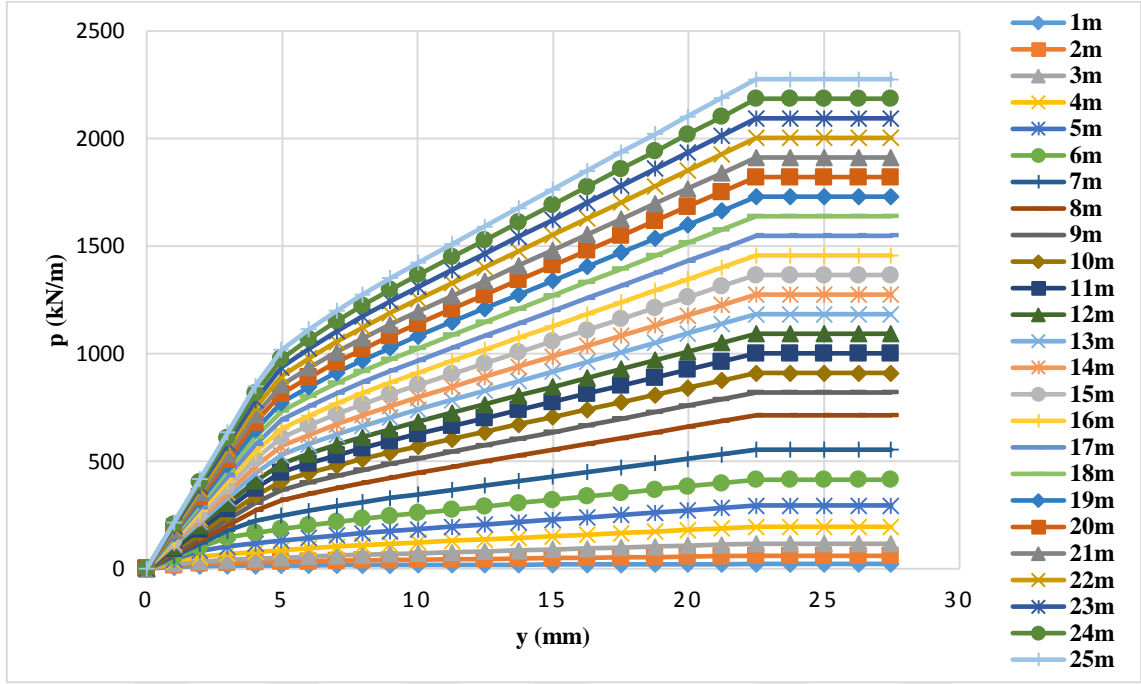


Şekil 6.14. Örnek-5'te bahsedilen p - y yaylarının kullanılmasıyla zemin ortamının modellenmesi

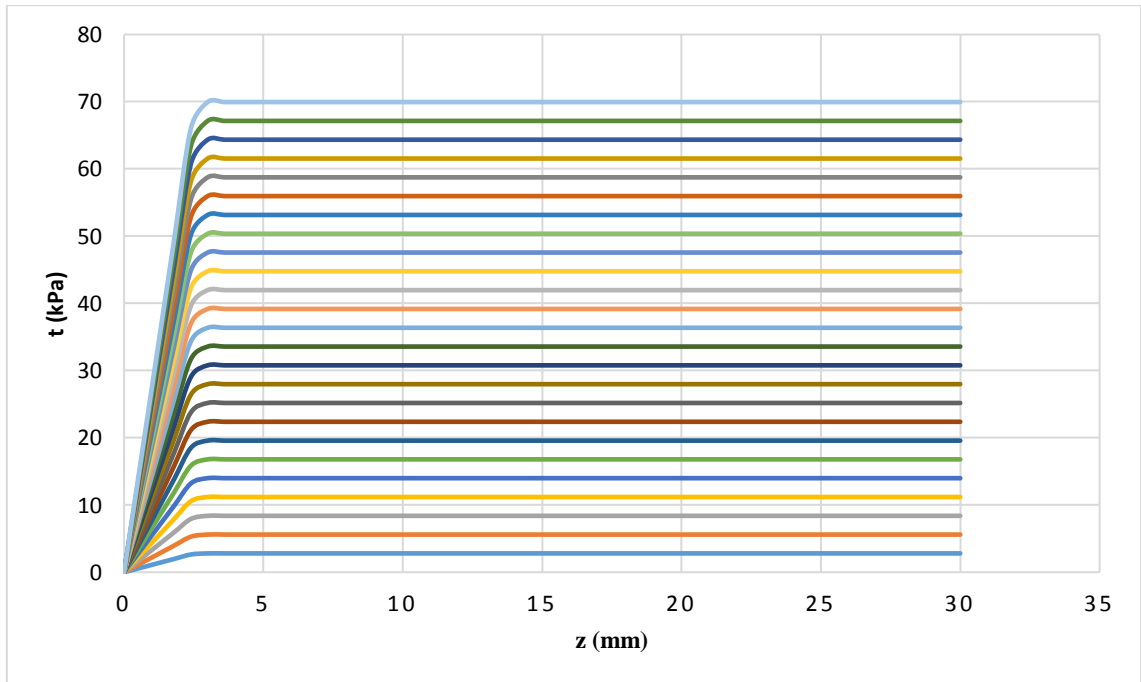


Şekil 6.15. Örnek-5'e göre Drucker-Prager modelinin kullanılmasıyla zemin ortamının modellenmesi

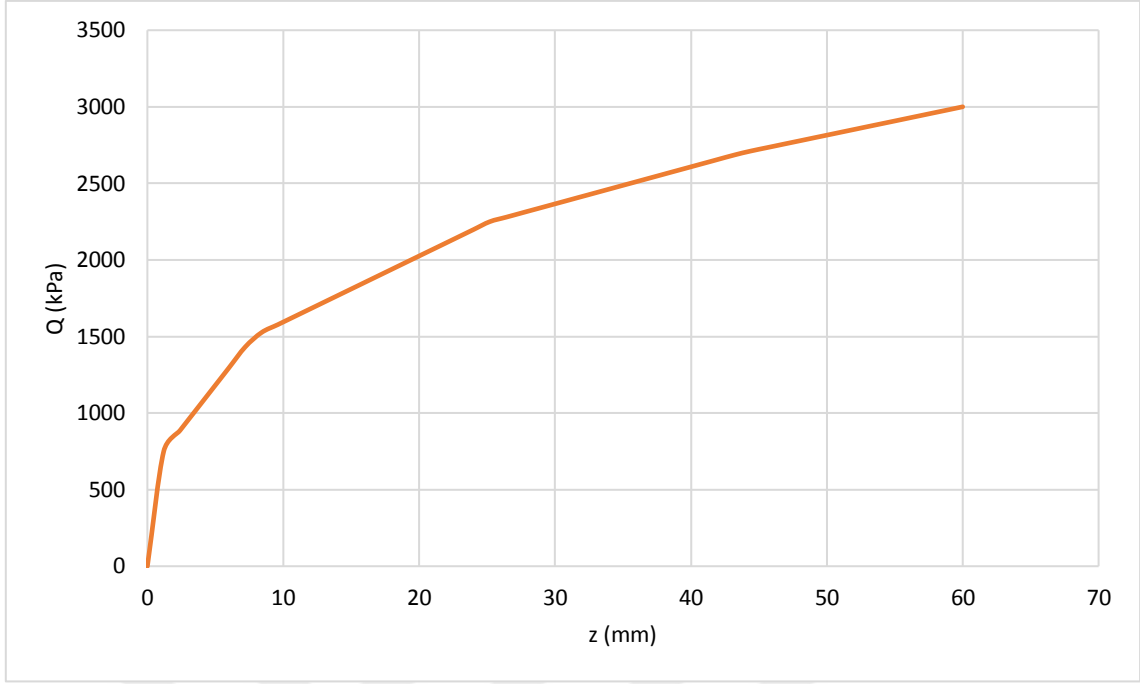
Model-2 için hesaplanan p-y, t-z, Q-Z eğrileri Şekil 6.16, 6.17 ve 6.18’de gösterilmiştir. Grup etkisinden dolayı yönetmeliğe uygun katsayıların eğrilere uygulanması örneği ise Şekil 6.19’da gösterilmiştir.



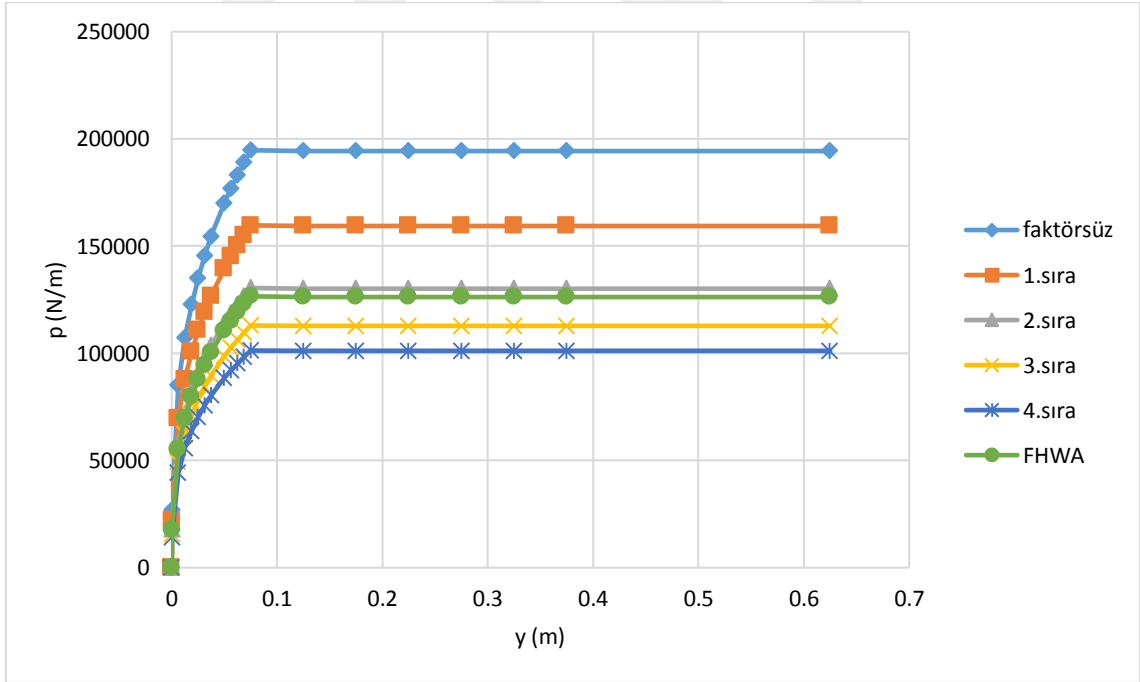
Şekil 6.16. Model-2 için hesaplanan p-y eğrileri



Şekil 6.17. Model-2 için hesaplanan t-z eğrileri



Şekil 6.18. Model-2 için hesaplanan Q-Z eğrisi



Şekil 6.19. 13 m derinlikte, kazık sıralarına göre faktörlendirilmiş p-y eğrileri

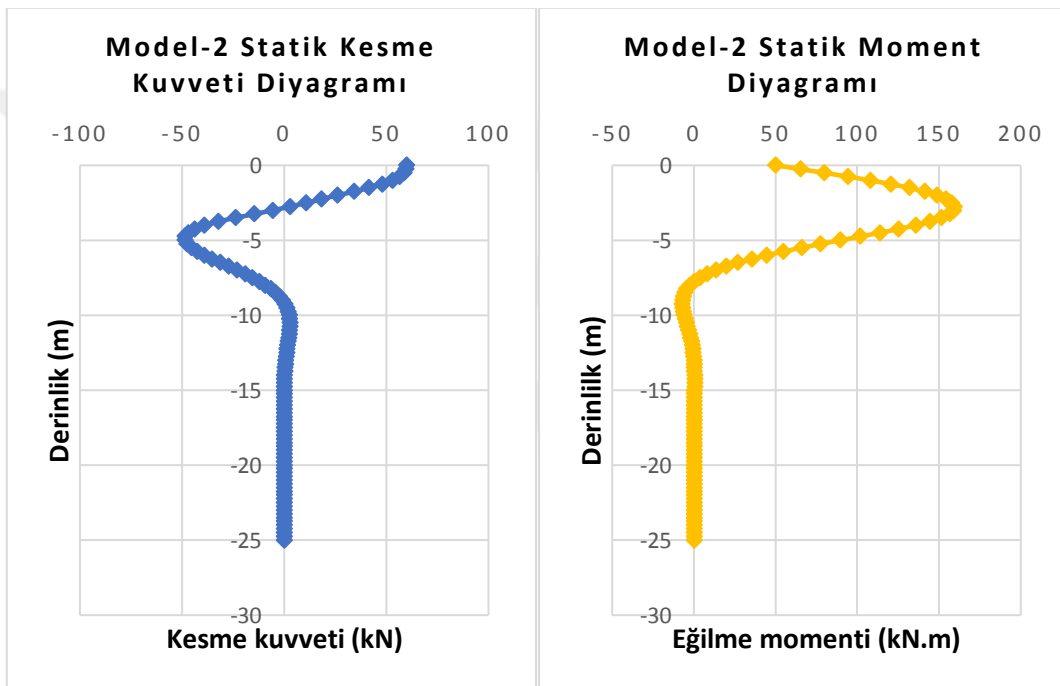
6.5. Statik Analiz

Deprem hesabından önce t-z ve Q-Z yayları kullanılarak kazığın emniyetle taşıyabileceği düşey yük altındaki statik analizi yapılmıştır. Statik analizlerde kazık

başında taban kesme kuvveti ve/veya moment yoksa kazık üzerinde atalet yüklerden dolayı moment ve kesme kuvvetleri oluşmaz. Bu nedenle TS500'e uygun minimum taban kesme kuvveti hesabı ile minimum moment hesabı yapılmıştır. Yapı ağırlığı, kazığın emniyetle taşıyabileceği yük kabul edilmiştir. Model-2 için minimum taban kesme kuvveti ile momenti hesaplayacak olursak;

$$C_x = 0,04, W = 1522 \text{ kN}, V_x = W \cdot C_x = 1522 \cdot 0,04 = 60,88 \text{ kN}$$

$$M_x = (15 + 0,03 \cdot D) \cdot N_d = (15 + 0,03 \cdot 600) \cdot 1522 = 50,226 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

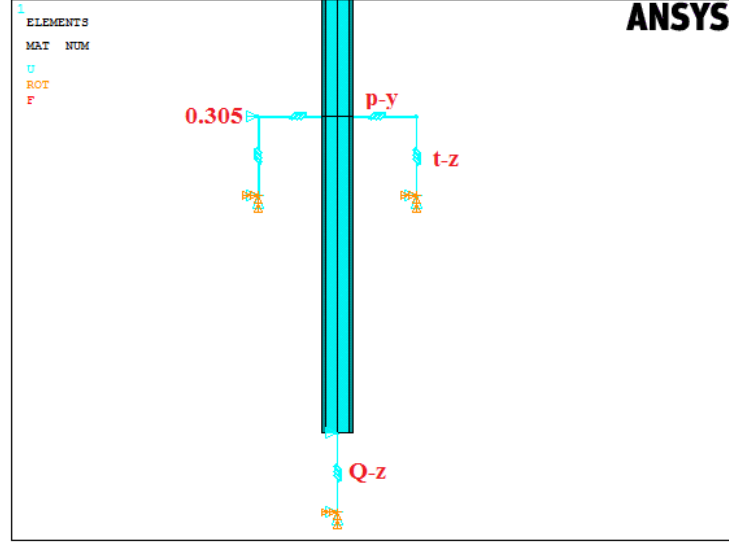


Şekil 6.20. Model-2 statik analiz sonucunda kazıkta oluşan kesme kuvvetleri ve moment değerleri

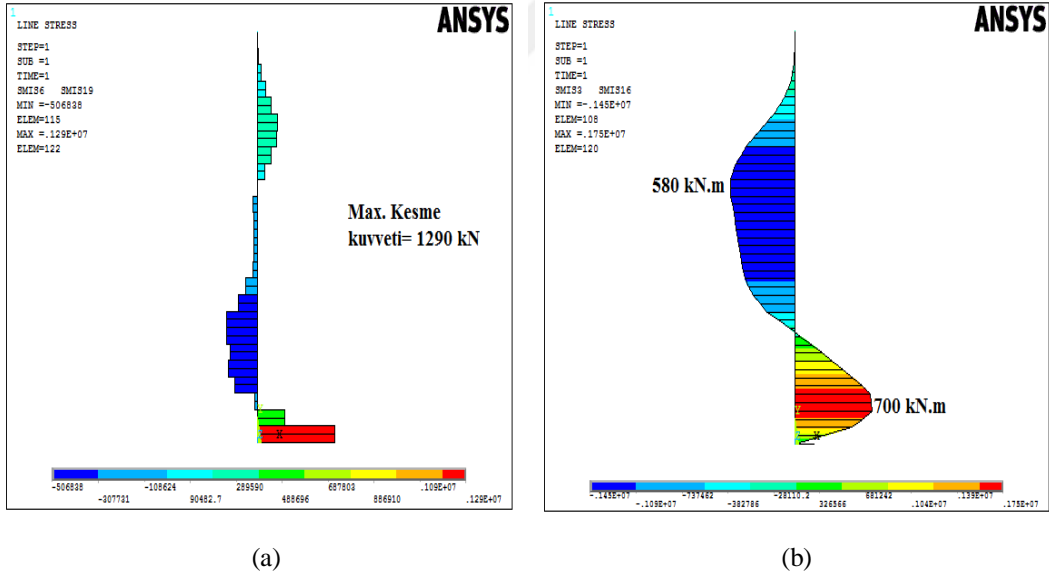
6.6. Kinematik Etkileşim Analizi

Kazık-zemin etkileşimi hesap modelinde zemin ortamı için herhangi bir modelleme yapılmamakla beraber kazıklar, çubuk eleman olarak modellenmiştir. Kazık ile zemin ortamı arasında p-y ve t-z yayları düşeyde 1 metre aralıklarla yerleştirilmiştir. Kazık ucuna ise Q-Z yayı konulmuştur. Daha sonra doğrusal olmayan zemin davranışı analizinden elde edilen toplam yer değiştirmeler bir uçlarından kazık düğüm noktalarına bağlı olan p-y yaylarının öteki uçlarına basınç yönünde uygulanmıştır. Analiz sonucunda elde edilen eğilme momentleri $R=2,5$ katsayısına bölünerek azaltılmıştır. ANSYS analizlerinde SI birimleri (N, m, C) kullanılmıştır. Yayların ANSYS programında

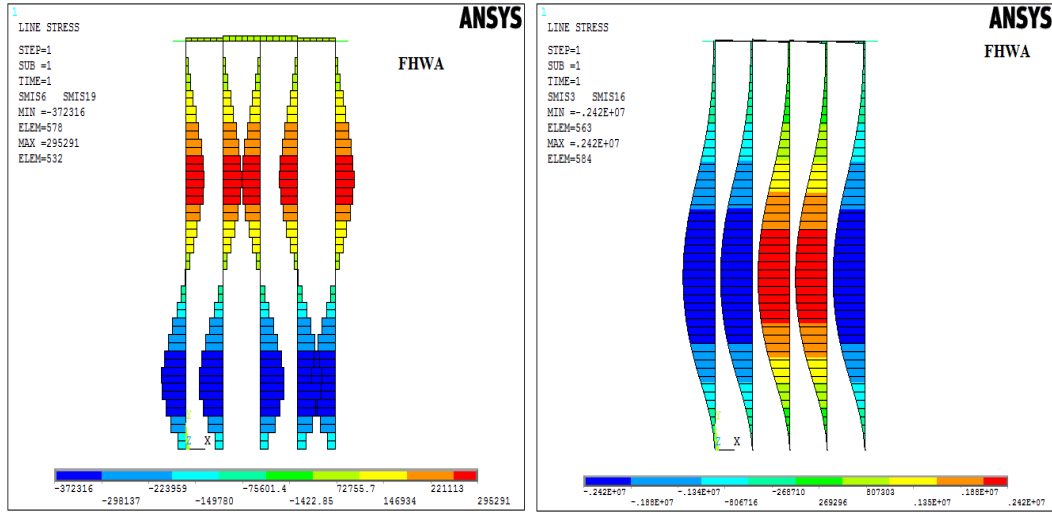
kullanımı Şekil 6.21’de gösterilmiştir. Birkaç modelin analiz sonuçları Şekil 6.22, 6.23 ve 6.24’de gösterilmiştir.



Şekil 6.21. ANSYS hesap modeli



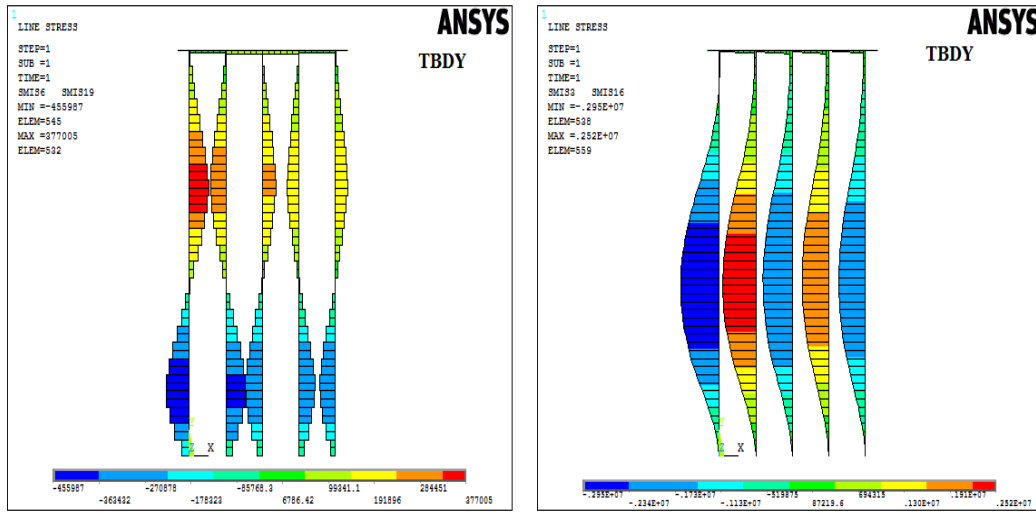
Şekil 6.22. Model-2 kinematik etkileşim analizi sonucunda kazıkta oluşan kesme kuvvetleri (a) ve eğilme momentleri (b)



(a)

(b)

Şekil 6.23. FHWA’da yer alan azaltma katsayısı kullanılarak elde edilen kesme (a) ve moment diyagramları (b)



(a)

(b)

Şekil 6.24. TBDY 2018’de yer alan azaltma katsayısı kullanılarak elde edilen kesme (a) ve moment (b) diyagramları

7. SONUÇLAR

Tekil kazıklar olarak oluşturulan modellerde kazık boyu ve kazık çapı etkisi ile zemin tipine bağlı kinematik etkileşim analiz sonuçları Tablo 7.1 de verilmiştir.

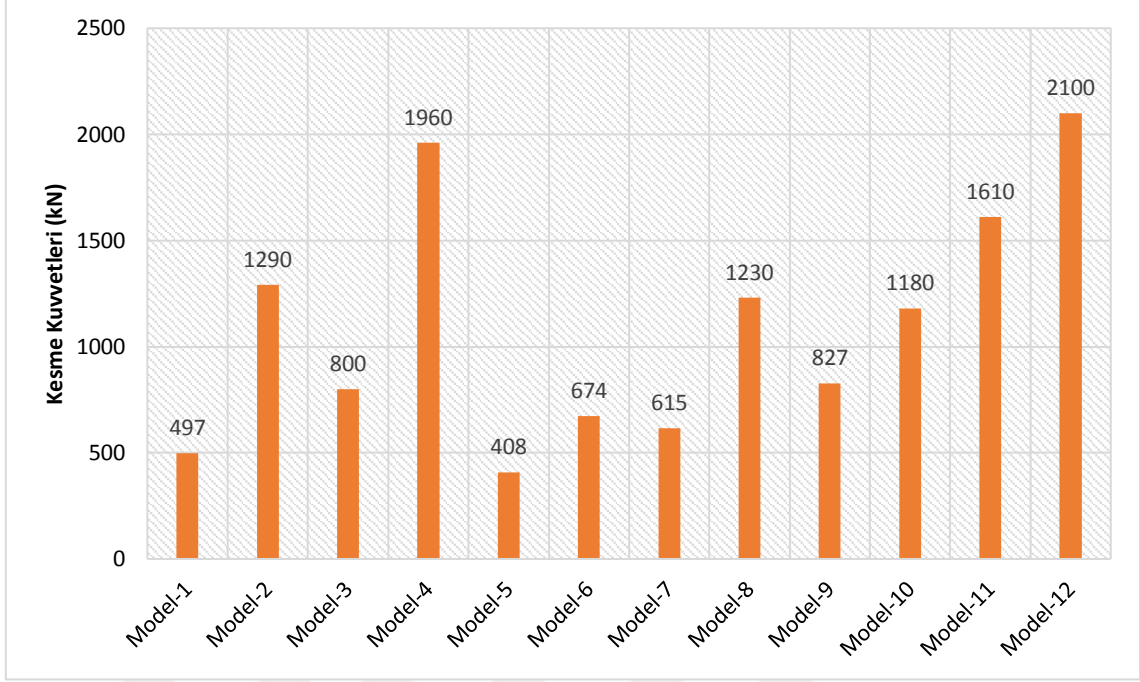
Tablo 7.1. Kinematik etkileşim analizi sonucunda elde edilen değerler

Model No	Statik Moment (kN.m)	Statik Kesme Kuvveti(kN)	Statik Oturma (mm)	Kinematik Moment (kN.m)	Kinematik Kesme Kuvveti (kN)	Kinematik Oturma (mm)
1	82	35	3,2	640	497	5,8
2	160	60	4,7	700	1290	9,5
3	204	71	3,4	1024	800	59
4	409	120	4,4	3004	1960	101
5	32	20	3,5	636	408	205
6	54	31	4	1120	674	363
7	75	36	5,5	944	615	652
8	110	53	5,7	2304	1230	744
9	64	38	3,8	1612	827	5,7
10	140	66	5,2	1728	1180	9,1
11	195	79	6,2	2084	1610	57
12	325	131	5,1	4600	2100	103

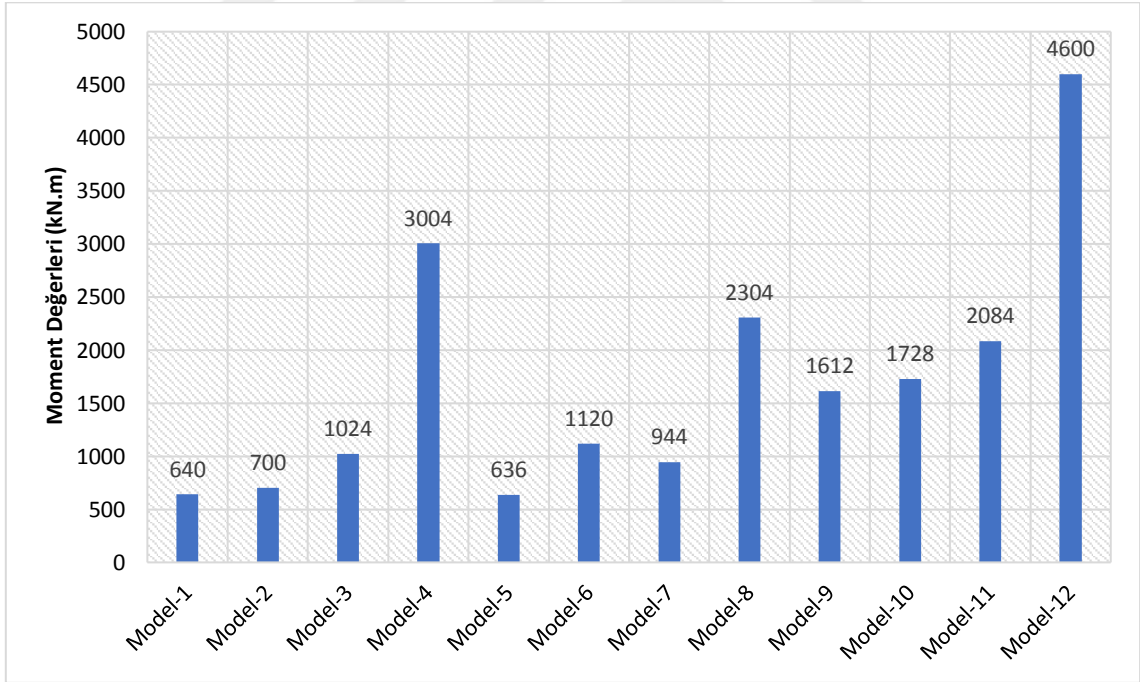
Tablo 7.2. Kinematik analiz sonucuna etkisinin araştırılması için kullanılan beton sınıfları

Kazıklarda kullanılan beton sınıfları			
Model-3	C20	C35	C50
Moment (kN.m)	1024	1060	1088

Kinematik etkileşim analiz sonuçlarından elde edilen kesme kuvveti değerleri ile eğilme momentlerinin değişimi Şekil 7.1 ve Şekil 7.2’de grafik olarak gösterilmiştir.

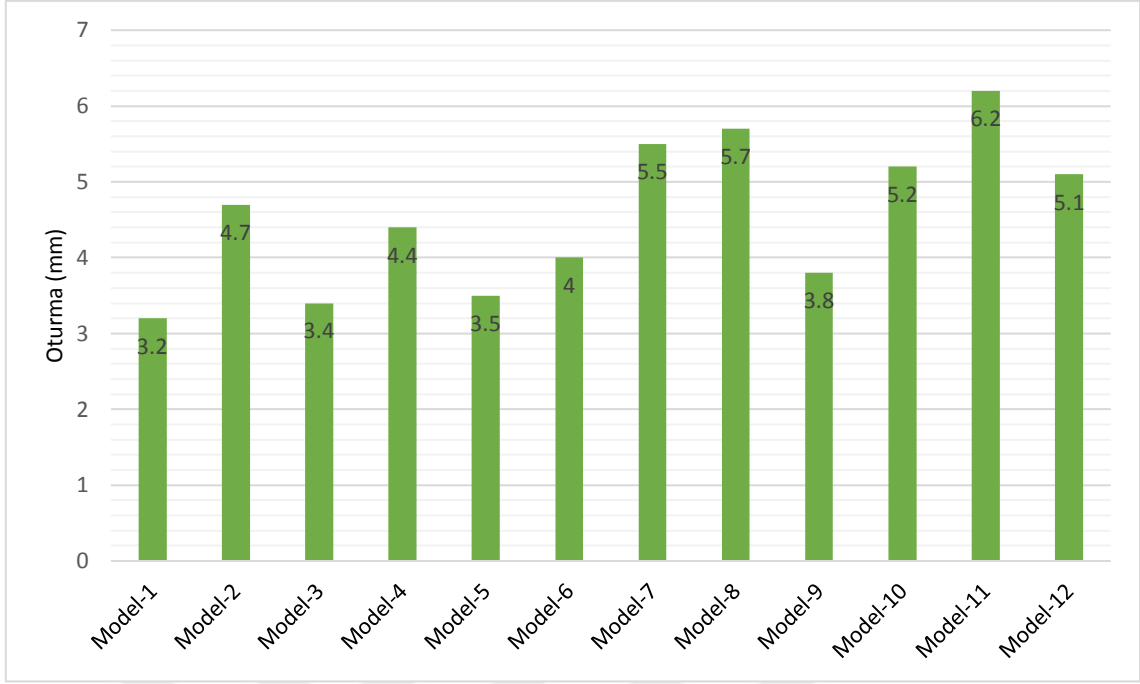


Şekil 7.1. Kinematik etkileşim sonucunda elde edilen kesme kuvveti değerleri

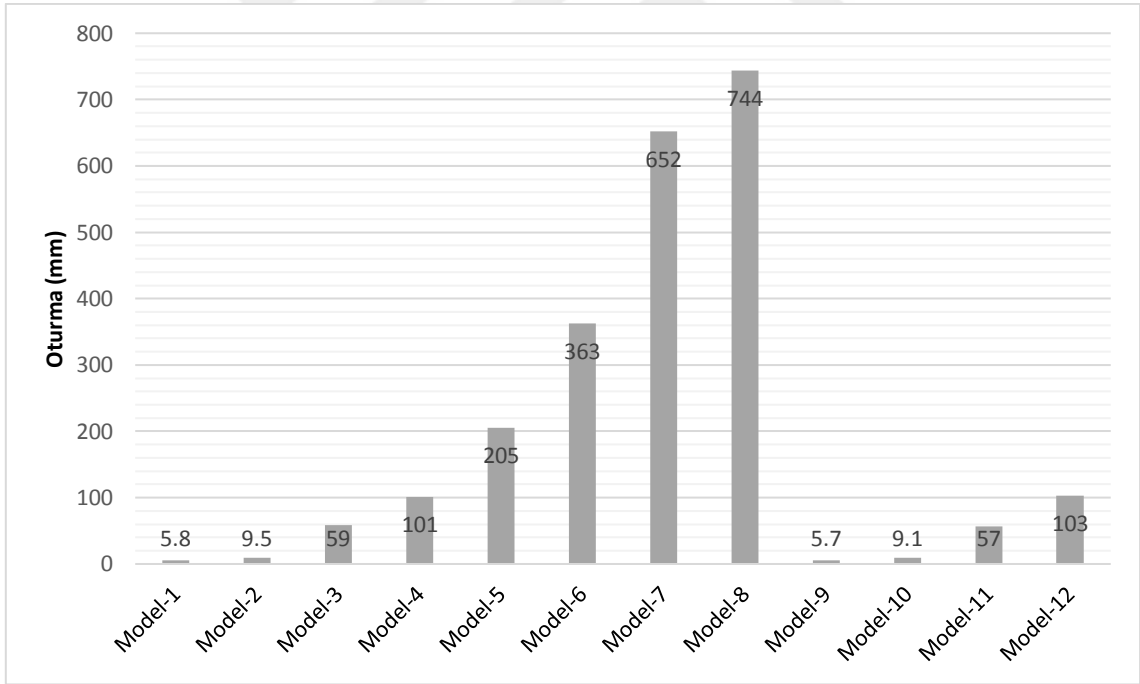


Şekil 7.2. Kinematik etkileşim sonucunda elde edilen moment değerleri

Statik ve kinematik etkileşim analiz sonuçlarından elde edilen oturma miktarları Şekil 7.3 ve Şekil 7.4’de grafik olarak gösterilmiştir.

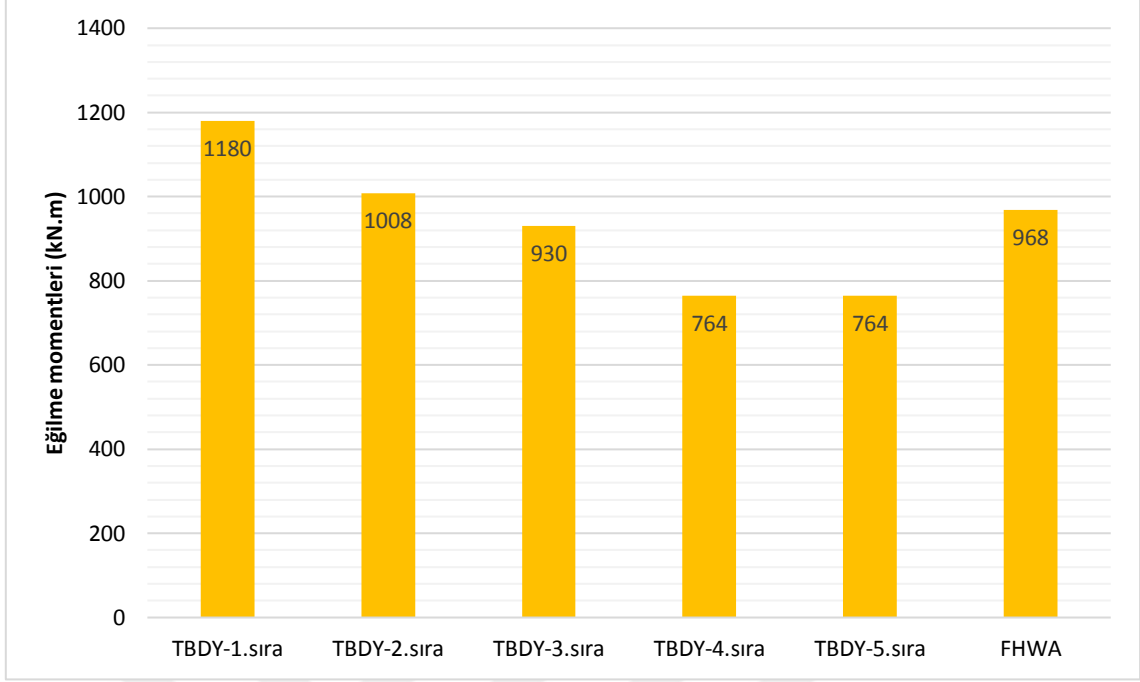


Şekil 7.3. Statik analiz sonuçlarından elde edilen oturma miktarları



Şekil 7.4. Kinematik analiz sonucundan elde edilen oturma miktarları

Kinematik etkileşim analiz sonucunda kazık gruplarından elde edilen eğilme momentleri ise Şekil 7.5'te grafik olarak gösterilmiştir.



Şekil 7.5. Kazık grubunun kinematik analizi sonucu elde edilen eğilme momentleri

Yapılan çalışma sonucunda aşağıdaki sonuçlar çıkarılmıştır;

- Kinematik analiz sonucunda kesme kuvveti değerleri incelendiğinde kazık çapının 0,6 metre olduğu durumlarda kazık boyunun 18 metreden 25 metreye çıkarılmasıyla kazıktaki kesme kuvveti değerlerinin kum zeminde yaklaşık %160, kil zeminde %65 ve tabakalı zeminde %42 arttığı gözlemlenmiştir. Moment değerleri ise sırasıyla %10, %76 ve %7 artmıştır. Kazık çapının 1 metre olduğu durumlarda ise kesme kuvvetlerinde boy etkisinden dolayı kum zeminde yaklaşık %145, kil zeminde %100 ve tabakalı zeminde %30 artış olduğu görülmüştür. Moment değerleri ise sırasıyla %190, %144 ve %120 artmıştır.

- Kazık boyunun 18 metre olduğu durumlarda kazık çapının 0,6 metreden 1 metreye çıkarılmasıyla kazıktaki kesme kuvveti değerlerinin kum zeminde %60, kil zeminde %50 ve tabakalı zeminde %94 arttığı görülmüştür. Moment değerlerinin ise sırasıyla %60, %48 ve %30 artmıştır. Kazık boyunun 25 metre olduğu durumlarda ise kesme kuvvetlerinin sırasıyla %52, %82 ve %78 artmıştır. Moment değerleri ise sırasıyla %300, %105 ve %166 arttığı gözlemlenmiştir.

- Sonuçlar genel olarak değerlendirildiğinde kazık boyu ve kazık çapı arttıkça moment ve kesme kuvveti değerleri önemli mertebelerde artmaktadır. Nitekim Gazetas

vd. [47] çalışmalarında eğilme momentinin kazık çapının küpü ve (L/D) oranı ile doğru orantılı olduğunu belirtmişlerdir. Elde edilen sonuçlar ile bu çalışma örtüşmektedir.

- Kazık elastisite modülünün artırılmasıyla birlikte nispeten moment değerlerinin arttığı görülmüştür. Bunun temel nedeni, kazık elastisite modülünün artmasıyla birlikte rijitliğinin artmasıdır. Aydınoglu [24] çalışmasında bu konuyla ilgili “Çok rijit olan kazık, zayıf zeminin yaptığı deformasyonu takip edemediğinden, zemin kazığa “abanarak” kazıkta ve özellikle kazığın üstte temele bağlantı noktasında aşırı zorlanmalara ve büyük nonlineer şekil değiştirmelere neden olabilir.” şeklindeki yorumunu destekler mahiyette sonuçlar elde edilmiştir.

- Zemin profilinin tek tabakalı ve iki tabakalı olması durumu karşılaştırılmış olup zemin profilinin iki tabakalı olması durumunda kinematik etkilerin arttığı gözlemlenmiştir. Bunun nedenini ise Mizuno [48] çalışmasında tabakalar arasındaki keskin rijitlik değişimlerinden kaynaklandığını belirtmiştir.

- Kum zeminlerde Q-Z yayları kil zeminlere göre daha yüksek değerler olması nedeniyle oturmalar kum zeminlerde çok daha küçük değerler olarak elde edilmiştir. Uç direncinin Q-Z yaylarından elde edilmesi kil zeminler için literatürde verilen ampirik formüller ile yapılan taşıma gücü hesapları ile farklılık göstermektedir.

- Kazıkların grup olarak analiz edilmesi durumunda tekil kazıklara göre kinematik etkilerin azaldığı gözlemlenmiştir.

- Kazık grubu analizlerinde FHWA ile grup etkisi hesabının TBDY 2018’de verilen grup etkisi katsayıları ile karşılaştırıldığında FHWA’ da verilen değerlerin tüm kazıklar için ortalama bir değer olduğu görülmüştür. TBDY 2018’de ise deprem yönüne bağlı olarak ilk kazıkların daha fazla moment alacağı, kademeli olarak azalım gösterip 4.sıradan sonra ise aynı kalacağı varsayımına bağlı değerler olduğu gözlemlenmiştir.

8. DEĞERLENDİRME VE ÖNERİLER

Bu tez çalışması kapsamında Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'nde yer alan kinematik etkileşim Yöntem III hesap yöntemine uygun çeşitli analizler yapılmıştır. Elde edilen sonuçlardan aşağıda verilen değerlendirmeler yapılmıştır.

- Analizlerde seçilen deprem yer hareketi düzeyi ve deprem kayıtları, zeminde meydana gelen yer değiştirmeleri ve buna bağlı olarak kinematik etkileşim analiz sonuçlarını doğrudan etkilemektedir. Dolayısıyla seçilen deprem kayıtları bölge koşullarına uygun seçilmelidir.

- Kinematik etkileşim analiz sonuçlarındaki oturmalara bakıldığında kazıklı temel tasarımında sadece yükler değil, aynı zamanda oturma miktarları da göz önünde bulundurulmalıdır. Özellikle kil zeminlere gömülü kazıkların deprem etkisi altında büyük oturma problemleri ile karşılaşılacağından tasarım sırasında özel önlemler alınmalıdır.

- Kazıkların dinamik yükler altındaki davranışı, statik yükler altındaki davranışından çok farklı olduğu görülmüştür. Bu nedenle deprem bölgelerinde sadece statik analizlerin yapılması yetersiz kalacaktır. Tasarım sırasında yapı-zemin-kazık etkileşimi dikkate alınarak muhakkak dinamik analizler yapılmalıdır.

- Analizleri için kullanılan paket programların seçiminin çok önemli olduğu görülmüş, özellikle yapı-zemin-kazık etkileşimini simule edebilecek “Drucker-Prager” modeli gibi yenilikçi zemin modellerini kullanan paket programların seçilmesi tavsiye edilmektedir.

- Bu çalışma spesifik olarak belirlenen girdilere bağlı sonuçları içermektedir. Her proje için kendi spesifik girdilerinin belirlenerek analiz edilmesi önerilir.

KAYNAKÇA

- [1] Kampitsis, A.E., Sapountzakis, E.J., Giannakos, S.K. and Gerolymos, N.A. (2013). Seismic soil–pile–structure kinematic and inertial interaction—A new beam approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 55, 211-224.
- [2] Öztürk, P.S. and Işık, N.S. (2015). Analyzing behaviour of piles in liquefiable soils with p-y curve methods. *2nd International Sustainable Buildings Symposium*'da sunulan bildiri. Ankara, Gazi Üniversitesi.
- [3] Rahmani, A., Taiebat, M., Finn, W.D.L. and Ventura, C.E. (2018). Evaluation of p-y springs for nonlinear static and seismic soil-pile interaction analysis under lateral loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, 438-447.
- [4] Erdoğan, D., Altun, S., Sezer, A. and Özden, G. (2007). Analysis of kinematic soil-pile interaction by using the beam on Winkler foundation method. *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 1. Özel Konulu Sempozyum*, İstanbul : Maya Basın Yayın, 91-98.
- [5] Lim, H. and Jeong, S. (2018). Simplified p-y curves under dynamic loading in dry sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 113, 101-111.
- [6] Ordu, E. and Özkan, M.T. (2006). Three-Dimensional Finite Element analysis of the seismic behavior of pile foundations. *İtüdergisi/d*, 5, 37-34.
- [7] Hassan, A.M. (2018). Winkler model for pile seismic analysis considering end constraints effects. *HBRC Journal*, 14, 316-320.
- [8] Jalali, M.M., Golmaei, S.H., Jalali, M.R., Borthwick, A., Ahmadi, M.K.Z. and Moradi, R. (2012). Using Finite Element method for Pile-Soil İnterface (through PLAXİS and ANSYS). *Journal of Civil Engineering and Construction Technology*, 10, 256-272.
- [9] Maheshwaria, B.K., Truman, K.Z., El Naggar, M.H., Gould, P.L. (2004). Three-dimensional nonlinear analysis for seismic soil–pile–structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24, 343-356.
- [10] Ravishankar, P. and Satyam, D.N. (2013). Finite element modelling to study soil structure interaction of asymmetrical tall building. *The 18th International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering*'da sunulan bildiri. Paris, France.

- [11] Özden, G. ve Sütçüoğlu, M. (2004). Deprem hareketinin kazıklı temellere kinematik etkileri. *Türkiye İnşaat Mühendisliği 17. Teknik Kongre ve Sergisi*, İstanbul : Altan Matbaacılık San. Tic. Ltd., 416-421.
- [12] Luo, C., Yang, X., Zhan, C., Jin, X. and Ding, Z. (2016). Nonlinear 3D finite element analysis of soil–pile–structure interaction system subjected to horizontal earthquake excitation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 84, 145-156.
- [13] Curras, C.J., Boulanger, R.W., Kutter, B.L. and Wilson, D.W. (2001). Dynamic experiments and analyses of a pile-group-supported structure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127, 585-596.
- [14] Tahghighi, H. and Konagai, K. (2007). Numerical analysis of nonlinear soil–pile group interaction under lateral loads. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27, 463-474.
- [15] Bildik, S., Savaşeri, K., Polat, Ş.Ş. ve Laman, M. (2017). Bir vaka analizinde kazıkların davranışının kinematik etkileşim yöntemi ile irdelenmesi. *Uluslararası Katılımlı 7. Geoteknik Sempozyumu*, İstanbul: Maya Basın Yayın, 611-624.
- [16] Vesic, A. S. (1977). *Design of Pile Foundations*, National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice No. 42, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- [17] Das, B.M. (2014). *Principles of Foundation Engineering*. (8. Edition). Boston: Cengage Learning.
- [18] Reese L.C. ve Impe V.W. (2011). *Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading*, Balkema, London.
- [19] Hadjiyan, A.H., Fallgren, R.B. and Tufenkijyan, M.R. (1992). Dynamic soil-pile-structure interaction, the state of the practice. *Geotechnical Special Publication 34*, 1-26.
- [20] Woods, R.D. and Stokoe, K.H. (1985). Shallow seismic exploration in soil dynamics. Proceedings of the Richart Commemorative Lectures, *Geotechnical Engineering Division*, 120-151.
- [21] Woods, R.D. (1978) Measurement of dynamic soil properties. Proceeding of the Geotechnical Engineering Division Specialty Conference on Earthquake Engineering and *Soil Dynamics*.

- [22] Gazetas, G. and Mylonakis, G. (1998). Seismic soil-structure interaction: new evidence and emerging issues. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics* 3.
- [23] Ramshaw, C.L., Selby, A.R. and Bettess, P. (1998). Computed ground waves due to piling. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics* 3.
- [24] Aydınoglu, M.N. (2011). Zayıf zeminlerde yapılan binalarda dinamik yapı-kazık-zemin etkileşimi için uygulamaya yönelik bir hesap yöntemi. Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü Rapor No. 2011/1, İstanbul.
- [25] Aydınoglu, M.N. (1981). Yapı-zemin dinamik etkileşiminin genel formülasyonu ve zemine gömülü yapılar için bir altsistem yöntemi. İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi, Mart 1981, İstanbul.
- [26] Matlock, H. (1970). Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay. Proc., 2nd Annu. Offshore Technology Conference, Paper No. OTC 1204, Houston, Texas, pp. 577-594.
- [27] Reese, L. C. and Welch, R. C. (1975). Lateral loading of deep foundation in stiff clay. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 101(7), pp. 633-649.
- [28] Reese, L. C., Cox, W. R. and Koop, F. D. (1975). Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay. Proc. 7th Offshore Technology Conference, Paper No. OTC 2321, Houston, Texas, pp. 671-690.
- [29] Welch, R. C. and Reese, L. C. (1972). Laterally loaded behavior of drilled shafts. Research Report 3-5-65-89, Center for Highway Research, University of Texas, Austin.
- [30] Reese, L. C., Cox, W. R. and Koop, F. D. (1974). Analysis of laterally loaded piles in sand. Proc. 6th Offshore Technology Conference, Paper 2080, Houston, Texas, pp. 473-483.
- [31] API WSD RP-2A (2000). Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, American Petroleum Institute.
- [32] Chen, Y. J. and Kulhawy, F. H. (1994). Case History Evaluation of the Behavior of Drilled Shafts under Axial and Lateral Loading. *Final Report, Project 1493-04, EPRI TR-104601*, Geotechnical Group, Cornell University, Ithaca, NY, December.
- [33] Mansur, C. I. and Hunter, A. H. (1970). Pile Tests—Arkansas River Project. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 96, No. SM6, pp. 1545–1582.

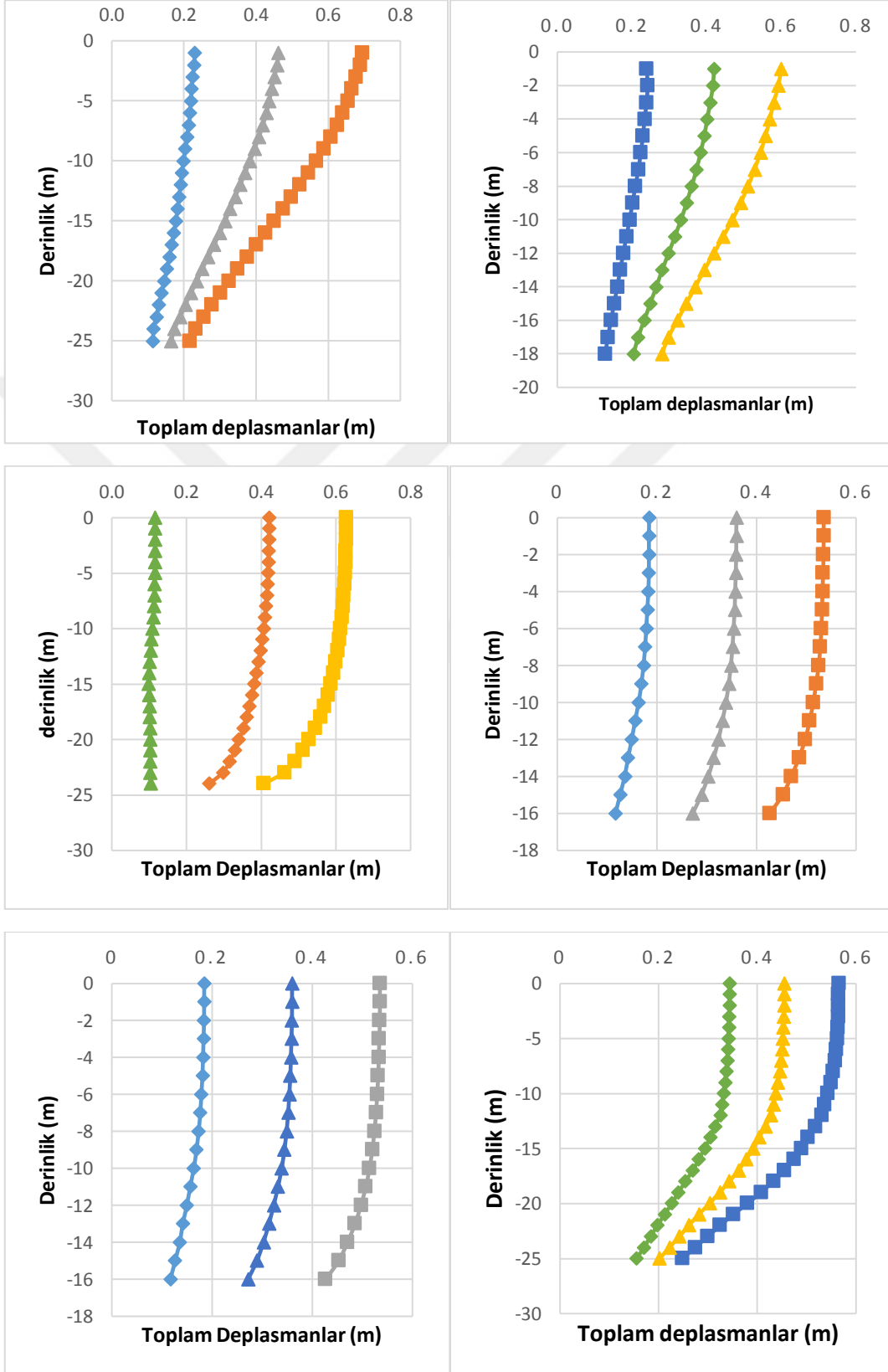
- [34] Coyle, H. M. and Castello, R. R. (1981). New Design Correlations for Piles in Sand. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 107, No. GT7, pp. 965–986.
- [35] Vijayvergiya, V. N. and Focht, J. A., Jr. (1972). *A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay*, Offshore Technology Conference Paper 1718, Fourth Offshore Technology Conference, Houston.
- [36] Terzaghi, K., Peck, R. B., and Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley, NY.
- [37] Vesic, A. S. (1969). *Experiments with Instrumented Pile Groups in Sand*. American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication No. 444, pp. 177–222.
- [38] Long, J.H. & L.C. Reese (1984). Testing and analysis of two offshore piles subjected to lateral load. *Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance*. ASTM SPT 835, J.A. Langer, E. Mosely and C. Thompson (eds). Philadelphia: 214-228.
- [39] Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı. (2018). Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği Örnekler Kitabı. Ankara.
- [40] Coyle, H. M., and Reese, L. C. (1966). Load-Transfer for Axially Loaded Piles in Clay. *Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol 92, No. SM2, pp 1-26.
- [41] O'Neill, M.W., and Reese, L.C. (1999). Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods. Publication No. FHWA-IF-99-025, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- [42] TBDY (2018). Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği.
- [43] PileLAT programı kullanıcı kılavuzu.
- [44] DEEPSOIL, (2017). 1D Wave Propagation Program for Geotechnical Site Responce Analysis of Deep Soil Deposits, Board of Trustees of University of Illinois, Chicago, USA.
- [45] Altunışık, A.C., Günaydın, M., Genç, A.F. ve Okur, F.S. (2018). İnşaat Mühendisliğinde ANSYS Uygulamaları. Trabzon: Sakarya Matbaacılık.
- [46] ANSYS Inc. (2011). General Finite Element Program, Version 13. Canonsburg, PA.

- [47] Nikolaou, S., Mylonakis, G., Gazetas, G. and Tazoh, T. (2001). Kinematic pile bending during earthquakes: analysis and field measurements. *Geotechnique*, 51(5):425-440.
- [48] Mizuno, H. (1987). Pile damage during earthquakes in Japan 1923-1983. *Response of Pile Foundations during Earthquakes, Atlantic City Spring convention, ASCE*. Pp.53-78

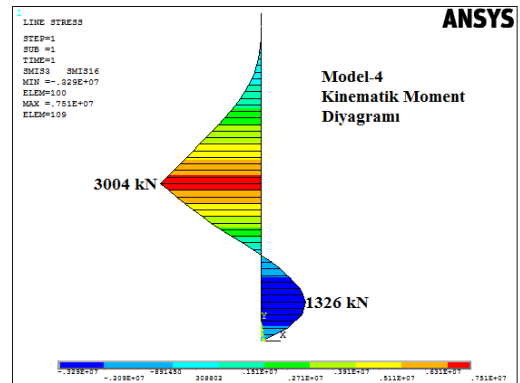
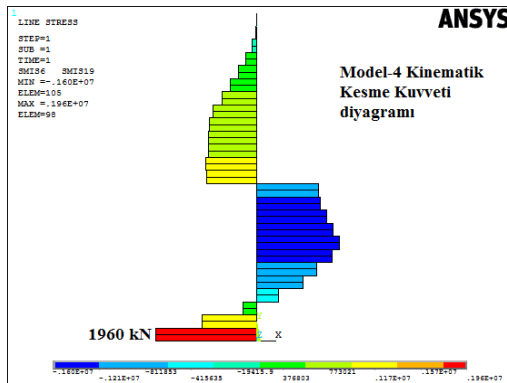
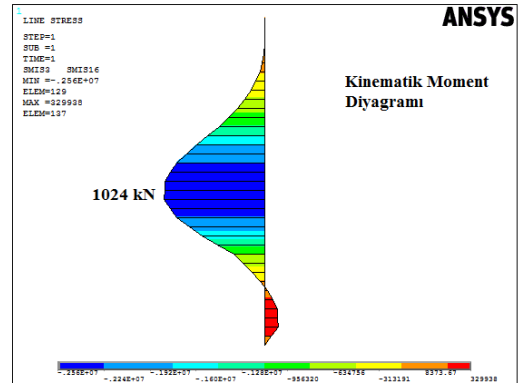
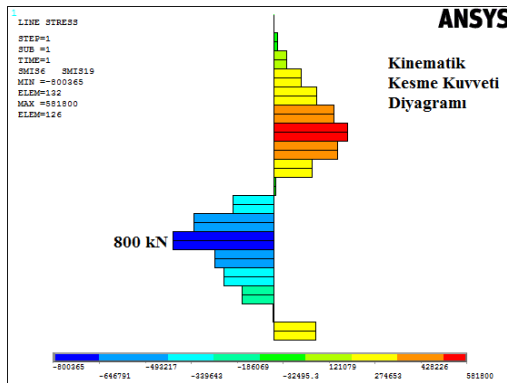
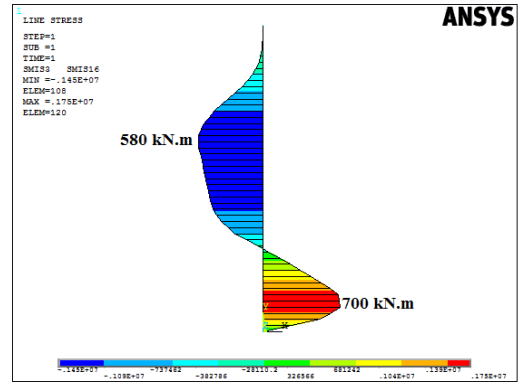
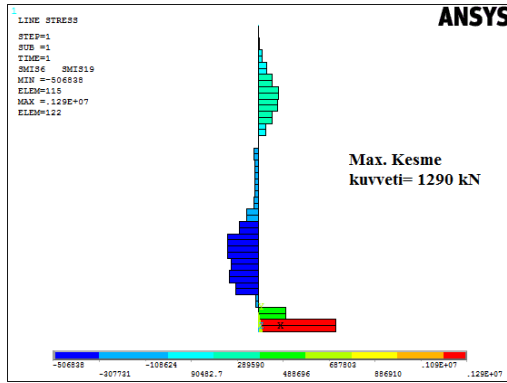
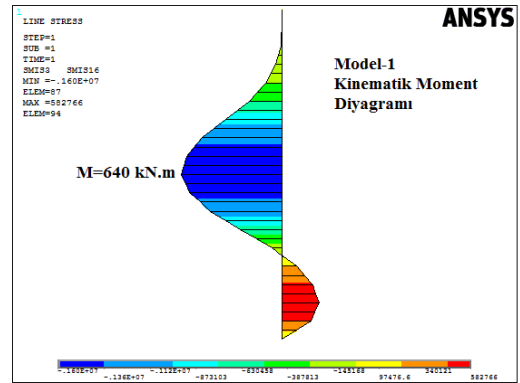
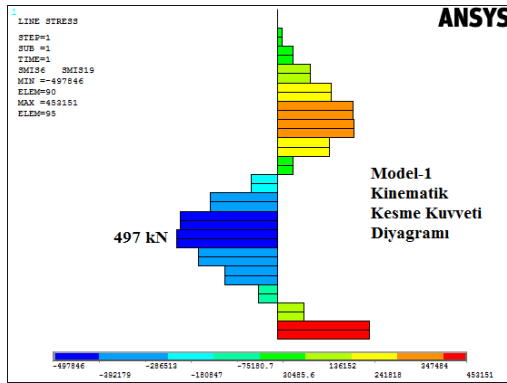


EKLER

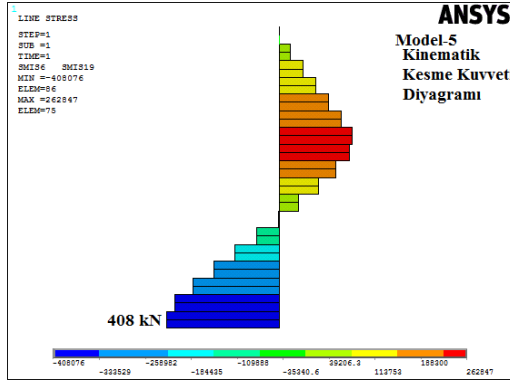
EK-1. Deepsoil Zemin Davranışı Analiz Sonuçları



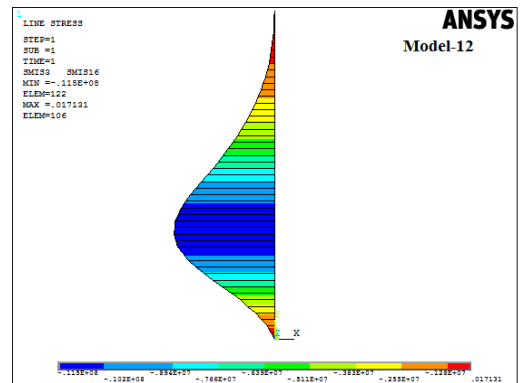
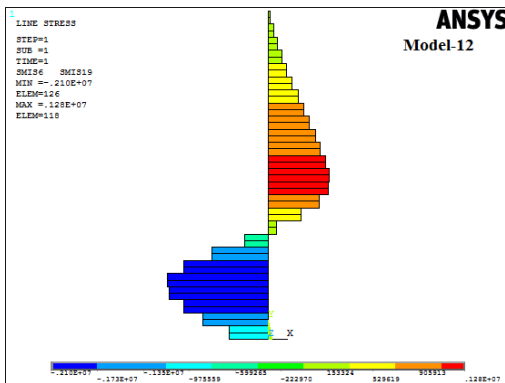
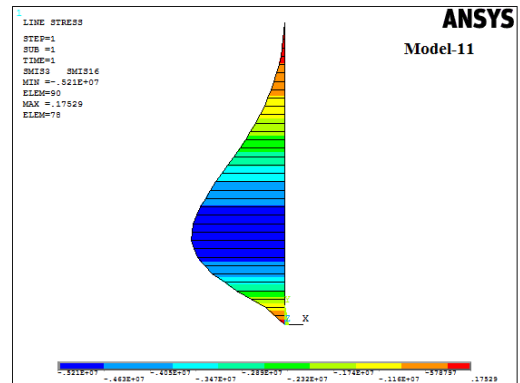
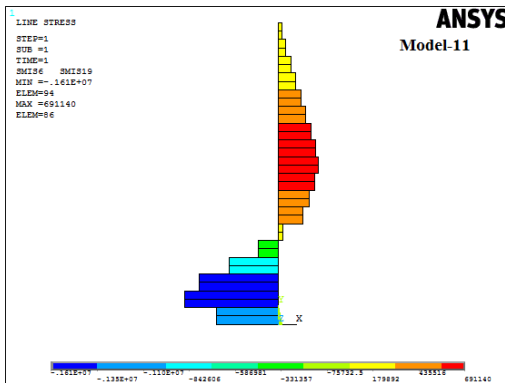
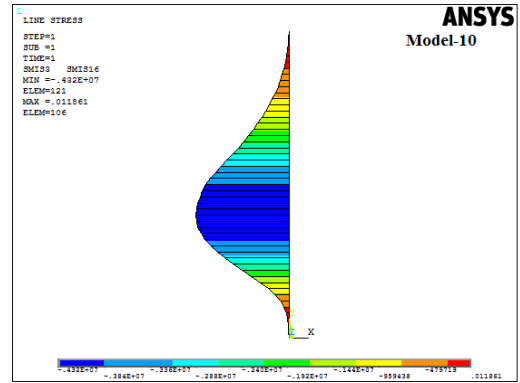
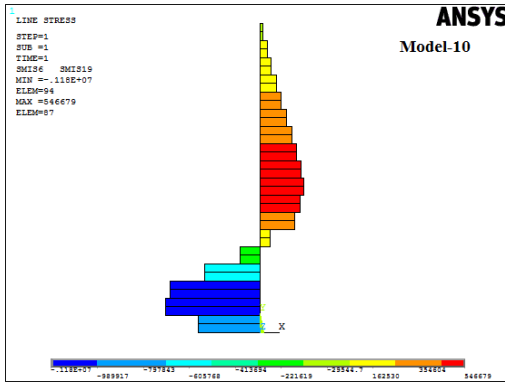
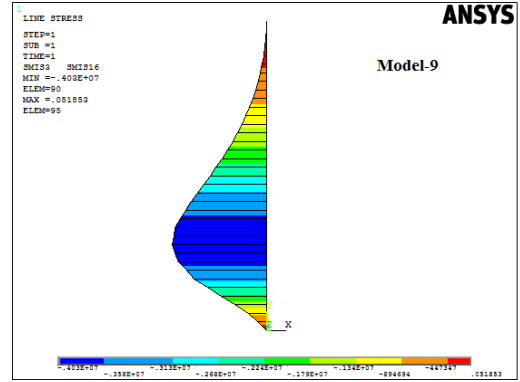
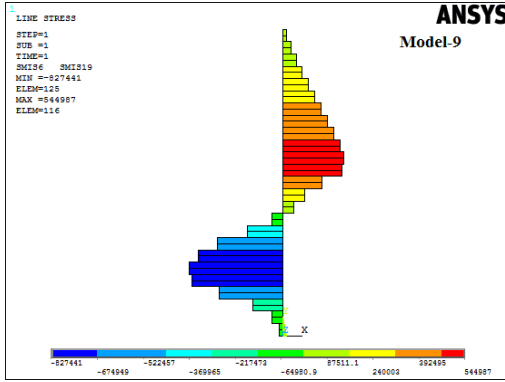
EK-2a. Kinematik Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramları



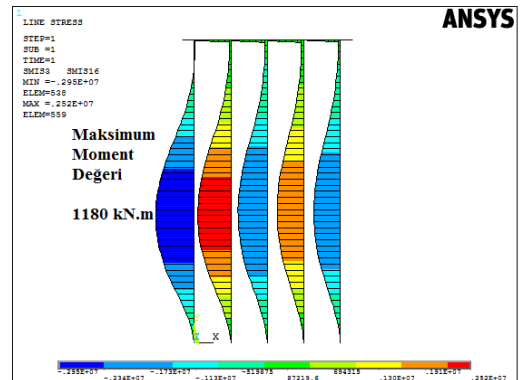
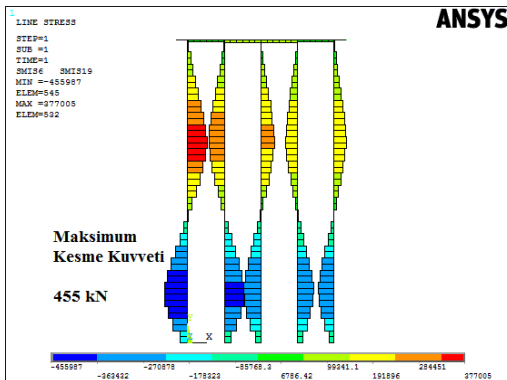
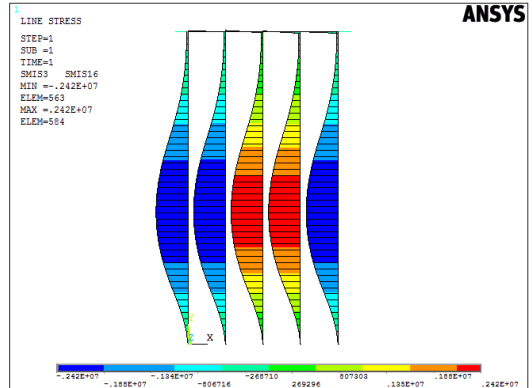
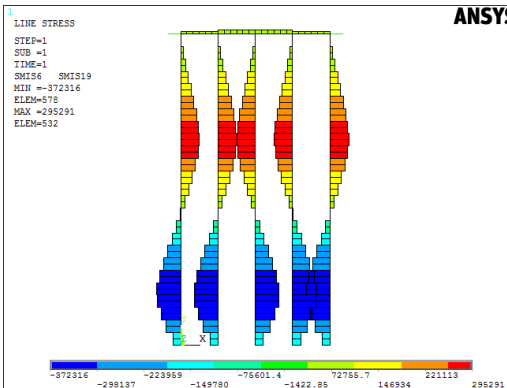
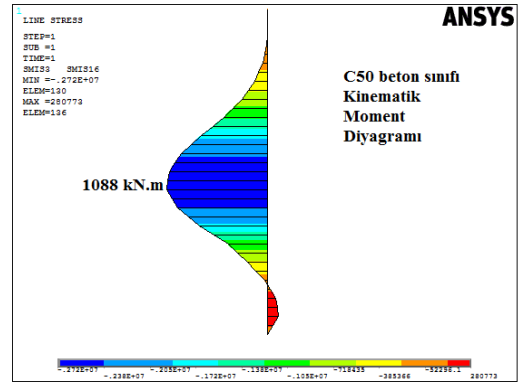
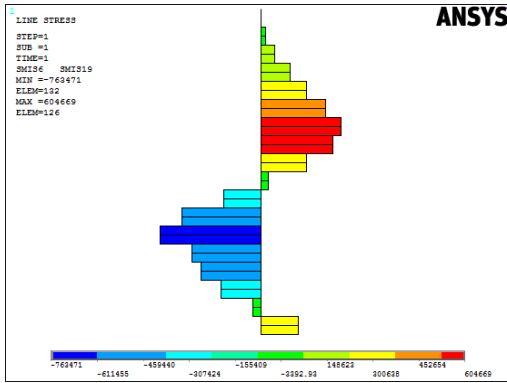
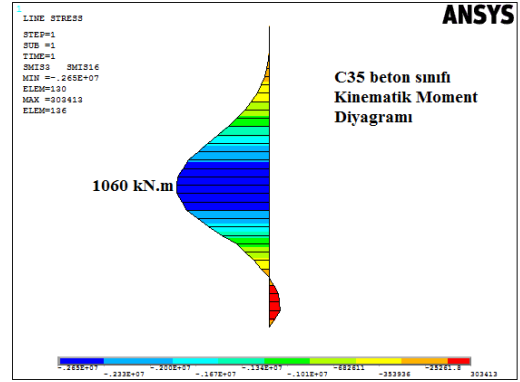
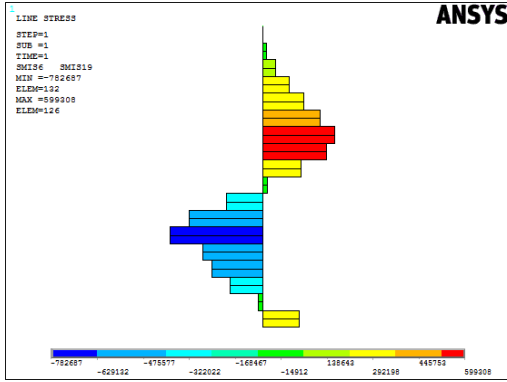
EK-2b. Kinematik Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramları



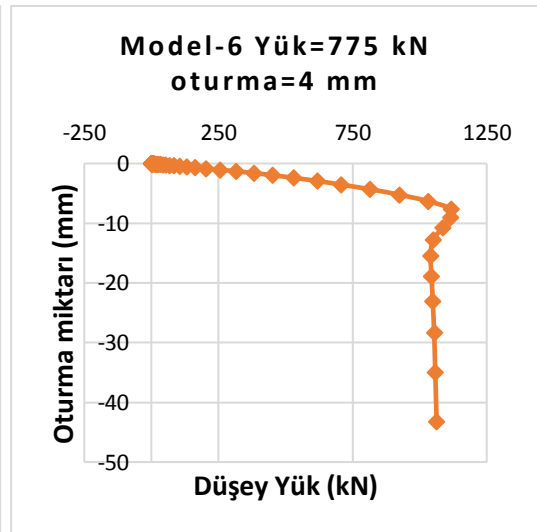
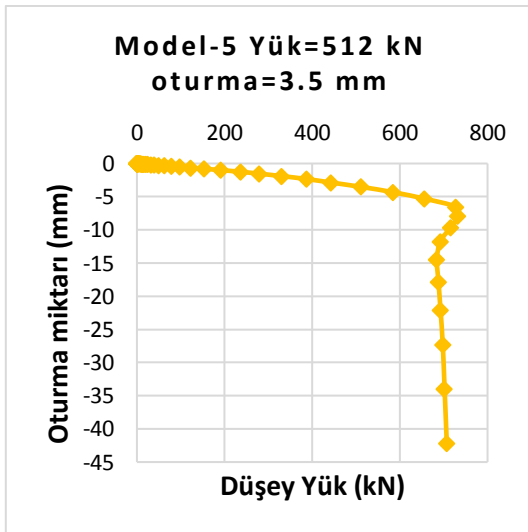
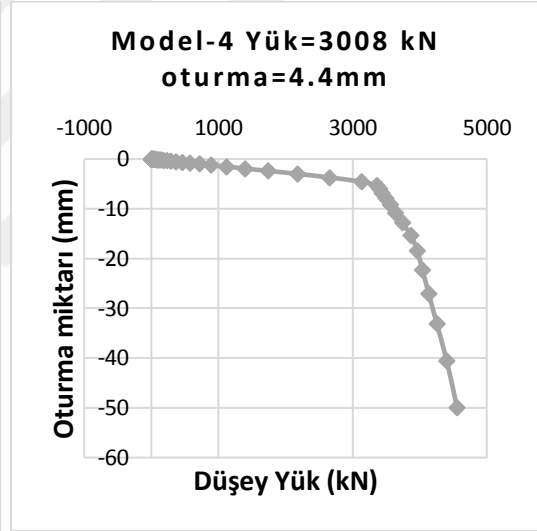
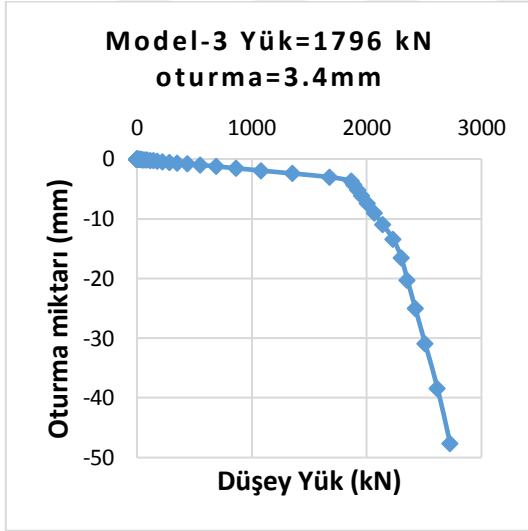
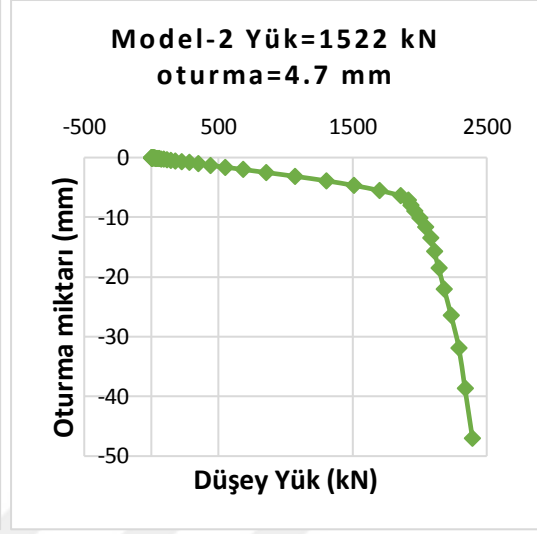
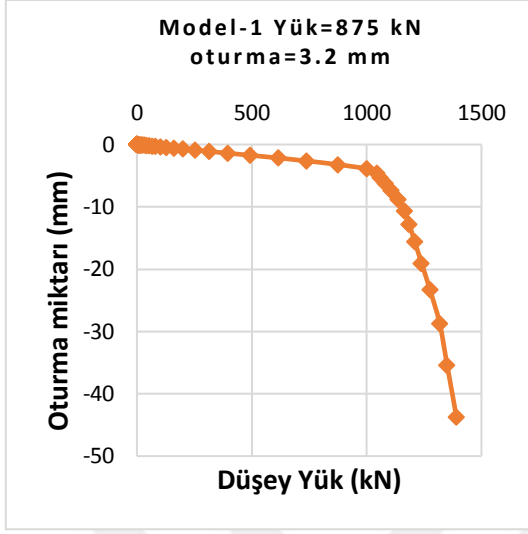
EK-2c. Kinematik Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramları



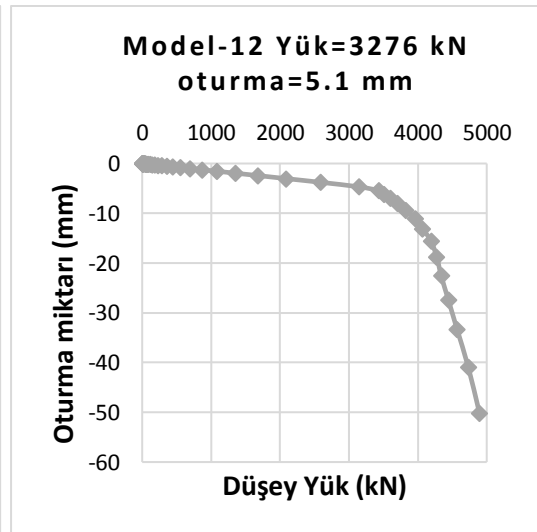
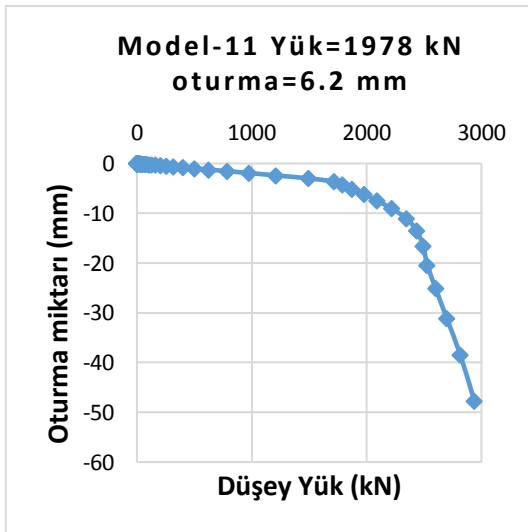
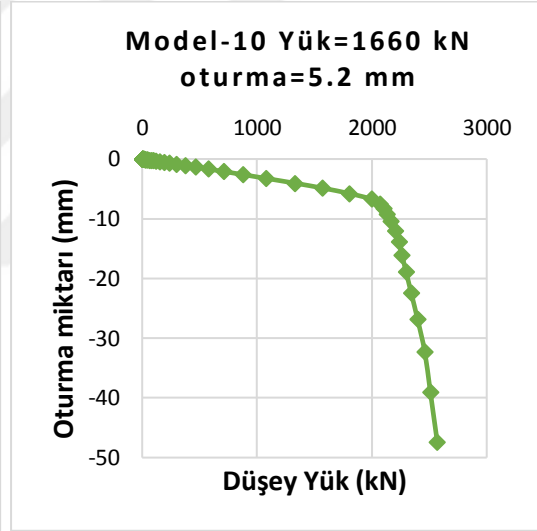
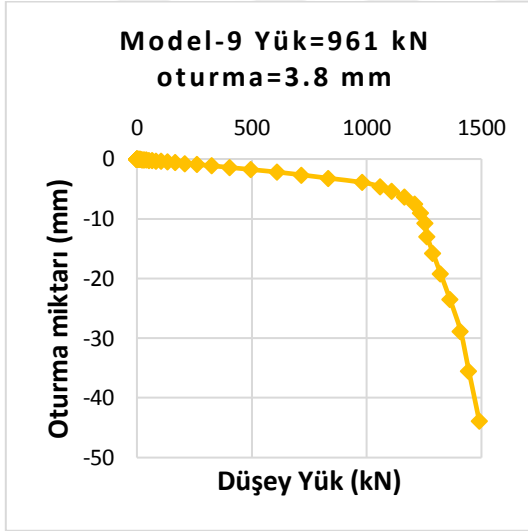
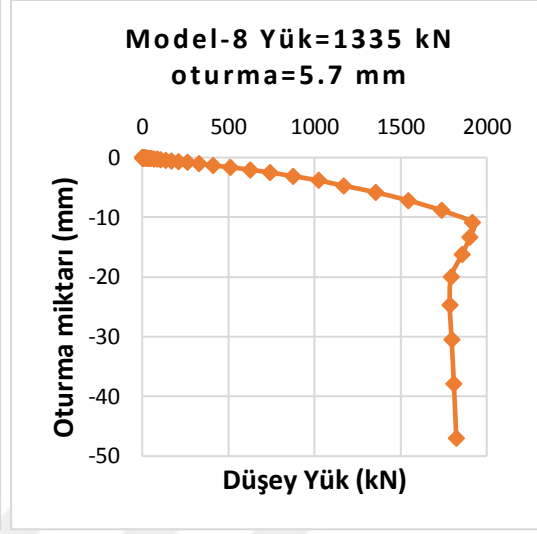
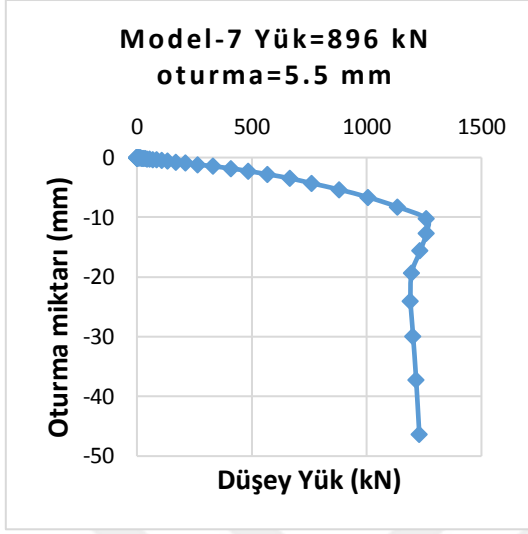
EK-2d. Kinematik Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramları



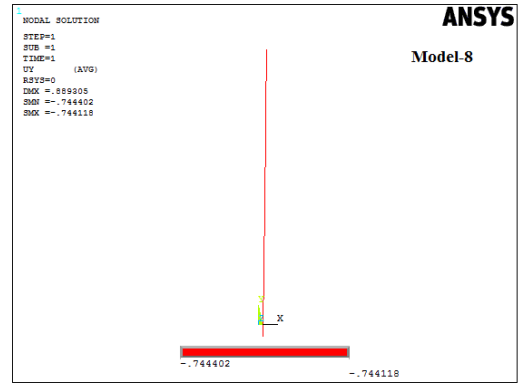
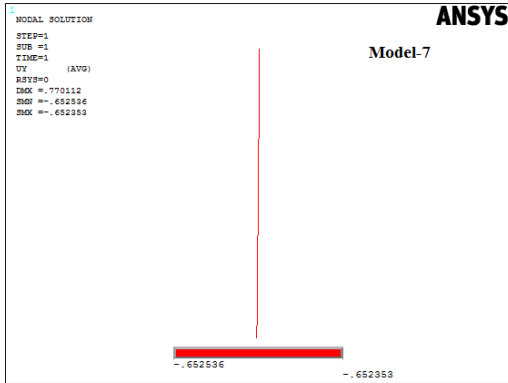
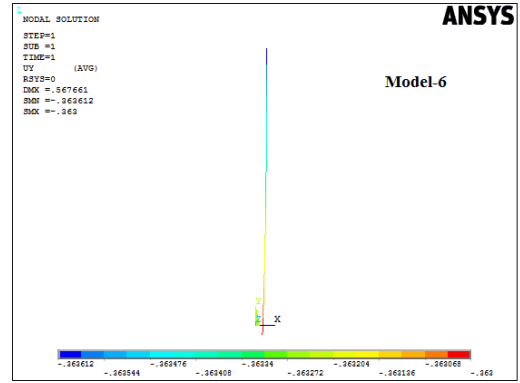
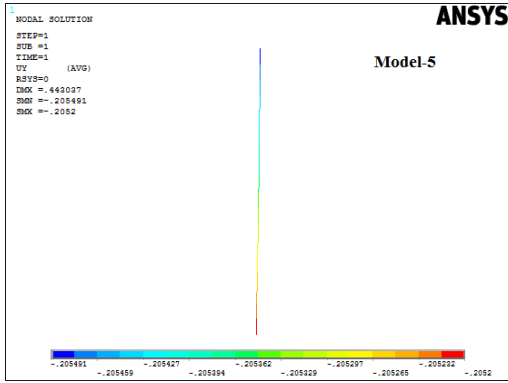
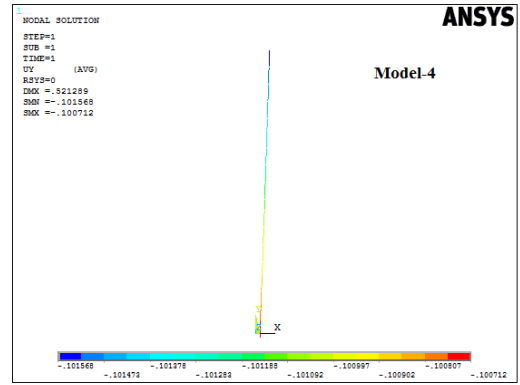
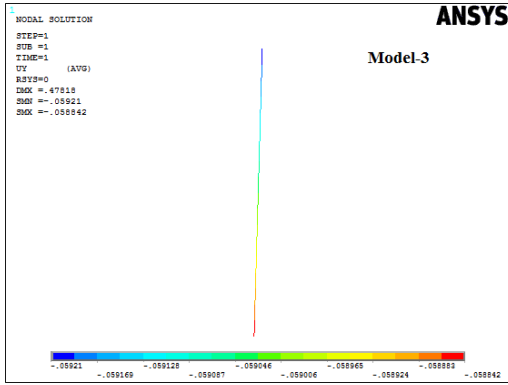
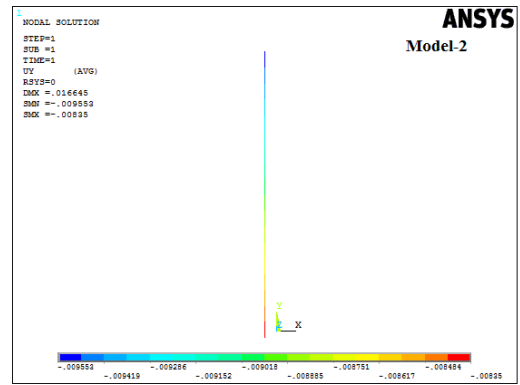
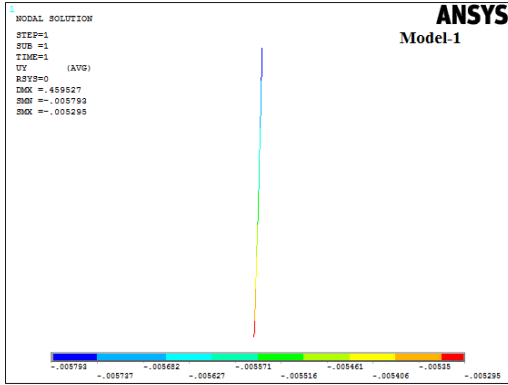
EK-3a. Statik Analiz Sonucunda Elde Edilen Deplasmanlar



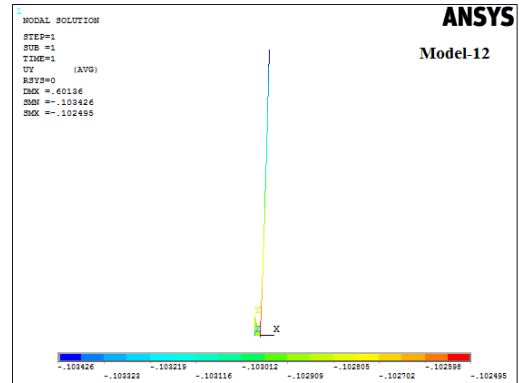
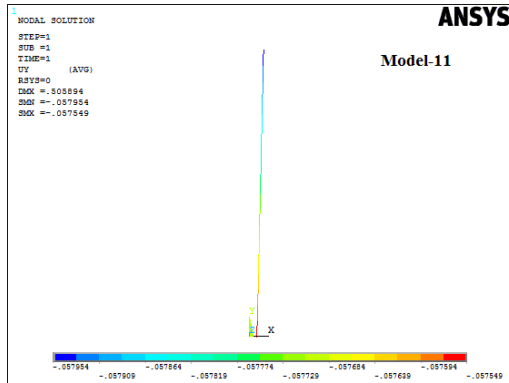
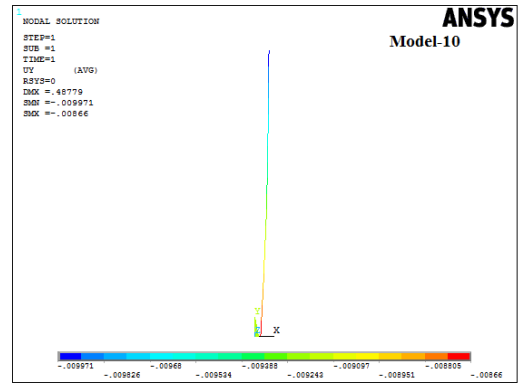
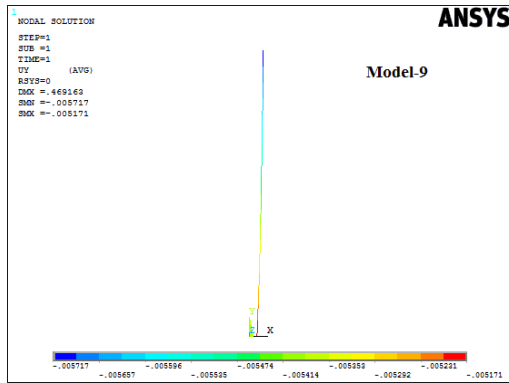
EK-3b. Statik Analiz Sonucunda Elde Edilen Deplasmanlar



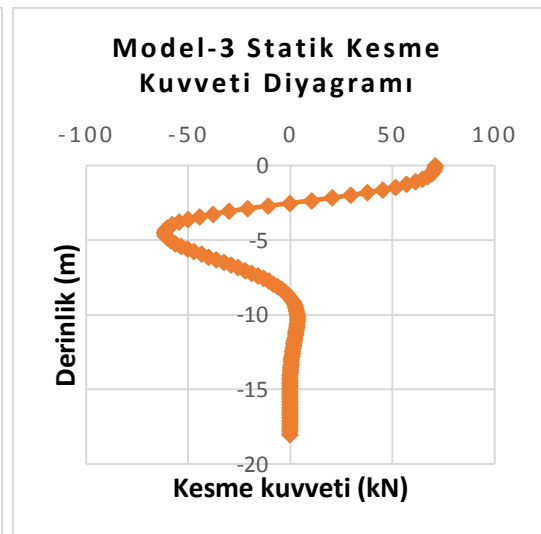
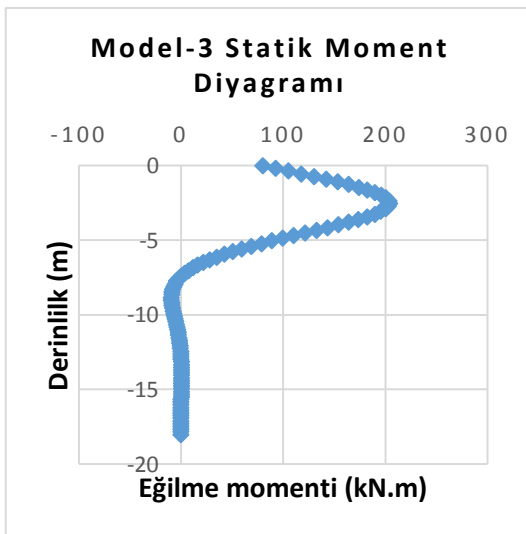
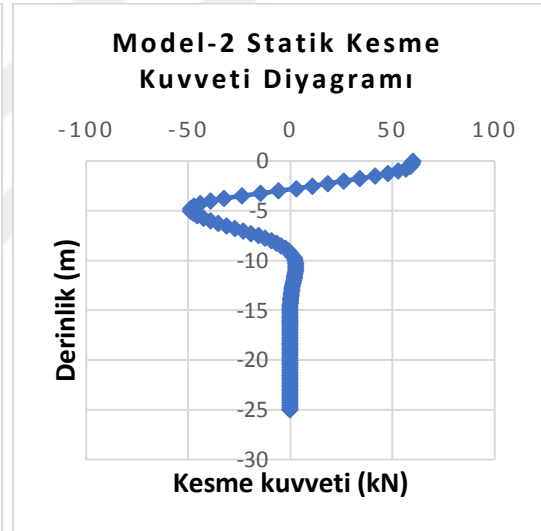
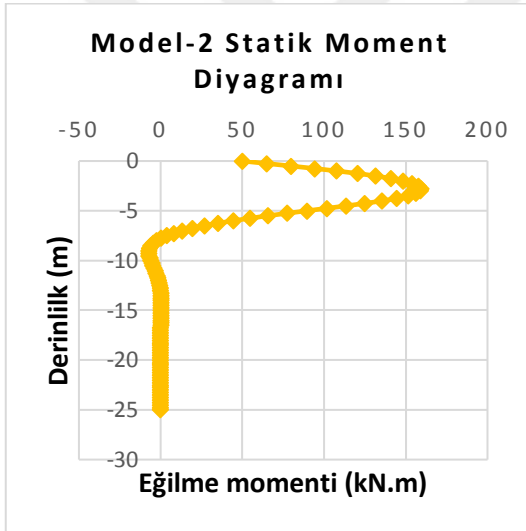
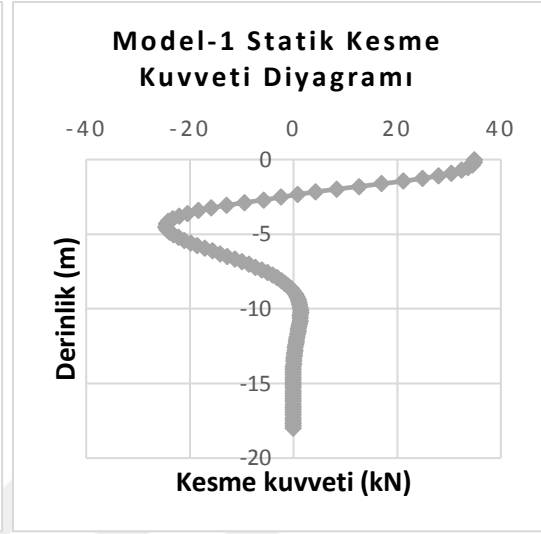
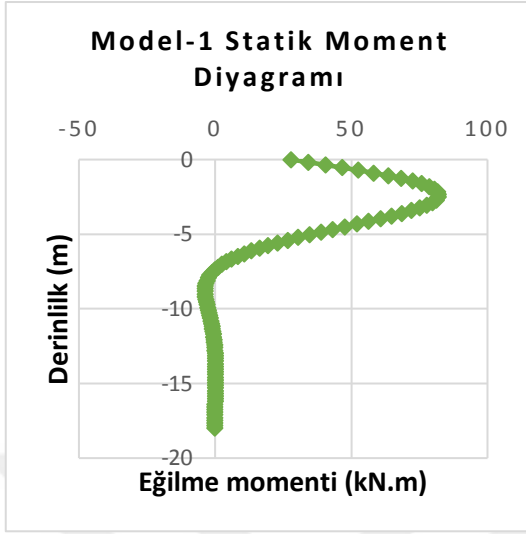
EK-4a. Kinematik Analiz Sonucunda Elde Edilen Deplasmanlar



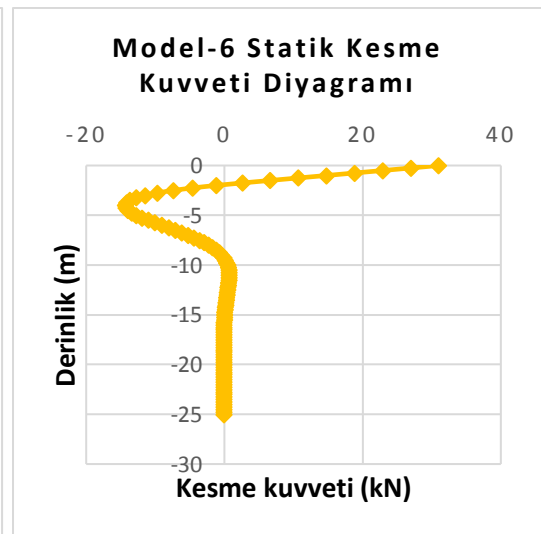
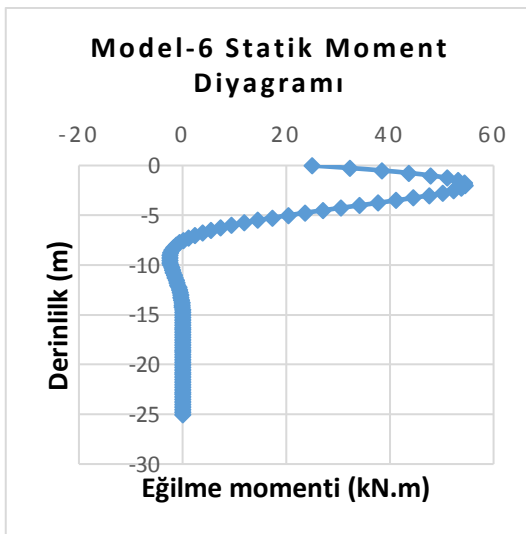
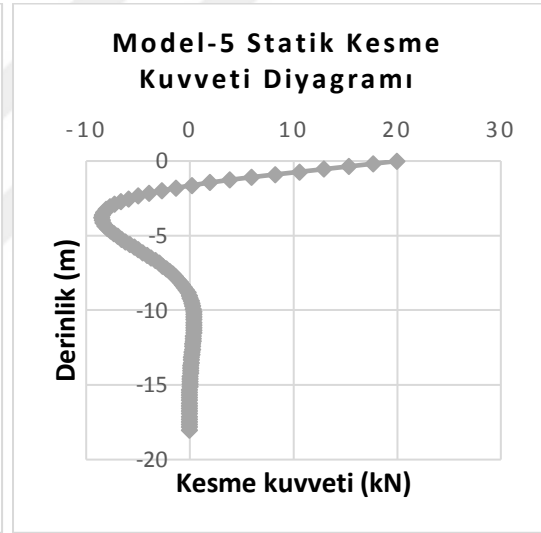
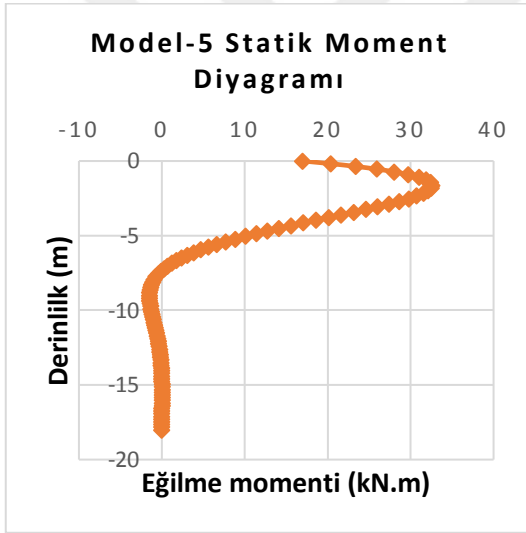
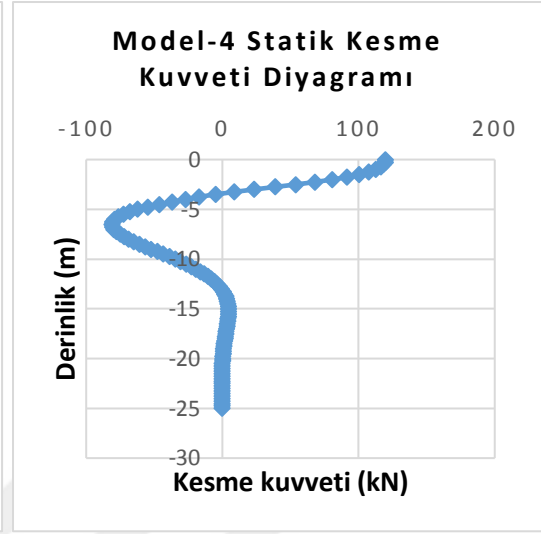
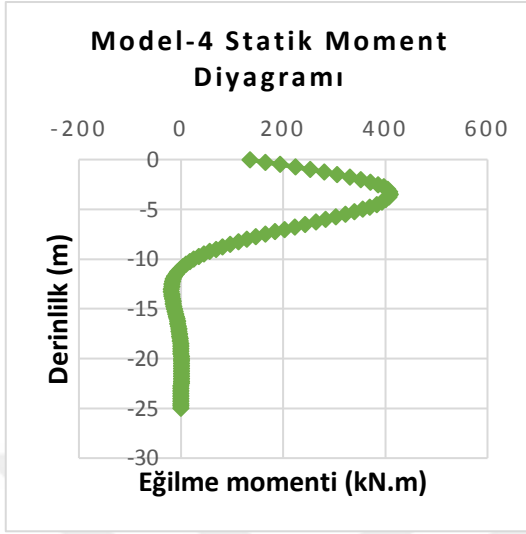
EK-4b. Kinematik Analiz Sonucunda Elde Edilen Deplasmanlar



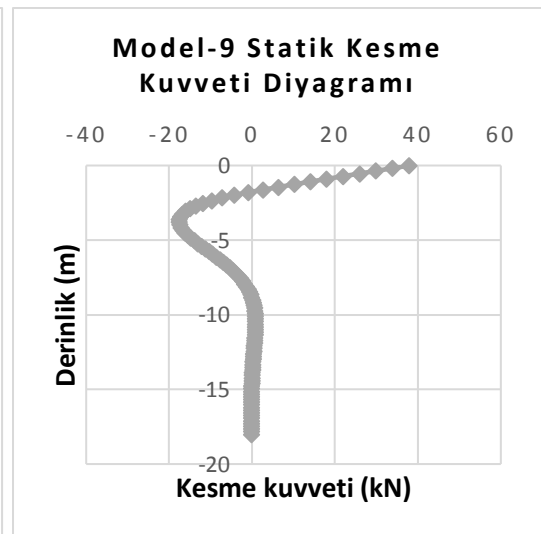
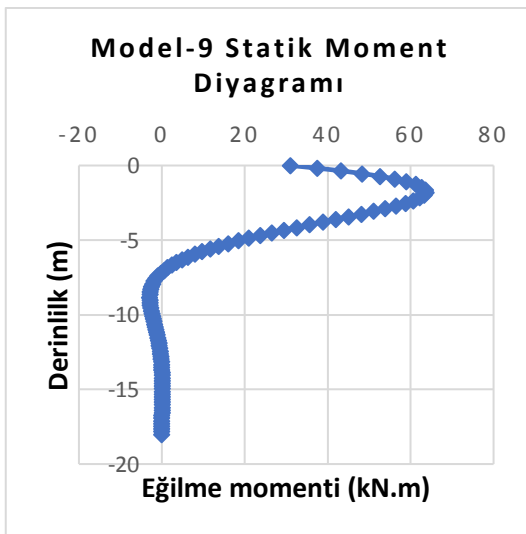
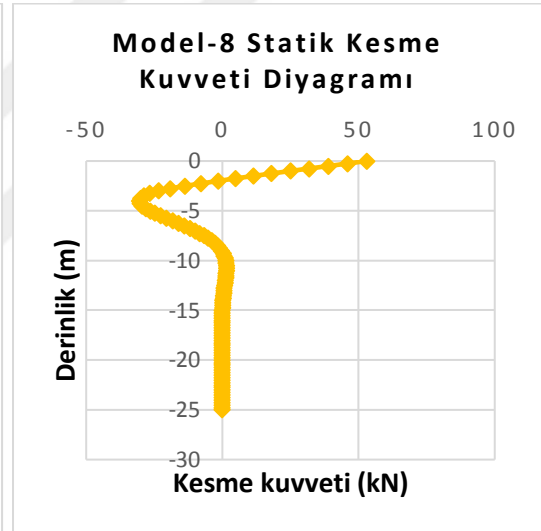
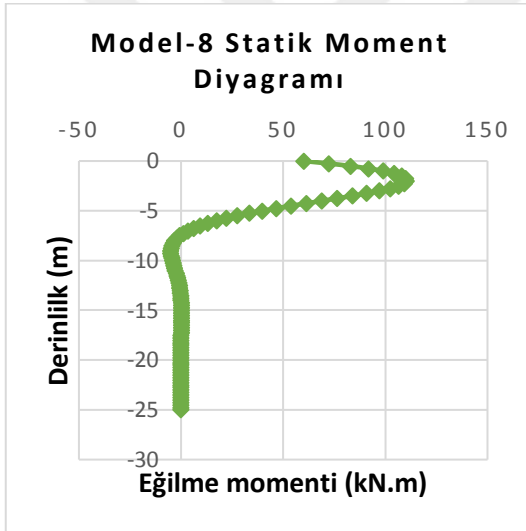
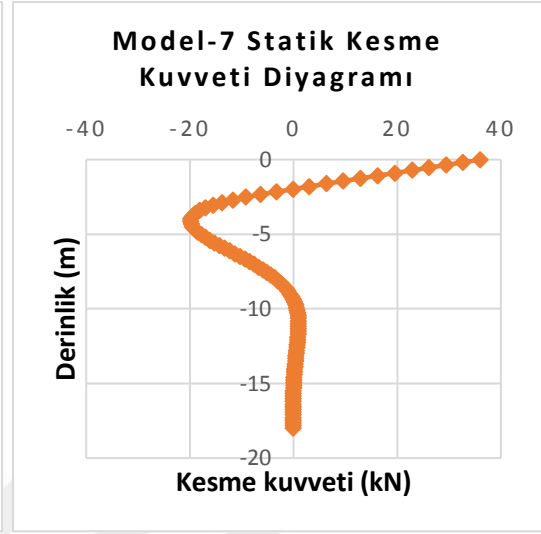
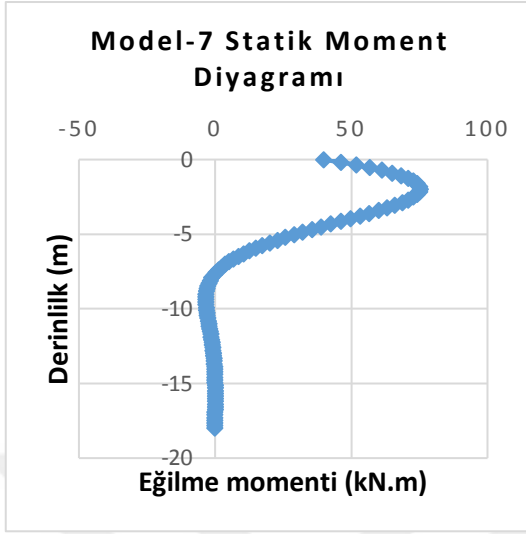
EK-5a. Statik Analiz Sonucunda Elde Edilen Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramları



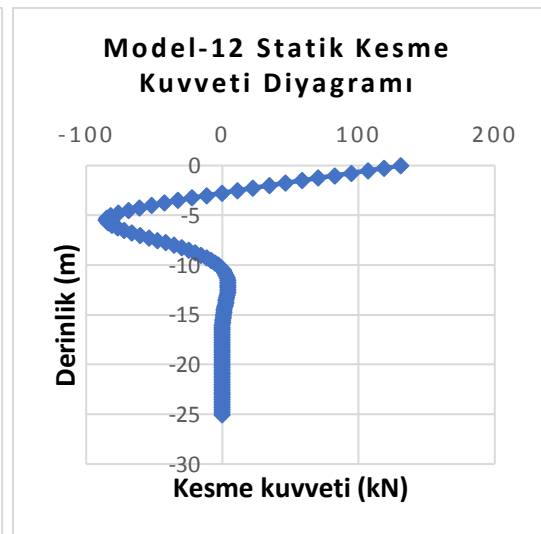
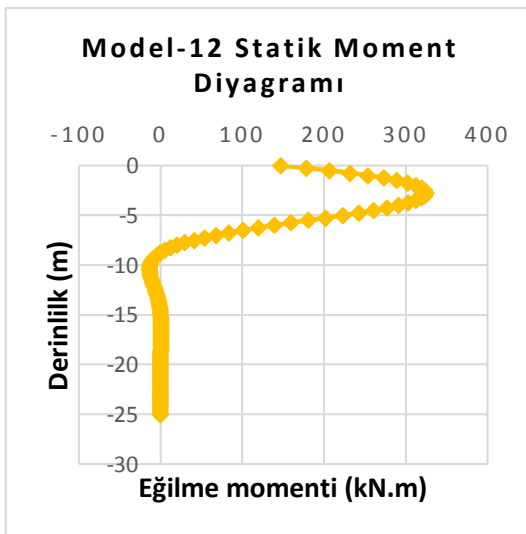
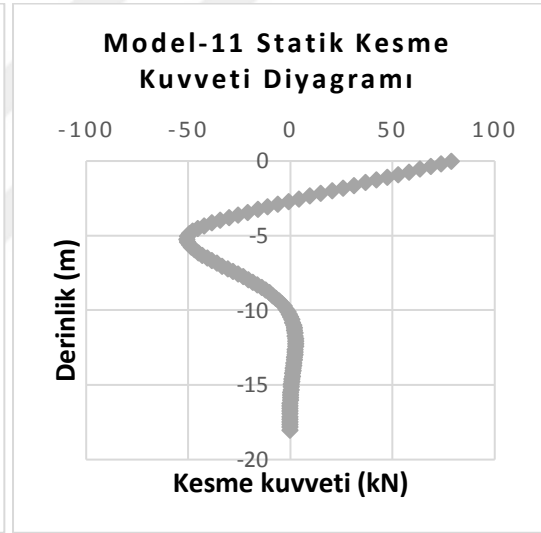
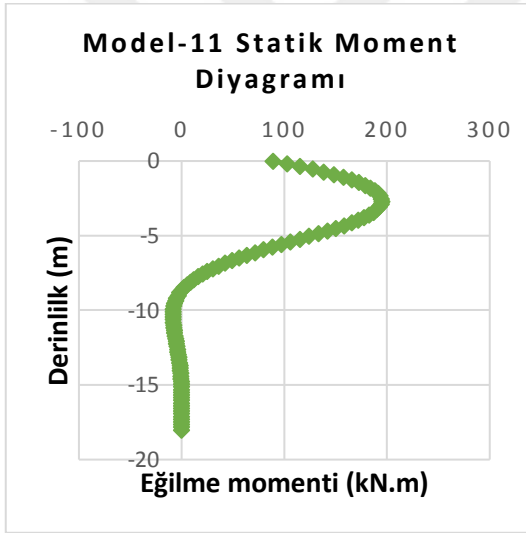
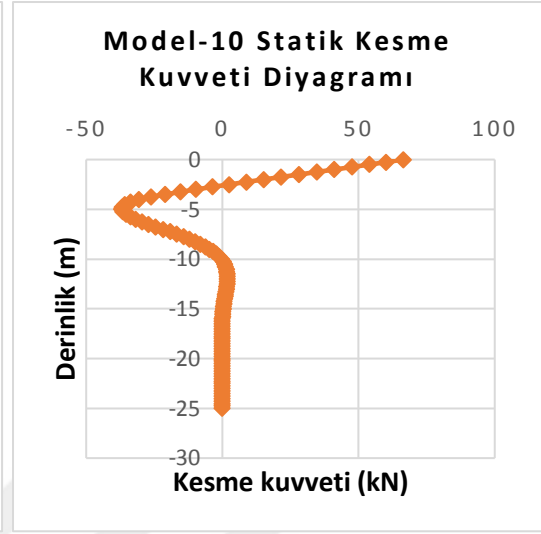
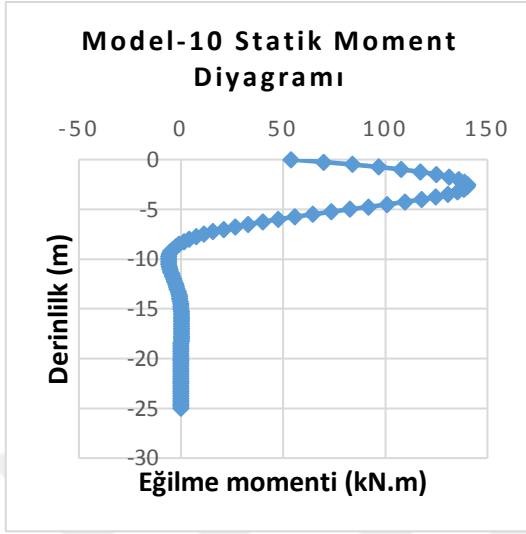
EK-5b. Statik Analiz Sonucunda Elde Edilen Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramları



EK-5c. Statik Analiz Sonucunda Elde Edilen Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramları



EK-5d. Statik Analiz Sonucunda Elde Edilen Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramları



ÖZGEÇMİŞ

Adı Soyadı : Mehmet Ali YİĞİT
Yabancı Dil : İngilizce
Doğum Yeri ve Yılı : Mardin/ 1996
E-Posta : mehmetaliyigit@eskisehir.edu.tr

Eğitim Geçmişi:

- 2016, Kahramanmaraş Sütçü İmam Üniversitesi/ Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği bölümü
- 2012, Kızıltepe Mezopotamya Lisesi