

**STATİK VE DİNAMİK DÜŞEY YÜKLER
ALTINDAKİ KAZIKLI TEMELLERİN DAVRANIŞI**

Elif TURAN
Yüksek Lisans Tezi

Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Ağustos – 2006

JÜRİ VE ENSTİTÜ ONAYI

Elif TURAN'ın “**Statik ve Dinamik Düşey Yükler Altındaki Kazıklı Temellerin Davranışı**” başlıklı İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalındaki, Yüksek Lisans tezi 13.07.2006 tarihinde, aşağıdaki jüri tarafından Anadolu Üniversitesi Lisansüstü Eğitim-Öğretim ve Sınav Yönetmeliğinin ilgili maddeleri uyarınca değerlendirilerek kabul edilmiştir.

	Adı-Soyadı	İmza
Üye (Tez Danışmanı)	: Prof. Dr. AHMET TUNCAN	
Üye	: Doç. Dr. BEKİR KARASU	
Üye	: Yard. Doç. Dr. HAKAN KOYUNCU	

Anadolu Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun
..... tarih ve sayılı kararıyla onaylanmıştır.

Enstitü Müdürü

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

STATİK VE DİNAMİK DÜŞEY YÜKLER ALTINDAKİ KAZIKLI TEMELLERİN DAVRANIŞI

Elif TURAN

Anadolu Üniversitesi

Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Prof. Dr. Ahmet TUNCAN

2006, 171 sayfa

Bu çalışmada, kazıklı temellerin statik düşey yükler altındaki davranışı incelenmiştir. Kazıklı temeller, elverişsiz zemin koşulları altında üst yapı yükünün zemine güvenli bir şekilde iletilmesini sağlayan yapı elemanlarıdır. Statik düşey yükler altında kazıklı temellerin davranışlarının belirlenmesi için birçok yöntem geliştirilmiştir. Kazıklı temellerin dizaynı bu yöntemlerdeki kabullere, mühendislik muhakemesindeki doğru yaklaşımlara ve karmaşık hesapların rahatlıkla çözümünü sağlayan bilgisayar programı sonuçlarına bağlı olarak yapılmaktadır. Bu çalışmada, sonlu elemanlar modeline dayanan Plaxis programı ve ampirik formüllerle kazıklı temellerin, düşey taşıma kapasiteleri belirlenip, elverişsiz zemin koşullarına ait zemin profilleri kullanılarak statik analizleri yapılmıştır. Elverişsiz zemin koşulları için dizayn edilen kazıklı temeller, farklı yapı yükleri altında incelenmiştir. Elde edilen sonuçların uygulanabilirliği, ampirik formüller ve Plaxis programı çözümlerine göre irdelenmiştir. Sonuç olarak, Plaxis programıyla elde edilen verilere en yakın ampirik eşitlik elde edilmiştir.

Anahtar Sözcükler: Düşey Taşıma Kapasitesi; Kazıklı Temeller; Fore Kazık; Plaxis Programı; Kazıklı Temel Dizaynı.

ABSTRACT

Master of Science Thesis

THE BEHAVIOR OF PILE FOUNDATIONS UNDER STATIC AND DYNAMIC VERTICAL LOADS

Elif TURAN

**Anadolu University
Graduate School of Sciences
Civil Engineering Program**

Supervisor: Prof. Dr. Ahmet TUNCAN

2006, 171 pages

In this study, the behavior of pile foundations under static vertical loads was studied. Pile foundations transmit the superstructure's load to the soil safely in the case of unsuitable soil conditions. Lots of methods were developed to determine the behavior of pile foundations under static vertical loads. Pile foundations are designed according to the assumptions of solution methods, the right approaches of engineering judgment and the results of computer programs that lead easy solutions to the complex calculations. In this study, the vertical bearing capacities of pile foundations were determined by using the Plaxis program based on the finite elements model and by the empirical formulas. Static analyses were done by using the soil profiles belong to unsuitable soil conditions determined under different superstructural loads. The applicability of the obtained results was considered according to empirical formulas and Plaxis program results. As a conclusion, the empirical equation which gives the closest result was obtained carried out by Plaxis program.

Keywords: Vertical Bearing Capacity; Pile Foundations; Bored Pile; Plaxis Program; Pile Foundation Design.

TEŞEKKÜR

Anadolu Üniversitesi'ndeki lisans ve yüksek lisans eğitimim boyunca bilgisini, deneyimlerini ve hoşgörüsünü benden esirgemeyen değerli hocam, tez danışmanım Prof. Dr. Ahmet TUNCAN'a, maddi ve manevi yardımlarından ötürü sayın hocam Prof. Dr. Mustafa TUNCAN'a, tez aşamasında karşılaştığım teknik sorunların çözümünde yardımcı olan sevgili meslektaşım İnş. Yük. Müh. Kazım AKPINAR'a, program çözümlerinde yardımcı olan Arş. Gör. Mehmet İnanç ONUR'a, tez çalışmam boyunca her türlü maddi ve manevi desteği sağlayan, her zaman yanımda hissettiğim, varlığından destek aldığım aileme sonsuz teşekkürlerimle...

Elif TURAN

Ağustos – 2006

Babama;

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖZET	i
ABSTRACT.....	ii
TEŞEKKÜR.....	iii
İTHAF.....	iv
İÇİNDEKİLER.....	v
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	xii
ÇİZELGELER DİZİNİ.....	xvi
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ.....	xviii
1. GİRİŞ.....	1
1.1. Genel.....	1
1.2. Kazıkların Kullanım Amaçları.....	3
1.3. Kazıklı Temellerin Tarihçesi.....	4
2. KAZIKLI TEMEL ÇEŞİTLERİ.....	6
2.1. Ahşap Kazıklar.....	8
2.2. Betonarme Kazıklar.....	10
2.2.1. Betonarme çakma kazıklar.....	11
2.2.2. Yerinde dökme betonarme kazıklar.....	13
2.2.3. Soket yapılması.....	16
2.2.4. Betonarme kazıkların karşılaştırılması.....	17
2.2.5. Betonarme kazıkların dayanıklılığı.....	18
2.3. Çelik Kazıklar.....	18
2.4. Kompozit Kazıklar.....	19
2.5. Sondaj Kazıkları (Fore Kazıklar).....	19
3. KAZIKLARIN ZEMİNE YÜK AKTARMA MEKANİZMASI.....	20
4. DÜŞEY YÜKLER ALTINDAKİ KAZIKLARIN TAŞIMA	
KAPASİTESİ.....	24

Sayfa

4.1. Uç Taşıma Kapasitesi.....	25
4.1.1. Meyerhof Metodu.....	26
4.1.2. Hansen Metodu.....	30
4.1.3. Vesic Metodu.....	31
4.1.4. Terzaghi Metodu.....	34
4.1.5. Janbu Metodu.....	35
4.2. Sürtünme Direnci.....	35
4.2.1. Kumda sürtünme direnci.....	35
4.2.2. Kil için sürtünme (yüzey) dayanımı.....	37
4.2.2.1. λ Metodu.....	37
4.2.2.2. α Metodu.....	39
4.2.2.3. β Metodu.....	40
5. KAZIK GRUPLARI VE OTURMA KRİTERLERİ.....	42
5.1. Grup Kazıkların Verimliliği.....	42
5.1.1. Kumdaki kazık gruplarının verimliliği.....	43
5.1.2. Kildeki kazık gruplarının verimliliği.....	45
5.2. Kazık Gruplarının Konsolidasyon Oturması.....	45
5.3. Kazıkların Elastik Oturması.....	47
5.4. Kazık Gruplarının Taşıma Gücü.....	51
5.4.1. Temel bloğunun stabilitesi.....	51
5.4.2. Oturma kriteri	52
5.4.3. Kazık guruplarının emin taşıma gücü	53
5.4.4. Yüzen temeller.....	54
6. DİNAMİK YÖNTEMLERE DAYALI EKSENEL YÜK	
KAPASİTESİ.....	55
6.1. Giriş.....	55
6.2. Kazık Çakma Formülleri.....	55
6.2.1. Tipik kazık çakma formülleri.....	56
6.2.2. Doğruluk derecesi.....	57

6.3. Dalga Denklem Analizleri.....	59
6.3.1. Kazık çakma dinamiği.....	59
6.3.2. Donma (sertleşme) etkileri.....	63
6.3.3. Çakma gerilmelerinin analizleri ve uygun çakma teçhizatının seçimi.....	64
6.3.4. Dalga denklemi analizi bilgisayar yazılımı.....	65
6.4. Yüksek Deformasyonlu Dinamik Deneyler.....	65
6.4.1. Case yöntemi.....	66
6.4.1.1. Kazık çakma analizörü.....	66
6.4.1.2. Dalga yayılımı.....	67
6.4.1.3. Case yöntemi analizleri.....	69
6.4.2. CAPWAP.....	70
6.4.3. Serbest düşümlü tokmaklar kullanılan deneyler.....	71
6.4.4. Statnamic deney.....	71
6.4.5. Yüksek deformasyonlu dinamik deneylerin uygulanması.....	73
6.5. Düşük Deformasyonlu Dinamik Deneyler.....	74
6.6. Sonuçlar.....	75
7. SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ VE PLAXIS.....	77
7.1. Sonlu Elemanlar Yöntemi.....	77
7.1.1. Sonlu elemanlar yönteminin avantajları.....	77
7.1.2. Sonlu elemanlar yönteminin dezavantajları.....	78
7.1.3. Sonlu elemanlar yönteminin analiz adımları.....	78
7.1.3.1. Sonlu elemanlar yönteminde eleman seçimi ve eleman tipleri.....	78
7.1.3.2. Yaklaşım Modeli (Şekil Fonksiyonu).....	78
7.1.3.3. Yer değiştirmeler.....	79
7.1.3.4. Şekil değiştirmeler.....	80
7.1.3.5. Malzeme bünye davranışı (gerilme-şekil değiştirme ilişkisi).....	80

Sayfa

7.1.3.6. Eleman denklemi.....	81
7.1.3.7. Sistem denklemi.....	81
7.1.3.8. Sınır koşulları.....	81
7.1.3.9. Çözüm.....	81
7.1.3.10. Sonuçların yorumu.....	81
7.1.4. Sonlu eleman ağı düzenleme.....	82
7.1.5. Eleman tipleri.....	82
7.1.5. Geometrik idealizasyon.....	83
7.1.5.1. Düzlem şekil değiştirme.....	83
7.1.5.2. Aksi simetrik.....	83
7.1.6. Geoteknik mühendisliğinde sonlu elemanlar yöntemi.....	84
7.1.6.1. Geoteknik problemlerin çözümü.....	85
7.1.7. Tekil kazıklar.....	85
7.1.7.1. Giriş.....	85
7.1.7.2. Düşey yükleme.....	87
7.1.8. Sonlu elemanlar yöntemi ile deprem hesabı.....	87
7.2. PLAXIS Programının Genel Özellikleri.....	87
7.2.1. Noktalar.....	88
7.2.2. Çizgiler.....	88
7.2.3. Hücreler.....	88
7.2.4. Elemanlar.....	89
7.2.5. Düğüm noktaları.....	89
7.2.6. Gerilme noktaları.....	89
7.3. Girdi.....	89
7.3.1. Noktalar ve çizgiler.....	92
7.3.2. Kirişler.....	92
7.3.3. Kiriş Mafsalları.....	93
7.3.4. Geotekstilller.....	93
7.3.5. Ara yüzeyler.....	93
7.3.6. Ankrajlar.....	93
7.3.7. Tüneller.....	94

Sayfa

7.3.8. Sabitlemeler.....	94
7.3.9. Önceden tanımlanan yer değiştirmeler.....	94
7.3.10. Kuvvetler.....	95
7.3.11. Malzemelerin tanımlanması.....	96
7.3.12. Ağın oluşturulması.....	101
7.4. Hesaplamalar.....	101
7.5. Çıktılar.....	102
7.6. Eğriler	104
7.7. PLAXIS Programı ile Şevlerin Stabilitate Analizleri.....	104
7.8. Avantajları ve Dezavantajları.....	106
8. KAZIKLI TEMEL DİZAYN KRİTERLERİ.....	108
8.1. Yük Durumları.....	112
8.2. Düzenleme.....	112
8.3. Boyutlandırma.....	113
8.4. Konstrüktif Kurallar.....	114
8.4.1. Fore kazıklar.....	116
8.4.2. Çakma kazıklar.....	117
8.5. “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik”teki Kazıklı Temel Kriterleri.....	117
9. KAZIKLI TEMEL DİZAYNI.....	120
9.1. Kumlu Zeminde 0,60 m Kazık İçin Uç Taşıma Kapasitesi Hesabı.....	120
9.2. Kumlu Zeminde 0,80 m Kazık İçin Uç Taşıma Kapasitesi Hesabı.....	122
9.3. Kumlu Zeminde 1,00 m Kazık İçin Uç Taşıma Kapasitesi Hesabı.....	124
9.4. Killi Zeminde 0,60 m Kazık İçin Uç Taşıma Kapasitesi Hesabı...	126
9.5. Killi Zeminde 0,80 m Kazık İçin Uç Taşıma Kapasitesi Hesabı...	128
9.6. Killi Zeminde 1,00 m Kazık İçin Uç Taşıma Kapasitesi Hesabı...	130

Sayfa

9.7. Kumlu Zeminde 0,60 m Kazık İçin Yüzey Sürtünmesi Hesabı....	132
9.8. Kumlu Zeminde 0,80 m Kazık İçin Yüzey Sürtünmesi Hesabı....	132
9.9. Kumlu Zeminde 1,00 m Kazık İçin Yüzey Sürtünmesi Hesabı....	133
9.10. Killi Zeminde 0,60 m Kazık İçin Yüzey Sürtünmesi Hesabı.....	133
9.11. Killi Zeminde 0,80 m Kazık İçin Yüzey Sürtünmesi Hesabı.....	134
9.12. Killi Zeminde 1,00 m Kazık İçin Yüzey Sürtünmesi Hesabı.....	135
9.13. Kumlu Zeminde 0,60 m Kazık İçin Müsaade Edilebilir Taşıma Kapasitesi.....	136
9.14. Kumlu Zeminde 0,80 m Kazık İçin Müsaade Edilebilir Taşıma Kapasitesi.....	136
9.15. Kumlu Zeminde 1,00 m Kazık İçin Müsaade Edilebilir Taşıma Kapasitesi.....	136
9.16. Killi Zeminde 0,60 m Kazık İçin Müsaade Edilebilir Taşıma Kapasitesi.....	137
9.17. Killi Zeminde 0,80 m Kazık İçin Müsaade Edilebilir Taşıma Kapasitesi.....	137
9.18. Killi Zeminde 1,00 m Kazık İçin Müsaade Edilebilir Taşıma Kapasitesi.....	137
9.19. Kumlu Zeminde 0,60 m Kazık İçin Elastik Oturma.....	140
9.20. Kumlu Zeminde 0,80 m Kazık İçin Elastik Oturma.....	141
9.21. Kumlu Zeminde 1,00 m Kazık İçin Elastik Oturma.....	142
9.22. Killi Zeminde 0,60 m Kazık İçin Elastik Oturma.....	143
9.23. Killi Zeminde 0,80 m Kazık İçin Elastik Oturma.....	144
9.24. Killi Zeminde 1,00 m Kazık İçin Elastik Oturma.....	145
9.25. 0,60 m’lik Kazık Gruplarının Verimliği.....	149
9.26. 0,80 m’lik Kazık Gruplarının Verimliği.....	149
9.27. 1,00 m’lik Kazık Gruplarının Verimliği.....	150
9.28. PLAXIS Programı ile 1,00 m’lik Kazık Gruplarının Modellenmesi.....	150
9.29. Kazıklı Temel Dizayn Sonuçları.....	151

	<u>Sayfa</u>
10. SONUÇLAR.....	160
KAYNAKLAR.....	164
EKLER.....	166

ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa</u>
2.1 Kazık temel tipleri.....	7
2.2 Kullanılma amaçlarına göre kazık tipleri.....	8
2.3 Ahşap kazık ucunun hazırlanması.....	10
3.1 Kazıklar için yük aktarım mekanizması.....	21
3.2 Kazık yüklemesinin çeşitli aşamalarında aktarılan uç yükünün rölatif büyüklüğü.....	22
3.3 Zemindeki taşıma kapasitesi göçmesi.....	22
3.4 Kumdaki temel göçmeleri.....	23
4.1 Kazık - zemin etkileşimleri.....	24
4.2 Uç taşıma kazıkları ve sürtünme kazığı.....	27
4.3 Homojen bir kumda birim uç direncinin değişimi.....	27
4.4 Çeşitli zemin sürtünme açıları için kritik gömü oranı ve taşıma kapasitesi faktörleri.....	28
4.5 Tabakalı zeminde birim uç direncinin değişimi.....	29
4.6 Kumdaki kazıklar için birim sürtünme direnci.....	36
4.7 λ 'nin gömü uzunluğuna bağlı değişimi.....	38
4.8 Tabakalı zeminde λ metodunun uygulanması.....	39
4.9 α 'nın drenajsız kohezyona bağlı değişimi.....	40
5.1 Kazık grupları.....	42
5.2 Kazık gruplarının konsolidasyon oturması.....	46
5.3 Kazık shaftı boyunca çeşitli birim sürtünme mukavemetleri.....	49
5.4 Rijit temeller için azaltma faktörü.....	49
5.5 Kohezyonlu zeminde yüzen kazıklar.....	52
5.6 Kazıklı temeller altında basınç soğanları.....	53
6.1 Dalga denklemi analizlerinde kullanılan sayısal model.....	60
6.2 Zemin-kazık arayüzeyi için Smith modeli.....	61
6.3 Bir dalga denklemi analizinden elde edilen tipik bir taşıma grafiği..	63
6.4 Yüklenicinin çok büyük bir şahmerdan seçmiş olmasından dolayı çakma sırasında hasar görmüş kazıklar.....	64

6.5	Kazık çakma analiz cihazı ve kazık çakma analiz cihazına veri sağlamak üzere kazığın tepesine yakın bir yere monte edilen ivme ölçer ve deformasyon sensörü.....	66
6.6	Bir uç taşıma kazığı için kazığın tepesine yakın kesimde kuvvet ve partikül hızı ile zaman ilişkisinin tipik diyagramları.....	68
6.6	Şekil 6.6'dan daha az uç direnci olan bir uç taşıma kazığı için kazığın tepesine yakın kesimde kuvvet ve partikül hızı ile zaman ilişkisinin tipik diyagramları.....	68
6.8	Bir sürtünme kazığı için kazığın tepesine yakın kesimde kuvvet ve partikül hızı ile zaman ilişkisinin tipik diyagramları.....	69
6.9	Bir CAPWAP analizinden elde edilen örnek sonuç.....	72
6.10	Bırakmalı şahmerdanın bir delgili shaft temel üzerinde yüksek deformasyonlu dinamik yükleme deneyi yapmada kullanılması...	73
6.11	Statnamik deneyinin şeması.....	73
6.12	Beton dolgulu bir boru kazığın bütünlüğünü değerlendirmede düşük deformasyonlu dinamik deneyin yapılması.....	74
7.1	Sonlu elemanlar ağındaki bir sonlu elemanın gösterimi.....	77
7.2	Sonlu elemanlar yönteminde eleman tipleri.....	79
7.3	Sonlu elemanlar yönteminde elemanların yer değiştirme fonksiyonları.....	79
7.4	6 düğümlü ve 15 düğümlü üçgen elemanlar.....	82
7.5	Sonlu elemanlar yönteminde seçilen geometrinin düzlem şekil değiştirmesi.....	83
7.6	Geoteknik uygulamalarda karşılaşılabilecek dairesel kesitli yapı elemanları.....	84
7.7	Genel ayarlar (model ve eleman tipinin seçimi).....	90
7.8	Genel ayarlar (birimlerin ve çizim alanı ölçülerinin seçimi).....	91
7.9	Ana Pencere.....	91
7.10	Geometri araç çubuğu.....	92
7.11	Çizgiler ve demetler.....	92
7.12	Tünel tipi seçimi ve tünele ait açı, ve yarıçap gibi verilerin girdisi...	95

Sayfa

7.13 Önceden tanımlanan yer değiştirme mönüsü.....	95
7.14 Nokta ve yayılı yükler için girdi mönüleri.....	96
7.15 Malzeme tanımlama mönüsü	97
7.16 Zeminler için data girdileri ve model seçimi	97
7.17 Mohr-Coulomb modelinin girdileri.....	98
7.18 Ara yüzey girdileri.....	99
7.19 Kiriş özellikleri girdileri.....	100
7.20 Başlangıç koşulları mönüsü.....	102
7.21 Hesaplama mönüsü ve hesap evreleri.....	102
7.22 Eğri oluşturma mönüsü.....	105
8.1 Çakma kazıklarda, kazık ucunun altında bulunması gereken minimum taşıyıcı zemin kalınlıkları.....	110
8.2 Fore kazıklarda, kazık ucunun altında bulunması gereken minimum taşıyıcı zemin kalınlıkları.....	110
8.3 Taşıyıcı zeminin eğimli olması halinde yapım doğrultusu.....	111
8.4 Çakma kazıklarda minimum kazık aralıkları.....	111
8.5 Fore kazıklarda minimum kazık aralıkları.....	111
8.6 Bir kolona mesnetlik eden iki kazık başında kuvvet akışı.....	115
8.7 Üç ve dört kazık başında çekme şeritleri ve donatısı.....	115
8.8 Perdeye mesnetlik eden dört kazık başında çekme şeritleri ve donatısı.....	115
9.1 Kumlu ve killi zeminde Q_p 'nin kazık çapına bağlı değişimi.....	138
9.2 Kumlu ve killi zeminde Q_s 'in kazık çapına bağlı değişimi.....	138
9.3 Kumlu ve killi zeminde Q_{all} 'in kazık çapına bağlı değişimi.....	139
9.4 Kumlu ve killi zeminde grup oturmaların kazık çapına bağlı değişimi.....	147
9.5 Kumlu ve killi zeminde 1,00 m'lik kazık için Q_{all} 'in kullanılan metoda bağlı değişimi.....	148
9.6 Kumlu zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin deforme olmuş ağı.....	152
9.7 Kumlu zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin düşey yer değiştirmesi.....	152

9.8	Kumlu zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin efektif gerilmeleri.....	153
9.9	Kumlu zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin aktif boşluk suyu basıncı.....	153
9.10	Kumlu zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin en kritik kazığının eğilme momenti.....	154
9.11	Kumlu zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin en kritik kazığının normal kuvveti.....	154
9.12	Kumlu zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin en kritik kazığının kesme kuvveti.....	155
9.13	Killi zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin deforme olmuş ağı.....	155
9.14	Killi zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin düşey yer değiştirmesi....	156
9.15	Killi zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin efektif gerilmeleri.....	156
9.16	Killi zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin aktif boşluk suyu basıncı..	157
9.17	Killi zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin en kritik kazığının eğilme momenti.....	157
9.18	Killi zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin en kritik kazığının normal kuvveti.....	158
9.19	Killi zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin en kritik kazığının kesme kuvveti.....	158
9.20	Siltli kum (SP) ve suya doymuş kil (CL) için zemin profili.....	159

ÇİZELGELER DİZİNİ

	<u>Sayfa</u>
2.1 Betonarme çakma kazıkların boyutları ve servis yükleri.....	12
2.2 Yerinde dökülen betonarme kazıkların en küçük çapları.....	14
2.3 Beton karışımının özellikleri.....	17
4.1 Meyerhof, Hansen ve Vesic taşıma kapasitesi denklemleri için taşıma kapasitesi faktörleri.....	31
4.2 Janbu ve Vesic denklemlerindeki taşıma kapasitesi faktörleri, N'_c ve N'_q	33
4.3 Farklı zemin tipleri için I_r değerleri.....	34
4.4 Terzaghi metodunda kullanılan temel şekil faktörleri.....	34
5.1 Farklı zemin çeşitleri için poisson oranları.....	49
5.2 Tipik C_p değerleri.....	51
7.1 Geoteknik problemlerde analiz yöntemine göre çözüm gereçleri....	86
7.2 Geoteknik problemlerde analiz yöntemine göre tasarım gereçleri...	86
9.1 Kumlu zeminde 0,60 m kazık için uç taşıma kapasitesi dizayn değeri.....	122
9.2 Kumlu zeminde 0,80 m kazık için uç taşıma kapasitesi dizayn değeri.....	124
9.3 Kumlu zeminde 1,00 m kazık için uç taşıma kapasitesi dizayn değeri.....	126
9.4 Killi zeminde 0,60 m kazık için uç taşıma kapasitesi dizayn değeri.....	128
9.5 Killi zeminde 0,80 m kazık için uç taşıma kapasitesi dizayn değeri.....	130
9.6 Killi zeminde 1,00 m kazık için uç taşıma kapasitesi dizayn değeri.....	132
9.7 Killi zeminde 0,60 m kazık için yüzey sürtünmesi dizayn değeri....	134
9.8 Killi zeminde 0,80 m kazık için yüzey sürtünmesi dizayn değeri....	135
9.9 Killi zeminde 1,00 m kazık için yüzey sürtünmesi dizayn değeri.....	136
9.10 Farklı çaplardaki tekil kazıkların Q_p , uç taşıma kapasitesi ve Q_s , yüzey sürtünme kapasitesi ve Q_{all} , müsaade edilebilir taşıma kapasitesi....	137

Sayfa

9.11 Farklı çaplardaki tekil kazıkların Q_{all} , müsaade edilebilir taşıma kapasiteleri ve $Q_{g(u)}$, grup kazıkların müsaade edilebilir taşıma kapasiteleri.....	146
9.12 Farklı çaplardaki tekil kazıkların elastik oturmaları; grup kazıkların elastik, konsolidasyon ve toplam oturmaları.....	147
9.12 1,00 m çapındaki kazıkların farklı yöntemlere göre müsaade edilebilir taşıma kapasiteleri.....	148
9.14 Plaxis programında kullanılan zemin parametreleri.....	150
9.15 Plaxis programında kullanılan yapısal eleman parametreleri.....	151

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

Q_u = Nihai kazık kapasitesi

Q_p = Kazık ucunun yük taşıma kapasitesi

Q_s = Sürtünme direnci

N_c^* , N_q^* ve N_γ^* = Gerekli şekil ve derinlik faktörlerini içeren taşıma kapasitesi faktörleridir.

A_p = Kazık ucunun alanı

c = Kazık ucunu destekleyen zeminin kohezyonu

q_p = Birim uç direnci

q' = Kazık ucu seviyesindeki düşey efektif gerilm

θ = Taşıyıcı tabakanın zemin sürtünme açısı

N = Kazık ucuna yakın ortalama standart penetrasyon sayısı

$q_{l(l)}$ = Zayıf kumdaki limit uç direnci

$q_{l(d)}$ = Sıkı kumdaki limit uç direnci

L_b = Sıkı kum tabakası içine giren derinliktir.

c_u = Kazık ucunun altındaki zeminin drenajsız kohezyonudur.

σ_o' = Kazık ucu seviyesindeki zemin normal gerilmenin aritmetik ortalaması (efektif)

K_o = Sukunetteki toprak basıncı katsayısı

I_{rr} = Zemin için azaltılmış rijitlik indeksi

E_s = Zeminin Young modülü

μ_s = Zeminin poisson oranı

G_s = Zeminin kayma modülü

Δ = Kazık ucunun altındaki plastik alandaki ortalama hacimsel şekil değiştirme

p = Kazık kesitinin çevresi

f = Herhangi bir z derinliğindeki birim sürtünme direnci

K = Toprak basıncı katsayısı

σ_v' = Göz önüne alınan derinlikteki efektif düşey gerilme

δ = Zemin-kazık sürtünme açısı

- σ_v' = Tüm gönü uzunluğu için efektif düşey gerilmenin aritmetik ortalaması
- α = Ampirik adhezyon faktörüdür.
- ϕ_r = Örselenmiş kilin drenajlı sürtünme açısı
- η = Grup verimliliği
- $Q_{g(u)}$ = Grup kazığının nihai yük taşıma kapasitesi
- Δp_i = i tabakasının ortasındaki gerilme artışı
- L_g, B_g = Kazık grubu planının uzunluk ve genişliği
- z_i = i kil tabakasının ortasının $z = 0$ 'a olan uzaklığı
- Δs_i = i tabakasının konsolidasyon oturması
- $\Delta e_{(i)}$ = Gerilme artışına bağlı olarak i tabakasındaki boşluk oranı değişimi
- e_o = i tabakasının başlangıç boşluk oranı
- H_i = i tabakasının kalınlığı
- s = Toplam kazık oturması
- s_1 = Kazık şaftının oturması
- s_2 = Kazığının ucundaki yüke bağlı kazık oturması
- s_3 = Kazık şaftı boyunca karşılanan yüke bağlı kazık oturması
- Q_{wp} = Çalışan yük durumunda kazık ucunda taşınan yük
- Q_{ws} = Çalışan yük durumunda yüzey sürtünmesi ile taşınan yük
- A_p = Kazık en kesitinin alanı
- L = Kazık uzunluğu
- E_p = Kazık malzemesinin Young modülü
- q_{wp} = Kazık ucundaki birim alana denk gelen uç yükü
- I_{wp} = Azaltma faktörü
- q_p = Kazığının nihai uç mukavemeti
- C_p = Ampirik bir katsayı
- I_{ws} = Azaltma faktörü
- C_s = Ampirik bir katsayı
- P_a = İzin verilebilir aşağı doğru yük kapasitesi
- W_r = Şahmerdan tokmak ağırlığı
- h = Şahmerdan darbesi (şahmerdanın düştüğü mesafe)
- s = Çakma sonunda darbe başına kazık batması (penetrasyon)

F = Emniyet faktörü

z = Zemin yüzeyinden aşağı derinlik

t = Zaman

u = z derinliğinde kazığın deplasmanı

ρ = Kazığın kütle yoğunluğudur.

D_r = Rölatif sıkılık

e = Boşluk oranı

EI = Eğilme rijitliği

EA = Eksenel rijitlik

γ = Birim hacim ağırlık

k_x = x yönündeki permeabilite

k_y = y yönündeki permeabilite

1. GİRİŞ

1.1. Genel

Yüzeydeki tüm mühendislik yapıları temel ya da altyapı denen bir elemanla taşınmak zorundadır. Temel, bir mühendislik yapısının kendi ağırlığının ve üzerindeki yükün zemin altındaki toprak ya da kayaya iletilmesini sağlayan bir elemandır. Üstyapı terimi, genellikle sistemin temele ya da altyapıya yük getiren mühendislik kısmı olarak tanımlanır. Üstyapı terimi binalar ve köprüler için birkaç anlama gelebilir, bununla beraber, temeller sadece makineleri taşınmak, endüstri yapılarına (borular, kuleler ve tanklar) destek olmak amacıyla da kullanılabilir. Bu nedenle temeli şu şekilde tanımlamak daha iyi olur; temel, bir mühendislik yapısının yük taşıyan bileşenlerini zemine aktaran bir parçasıdır. Bu tanımdan da anlaşılacağı üzere, temel bir mühendislik sisteminin en önemli parçasıdır.

Bir temel yapısında aranan ana şart, yapıdan zemine aktarılabilecek yükün temel zemininde kayma göçmesi (kırılma) veya fazla oturma doğurmamasıdır. Bir sığ temelin altındaki zeminin bu şartları sağlayabilecek mukavemette olmaması halinde iki değişik çözüm yöntemi uygulanabilir. Bu yöntemlerden birincisi, yapı yükünü daha aşağı seviyelerdeki sağlam zemine aktaracak bir kazıklı temelin teşkili iken, bir diğer çözüm yöntemi ise, yapı yükünün kısmen veya tamamen kazılan zemin ağırlığı ile dengelendiği yüzen temel teşkilidir.

Bu iki çözüm arasındaki tercih, büyük ölçüde ilgili zeminin profiline bağlı olmakla beraber, esas olarak pratik ve ekonomik görüşlere göre yapılır. Kazıklı temellerin projelendirilmesinde ilk karşılaşılan sorun, tek kazıklarla veya kazık grupları ile taşınan emin yüklerin belirlenmesidir. Taşınacak yük, taşıyacak temel zemini tabakalarının özelliklerine uygun olacak şekilde zemin içinde yayılmalıdır.

Kazıkların emin taşıma gücünün belirlenmesinde zemin mekaniği prensipleri uygulamasının büyük önemi olmakla beraber, değerlendirmede yükleme deneylerine ve pratik tecrübeye dayanan ampirik yöntemlerden de faydalanılmalıdır.

Kazık yapımı, inşaat mühendisliğinin en zor uygulamalarından biridir. Leonard' a göre (1973), “Kazık yapımı, kazık yapılmasına karar verildiği andan son kazık yapılana kadar devam eden bir uzlaşma sürecidir.” Yapılan işin kalitesi ise, mühendisliğin ve yüklenicinin bilgi ve tecrübesi ne kadar engin olursa olsun şantiyedeki işçiliğe bağlıdır. Arazide yapılan bir hataya daha sonraki aşamalarda çare bulmak çoğu kez mümkün olmaz.

Leonard' a göre (1973), kazık yapımının üstlenilmesini zorlaştıran çok sayıda etken vardır. Bu etkenler aşağıda maddeler halinde verilmiştir:

- Arazi profili ve zemin özellikleri hakkındaki bilginin yetersizliği,
- Projenin gerçekleştirilmesini sağlayacak kaynağın yetersizliği,
- İşin kontrolünü üstlenenlerin kazık yapımındaki amaçları yeteri kadar anlamamış olması,
- Kazık yapımına uygulanabilecek veya açık yazılmış şartnamelerin bulunmaması,
- Ana yüklenicinin kazık yapımında uzman taşeronu bir takım koşulları dayatmak istemesi,
- Hava koşullarının dikkate alınmaması, inşaat malzemelerinin temininde güçlüklerin olmasıdır.

Kazık yapımı ile ilgili teknik şartnamelerde aşağıdaki hususlarda açıklık olması gerekir (Tomlinson, 1994):

- Kazık yerlerinin tespitinden kimin sorumlu olduğu,
- Kazıkların çakılması sırasında meydana gelecek zemin kabarmasına veya sondaj kazığı yapımında meydana gelecek oturmaya karşı alınacak önlemler,
- Kazık yapımı sırasında gürültü ve titreşime karşı alınacak önlemler,
- Kazık yapımında uygulanacak sıra ve yapım programı,
- Kazık çakımında gözetilecek refü miktarları,
- Kazık yapımında uygulanacak çeşitli toleranslar,
- Kazık yapımı sırasında tutulacak kayıtların kapsamı ve sıklığı,
- Kazık uçlarında fazla olan kısımların kesilmesinden ana yüklenicinin mi yoksa kazık yapım yüklenicisinin mi sorumlu olacağı,
- Hak ediş ve kesin hesapta kazık boylarının nasıl hesaplanacağı,

- Sondaj kazığı yapımı sırasında veya kazık başlarının kesilmesi, v.b. ile ortaya çıkacak döküntülerin kim tarafından kaldırılacağı açıkça belirtilmelidir.

Gerek münferit kazıkların gerek kazık gruplarının göçme şekilleri hakkında yeterli bilgi bulunmamaktadır. Buna karşılık, oturmaları hesaplarken daha çok tecrübeye dayanan esaslardan hareket edilmekte ve oturmaların büyüklüğü hakkında bir fikir elde edilebilmektedir. Bu yüzden, tasarım aşamasında, kazık taşıma gücü için oldukça iyi bir tahminde bulunurken oturma miktarını ancak kabaca tahmin yapılabilmektedir.

Son yıllarda kazıklı temellerin yapımında büyük ekonomi sağlandığı görülmektedir. Bunun başlıca nedenleri:

- Zemin mekaniği alanındaki gelişmeler,
- Arazi incelemesi yöntemlerindeki gelişmeler,
- İşçilik kalitesindeki gelişmeler,
- Kullanılan kazık sayısının, daha doğrusu, kazıkların taşıyabilecekleri yüklerin daha doğru olarak belirlenmesidir.

1.2. Kazıkların Kullanım Amaçları

Kazıklar, aşağıda belirtilen başlıca amaçlara hizmet etmek üzere inşa edilmektedirler (Teng, 1982):

- Üst yapı yüklerinin zemin yüzeyinden derinlerde bulunan ve taşıma karakteristikleri yüksek olan sağlam tabakalara güvenilir biçimde aktarılabilmesi. (Bu amaca hizmet etmek için inşa edilen kazıklar uygulamada genellikle *uç kazıkları* olarak adlandırılmaktadırlar.)
- Üst yapı yüklerinin kısmen yumuşak ve gevşek kalın zemin tabakalarına, sürtünme reaksiyonlarının yardımıyla güvenilir biçimde aktarılması. (Bu şekilde inşa edilen kazıklarda üst yapı yükü kazık uzunluğu boyunca çepeçevre kazık yüzeyi ile kazık cidarları arasında oluşan sürtünme gerilmeleri ile taşınmaktadır. Bu kazıklara *sürtünme kazığı* adı verilmektedir.)
- Gevşek-granüler zeminlerin taşıma kapasitesini arttırmak amacı ile kazıkların zemine çakılarak zeminin kompakte edilmesi. (Bu tip kazıkların uygulamadaki adı *kompaksiyon kazıkları* olarak bilinmektedir.)

- İleri derecede hidrostatik basınca veya eğilme momentine maruz yapıların stabilitesini arttırmak ve bu nedenle doğabilecek yapı hasarlarının önüne geçmek amacıyla kazıkların uygun eğimlerde zemine çakılması. (Uygulamada çekme gerilmelerine maruz kalan bu kazıklara çekme kazıkları adı verilmektedir.)
- Erozyona maruz zeminlerde (köprü, kenar ve orta ayak v.b.) üst yapı yükünün erozyondan etkilemeyen derinliklerdeki tabakalara taşıtılması.
- Sahile yakın yapıların gemi v.b. diğer yüzen cisimlerin darbelerine karşı bu darbeleri söndürülendirerek korumak amacıyla *tampon kazıklar* sık yerleşimde inşa edilebilmektedirler.
- Çeşitli nedenlerle üst yapıdan zemine aktarılan çekme karakterli yüklerin taşınması amacıyla zeminde çekme yüküne maruz bölümlerde *ankraj kazıkları* tesis edilebilir.
- Büyük hacimli yatay veya eğik kuvvetlerin zemine güvenilir biçimde aktarılmasını sağlamak amacıyla *eğik kazıklar* inşa edilebilir.
- Kuleler, deniz platformu gibi deniz yapıları ve yeraltı su seviyesi altında kalan radye temellerin maruz kaldığı kaldırma kuvvetlerinin etkisini karşılamak amacıyla *uzun kazıklar* teşkil edilebilir (Odbay, 1995).

1.3. Kazıklı Temellerin Tarihçesi

İnsanoğlu kazık temelleri 2000 yıldan daha fazla bir süredir kullanmaktadır. Büyük İskender M.Ö.332’de Tyre şehrinde kazıklar çakmış ve Romalılar kazıkları büyük çapta kullanmışlardır. Çin’de Hun imparatorluğu (M.Ö.200-M.S.200) zamanında köprü yapımcıları da kazıklar kullanmıştır. Bu eski inşaatçılar kazıklarını zemine el ile kaldırılıp düşürülen ağırlıklar kullanarak çakmıştır (Chellis, 1961). İnşaatçılar Orta Çağ’da daha büyük ağırlıkları kaldırmak için makaralar ve kaldıraç kuvveti kullanmıştır. Yapım yöntemleri Endüstri devrimi esnasında, özellikle buhar gücü mevcut olduğu zaman, çok hızlı gelişmiştir. Daha büyük ve daha güçlü gereç yapılmış ve böylece kazık çakma yetenekleri gelişmiştir. Bu gelişmeler yirminci yüzyıl boyunca devam etmiştir. Kazık malzemeleri daha iyi hale gelmiştir. Önceki kazıklar hep ağaçtan yapıldığından, uzunluk ve kapasitede sınırlı idiler. Neyse ki, 1890’larda çeliğin ve donatılı

betonunun gelişi daha büyük ve daha güçlü kazıkların yapımına olanak sağlamış ve daha iyi çakma cihazı, kazıkların yerleştirilmesini olanaklı hale getirmiştir. Bu gelişmiş temeller olmadan bugünün büyük yapılarının çoğı mümkün olamazdı. Günümüzde kazık temeller hasmane ortamlarda bile çok büyük yükleri taşıyabilir. Bunlar arasında belki de en etkileyicisi, denizdeki petrol platformları için olanlardır. Bunlar, 3 *m* kadar büyük çaplarda olup; rüzgar, dalga ve deprem kuvvetleri nedeniyle büyük yanal yüklere karşı koymaları gerekir (Mollamahmutoğlu ve Kayabalı, 2005).

2. KAZIKLI TEMEL ÇEŞİTLERİ

Yüklü bir kazığın mukavemeti iki büyüklüğün toplamından oluşur. Bunlar uç mukavemeti ile kazığın çevre yüzeyi boyunca adhezyon veya sürtünme nedeni ile yer alan sürtünme mukavemetidir.

Kazıklar pratikte genellikle ikiye ayrılır:

- 1- Yükün büyük kısmının sert/sıkı bir tabakaya aktarıldığı *uç kazıkları*;
- 2- Uç mukavemetinin önemsiz mertebelerde olduğu ve yükün büyük ölçüde sürtünme mukavemeti ile taşındığı *sürtünme kazıkları* veya *yüzen kazıklar*.

Uç kazıklar kendi içinde de ikiye ayrılır;

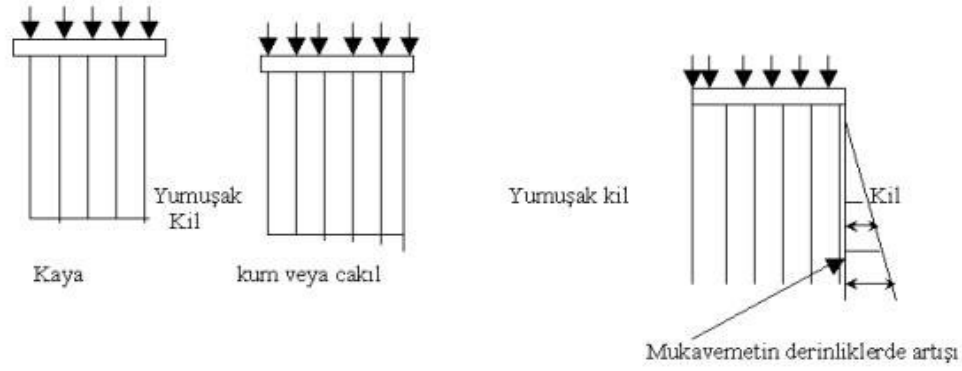
- 1- Kayaya oturan kazıklar
- 2- Yüğü nispeten sağlam tabakalara aktaran kazıklar.

Önemli miktardaki basınç dağılımlarının ve dolayısı ile oturmaların büyük bir kısmının yer alacağı bölgeleri belirten basınç soğanı kavramı, kazık temellerin etkinliği konusunda karar vermede faydalı olur.

Örneğin, yüksek sürtünme mukavemetine sahip taşıyıcı bir çakıl tabakası kalın bir kohezyonlu zemin tabakası üzerinde bulunabilir. Kazıklardan gelen basınç nedeni ile altındaki kohezyonlu tabakanın konsolidasyon ve oturması değişik faktörlere dayanır. Bunlardan en önemlisi, temel tarafından sıkışabilir tabakaya aktarılan basıncın şiddeti olmaktadır. Hesaplanabilecek bu basıncın değerlerinden meydana gelebilecek konsolidasyon ve oturmaların mertebeleri belirlenebilir. Diğer bir faktör, kil tabakasının arazide önceden maruz kaldığı ön konsolidasyon basıncıdır. Bu değer ödometre deneylerinden bulunabilir. Kil tabakasına uygulanan basıncın bu ön konsolidasyon basıncından büyük olmaması halinde meydana gelecek oturmalar çok küçük mertebelerde kalabilir.

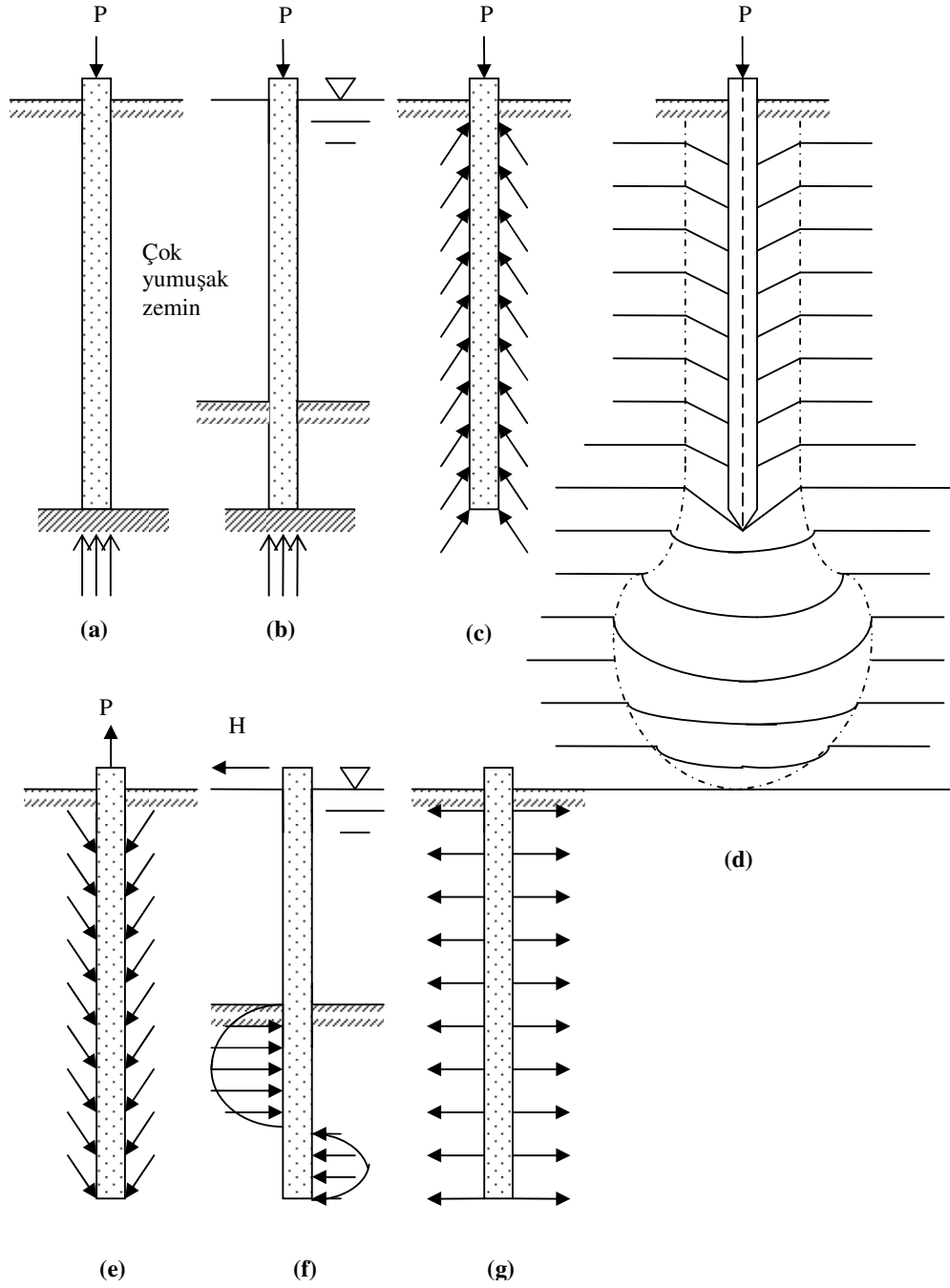
Kazıklar, herhangi bir yük taşıyamayacak bir zemin içinden geçebilir. Böyle bir tabakanın sonradan meydana gelecek konsolidasyonu, kazıklarda, temel projelendirilmesinde göz önüne alınmayan ek bir yük meydana gelmesine neden olacağından, bu tabakalar ayrıca incelenmelidir.

Sürtünme kazıkları Şekil 2.1' de gösterildiği gibi yükün nispeten zayıf bir tabakanın içinden geçilerek daha sağlam kil tabakalarına aktarılmasında kullanılır.



Şekil 2.1 Kazık temel tipleri

Büyük kalınlıktaki normal konsolide killerde kazıklar çoğunlukla, kayma mukavemetinin derinlikle artmasından faydalanmak için kullanılır. Basınç soğanının büyük mukavemetteki tabakalara kadar yayılması açısından, kazıkların nispeten uzun olması önem taşımaktadır. Kazıkların arasında kalan zemin kütlelerinin stabilitesi de bir bütün olarak göz önüne alınmalıdır. Kohezyonsuz zeminlerde sürtünme kazıkları, bu çeşit zeminlerdeki kazıkların ana fonksiyonu zeminlerin mukavemeti kompaksiyonla arttırmaktır. Kazık çakımı sırasında titreşim kum zemini sıkıştırır ve yeterince sıkışma sağlanınca kazıklar kum zemini bir blok halinde birlikte davranırlar. Gevşek kumların kazıklar ile sıkıştırılması temelin güçlendirilmesi açısından etkili olmakla beraber büyük bir olasılıkla yandaki benzer zeminin de sıkışmasına ve dolayısı ile komşu yapıların oturmasına da neden olur. Bu gibi kum zeminlerde, örselenmemiş ve sıkışmış birim hacim ağırlığı belirlenmeli ve bu birim hacim ağırlıklarından kayma mukavemetinin belirlenmesi için deneyler yapılmalıdır. Kullanılma amaçlarına göre kazık tipleri olarak uç kazığı, sürtünme kazığı, çekme kazığı, ankraj kazığı ve sıkıştırma kazığı Şekil 2.2’de gösterilmektedir.



Şekil 2.2 Kullanılma amaçlarına göre kazık tipleri; (a), (b) uç kazığı, (c), (d) sürtünme kazığı, (e) çekme kazığı, (f) ankraj kazığı, (g) sıkıştırma kazığı.

2.1. Ahşap Kazıklar

Ahşaptan, hem geçici hem de devamlı olarak kullanılacak kazıkların yapımında faydalanılabilir. Sağladığı taşıma gücüne oranla hafif oluşu, taşınma

kolaylığı, boyunun kolayca ayarlanabilmesi, ahşap kazıkların üstünlükleridir. Devamlı olarak kullanılacak ahşap kazıkların su seviyesi değişmesi veya sudaki burğu kurtlarının tahribatına karşı korunması için önlem alınması gerekir. Ahşap kazık imalinde kullanılacak ağaçlar dikkatle seçilmelidir. Ağaç üzerinde yarık, çatlak, büyük ve gevşemiş budaklar bulunmamalıdır. Kazık yapılmasında en çok kullanılan ağaç cinsleri, çam, köknar, sedir ve meşedir. TS3169 özel dayanıklılık sağlanması istenen işlerde meşe kullanılmasını tavsiye etmektedir.

Ahşap kazıklar, çürüme, böcek ve burğu kurtlarının tahribatı, mekanik aşınma, yangın gibi nedenlerle hasara uğrayabilir. Çürüme, mantar teşekkülü ile olur. Mantarın gelişmesi için rutubet, hava, besin, sıcaklık bakımından uygun şartlar bulunması gerekir. Öncelikle sıkı zemin içine çakılmış ahşap kazıkların zemin yüzünden 1,50 ~ 2,00 m'den derin kısımları, bu kesimde yeterli hava bulunmadığı için mantar oluşumuna elverişli değildir. Çürüme, su içerisinde çakılmış kazıklarda, özel bir önlem alınmamış ise, kazığın alçak ve yüksek su seviyeleri arasındaki kısmında meydana gelir. Sürekli olarak su seviyesi altında kalan ahşap kazıkların yüzyıllarca sağlam kaldıkları görülmüştür.

Ahşap kazıklar, yeraltı su seviyesinin alçalması durumunda kolayca tahrip olabilmektedir. Bu yüzden, nehir düzenlemesi, kurutma, büyük debi ile su çekilmesi gibi yeraltı su seviyesinin değişmesine yol açan nedenlerin varlığı ahşap kazıkların ömrünü kısaltır. Kazıklar gerek mantar teşekkülünü önlemek gerekse böcek ve burğu kurtlarına karşı, koruyucu bir kreozot tabakası ile kaplanır. Kreozot ahşaba iyice içirilmelidir. Koruyucu olarak bakır sülfat solüsyonu veya potasyum bikromat da kullanılabilir.

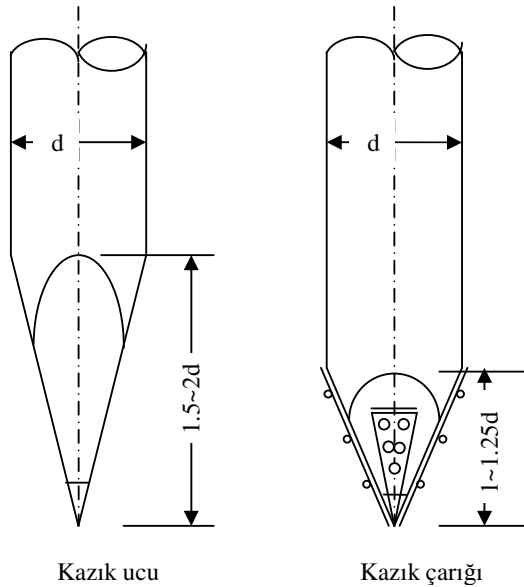
Ahşap kazıkların çakım sırasında aşırı zorlanma nedeni ile kırılma veya kısmen tahrip olmasının önlenmesi için kazık başı ve kazık ucu çelik çarık ile takviye edilir. Sıkı kum, çakıl veya taşlı zeminlere çakılması sırasında ahşap kazıklarda tahribat meydana geldiği sıkça görülmektedir. Zemin koşulları dikkate alınarak ahşap kazık çakılmasının uygun olup olmayacağına karar verilmelidir. Kazıkta hasar meydana gelmesini önlemek için tokmağın düşme sayısı ve düşme yüksekliği azaltılabilir. Bu durumda tokmak ağırlığı artırılır. Çakma zorluğu olan yerlerde tokmak ağırlığı kazık ağırlığına eşit, kolay çakım yapılabilen yerlerde tokmak ağırlığı kazık ağırlığının yarısı olarak seçilebilir.

Kazık ucunun çakımı sırasında hasara uğramaması için demirden yapılmış bir çarık için kullanılır (Şekil 2.3). Ahşap kazıkların mümkün olduğu kadar eksiksiz yapılması istenir. Yanal yük veya kaldırma kuvveti yoksa ek yapılabilir. TS 3169 ahşap kazıkların ortalama çapları kazık boylarına göre tanımlanmıştır: Boyu 6 m.' den kısa kazıklarda ortalama çap $D = 25 \text{ cm} \pm 2 \text{ cm}$; boyu 6 m' den uzun kazıklarda ortalama çap $D = (20 + L) \text{ cm} \pm 2 \text{ cm}$ 'dir. Burada L metre cinsinden kazığın boyunu göstermektedir.

Ahşap kazıkların, ahşabın cinsine bağlı olarak Amerikan şartnamelerine göre 4 N/mm^2 - 6 N/mm^2 değerleri arasında bir basınç gerilmesi kabul edilmektedir. Building Code of the City of New York (1998) servis gerilmesi olarak bazı çam cinsleri ve meşe için $8,3 \text{ N/mm}^2$, sedir ve başka cins çamlar için $5,9 \text{ N/mm}^2$ değerlerini tavsiye etmektedir.

2.2. Betonarme Kazıklar

Betonarme kazıkları, betonarme çakma kazıklar ve betonarme yerinde dökme kazıklar olarak ikiye ayırmak mümkündür.



Şekil 2.3 Ahşap kazık ucunun hazırlanması

2.2.1 Betonarme çakma kazıklar

Betonarme çakma kazıklar, kazık dökülmesine elverişli bir yerde hazırlanır ve çakılacakları yere nakledilir. İnşaat sahasının yeterli olması durumunda kazıklar şantiyede de dökülebilir. Betonarme çakma kazıklar, oldukça büyük yükleri, yumuşak veya gevşek zemin tabakaları altındaki sağlam tabakaya taşımakta son derece kullanışlıdır. Genellikle, kare, daire veya sekizgen kesitli olarak imal edilirler. Kazık boyu ve çapı, imal ve çakım olanaklarına bağlı olarak seçilmektedir. Kazık ağırlığından tasarruf sağlanması amacıyla bazen içi boş kesitli olarak imal edilmektedir. Building Code of the City of New York (1998), içi boş kesitli kazıkların et kalınlığının en az 100 mm olmasını istemektedir. Betonarme çakma kazıkların kesitlerinin ve konulacak donatının miktarının hesaplanmasında, kazığın istiflenme ve taşınması sırasında maruz kalacağı gerilmeler rol oynar. Bu gerilmeler, kazığın kaldırma şekli ile ilgilidir. Kazığa konulacak donatı kazığın kaldırılması sırasında meydana gelecek eğilme momentini karşılayabilmelidir.

Çeşitli ülkelerin standartlarında bu konuda hükümler bulunmaktadır. BS8004 ve DIN 4026, konulacak boyuna donatının kaldırma ve istifleme sırasında meydana gelen gerilmeler, yapı yüklerinden gelen kuvvetler ve zemin kabarmasından doğan çekme kuvvetlerine göre hesaplanmasını şart koşmaktadır. DIN 4026 beton basınç mukavemetinin kaldırma sırasında en az 22 N/mm^2 , çakma sırasında ise en az 34 N/mm^2 olmasını öngörmektedir. TS 3169 betonarme çakma kazık yapımında kullanılan betonun basınç mukavemetinin kalıptan çıkarılma sırasında $22,5 \text{ N/mm}^2$, çakılma sırasında 35 N/mm^2 olmasını yeterli görmektedir. BS8004 zor çakma halinde betonun 28 günlük küp mukavemeti, σ_b ' nin 40 N/mm^2 olması gerektiğini, normal koşullarda ve kolay çakma halinde ise mukavemetin 25 N/mm^2 olmasının yeterli olacağını söylemektedir. American Concrete Institute, basınç mukavemetinin $0,33 \times \sigma_b$, National Building Code (BOCA, 1999), $\sigma_b > 21 \text{ N/mm}^2$ olmak şartı ile basınç mukavemetinin $0,25 \times \sigma_b$ değerinden küçük olmaması gerektiğini kaydetmiştir.

Hava şartları elverişli ise yan kalıplar, beton dökülmesinden 24 saat sonra alınabilir. Kazık betonu kesintisiz dökülmelidir. Betonarme kazıklar döküldükten

sonra 10 gün süre ile ısıtılmalıdır. Çabuk sertleşen beton kullanılması halinde bu süre 4 güne indirilebilir.

DIN 4026, 10 *m*'den daha uzun kazıklarda boyuna donatı alanının kazık kesit alanının %0,8'inden daha az olmamasını, kare kesitli kazıklarda köşelerde çapı 14 *mm*'den daha küçük olmayan 4 demir, daire kesitli kazıkların çevresinde 14 *mm*'den küçük olmayan 5 demir konulmasını istemektedir. New York City Building Code (1999) boyuna donatı alanının kazık kesit alanının en az %0,2'si kadar ve en az 4 adet boyuna donatı konulması öngörülmüştür.

Canadian Manual on Foundation Engineering (NRC, 1975) ve Building Code of the City of New York (1998), etriye aralıklarının 100 ila 200 *mm* arasında olabileceğini, kazığın çapında ve ucunda, kazık çapının üç katı kadar uzunlukta etriye aralıklarının 75 *mm*'den daha büyük olamayacağını kaydetmiştir. DIN 4026 kazık gövdesindeki etriyeler arasında 120 *mm* aralık olmasını gerekli görmüştür.

DIN 4026'da pas payı 30 *mm*, korozyona maruz ortamda 40 *mm*, New York City Building Code (1985)'da ise minimum 40 *mm* olarak verilmiştir. BS8110' da zemine gömülü veya devamlı su altındaki kazıklarda, beton kalitesi ile azalmak üzere, pas payını 40 *mm* ile 20 *mm* arasında; deniz suyu etkisine maruz olması halinde 60 *mm* ile 50 *mm* arasında verilmektedir. Kare kesitli betonarme çakma kazıkların genellikle kullanılan boyutları ile taşımaları beklenen düşey servis yükleri Çizelge 2.1'de verilmiştir.

Çok sayıda kazık yapılmasının söz konusu olması ve zemin koşullarının elverişli bulunması halinde, donatı miktarının fazla olmasına rağmen, gerçekleştirilen çakım sürati sayesinde çakma kazıklar büyük ekonomi sağlar.

Çizelge 2.1 Betonarme çakma kazıkların boyutları ve servis yükleri

Kazık kenar uzunluğu (<i>mm</i>)	Servis yükü, Q_E (<i>kN</i>)	Maksimum kazık boyu (<i>m</i>)
250	200~300	12
300	300~450	15
350	350~600	18
400	450~750	21
450	500~900	25

Çakma kazıklar, ön gerilmeli olarak da yapılabilir. Diğer çakma kazıklara göre ön gerilmeli kazıkların avantajları;

- 1- Daha büyük mukavemet/ağırlık oranına sahip olmaları,
- 2- Taşıma ve çakma sırasında meydana gelebilecek çatlakların ön gerilme ile önlenbilmesidir.

NAVFAC Design Manual 7.02 çakma betonarme kazıkların boyunun 12 m~15 m arasında, ön gerilmeli çakma betonarme kazıkların boyunun ise 18 m~30 m arasında olabileceğini belirtmiştir.

Çakma kazıkların sağlam zemine en az 3 m, yumuşak zemine en az 6 m girmesi gerekir. Çakma sırasında su jeti (yıkama) kullanılıyorsa, genellikle, 18 mm' lik (3/4") iki boru ucundan 7 bar basınçta su püskürtecek bir düzenek kullanılmalıdır.

2.2.2. Yerinde dökme betonarme kazıklar

Betonarme yerinde dökme kazıklar, kaplama borulu veya kaplama borusuz sondaj deliği içinde imal edilir. Ucu kapalı bir kaplama borusunun şahmerdan, hidrolik veya titreşimli bir çekiç vasıtası ile zemine sokulması ile yapılan kazıklara yerinde dökme betonarme çakma kazık adı verilir. Ucu açık bir kaplama borusu zemine sokularak ve kaplama borusunun içi temizlenerek yeri hazırlanan kazıklara, kısaca sondaj kazığı veya fore kazık denilmektedir.

Yerinde dökme betonarme çakma kazıklar üç gruba ayrılır:

- 1- Kaplama borusuz kazıklar (zemin içinde silindirik bir çukur açan çelik bir çarığın çakılması ve meydana gelen çukurun veya kendini tutabilen çukurun betonlanması ile imal edilen kazıklar),
- 2- Kaplama borusu yerinde bırakılan kazıklar,
- 3- Kaplama borusu çıkarılan kazıklar.

Yerinde dökme kazıkların birçok çeşidi vardır. Bunlar arasından birisinin seçilmesinde, kazık çakılacak arazinin geoteknik özellikleri ve o tip kazığın imal olanakları rol oynar. TS3168 uzunluklarına göre betonarme yerinde dökme kazıkların çaplarının en küçük değerlerini vermektedir. Yerinde dökülen betonarme kazıkların en küçük çapları Çizelge 2.2'de verilmektedir.

Çizelge 2.2 Yerinde dökülen betonarme kazıkların en küçük çapları

Kazık boyu, L (m)	En küçük kazık çapı, D (mm)
$L \leq 10$	300
$10 < L \leq 15$	350
$15 < L \leq 20$	400
$20 < L \leq 30$	500

Betonlama işlemine başlamadan önce, önceden hazırlanmış donatı kafesi, kazık çukuruna yerleştirilir. Betonlama, tremi borusu ile kazık çukurunun altından başlanarak veya beton pompası ile yapılır. Betonun kazık çukurunu tamamen doldurması ve araya yabancı madde karışmamasına dikkat edilmelidir.

Yerinde dökme betonarme kazıkların bütününe etkileyen nedenler şöyle sıralanabilir (Sliwinski, Fleming, 1983, Fleming, 1983):

- 1- Beton kalitesi yetersizdir. Dökülmesi sırasında beton segregasyona uğramış ve bu yüzden mukavemeti düşmüştür.
- 2- Ön görülen kazık kesiti sağlanamamıştır. Beton içine yabancı madde karışmış, kılıfın hızlı çekilmesi yüzünden kesiti su hücumu gibi nedenlerle istenilen kazık kesiti her derinlikte sağlanamamıştır.
- 3- Kazık ucunun oturduğu zeminde örselenme meydana gelmiştir. Kazık çukurunun açılması sırasında, kazık ucunun yerleştirileceği zemin örselenmiş veya kazık döküntüleri ile dolmuştur. Kazık ucu altındaki örselenme, geniş bir kesimi kapsıyor olabilir
- 4- Donatı kafesi yerinde değildir. Yerinde dökme betonarme kazıklarda imalat sırasında kullanılan kaplama borusu, bazı kazık tiplerinde zemin içerisinde bırakılır, bazı tiplerde ise kazık betonlandıktan sonra zeminden çıkarılır.

Yerinde dökme betonarme (fore) kazıkların yapımında dikkat edilecek hususlar şunlardır:

- 1- Kazık çukurunun çeperlerinin stabilitesi sağlanmalıdır. Özel olarak yeraltı su seviyesi altındaki veya zeminde artezyen bulunması durumundaki kazık çukuru içinde, su doldurularak veya uygun başka sıvılar kullanarak en az 1,0 m' lik bir hidrolik yük farkı oluşturulmalıdır.

- 2- Kazık çukuru betonlanmadan önce iyice temizlenmeli, zemin döküntüsü ve yabancı maddelerin betona karışması önlenmelidir.
- 3- Çukurun hazırlanması ile betonlama arasında geçen zaman en aza indirilmelidir.
- 4- Çukur kazısı kılıfın 1,00 m altına kadar sürdürülür. Donatı kafesi, çukurun tabanına kadar indirilir, böylece kılıfın ucundan 1,00 m aşağıya uzatılır. Betonlama sırasında bir yandan kılıf çekilirken çevreden zemin ve suyun girmesine engel olunurken bir yandan da kılıfın yukarı çekilmesi kolaylaştırılır.
- 5- Betonlamayı kolaylaştırmak için etriyeler arasındaki uzaklıklar, pas payları uygun değerlerde seçilmeli ve donatının kılıfa dokunmaması için pas payı takozları kullanılmalıdır.

Yerinde dökme betonarme kazıkların yapımında kullanılan başlıca yöntemlerde şöyle özetlenebilir:

- 1- Bir yöntem, kendini tutabilen kazık çukuruna donatı indirilmesi ve çukurun betonlanması ile kazık yapılmasıdır. Yeraltı suyu bulunması veya çukur çeperlerinin kendinin tutamaması halinde bu yöntem uygulanamaz. Özellikle, kuyuya su sızması ve çukur dibinde birikmesi durumunda bu yöntemle yapılacak imalat ciddi mahzurlar ortaya çıkarır. Suyun içine dökülen beton segregasyona uğrar. Beton dökülmesine devam olunursa yukarıdaki beton alttaki betondan daha önce priz yapar. Aşağıdaki betonun kolayca sıkışıp oturması sonucu, kazığın alt kesimi ile daha yukarıdaki kesimi arasında boşluk oluşur.
- 2- Diğer bir yapım yöntemi, kazık çukurunun çeperlerinin stabilitesini sağlamak için kılıf kullanılmasıdır. Kılıf, çukur kazıldıkça aşağıya sızması, çoğu kere çeperlerden zemin parçalarının düşmesine ve betona karışmasına yol açar. Sürülür kılıf kullanılması halinde ortaya çıkabilecek sorunlar, betonlama sırasında kılıfın hızlı çekilmesi ve bu yüzden suyun veya zemin parçalarının betona karışması, öngörülen kazık kesitinin elde edilememesidir. Kalıcı kılıf kullanılması ise, ekonomik nedenlerle, genellikle başvurulmuş son çaredir.

- 3- Başka bir yapım yöntemi, bentonit süspansiyonu kullanılarak çukur çeperlerinin stabilitesinin bozulmasının önlenmesidir. Özellikle geniş çaplı kazıkların yapımında yararlanılan bir yöntemdir. Kazık başının üst kısmına bir yaka kılıfı yerleştirilir. Kuyu içindeki bentonit seviyesi, zemin yüzüne yakın ve herhalde yeraltı su seviyesinden 1,00 ~ 1,50 m daha yukarıda tutulur. Bu yöntemle çalışılırken çukur tabanın iyice temizlenmesine dikkat edilmelidir. Beton tremi borusu ile dipten başlanarak dökülüyorsa, süspansiyon ile birlikte gelen zemin parçaları ve yabancı maddelerin kazığın üst tarafında betona karışması önlenmelidir.
- 4- Burgu ile yapılan kazıklarda çukur istenilen derinliğe kadar açıldıktan sonra burgu geri alınırken beton dökülür. Bu yöntemde, burgunun geri alınması ile beton dökülmesinin eş zamanlı olmasına dikkat edilmelidir.

2.2.3. Soket yapılması

Yerinde dökme betonarme kazıkların çukurunun kazılması sırasında döküntü zemin veya taban kabarması ile ortaya çıkan zayıf zeminin dışarı çıkarılmasında güçlük olabilir, ya da kazığın uç mukavemetinden tam olarak yararlanılması istenebilir. Bu gibi durumlarda, kazı ucuna *soket* yapılması düşünülebilir. Soket yapılması için uygun bir yöntem, donatı kafesi içine çimento enjeksiyonu yapılmasına elverişli borular monte edilmesi, kazığın betonlanması tamamlandıktan sonra bu borulardan basınçlı harç püskürtülerek soket yapılmasıdır. Enjeksiyon boruları yerine, günümüzde yaygın bir kullanıma alanı bulmuş olan “*tube a machettes*” kullanılarak da soket betonu püskürtülür. Kazık gövdesinin betonlanmasından en az sekiz gün geçtikten sonra enjeksiyon borularından su/çimento oranı 3/5 olan harç basılır. Kazık gövdesinde kullanılan beton karışımının özellikleri Çizelge 2.3’te verilmektedir.

Soketli kazıklarda yüksek uç mukavemeti, uçtaki zeminin sıkıştırılması ile sağlanmaktadır. Bu yüzden enjeksiyon basıncının doğru seçilmesi önemlidir. Çok yüksek basınçlar uygulanması halinde zemin bozulabilir (hydrofracture) ve bu durum enjeksiyon basıncının ani düşmesi ile anlaşılır. Tecrübe, sıkı kumlarda, dakikada 1 – 2 litre enjeksiyon yapılmasını sağlayacak basıncın uygun olduğunu göstermiştir.

Çizelge 2.3 Beton karışımının özellikleri

Çimento miktarı	
Kuruda dökülüyorsa :	$\geq 325 \text{ kg/m}^3$
Su altında dökülüyorsa :	$\geq 325 \text{ kg/m}^3$
Su çimento oranı (w/c)	< 0.6
d < 0.125mm ince malzeme miktarı :	
Kaba agrega d > 8mm	$\geq 400 \text{ kg/m}^3$
Kaba agrega d $\leq$ 8mm	$\geq 450 \text{ kg/m}^3$

2.2.4. Betonarme kazıkların karşılaştırılması

Yerinde dökme çakma betonarme kazıklar ile sondaj kazıklarını birbirleriyle karşılaştırdığımızda, sondaj kazıkların üstünlükleri şöyledir;

- 1- Sondaj kazıklarının yapımı sırasında çevrede genellikle büyük sarsıntılar meydana gelmez.
- 2- Kazık çukurunun açılması sırasında numune almak mümkün olduğu için geçilen tabakaların mükemmel bir profilinin elde edilmesi mümkündür.
- 3- Çatı altı, vs. gibi çalışma yüksekliği az olan yerlerde dahi imal edilebilir.
- 4- Kazık uzunluğu zemin koşullarına göre ayarlanabilir.
- 5- Yalnız kaplama borusu çakılması gibi nispeten küçük bir kuvvet tatbiki gerektiği için kolayca büyük derinliklere ulaşılabilir.

Bu üstünlüklerine karşılık, sondaj kazıklarının şu sakıncaları da vardır:

- 1- Kazık yeri zeminin oyulup çıkarılması ile hazırlandığı için kaplama borusu çevresindeki zeminlerde gevşeme olabilir. Kazma işlemi, kaplama borusunun alt ucundan 0,3 m ~ 0,5 m daha derine kadar sürdürülmektedir ve bu yüzden killi zeminlerde dahi bir miktar ferahlama meydana gelir.
- 2- Küçük kesitli sondaj kazıklarının yeraltı su seviyesi altında dökülmesinde güçlükler vardır.
- 3- Muhafaza borusu çıkarılan sondaj kazıklarda taze betonun da çekilmesi ihtimali vardır.
- 4- Muhafaza borusunun çekilmesi sırasında gerekli itina gösterilmezse, zeminin çukura hücumu ile kazık kesitinin daralması sonucu boğulma meydana gelebilir.

- 5- Beton dökülmesi sırasında tremi borusu kullanılmaması halinde beton içindeki iri malzeme ile ince malzeme ayrılır ve bunun sonucunda kötü bir beton meydana gelir.

Sondaj kazıkları genellikle uç kazığı olarak kullanılırlar. Gevşek zeminlerde, akıcı kumlarda, basınçlı yeraltı suyu bulunması halinde mümkün olduğu kadar sondaj kazığı yapılmasından kaçınılmalıdır.

Yerinde dökülen çakma kazıklar sondaj kazıklarına göre genellikle daha çok yük taşırlar. Bununla beraber, yerinde dökülen çakma kazıklar belli tiplerle sınırlı kalırken sondaj kazığı tipleri her gün gelişmekte, sayıları artmaktadır.

2.2.5. Betonarme kazıkların dayanıklılığı

Şartnamelere uygun olarak imal edilen betonarme kazıklar en dayanıklı inşaat elemanlarından birisidir. Bununla birlikte, zeminde doğal olarak mevcut olan sülfat betonun bozulmasına yol açabilir. Betondaki hidrate kalsiyum alüminat, sülfat ile reaksiyona girerek kalsiyum sülfoalüminat meydana getirir. Moleküler düzeyde hacim artışına yol açan bu değişiklik sonucunda beton dağılır. Çözülebilir sülfatların beton üzerinde etkili olup olmadığını anlamak için zemindeki sülfat miktarının ve mevcut katyonlarının belirlenmesi gerekir. Numunedeki sülfat konsantrasyonu %0,5'i geçiyorsa, zeminde sülfat analizi yapılmalıdır.

Sülfatın etkisinden kurtulmak için kazığa bitüm veya katran sürülmesi yeterli olmayabilir. Bitüm veya katran çakım sırasında sıyrılır ve fazla yararlı olmaz. Buna karşılık, yoğun, iyi sıkıştırılmış, su/çimento oranı küçük olan beton sülfata dayanıklı kabul edilir. Yapısal olarak pas paylarının arttırması, sivri köşeler teşkilinden kaçınılması gibi önlemler de alınabilir.

2.3. Çelik Kazıklar

Çok kullanılan çelik kazıklar, boru, kutu, H-kesitli kazıklardır. Geniş flanşlı H-kesitli veya I profili kazıklar da kullanılmaktadır. Uçları açık çakılan kutu ve boru kesitli kazıkların çakılmasını kolaylaştırmak amacı ile tabanın zeminin kazılması veya ters su sirkülasyonu ile temizlenmesi çarelerine başvurulur. Kutu veya boru tipi çelik kazıkların ağır yükleri taşımaları istendiği zaman uçları kapalı

olarak çakılmaları mümkündür. Kazığın derine çakılması durumunda ucu açık bırakılır, fakat kazık ucundan belli bir uzunluk yukarıda ortası delik bir plaka ile uç mukavemeti sağlanır. Plakanın ortasındaki delik, çakım sırasında kazık ucunda sıkışan su, silt veya yumuşak kilin kaçması için bırakılmalıdır.

Çakma sırasında tahrip olmaması için kazık uçları takviye edilir. Çelik kazıklar, örselenmemiş tabii zeminlere çakıldığı zaman korozyona uğrama tehlikesi azdır. Buna karşılık, örselenmiş veya dolgu zeminlerde korozyon önemlidir. Bunun nedeni, örselenmiş zeminde daha çok oksijen bulunmasıdır. Örselenmemiş zeminlerde, zemin yüzünden bir iki metre daha derinde oksijen çok azdır.

Çelik kazıkların çakma boyu, kaynak ile ek yapılmak suretiyle arttırılabilir. Açık deniz yapılarında, uzun çelik kazıkların oluşturulması bu yolla yapılmaktadır. Kutu çelik kazıklar, palplanşların kaynaklanması ile elde edildiği gibi, boru kazıklarda olduğu gibi çelik levhalardan da yapılabilir.

2.4. Kompozit Kazıklar

Karşılaşılan zemin koşulları ve yapı gereklerinin karşılanması için çeşitli malzemeden yapılan çakma kazıklar veya yerinde dökme kazıklar ile çakma kazıklar birlikte kullanılır.

2.5. Sondaj Kazıkları (Fore Kazıklar)

Yerinde imal edilen sondaj kazıklar, genellikle sağlam kil zeminlerdeki yapı temellerinde kullanılmaktadır. Bunlar genellikle 40-60 cm çapında ve 6-15m'ye kadar uzunlukta olmakla beraber, bazen daha geniş çapta ve boyda da imal edilmektedir. (Halen yurdumuzda 150 cm kadar fore kazıklar yapılmaktadır. Fore kazıklar 60 m derinliğe kadar teşkil olunmuştur) Bu kazıkların imalı; ucu açık bir kaplama borusu sondaj yoluyla zemine sokulur ve içindeki zemin tamamen çıkartıldıktan sonra yerine beton doldurulur. Bu şekilde imal olunan kazıklar küçük bir ayak temel gibi düşünülebilir.

3. KAZIKLARIN ZEMİNE YÜK AKTARMA MEKANİZMASI

Kazıklı temellerin üzerindeki üstyapı yükünü zemine aktarma mekanizmaları oldukça karmaşıktır. Bu olayı yorumlamak için Şekil 3.1a'da gösterilen kazık uzunluğu L boyunca yük dağılımının irdelenmesi gerekmektedir. Kazık üzerindeki yük, sıfırdan başlayarak derinlikle yavaş yavaş artarak zemin yüzeyinde $Q_{(z=0)}$ 'dir. Bu yükün bir kısmı kazık gövdesi boyunca çepeçevre gelişen yüzey sürtünmesi ile karşılanan Q_1 ve kazık ucunun altında kalan zemin tarafından karşılanan Q_2 'dir. Yük aktarma mekanizması toplam yükün ne kadarlık kısmının *yüzey sürtünmesi*, ne kadarlık kısmının *uç mukavemeti* ile karşılanacağını belirlemektedir. Eğer herhangi bir z derinliğinde kazık shaftı tarafından taşınacak $Q_{(z)}$ yükünün belirlenmesi için ölçümler yapılırsa, shaft boyunca dağılım Şekil 3.1b'de görüldüğü gibi olmaktadır. Herhangi bir z derinliğinde *birim alana isabet eden yüzeysel sürtünme direnci*, $f_{(z)}$, (3.1) eşitliğiyle aşağıdaki gibi belirlenebilir:

$$f_{(z)} = \frac{\Delta Q_{(z)}}{p \cdot \Delta z} \quad (3.1)$$

Bu eşitlikte p = kazık enkesitinin çevresidir. $f_{(z)}$ 'nin derinlikle değişimi Şekil 3.1c'de gösterilmiştir.

Eğer zemin yüzeyindeki Q yükü yavaş yavaş arttırılırsa, zemin ve kazık arasındaki kazığın boyutlarına ve L uzunluğuna bağlı göreceli hareket 5 – 10 mm. ye ulaştığında, kazık shaftı boyunca oluşan yüzeysel sürtünme direnci maksimum derecede mobilize olmuş olacaktır. Buna karşılık, kazık ucunda taşınabilecek maksimum yükün, $Q_2 = Q_p$ mobilize olabilmesi için kazık ucunun, çakma kazıklarda çapın %10'u, fore kazıklarda %25'i kadar hareket etmesi gerekecektir. Nihai yükte (Şekil 3.1d ve 3.1b'deki eğri), $Q_{(z=0)} = Q_u$, durum aşağıdaki gibidir:

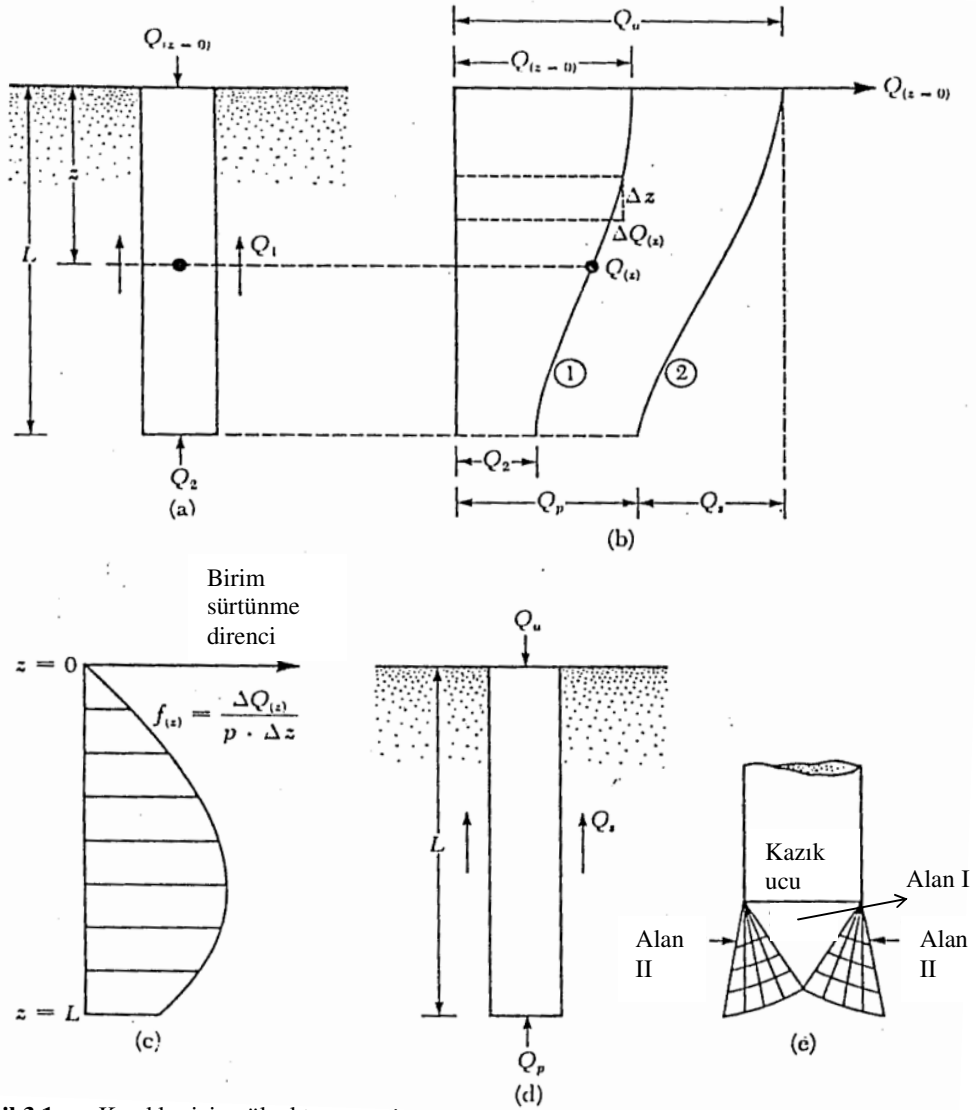
$$Q_1 = Q_s \quad (3.2)$$

ve

$$Q_2 = Q_p \quad (3.3)$$

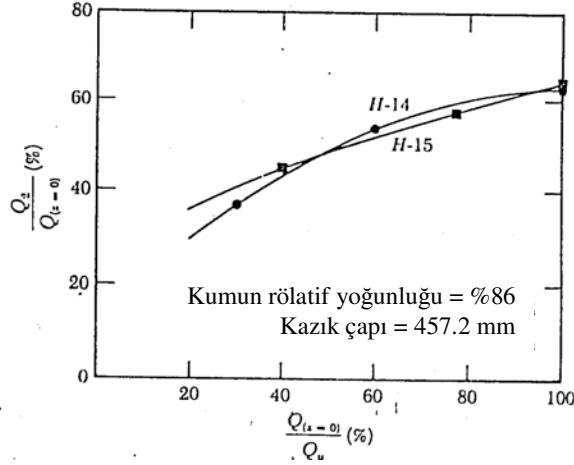
Yukarıdaki açıklama, Q_s (ya da kazık shaftı boyunca birim yüzey sürtünmesi, f) tarafından oluşan deplasmanın, uç direnci, Q_p ile karşılaştırıldığında çok daha az oluştuğunu belirtmektedir. Bu Vesic'in (1970) granüler zeminlerdeki kazık yükleme deneyi sonuçlarından da görülebilmektedir (Şekil 3.2). Burada dikkat edilmesi gereken, bu sonuçların sıkı kumdaki boru kazıklara it olduğudur.

Nihai yükte, kazık ucundaki zeminin kırılma yüzeyi (Q_p tarafından meydana gelen taşıma kapasitesi göçmesi) Şekil 3.1'de gösterilmektedir. Burada dikkat edilmesi gereken, kazıklı temellerin bir derin temel çeşidi olduğu ve Şekil 3.3c ve Şekil 3.4'te görüldüğü gibi zeminin çoğunlukla zımbalama etkisinde göçtüğüdür. Bunun anlamı, kazık ucunda oluşan *üçgensel alan I*, başka hiçbir kayma yüzeyi

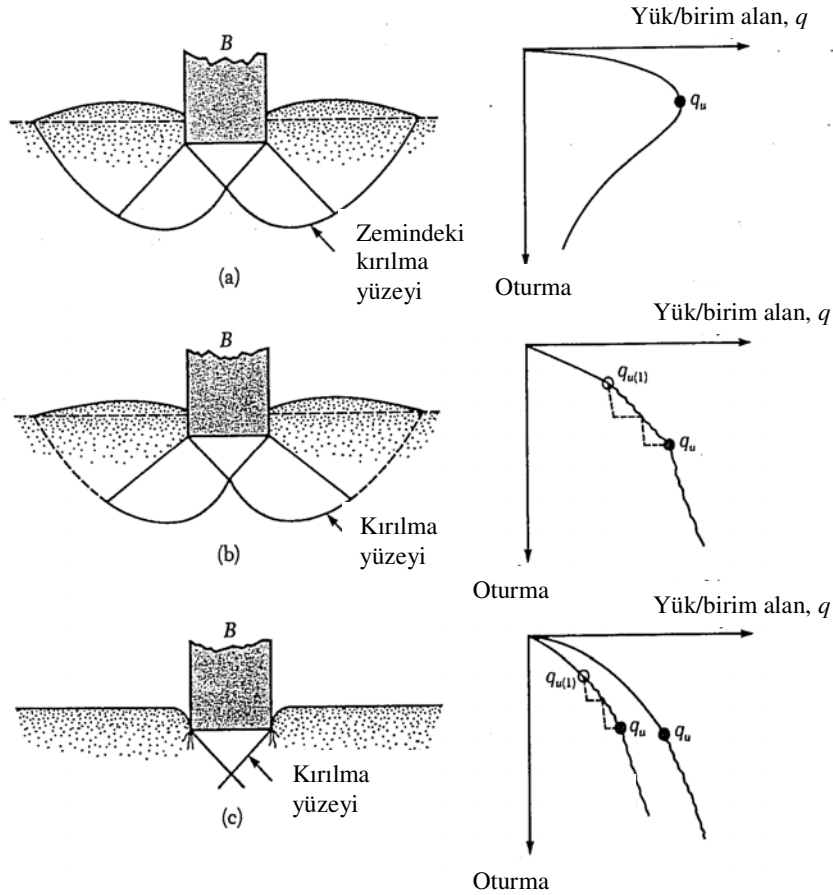


Şekil 3.1 Kazıklar için yük aktarım mekanizması

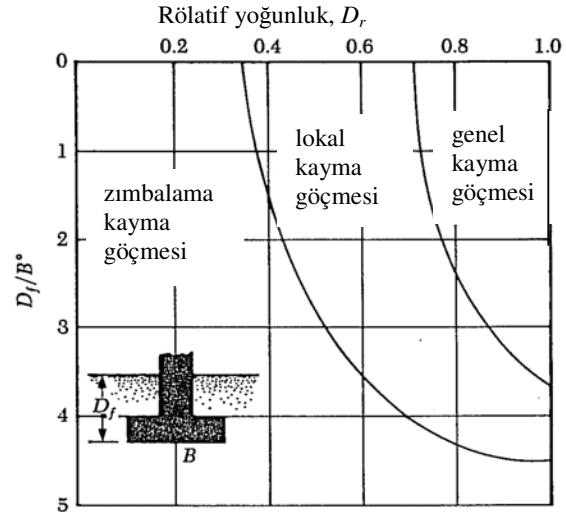
oluşturmadan aşağı doğru hareket etmektedir. Sıkı kum ve sert kil zeminlerde, kısmen *radikal kesme alanı* II meydana gelmektedir. Bu durumda, kazığın yük – yer değiştirme eğrisi Şekil 3.3c’deki gibi olmaktadır (Das, 1984).



Şekil 3.2 Kazık yüklemesinin çeşitli aşamalarında aktarılan uç yükünün rölatif büyüklüğü



Şekil 3.3 Zemindeki taşıma kapasitesi göçmesi, (a) genel kayma göçmesi; (b) lokal kayma göçmesi; (c) zımbalama kayma göçmesi (Vesic, 1973)



Şekil 3.4 Kumdaki temel göçmeleri, (Vesic, 1973)

4. DÜŞEY YÜKLER ALTINDAKİ KAZIKLARIN TAŞIMA KAPASİTESİ

Bir kazığın nihai yük taşıma kapasitesi, kazık ucunda taşınan yük ve kazık-zemin arasında meydana gelen sürtünme direncinin (yüzey sürtünmesi) toplamı olarak basit bir eşitlikle ifade edilebilir (Şekil 4.1);

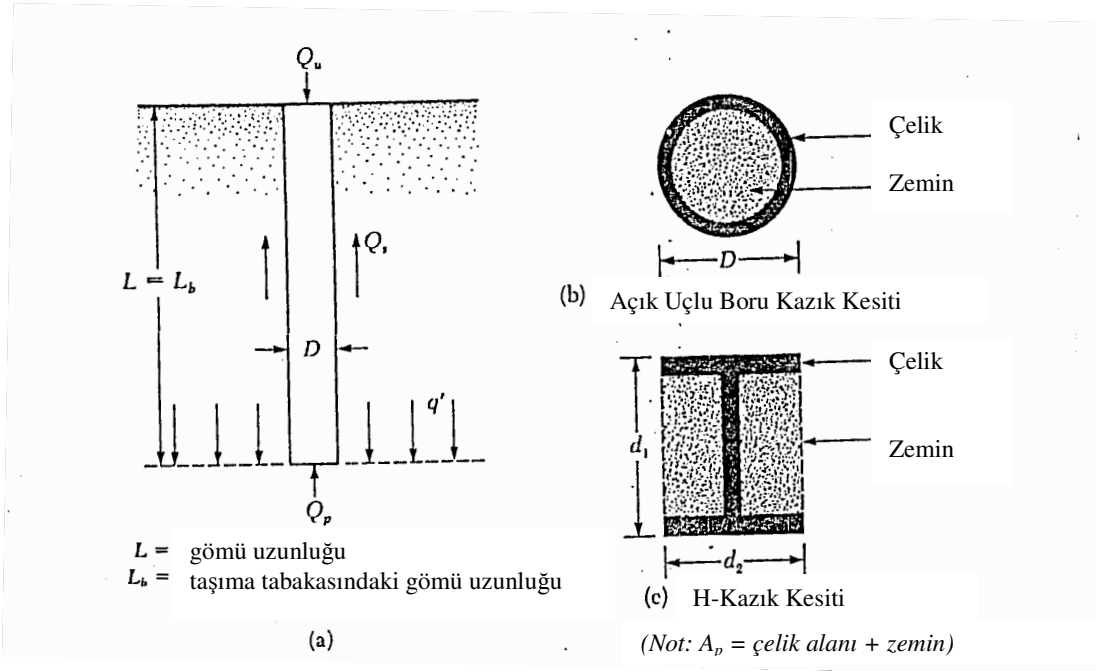
$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (4.1)$$

burada; Q_u = nihai kazık kapasitesi

Q_p = kazık ucunun yük taşıma kapasitesi

Q_s = sürtünme direncidir.

Q_p ve Q_s değerlerinin belirlenebilmesi amacıyla sayısız çalışma yayınlanmıştır. Yakın tarihli, en iyi araştırmalar Vesic (1977), Meyerhof (1976) ve Coyle ve Costello (1981) tarafından yapılmıştır. Bu çalışmalar nihai kazık kapasitesinin belirlenmesi probleminde kavram şartlarını sağlamaktadırlar.



Şekil 4.1 Kazık - zemin etkileşimleri; (a) kazık - zemin boykesiti; (b) açık uçlu boru kazık kesiti (c) H - Kazık kesiti

4.1. Uç Taşıma Kapasitesi

Terzaghi'nin eşitliklerine göre, yüzeysel temeller için taşıma kapasiteleri aşağıdaki gibidir:

$$\text{yüzeysel kare temeller için ;} \quad q_u = 1,3.c.N_c + q.N_q + 0,4.\gamma.B.N_\gamma \quad (4.2)$$

ve

$$\text{yüzeysel dairesel temeller için ;} \quad q_u = 1,3.c.N_c + q.N_q + 0,3.\gamma.B.N_\gamma \quad (4.3)$$

Benzer bir yaklaşımla, düşey yükleme durumundaki yüzeysel temeller için genel taşıma kapasitesi denklemi;

$$q_u = c.N_c.F_{cs}.F_{cd} + q.N_q.F_{qs}.F_{qd} + 1/2.\gamma.B.N_\gamma.F_{\gamma s}.F_{\gamma d} \quad (4.4)$$

dir. Bu nedenle genelde, nihai taşıma kapasitesi şu şekilde ifade edilebilir:

$$q_u = c.N_c^* + q.N_q^* + \gamma.B.N_\gamma^* \quad (4.5)$$

burada; N_c^* , N_q^* ve N_γ^* gerekli şekil ve derinlik faktörlerini içeren taşıma kapasitesi faktörleridir.

Kazıklı temeller derin temellerdir. Bununla beraber, kazık ucunda birim alana denk gelen nihai mukavemet (q_p), N_c^* , N_q^* ve N_γ^* değerlerinin değişmesine rağmen (4.5) denklemindekine benzer şekilde ifade edilebilir. Burada kazık genişliği olarak kullanılan simge D 'dir. Bu nedenle, (4.5) denklemindeki B yerine D yerleştirildiğinde denklem şu hale gelmektedir:

$$q_u = q_p = c.N_c^* + q.N_q^* + \gamma.D.N_\gamma^* \quad (4.6)$$

Kazık genişliği D 'nin göreceli olarak küçük olması nedeniyle, ciddi bir hataya mehil vermemek için eşitliğin sağ tarafındaki terimi ihmal edilerek, denklem aşağıdaki forma dönüşmektedir:

$$q_p = c.N_c^* + q'.N_q^* \quad (4.7)$$

(4.7) eşitliğinde dikkat edilmesi gereken, q terimi yerine düşey efektif gerilmeyi ifade eden q' teriminin kullanılmasıdır. Bu nedenle, kazıkların uç taşıma kapasitesi şu şekilde ifade edilmektedir:

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c^* + q' \cdot N_q^*) \quad (4.8)$$

burada; A_p = kazık ucunun alanı

c = kazık ucunu destekleyen zeminin kohezyonu

q_p = birim uç direnci

q' = kazık ucu seviyesindeki düşey efektif gerilme

N_c^*, N_q^* = taşıma kapasitesi faktörleridir.

Taşıma kapasitesinin belirlenebilmesi için Meyerhof Metodu, Vesic Metodu, Hansen Metodu, Janbu Metodu gibi birkaç yöntem bulunmaktadır.

4.1.1. Meyerhof Metodu

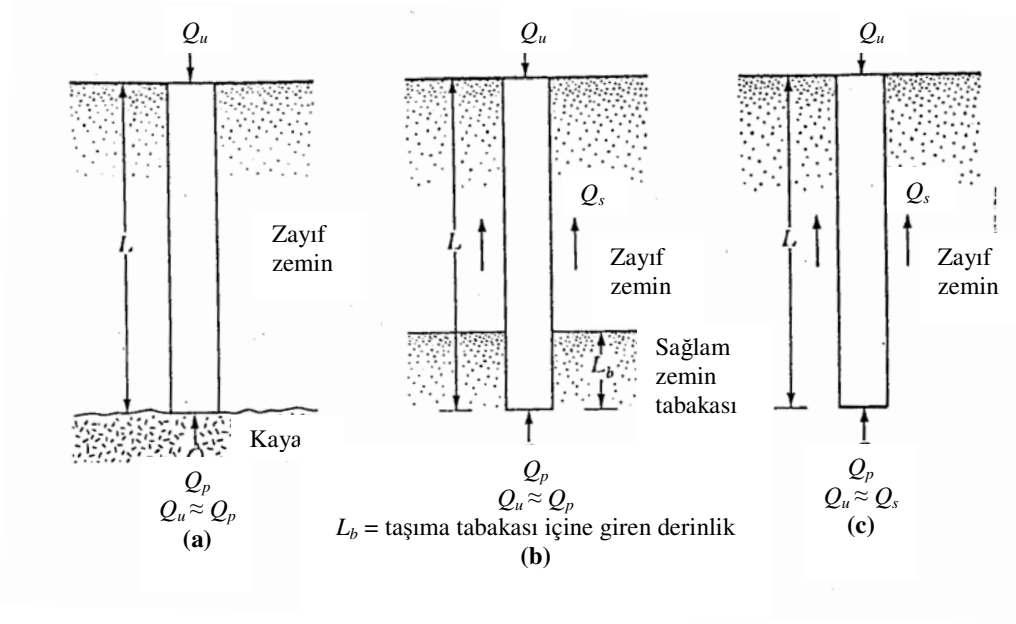
Kumdaki bir kazığın uç taşıma kapasitesi (q_p), genellikle taşıyıcı tabakadaki gömü derinliğinin kazık çapına olan oranıyla (L_b/D) artmakta ve $L_b/D = (L_b/D)_{cr}$ gömü oranında maksimum değere ulaşmaktadır. Burada dikkat edilmesi gereken, homojen bir zeminde L_b , kazığın gerçek gömü uzunluğu olan L 'ye eşit olduğudur (Şekil 4.1a). Ancak, Şekil 4.2b'de kazık taşıyıcı bir tabakanın içine girmiştir, $L_b < L$. $(L_b/D)_{cr}$ kritik gömü oranının ötesinde, q_p değeri sabit kalmaktadır (yani $q_p = q_u$). Bu etki Şekil 4.3'de homojen zemin koşulunda gösterilmiştir. $(L_b/D)_{cr}$ 'nin bu değişimi üzerine, Meyerhof (1976) granüler zeminlerde uç taşıma kapasitesinin belirlenmesi için aşağıdaki prosedürü önermiştir.

1. Kum için, $c = 0$ olduğunda, (4.8) eşitliği şu hale gelmektedir:

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot q' \cdot N_q^* \quad (4.9)$$

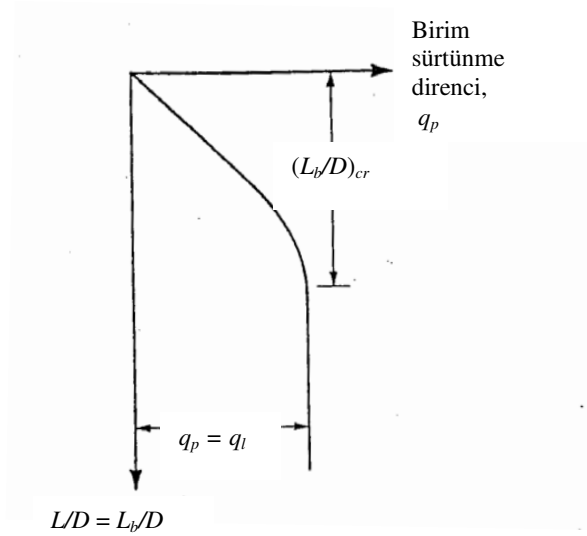
2. Zemin sürtünme açısının, ϕ belirlenmesi.

3. Kazık için L_b/D oranının belirlenmesi.

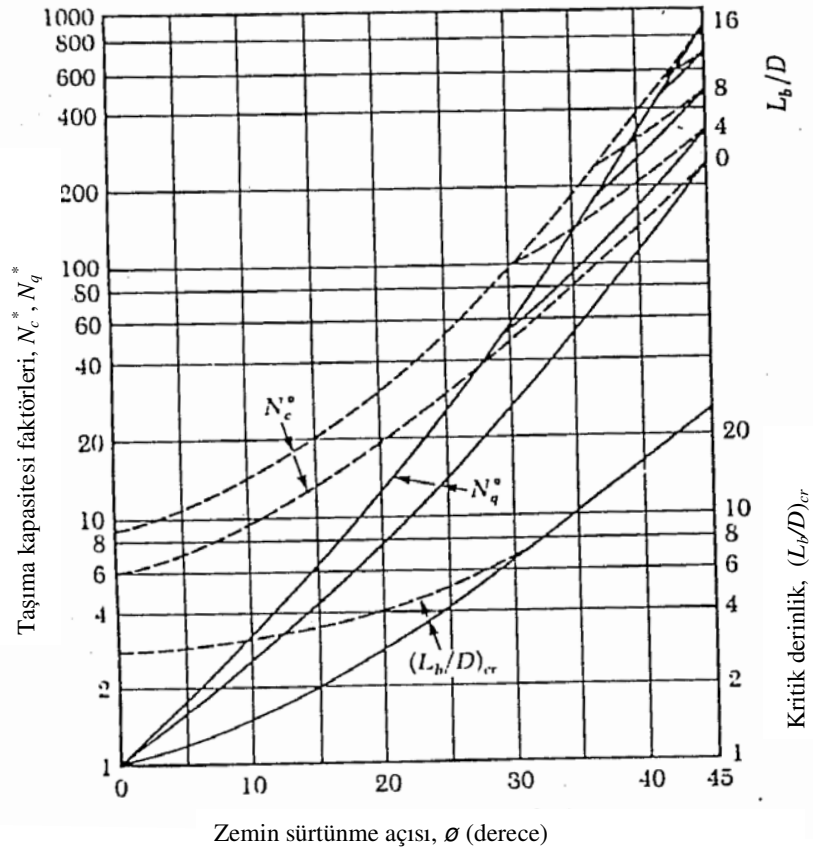


Şekil 4.2 (a) ve (b) Uç taşıma kazıkları; (c) Sürtünme kazığı

4. Şekil 4.4'den $(L_b/D)_{cr}$ değerinin alınması.
5. Şekil 4.4'den, 3. adımdan elde edilen L_b/D değerine denk gelen yaklaşık N^* değerinin belirlenmesi. Burada dikkat edilmesi gereken, N_q^* değerinin L_b/D değeriyle lineer olarak arttığı ve maksimum değere $L_b/D \approx (L_b/D)_{cr}/2$ halinde ulaştığıdır.



Şekil 4.3 Homojen bir kumda birim uç direncinin değişimi



Şekil 4.4 Çeşitli zemin sürtünme açıları için kritik gömü oranı ve taşıma kapasitesi faktörleri, (Meyerhof, 1976)

6. 5. adımdan elde edilen N_q^* değerinin, Q_p 'nin hesaplanmasında kullanılması.

$$Q_p = A_p \cdot q' \cdot N_q^* \leq A_p \cdot q_l \quad (4.10)$$

Limit uç dayanımı şu şekilde verilebilir:

$$q_l (kN/m^2) = 50 \cdot N_q^* \cdot \tan \phi \quad (4.11)$$

burada ϕ = taşıyıcı tabakanın zemin sürtünme açısıdır.

Meyerhof (1976) ayrıca, homojen bir zeminde nihai uç direncini arazi incelemelerine dayanan, standart penetrasyon sayılarından elde etmeyi önermiştir.

$$q_p (kN/m^2) = 40 \cdot N \cdot (L/D) \leq 400N \quad (4.12)$$

burada N = kazık ucuna yakın ortalama standart penetrasyon sayısı
(kazık ucundan yaklaşık $10D$ yukarda ve $4D$ aşağıda)

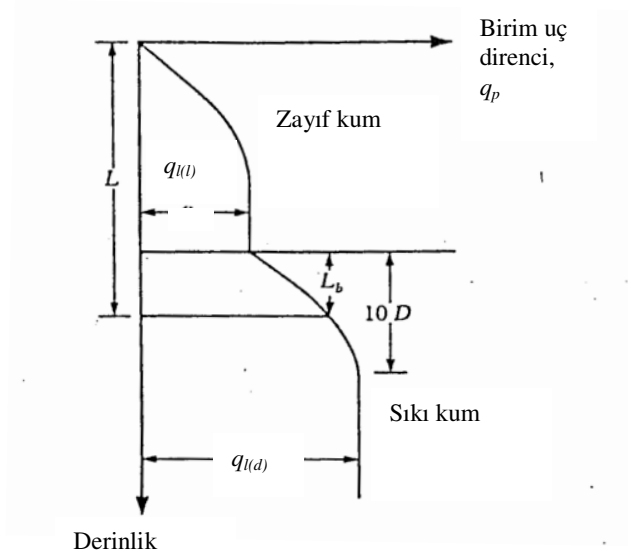
Birçok durumda, Şekil 4.5’de gösterildiği gibi bir kazık önce zayıf bir kum tabakası içine, ardından da sıkı bir tabakaya girmektedir. Böyle kazıklar için;

$$q_p = q_{l(l)} + \frac{|q_{l(d)} - q_{l(l)}| L_b}{10D} \leq q_{l(d)} \quad (4.13)$$

burada $q_{l(l)}$ = (4.11) denkleminde zayıf kum için N_q^* ve ϕ ’nin maksimum değerleri kullanılarak hesaplanan zayıf kumdaki limit uç direnci

$q_{l(d)}$ = (4.11) denkleminde sıkı kum için N_q^* ve ϕ ’nin maksimum değerleri kullanılarak hesaplanan sıkı kumdaki limit uç direnci

L_b = sıkı kum tabakası içine giren derinliktir.



Şekil 4.5 Tabakalı zeminde birim uç direncinin değişimi

Drenajsız koşullarda suya doymun killerdeki kazıklar için, $\phi = 0$;

$$Q_p = N_c^* \cdot c_u \cdot A_p = 9c_u \cdot A_p \quad (4.14)$$

burada c_u = kazık ucunun altındaki zeminin drenajsız kohezyonudur.

c ve ϕ parametrelerine sahip killi için nihai uç direnci, (4.8) denklemindekine benzer şekilde belirlenebilir. Birçok dizayn probleminde, ϕ 'nin 30° 'den daha az olduğu varsayılmaktadır. ϕ 'nin 30° 'den daha az olduğu durumlarda, Şekil 4.4'ten N_c^* ve N_q^* değerlerini elde etmek için aşağıdaki prosedür uygulanmalıdır (Das, 1984):

1. Verilen ϕ değerine bağlı $(L_b/D)_{cr}$ 'nin Şekil 4.4'ten elde edilmesi.
2. L_b/D 'nin hesaplanması.
3. Eğer $L_b/D \geq (L_b/D)_{cr}/2$ ise, Şekil 4.4'ten N_c^* ve N_q^* 'nin maksimum değerlerinin alınması.
4. Eğer $L_b/D < (L_b/D)_{cr}/2$ ise,

$$N_c^* = N_{c(L_b/D=0)}^* + \left[N_{c(\max)}^* - N_{c(L_b/D=0)}^* \right] \left[\frac{\left(\frac{L_b}{D} \right)}{0,5 \left(\frac{L_b}{D} \right)_{cr}} \right] \quad (4.15)$$

$$N_q^* = N_{q(L_b/D=0)}^* + \left[N_{q(\max)}^* - N_{q(L_b/D=0)}^* \right] \left[\frac{\left(\frac{L_b}{D} \right)}{0,5 \left(\frac{L_b}{D} \right)_{cr}} \right] \quad (4.16)$$

4.1.2. Hansen Metodu

Kazıklı temeller için genel taşıma kapasitesi denklemi (4.4), şekil faktörlerinin de dikkate alınmasıyla aşağıdaki eşitlik şeklinde de gösterilebilir:

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot d_c + \eta \cdot q \cdot N_q' \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B_p \cdot N_\gamma) \quad (4.17)$$

Hansen (1967) metodu için şekil faktörleri, d_c ve d_q uygun koşullar için aşağıdaki denklemlerden, N_c ve N_q değerleri de Çizelge 4.1'den elde edilmektedir. (4.17) eşitliğindeki η değeri, bu metot için 1'e eşittir (Bowles, 1996).

Çizelge 4.1 Meyerhof, Hansen ve Vesic taşıma kapasitesi denklemleri için taşıma kapasitesi faktörleri
(N_c ve N_q üç metot için de aynıdır; N_γ alt indisleri yazarı belirtir.)

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q / N_c	$2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$
0	5,14*	1,0	0,0	0,0	0,0	0,195	0,000
5	6,49	1,6	0,1	0,1	0,4	0,242	0,146
10	8,34	2,5	0,4	0,4	1,2	0,296	0,241
15	10,97	3,9	1,2	1,1	2,6	0,359	0,294
20	14,83	6,4	2,9	2,9	5,4	0,431	0,315
25	20,71	10,7	6,8	6,8	10,9	0,514	0,311
26	22,25	11,8	7,9	8,0	12,5	0,533	0,308
28	25,79	14,7	10,9	11,2	16,7	0,570	0,299
30	30,13	18,4	15,1	15,7	22,4	0,610	0,289
32	35,47	23,2	20,8	22,0	30,2	0,653	0,276
34	42,14	29,4	28,7	31,1	41,0	0,698	0,262
36	50,55	37,7	40,0	44,4	56,2	0,746	0,247
38	61,31	48,9	56,1	64,0	77,9	0,797	0,231
40	75,25	64,1	79,4	93,6	109,3	0,852	0,214
45	133,73	134,7	200,5	262,3	271,3	1,007	0,172
50	266,50	318,5	567,4	871,7	761,3	1,195	0,131

* = $\pi + 2$; $\phi \rightarrow 0^\circ$ olduğunda limitir.

$L/B \leq 1$ hali için;

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 L/B \quad (4.18a)$$

$$d_c = 1 + 0,4 L/B \quad (4.19a)$$

$L/B > 1$ hali için;

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} L/B \quad (4.18b)$$

$$d_c = 1 + 0,4 \tan^{-1} L/B \quad (4.19b)$$

4.1.3. Vesic Metodu

Vesic (1977), kazık uç taşıma kapasitesinin belirlenmesi için boşlukların genişlemesi teorisine dayanan bir metot önermiştir. Efektif gerilme parametrelerine bağlı bu teoriye göre;

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c^* + \sigma_o' \cdot N_\sigma^*) \quad (4.20)$$

burada $\sigma_o' =$ kazık ucu seviyesindeki zemin normal gerilmenin aritmetik ortalaması (efektif)

$$= q' \cdot (1 + 2K_o) / 3 \quad (4.21)$$

$$K_o = \text{sukunetteki toprak basıncı katsayısı} = 1 - \sin \phi \quad (4.22)$$

N_c^*, N_q^* = taşıma kapasitesi faktörleridir.

Burada dikkat edilmesi gereken, (4.20) denkleminin (4.8) eşitliğinin aşağıdaki denklemle modifiye edildiğidir:

$$N_{\sigma}^* = 3 N_q^* / (1 + 2K_o) \quad (4.23)$$

(4.20) denkleminde, N_c^* için verilen bağıntı şu şekilde ifade edilebilir:

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi \quad (4.24)$$

Vesic'in teorisine göre;

$$N_q^* = f(I_{rr}) \quad (4.25)$$

burada I_{rr} = zemin için azaltılmış rijitlik indeksidir.

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \quad (4.26)$$

$$\text{burada } I_r = \text{rijitlik indeksi} = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)(c + q' \tan \phi)} = \frac{G_s}{c + q' \tan \phi} \quad (4.27)$$

E_s = zeminin Young modülü

μ_s = zeminin poisson oranı

G_s = zeminin kayma modülü

Δ = kazık ucunun altındaki plastik alandaki ortalama hacimsel şekil değiştirmedir.

Hacim değişikliklerinin olmadığı sıkı kum ya da suya doymun killerde, yani $\Delta = 0$ durumunda;

$$I_{rr} = I_r \quad (4.28)$$

Çizelge 4.2 Janbu ve Vesic denklemlerindeki taşıma kapasitesi faktörleri, N'_c ve N'_q

ϕ	Janbu			Vesic				
	$\Psi = 75^\circ$	90	105	$I_{rr} = 10$	50	100	200	500
0	$N'_q = 1,00$ $N'_c = 5,74$	1,00 5,74	1,00 5,74	$N'_q = 1,00$ $N'_c = 6,97$	1,00 9,12	1,00 10,04	1,00 10,97	1,00 12,19
5	1,50 5,69	1,57 6,49	1,64 7,33	1,79 8,99	2,12 12,82	2,28 14,69	2,46 16,69	2,71 19,59
10	2,25 7,11	2,47 8,34	2,71 9,70	3,04 11,55	4,17 17,99	4,78 21,46	5,48 25,43	6,57 31,59
20	5,29 11,78	6,40 14,83	7,74 18,53	7,85 18,83	13,57 34,53	17,17 44,44	21,73 56,97	29,67 78,78
30	13,60 21,82	18,40 30,14	24,90 41,39	18,34 30,03	37,50 63,21	51,02 86,64	69,43 118,53	104,33 178,98
35	23,08 31,53	33,30 46,12	48,04 67,18	27,36 37,65	59,82 84,00	83,78 118,22	117,34 166,15	183,16 260,15
40	41,37 48,11	64,20 75,31	99,61 117,52	40,47 47,04	93,70 110,48	134,53 159,13	193,13 228,97	311,50 370,04
45	79,90 78,90	134,87 133,87	227,68 226,68	59,66 53,66	145,11 144,11	212,79 211,79	312,04 311,04	517,60 516,60

Çizelge 4.2’de zemin sürtünme açısı (ϕ) ve I_{rr} ‘nin çeşitli değerleri için N_c^* ve N_q^* değerleri verilmiştir.

Drenajsız koşullar için, $\phi = 0$;

$$N_c^* = (4/3)(\ln I_{rr} + 1) + (\pi/2) + 1 \quad (4.29)$$

I_r değerleri laboratuardaki konsolidasyon ve üç eksenli deneylerinin etkin gerilme seviyelerinden elde edilebilir. Bununla birlikte, basit bir kullanım için Çizelge 4.3’deki değerler de kullanılabilir.

Q_p ’nin teorik olarak hesaplanmasında göz önünde bulundurulmayan; kazık ucunun kazık genişliğinin %10 ila %25 arasında oturma yapmaması halinde, gerçek değerinin elde edilemeyeceğidir. Bu da kumlar için kritik bir durumdur (Das, 1984).

Çizelge 4.3 Farklı zemin tipleri için I_r değerleri

Zemin tipi	I_r
Kum	70-150
Silt ve kil (drenajlı durumlar)	50-100
Kil (drenajsız durumlar)	100-200

4.1.4. Terzaghi Metodu

Hansen (1967) metodundakine benzer şekilde, kazıklı temeller için genel taşıma kapasitesi denklemi (4.4), temel şekil faktörlerinin de dikkate alınmasıyla aşağıdaki eşitlik şeklinde de gösterilebilir:

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma) \quad (4.30)$$

Bu metot için temel şekil faktörleri, s_c ve s_γ temel kesitinin şekline bağlı olarak Çizelge 4.4'ten, N_c ve N_q değerleri de Çizelge 4.1'den elde edilmektedir. N_c ve N_q değerlerinin hesaplanması için aşağıdaki eşitlikler kullanılmaktadır (Bowles, 1996).

$$N_q = a^2 / [2 \cos^2 (45 + \phi/2)] \quad (4.31)$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi} \quad (4.32)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (4.33)$$

$$N_\gamma = (\tan \phi / 2) / [(K_{py} / \cos^2 \phi) - 1] \quad (4.34)$$

Çizelge 4.4 Terzaghi (1947) metodunda kullanılan temel şekil faktörleri

Temel Şekli	s_c	s_γ
Şerit temel	1.0	1.0
Dairesel kesitli temel	1.3	0.6
Kare kesitli temel	1.3	0.8

4.1.5. Janbu Metodu

Kazıklı temeller için genel taşıma kapasitesi denklemi (4.4), şekil faktörlerinin ve dilatasyon açısının da dikkate alınmasıyla aşağıdaki eşitlik şeklinde de gösterilebilir:

$$Q_p = A_p.(c.N_c.d_c + \eta.q.N'_q.d_q + 0,5.\gamma'.B_p.N_\gamma) \quad (4.35)$$

Janbu (1976) metodunda N_q değeri aşağıdaki eşitlikle hesaplanmaktadır. Aynı zamanda d_c ve d_q değerleri Hansen metodundan; N_c , N_q ve N_γ değerleri ise Çizelge 4.2'den alınarak taşıma kapasitesi belirlenmektedir (Bowles, 1996).

$$N_q = (\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi})^2 \exp (2 \Psi \tan \phi) \quad (4.36)$$

4.2. Sürtünme Direnci

Bir kazığın sürtünme ya da yüzey direnci aşağıdaki gibi yazılabilir;

$$Q_s = \Sigma p. \Delta L . f \quad (4.37)$$

burada p = kazık kesitinin çevresi

ΔL = kazık uzunluğu (Şekil 4.6a)

f = herhangi bir z derinliğindeki birim sürtünme direncidir.

4.2.1. Kumda sürtünme direnci

Kazık için herhangi bir z derinliğindeki birim sürtünme direnci şu şekilde ifade edilebilir;

$$f = K.\sigma_v'.\tan\bar{\delta} \quad (4.38)$$

burada K = toprak basıncı katsayısı

σ_v' = göz önüne alınan derinlikteki efektif düşey gerilme

$\bar{\delta}$ = zemin-kazık sürtünme açısı

Gerçekte, K değerleri derinliğe bağlı olarak değişmektedir. Bu, kazık üstünde yaklaşık olarak Rankine pasif toprak basıncı katsayısına (K_p); kazık ucunda da sükunetteki toprak basıncından (K_o) daha azdır. Bu ayrıca kazığın yerleşimine de bağlıdır. Bu sonuçlara bağlı olarak, (4.38) denkleminde kullanılacak K değerleri aşağıda verilmiştir:

Fore kazıklar;

$$K = K_o = 1 - \sin \phi$$

Düşük deplasmanlı çakma kazıklar;

$$K = K_o - \text{alt limit}$$

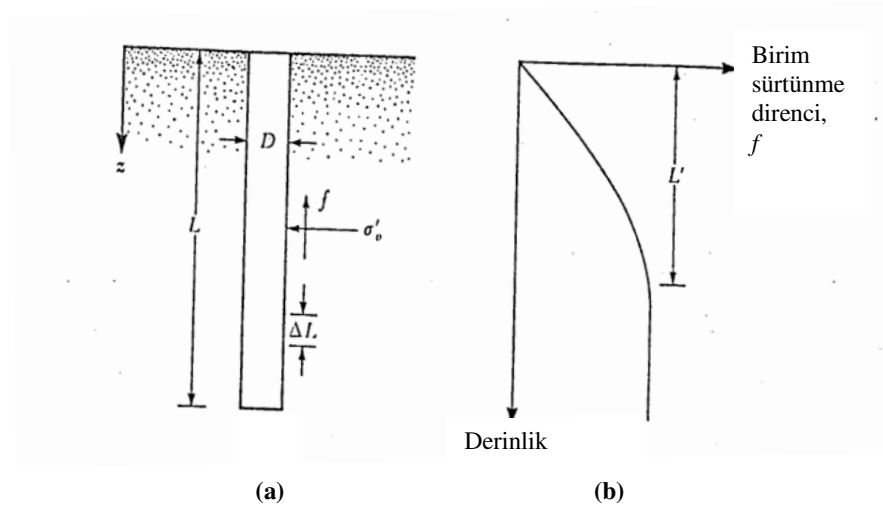
$$K = 1,4 K_o - \text{üst limit}$$

Yüksek deplasmanlı çakma kazıklar;

$$K = K_o - \text{alt limit}$$

$$K = 1,8 K_o - \text{üst limit}$$

Görüldüğü gibi denklem (4.38)'de kullanılan efektif düşey gerilme, σ_v' , kazık derinliğiyle artmakta ve kazık çapının 15 – 20 katı kadarlık kısmında maksimum değere ulaşip sabitlenmektedir (Şekil 4.6b). Bu kritik derinlik L' , zemin sürtünme açısı, sıkışabilirlik ve rölatif yoğunluk gibi birkaç faktöre bağlıdır.



Şekil 4.6 Kumdaki kazıklar için birim sürtünme direnci

$$L' = 15D \quad (4.39)$$

δ değerlerinin aralığı, çeşitli incelemeler sonucunda 0,50 ila 0,80 olarak tespit edilmiştir. Etkili muhakeme, δ değerinin seçiminde yapılmaktadır.

Meyerhof (1976), ayrıca yüksek yer değiştirmeli kazıklar için ortalama sürtünme direncini (f_{av}), ortalama standart penetrasyon dayanımı değerlerine bağlı olarak şu şekilde ifade etmiştir:

$$f_{av} (kN/m^2) = 2 N \quad (4.40)$$

burada N = ortalama standart penetrasyon dayanımı değeridir.

Düşük yer değiştirmeli kazıklar için;

$$f_{av} (kN/m^2) = N \quad (4.41)$$

Böylece;

$$Q_s = p.L.f_{av} \quad (4.42)$$

4.2.2. Kil için sürtünme (yüzey) dayanımı

Killerdeki kazıkların birim sürtünme (yüzey) dayanımını belirlemek için hali hazırda birkaç metot mevcuttur. Yakın tarihlerde kabul gören birkaç prosedür aşağıda kısaca anlatılacaktır (Das, 1984).

4.2.2.1. λ Metodu

Bu metot, Vijayvergiya ve Focht (1972) tarafından önerilmiştir. Bu metot, kazık çakılırken oluşan yer değiştirmenin herhangi bir derinlikte pasif yatay basınçla sonuçlanacağını varsaymakta ve birim yüzey dayanımını şu şekilde vermektedir:

$$f_{av} = \lambda (\sigma_v' + 2c_u) \quad (4.43)$$

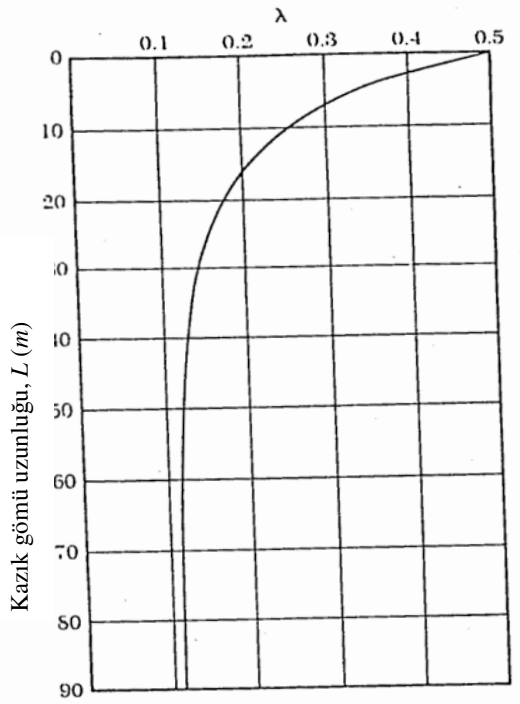
burada $\sigma_v' =$ tüm gönü uzunluğu için efektif düşey gerilmenin aritmetik ortalaması

$c_u =$ drenajsız kayma mukavemetinin aritmetik ortalamasıdır ($\phi = 0$ durumu).

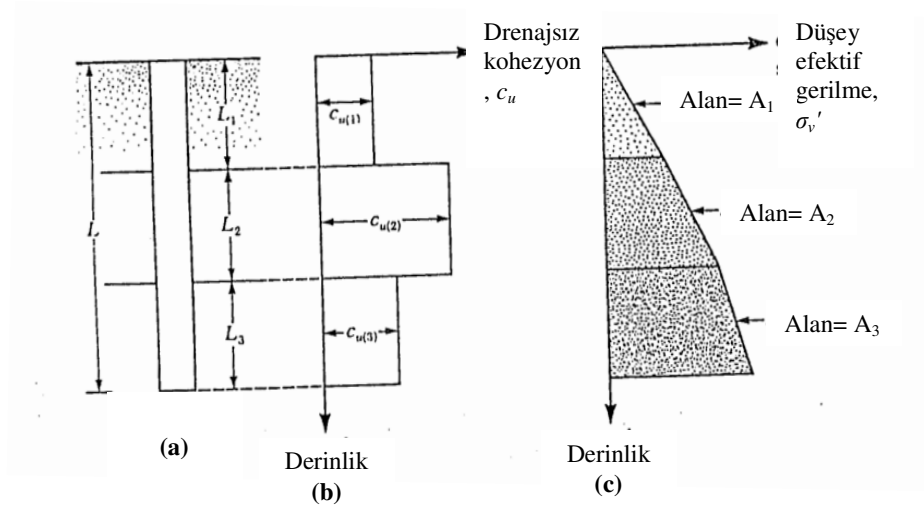
λ değeri, kazığın saplanma derinliğine bağlı olarak değişmektedir (Şekil 4.7). Buna bağlı olarak, toplam sürtünme direnci şu şekilde hesaplanabilmektedir:

$$Q_s = p.L.f_{av} \quad (4.44)$$

Tabakalı zeminde σ_v' ve c_u değerlerinin elde edilmesine özen gösterilmelidir. Bu da Şekil 4.8 yardımıyla açıklanabilir. Şekil 4.8b'ye göre c_u 'nun aritmetik ortalama değeri $[c_{u(1)}L_1 + c_{u(2)}L_2 + \dots] / L$ 'dir. Benzer bir mantıkla, efektif gerilmenin derinlikle değişiminin grafiği Şekil 4.8c'de gösterilmektedir. Efektiv gerilmenin aritmetik ortalaması;



Şekil 4.7 λ 'nin gömü uzunluğuna bağlı değişimi (McClelland, 1974)



Şekil 4.8 Tabakalı zeminde λ metodunun uygulanması

$$\sigma_v' = [A_1 + A_2 + A_3 \dots] / L \quad (4.45)$$

burada $A_1, A_2, A_3, \dots$ = düşey efektif gerilme diyagramlarının alanlarıdır.

4.2.2.2. α Metodu

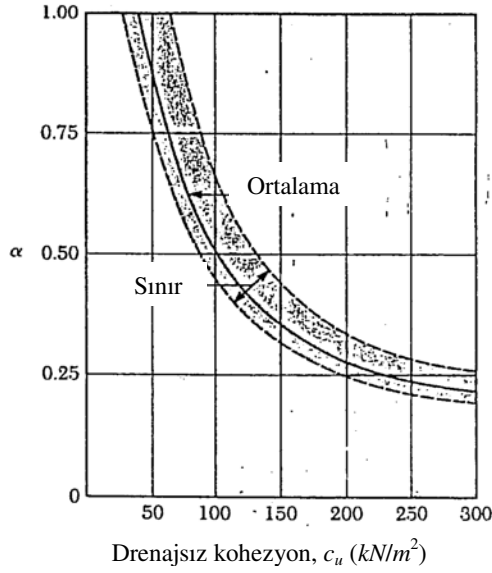
α metoduna göre killi zeminlerde birim yüzey direnci aşağıdaki eşitlikle ifade edilebilir:

$$f = \alpha c_u \quad (4.46a)$$

burada α = ampirik adhezyon faktörüdür.

α değerinin yaklaşık değişimi Şekil 4.9'da gösterilmektedir. Burada dikkat edilmesi gereken, normal konsolide killerde $c_u \leq$ yaklaşık 50 kN/m^2 olduğu ve buna bağlı olarak da α değerinin 1'e eşit olduğudur.

$$Q_s = \sum f.p.\Delta L = \sum \alpha.p.c_u.\Delta L \quad (4.46b)$$



Şekil 4.9 α 'nın drenajsız kohezyona bağlı değişimi

4.2.2.3. β Metodu

Kazıklar suya doymun killere çakıldıklarında, kazık etrafında zemin boşluk suyu basıncı artmaktadır. Normal killerde bu aşırı boşluk suyu basıncının büyüklüğü, c_u 'nın 4 – 6 katıdır. Bununla birlikte, yaklaşık bir ay içerisinde bu basınç tamamen ortadan kaybolmaktadır. Bu durumda, kazık için birim sürtünme dayanımı, örselenmiş kilin efektif gerilme parametrelerine ($c = 0$ durumu) dayanarak, herhangi bir derinlikte şu şekilde ifade edilmektedir:

$$f = \beta \cdot \sigma_v' \quad (4.47)$$

burada σ_v' = herhangi bir derinlikteki düşey efektif gerilme

$$\beta = K \cdot \tan \phi_r \quad (4.48)$$

ϕ_r = örselenmiş kilin drenajlı sürtünme açısı

K = toprak basıncı katsayısıdır

K değeri sükunetteki toprak basıncı olarak korunacağı gibi, aşağıdaki şekilde de ifade edilebilir:

$$K = 1 - \sin \phi_r \quad (\text{normal konsolide killer için}) \quad (4.49a)$$

$$K = (1 - \sin \phi_r) \sqrt{OCR} \quad (\text{aşırı konsolide killeri için}) \quad (4.49b)$$

burada OCR = aşırı kondolidasyon oranıdır.

(4.47), (4.48) ve (4.49) denklemlerini düzenlersek, normal konsolide killeri için;

$$f = (1 - \sin \phi_r) \tan \phi_r \sigma_v' \quad (4.50a)$$

aşırı konsolide killeri için;

$$f = (1 - \sin \phi_r) \sqrt{OCR} \tan \phi_r \sigma_v' \quad (4.50b)$$

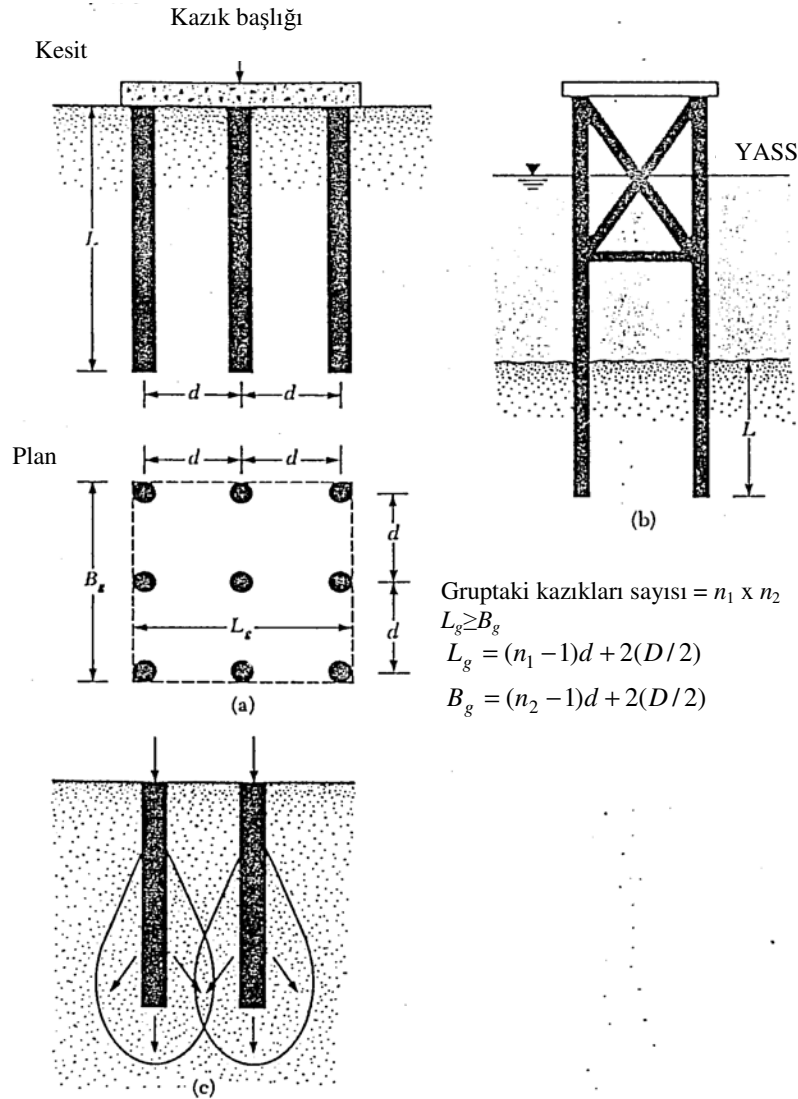
f değeri belirlendikten sonra, toplam sürtünme dayanımı da şu şekilde elde edilebilir:

$$Q_s = \Sigma f \cdot p \cdot \Delta L \quad (4.51)$$

5. KAZIK GRUPLARI VE OTURMA KRİTERLERİ

5.1. Grup Kazıkların Verimliliği

Birçok duruma, yapı yükünü zemine aktarmak için kazıklar, Şekil 5.1'de gösterildiği gibi gruplar halinde kullanılırlar. Kazık gruplarının üzerine bir kazık başlığı inşa edilir. Kazık başlıkları, birçok durumda zeminle temas halinde olabilecekleri gibi (Şekil 5.1a), su üzeri platform yapılarında zemin seviyesinden yukarıda da olabilirler (Şekil 5.1b).



Şekil 5.1 Kazık grupları

Tek bir kazığın yük taşıma kapasitesi 4. bölümde tartışılmıştır. Grup kazıkların yük taşıma kapasitelerinin belirlenmesi oldukça karışık bir problemdir ve henüz tam olarak netleştirilip çözüme ulaşılamamıştır. Kazıklar birbirlerine yakın olarak yerleştirildiğinde, kazıklar tarafından zemin tabakasına aktarılan gerilmelerin kesişmesi durumu söz konusudur (Şekil 5.1c) ve bu da kazıkların yük taşıma kapasitelerini azaltmaktadır. İdealizasyon yapıldığında, kazıklar zemine öyle bir ara mesafeyle yerleştirilmelidir ki, grup yük taşıma kapasitesinin, her bir kazığın yük taşıma kapasiteleri toplamından daha az olmaması sağlanmalıdır. Pratikte, merkezden merkeze kazık aralığı (d), $2,5D$ olarak kullanılmakta, bununla beraber, sıra dışı durumlarda bu ara mesafe $3-3,5D$ 'ye çıkabilmektedir (Das, 1984).

Sönmez ve Ergun, 1994, yaptıkları bir model çalışmasında, grup kazıkların davranışlarını çeşitli mesafelerde incelemiş, grup etkisinin $2B$ ve $3B$ mesafesinde gözlemlendiğini, $3B$ den itibaren kaybolmaya başladığı ve $4B$ den sonra sona erdiği belirtmişlerdir.

Grup kazığın yük taşıma kapasitesinin verimliliği şu şekilde ifade edilebilir:

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} \quad (5.1)$$

burada η = grup verimliliği

$Q_{g(u)}$ = grup kazığın nihai yük taşıma kapasitesi

Q_u = her bir kazığın grup etkisi göz önüne alınmadan nihai yük taşıma kapasitesidir.

5.1.1. Kumdaki kazık gruplarının verimliliği

Kumdaki sürtünme kazıklarının grup verimliliğini belirlemek için, birçok yapı mühendisi basitleştirilmiş bir analiz kullanmaktadırlar. Bu durum, Şekil 5.1a'nın yardımıyla açıklanabilir. Gruptaki yerleşimlerine bağlı olarak, kazıklar şu iki yoldan birindeki gibi davranırlar: $L_g \times B_g \times L$ ölçülerine sahip bir blok gibi, ya da münferit tekil kazıklar gibi. Eğer kazıklar blok şeklinde davranırlarsa, sürtünme kapasiteleri şu şekilde ifade edilebilir: $f_{av} p_g L \approx Q_{g(u)}$. Burada dikkat edilmesi gereken, p_g = blok kesitinin çevresi = $2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D$ ve f_{av} =

ortalama birim sürtünme dayanımı olduğudur. Benzer şekilde, bireysel hareket eden her bir kazık için de $Q_u \approx p L f_{av}$ 'dir. Burada da p = her bir kazığın kesitinin çevresidir. Böylece;

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} = \frac{f_{av} [2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D]L}{(n_1 x n_2) P L f_{av}} \quad (5.2)$$

$$\eta = \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{(n_1 x n_2) P} \quad (5.3)$$

$$Q_{g(u)} = \left[\frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{(n_1 x n_2) P} \right] \sum Q_u \quad (5.4)$$

Denklem (5.4)'ten, eğer merkezden merkeze kazık aralığı (d) büyükse, $\eta > 1$ olur. Bu durumda, kazıklar münferit kazık olarak davranırlar. Eğer pratikte $\eta < 1$ ise,

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

$\eta \geq 1$ ise,

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

Dizayn mühendisleri tarafından önerilen bir diğer eşitlik de Converse-Labarre denklemidir. Converse-Labarre denklemine göre;

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90.n_1.n_2} \right] \theta \quad (5.5)$$

burada derece cinsinden, $\theta = tg^{-1}(D/d)$ 'dir.

Gerçekte, grup verimliliği bir ya da daha büyük olabilmektedir. Bu da, kazıklar çakılırken kazık etrafında zemin kompaksiyon alanlarının oluşmasından kaynaklanmaktadır. Kumdaki grup kazıklar üzerine yapılan bunca araştırmaya dayanarak, aşağıdaki sonuçlara varılmıştır:

1. Kumdaki çakma kazıklarda, $d \geq 3D$ ise, $Q_{g(u)}$ yaklaşık $\sum Q_u$ 'ya eşit alınabilir. Bu, tek bir kazığın hem yüzey hem de uç taşıma kapasitesini kapsamaktadır.
2. Kumdaki delgi kazıklarda, $d \approx 3D$ ise, $Q_{g(u)}$ yaklaşık $\sum Q_u$ 'nun $2/3 - 3/4$ katı olarak alınabilir.

5.1.2. Kildeki kazık gruplarının verimliliği

Killerdeki kazık gruplarının yük taşıma kapasiteleri aşağıdaki şekilde belirlenebilir:

$$\begin{aligned}
 1. \quad \sum Q_u &= n_1 n_2 (Q_p + Q_s) \\
 Q_p &= A_p [9c_{u(p)}] \\
 Q_s &= \Sigma \alpha p c_u \Delta L
 \end{aligned}$$

$$\text{Böylece; } \sum Q_u = n_1 n_2 (A_p [9c_{u(p)}] + \Sigma \alpha p c_u \Delta L) \quad (5.6)$$

2. Gruptaki kazıkların $L_g \times B_g \times L$ ölçülerine sahip bir blok gibi davrandığını varsayarak, nihai yüzey kapasitesi;

$$\sum p_g c_u \Delta L = 2(L_g + B_g) c_u \Delta L$$

Uç taşıma kapasitesi;

$$A_p q_p = A_p c_{u(p)} N_c^* = (L_g B_g) c_{u(p)} N_c^*$$

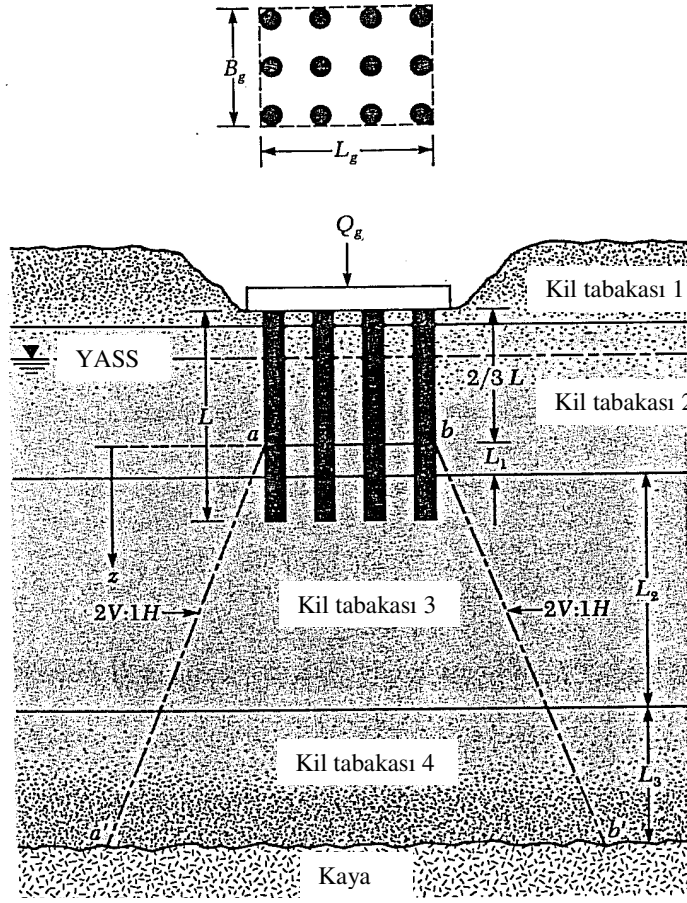
$$\text{Böylece; } \sum Q_u = (L_g B_g) c_{u(p)} N_c^* + 2(L_g + B_g) c_u \Delta L \quad (5.7)$$

3. (5.6) ve (5.7) denklemlerinin sonuçlarını kıyaslayıp, küçük olanın $Q_{g(u)}$ değeri olarak alınması.

5.2. Kazık Gruplarının Konsolidasyon Oturması

Kildeki bir grup kazığın konsolidasyon oturması Şekil 5.2'de gösterilen 2 : 1 gerilme dağılımı metoduyla yaklaşık olarak belirlenebilir. Bu hesap prosedürünün aşamaları aşağıdaki gibidir:

1. Kazık gömü derinliğinin L olduğu kabul edilir. Grup, Q_g toplam yüküne maruzdur. Eğer kazık başlığı orijinal zemin yüzeyinden aşağıdaysa, Q_g ,



Şekil 5.2 Kazık gruplarının konsolidasyon oturması

kazıklar üzerindeki toplam yapı yükünden kazık grubunun üzerindeki kazılan zeminin efektif ağırlığının çıkarılmasıyla bulunur.

2. Q_g yükünün, Şekil 5.2’de gösterildiği gibi, kazık üzerinden $2L/3$ derinlikte zemine yük aktarımına başladığı varsayılır. Şekildeki bu derinlik $z = 0$ ’dır. Q_g yükü düşeyde 2, yatayda 1 olacak şekilde derinlikle çizgi çizer. aa' ve bb' çizgileri 2 :1 çizgileridir.
3. Q_g yükünden dolayı, her bir zemin tabakasının ortasında oluşan gerilmenin hesabı;

$$\Delta p_i = \frac{Q_g}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)} \quad (5.8)$$

burada $\Delta p_i = i$ tabakasının ortasındaki gerilme artışı

L_g, B_g = kazık grubu planının uzunluk ve genişliği

$z_i = i$ kil tabakasının ortasının $z = 0$ 'a olan uzaklığıdır.

4. Artan gerilmeden dolayı oluşan oturmanın hesaplanması:

$$\Delta s_i = \left[\frac{\Delta e_{(i)}}{1 + e_{0(i)}} \right] H_i \quad (5.9)$$

burada $\Delta s_i = i$ tabakasının konsolidasyon oturması

$\Delta e_{(i)}$ = gerilme artışına bağlı olarak i tabakasındaki boşluk oranı değişimi

e_o = i tabakasının başlangıç boşluk oranı

H_i = i tabakasının kalınlığı

5. Toplam kazık grubu oturması;

$$\Delta s_{g(c)} = \sum \Delta s_i \quad (5.10)$$

5.3. Kazıkların Elastik Oturması

Çalışan düşey bir yük (Q_{wp}) altında, kazıkta üç sebepten oturma meydana gelmektedir.

$$s = s_1 + s_2 + s_3 \quad (5.11)$$

burada s = toplam kazık oturması

s_1 = kazık şaftının oturması

s_2 = kazığın ucundaki yüke bağlı kazık oturması

s_3 = kazık şaftı boyunca karşılanan yüke bağlı kazık oturmasıdır.

Kazık oturmasının bu üç elemanını belirlemek için aşağıdaki prosedür uygulanmaktadır:

s_1 'in belirlenmesi;

Eğer kazık malzemesinin elastik olduğu kabul edilirse, kazık şaftındaki deformasyon temel malzeme mekaniği kullanılarak belirlenebilir:

$$s_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})}{A_p E_p} L \quad (5.12)$$

burada Q_{wp} = çalışan yük durumunda kazık ucunda taşınan yük

Q_{ws} = çalışan yük durumunda yüzey sürtünmesi ile taşınan yük

A_p = kazık en kesitinin alanı

L = kazık uzunluğu

E_p = kazık malzemesinin Young modülüdür.

ξ 'nin büyüklüğü, kazık shaftı boyunca oluşan birim sürtünme mukavemetine (f) bağlıdır. Eğer f üniform veya parabolikse (Şekil 5.3a ve b), ξ 0,5'e eşittir. Ancak, f 'in dağılımı üçgense, ξ 'nin değeri yaklaşık 0,67'dir (Şekil 5.3c) (Vesic, 1977).

s_2 'nin belirlenmesi;

Bir kazığın kazık ucundaki yüke bağlı oturması, yüzeysel temellerdekine benzer şekilde ifade edilmektedir.

$$s_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} \quad (5.13)$$

burada D = kazığın genişliği ya da çapı

q_{wp} = kazık ucundaki birim alana denk gelen uç yükü = Q_{wp} / A_p

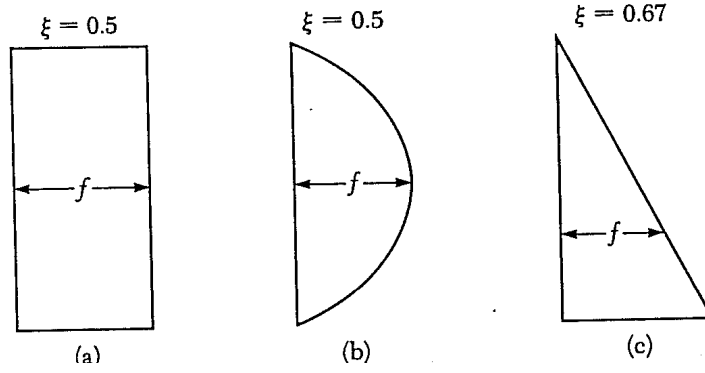
μ_s = zeminin poisson oranı

I_{wp} = azaltma faktörüdür.

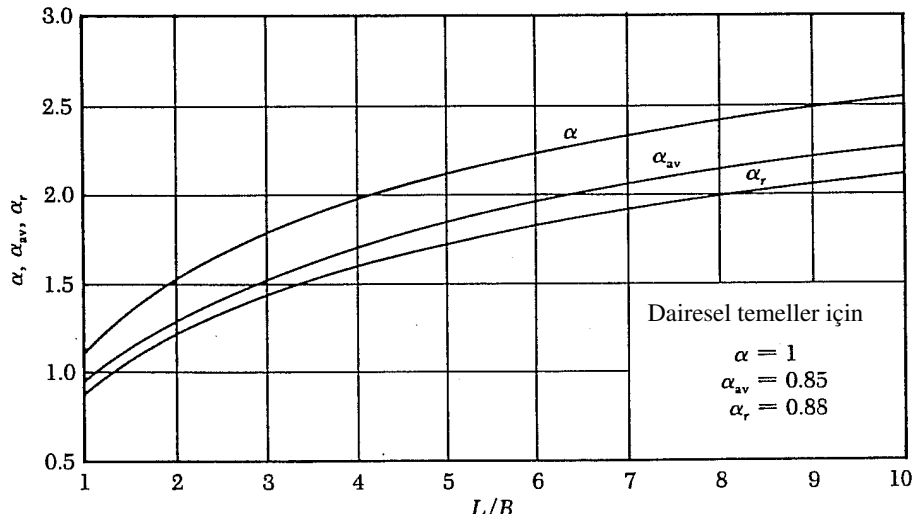
Tüm pratik uygulamalar için I_{wp} (5.14) denklemindeki α_r 'ye eşittir ve Şekil 5.4'ten elde edilir. Deneysel çalışma yapılamaması durumunda poisson oranı da Çizelge 5.1'den elde edilmektedir.

(5.14)

$$s_e = \frac{B q_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r$$



Şekil 5.3 Kazık şaftı boyunca çeşitli birim sürtünme mukavemetleri



Şekil 5.4 Rijit temeller için azaltma faktörü

Çizelge 5.1 Farklı zemin çeşitleri için poisson oranları

Zemin çeşidi	Poison oranı, μ_s
Gevşek kum	0,20 - 0,40
Orta sıkı kum	0,25 - 0,40
Sıkı kum	0,30 - 0,45
Siltli kum	0,20 - 0,40
Kum ve çakıl	0,15 - 0,35
Yumuşak kil	
Orta yumuşak kil	0,20 - 0,50
Katı kil	

Vesic (1977) s_2 'nin büyüklüğünün belirlenmesi için yarı ampirik bir metot önermiştir:

$$s_2 = \frac{Q_{up} C_p}{D \cdot q_p} \quad (5.15)$$

burada q_p = kazığın nihai uç mukavemeti
 C_p = ampirik bir katsayıdır.

s_3 'ün belirlenmesi;

Kazık şaftı boyunca karşılanan yüke bağlı kazık oturması, (5.13) denkleminde benzer şekilde elde edilebilir:

$$s_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad (5.16)$$

burada p = kazığın çevresi
 L = kazığın gömü uzunluğu
 I_{ws} = azaltma faktörüdür.

Burada dikkat edilmesi gereken, Q_{ws} / pL teriminin kazık şaftı boyunca oluşan f nin ortalama değeri olduğudur. Azaltma faktörü I_{ws} , şu şekilde belirlenir:

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (5.17)$$

Vesic, s_3 'ün büyüklüğünün belirlenmesinde (5.15) denkleminde benzer bir öneride daha bulunmuştur:

$$s_3 = \frac{Q_{us} C_s}{L \cdot q_p} \quad (5.18)$$

burada C_s = ampirik bir katsayıdır.

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}} \right) C_p \quad (5.19)$$

Çizelge 5.2 Tipik C_p değerleri

Zemin çeşidi	Çakma Kazık	Fore Kazık
Kum (sıkıdan gevşeye)	0,02 - 0,04	0,09 - 0,18
Kil (katıdan yumuşağa)	0,02 - 0,03	0,03 - 0,06
Silt (sıkıdan gevşeye)	0,03 - 0,05	0,09 - 0,12

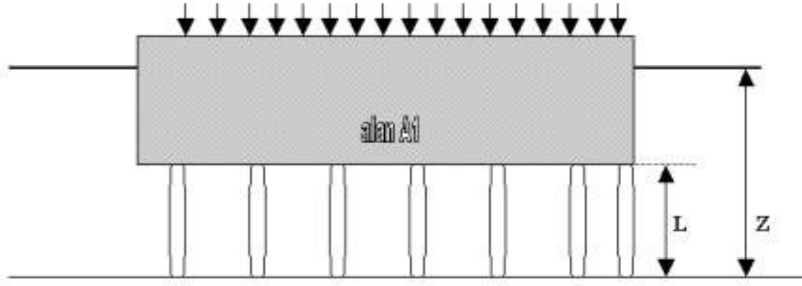
5.4 Kazık Gruplarının Taşıma Gücü

Kazıklı bir temelin, özellikle sürtünme kazıklarına oturan bir temelin, projelendirilmesinde tek bir kazığa ait emniyetli yükün kazık guruplarındaki kazık sayısı ile çarpılması ile kazık gurubunun emniyetle taşıyabileceği yükün bulunması emin bir çözüm değildir. Bunun nedeni kısmen, toplam yükün kazıklara eşit olarak dağıtılmamasıdır. Uygulanan yükün kazık başlığına üniform olarak yayılması halinde bile kazıkların eşit yükler taşıyacakları söylenemez. Bu durumda dış kazıklar, iç kazıklara göre daha fazla yüklenecektir.

5.4.1. Temel bloğunun stabilitesi

Bir kazık gurubunun taşıyabileceği yükün azaltılmasının en önemli nedenlerinden biri kazıklar ile aralarındaki zeminin oluşturduğu bloğun oturmasıdır. Şekilde de yükün alt seviyelerine aktarılmasında kazıklar ile bunlar arasındaki zeminin tek bir kütle olarak etkidiği kabul edilmektedir. Bu durumda zemin bloğu, çevresi boyunca bir sürtünme mukavemetine maruz kalmaktadır. Kazık uçları seviyelerindeki zemine aktarılan yük, temelin taşıdığı yükten blok çevresinde etkiyen kayma mukavemetinin çıkarılmasına eşittir.

Hesaplanan Q_p değeri zeminin z derinliğindeki emniyet gerilmesinden ufak olmalıdır. Kazıkların kıymeti, zemine etkiyen basıncın değerinin azaltılmasında ve bu basıncı, muhtemel satıhtaki zeminden daha fazla bir taşıma gücüne sahip z derinliğindeki tabakaya aktarılmasındandır. Kohezyonlu zayıf zeminlerde yüzen kazık temel inşasının ekonomik değeri olması için LP_c/A_f azaltma teriminin büyük olması gerekir. Bu terim, kazık boyları, zeminin kohezyon mukavemeti ve temel çevresi uzunluğu büyüdükçe artar. Temel alanın ufalması da bu terimi artırır. Bundan dolayı bu temellerde uzun kazıklar kullanılmalı ve çevrenin alana oranı büyük olmalıdır.



Şekil 5.5 Kohezyonlu zeminde yüzen kazıklar

Diğer deyimle, dar binaları taşıyan uzun sürtünme kazıkları, basınç soğanlarını bina altında daha derin tabakalara aktararak temel zeminin dahilindeki gerilmeleri azaltır. Geniş bir bina altındaki aynı boydaki sürtünme kazıkları radye-jeneral temel yapılması halindeki doğacak basınç soğanı eğrilerinde az bir değişikliğe sebep olabilir. Bu sebepten kohezyonlu zeminlerde bina genişliğinin bir yüzdesi uzunluğundaki sürtünme kazıklarının kullanılması faydasız ve hatta tehlikeli iştir. Bu temel zeminini zayıflatır ve zararlı oturmalar meydana getirir.

Yukarıda verilen ifadede kullanılan c' nin değerinin seçilmesi bir kabul işidir. Ekseriye normal deneylerden elde edilen kohezyona eşit veya ondan bir miktar ufak alınır. Kohezyonlu zeminlere çakılan kazıkların meydana getirdiği yoğurma ekseriye zemin özelliklerini büyük miktarda değiştirir. Çakılmış bir kazığın çekilmesi için gerekli kuvvetin ölçülmesinden, bu değişmiş kohezyon mukavemeti hakkında bazı fikirler edinilebilir. Zamanın tesiri önemlidir çakılmanın hemen sonrasındaki mukavemet çakılma bittikten bir müddet sonra olandan çok daha az olabilir.

5.4.2. Oturma kriteri

Kazık guruplarının hareketi ve kazık boyunun taşınan temel genişliğine oranının manası, geniş bir temelde meydana gelecek basınç soğanının dar bir temel altındaki soğandan daha büyük olmasıdır. Bunlar ufak basınç soğanının erişemediği derinliklere kadar inerler.

Sürtünme kazıklı bir temel altında da benzer bir basınç soğanı meydana gelir. Bu soğanın genişliğinin yük taşıyan efektif zemin alanını gösterdiği kabul edilebilir. Tek bir kazık altında meydana gelen bu basınç soğanları, bir kazık

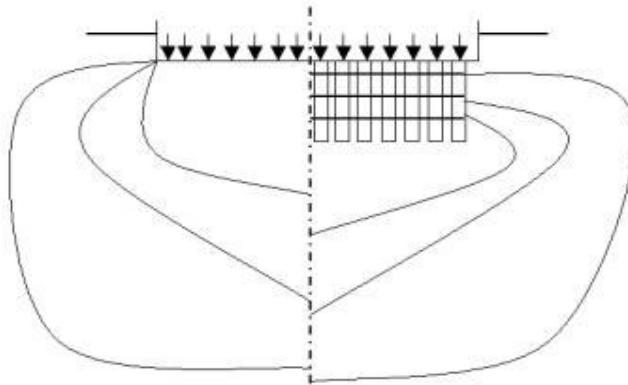
gurubu altında meydana gelen basınç soğanlarına göre, temel alanın daha büyük bir katına eşittir (Şekil 5.6).

Bu sebepten, belli bir oturma için hesaplanan tekil bir kazığa ait emniyet yükünün, bir kazık gurubunun yük/oturma bağıntısıyla az bir ilgisi vardır. Dahası bir sürtünme kazığı boyunca yük, iyi bir şekilde dağılır ve zeminde meydana gelen en yüksek gerilme normal bir sömelden doğandan daha az olabilir.

Kazığın zemine aktardığı en yüksek gerilme zeminin muhtemelen daha büyük mukavemete sahip olduğu, daha derinlerde meydana gelir. Kazık boyu temel genişliğine oranının küçük olduğu geniş bir temel altında, kazık gurubunun meydana getirdiği en büyük gerilme, normal bir sömел altında meydana gelenden pek farklı olmaz. Şekil 3.2.' den görüldüğü üzere kazıkların boyları temel genişliğine nazaran büyük olursa, basınç soğanı daha yüksek gerilmeler taşıyacak derin tabakalara aktarılmaktadır. Eğer kazık boyları temel genişliğine göre ufaksa kazıkların varlığı temel seviyesi altında kalan noktalardaki gerilme durumunu çok az olarak değiştirmektedir.

5.4.3. Kazık guruplarının emin taşıma gücü

N adet kazıktan oluşan kazık gurubunun emin taşıma gücü (müsaade edilen maksimum toplam servis yükü) $B_n Q_d$ olarak tanımlanır. Burada B zemin özelliklerine, kazık sayısına ve kazık ağırlığının kazık çapına olan oranına bağlı olan bir faktördür. Bu B faktörü, bazen gurup tesir yüzdesi olarak da tanımlanır.



Şekil 5.6 Kazıklı temeller altında basınç soğanları

Kazık guruplarının gurup tesir yüzdesini belirlemek için birkaç ampirik formül geliştirilmiştir. Ancak bunların gerçekten güvenilir olabilmelerine engel olan çok sayıda değişken vardır.

İngiltere’de Building Research Station’da kohezyonlu zeminlerde kare grup oluşturan model kazıklar üzerinde yapılan deneylerde, belli uzunluk ve sayıdaki kazıklar ve her gurup için göçme cinsinin değiştiği belli bir boyutun olduğu görülmüştür. Bu boyuttan daha küçük kazık guruplarında blok göçmesi meydana gelmekte, daha büyük guruplarda ise göçme tek kazıklar üzerinde olmaktadır.

5.4.4. Yüzen temeller

Kazıklı temeller, zayıf temel zemini için her zaman bir çözüm olamazlar. Çok sıkışabilir ve zayıf bir zemin üstündeki tabaka ağırlıklarının bir kısmının kaldırılması ile dış yükleri taşıyabilecek duruma getirilebilir. Toplam dengelenme durumunda kazılan toprak ağırlığı yapının toplam ağırlığına eşit olacak derinliğine kadar zemin kütlesi kazılır ve yerine rijit bir kutu temel inşa edilir. Bu durumda yapı ağırlığının tam olarak hesaplanabilmesi halinde yapı ile çevresindeki zemin arasındaki farklı oturma meydana gelmeyecek veya çok az gelecektir. Bu şekilde toplam dengelenme her zaman sağlanamaz. Bu bakımdan kısmi dengelenme durumu ile karşılaşılır. Bu dengelenmede yapı yükünün bir kısmı kazılan zemin ağırlığı ile karşılanır ve bir miktar oturmanın meydana gelmesi kabul edilir. Bu oturma, yapı yüküyle kazılan toprak ağırlığı arasındaki farktan ileri gelir. Böyle durumlarda bile oturmalar, Gonzales Flores tarafından geliştirilen ve Mexico City’deki yapılarda kullanılan kontrol kazıkları gibi önlemlerle durdurulabilir.

Dengeleme metodunun değişik bir uygulama şekli, üniform yüklü temelin merkezinde bir bodrum kat inşa olunmasıdır. Bu şekilde projelendirilen bir yapıda, sıkışabilir zemin üzerinde üniform yükleme nedeni ile doğan tabak şeklindeki oturmanın meydana gelmesi engellenerek bütün yapı alanı boyunca daha üniform bir oturmanın oluşması sağlanır.

6. DİNAMİK YÖNTEMLERE DAYALI EKSENEL YÜK KAPASİTESİ

6.1. Giriş

Derin temellerin eksenel yük kapasitesini belirlemenin yollarından biri dinamik yöntemler kullanmaktır. Bu yöntemler, bir kazık şahmerdanı veya diğer çarpma kaynağından olanlar gibi, dinamik yüklere temelin tepkisine dayandırılır. Bu dinamik yüklere tepkiyi izleyerek, mühendis statik yük kapasitesi tahminleri geliştirebilir. Bazı dinamik yöntemler çakılabilirlik ve yapısal bütünlük hakkında da bilgi sağlar.

6.2. Kazık Çakma Formülleri

Kazıkları çakarken, kazığı belirli bir mesafeye çakmak için gerekli şahmerdan vuruşlarının sayısı olan darbe sayısını izlemek çok kolaydır. İngiliz birimlerinde darbe sayısı normalde *darbe/ft* olarak ifade edilir; SI birimlerinde ise *darbe/250 mm* olarak veya belki bazı başka birimler ile ifade edilir. Darbe sayısı kayıtları normalde tüm çakım işlemi için sürdürülür. Fakat en önemli değer son *ft* (veya 250 *mm*) içindeki darbe sayısıdır. Çünkü çakmaya karşı tam kazık direncini temsil eder.

Sezgisel olarak, zor çakılan kazıkların (yani, yüksek darbe sayısı olanlar) daha kolay çakılan kazıkların aşağı doğru yük kapasitesinden daha büyük yük kapasitesine sahip olacakları beklenmektedir. Bu nedenle, darbe sayısı ve yük kapasitesi arasında bazı ilişkiler olmalıdır. Mühendisler, şahmerdan ağırlığı, darbe sayısı ve diğer faktörler arasında ampirik ilişkiler geliştirerek, bu ilişkiyi statik yük kapasitesi ile tanımlama girişiminde bulunmuşlardır. Bu ilişkiler ortaklaşa olarak *kazık çakma formülleri* olarak bilinir.

Kazık çakma formüllerinin yüzlercesi önerilmiştir. Bunların bazıları 1850'li yıllar kadar eskidir. Bu formüller farklı biçimlere sahip olmasına rağmen, tümü şahmerdan ile verilen çakma enerjisine dayandırılan kazık kapasitesini hesaplamanın ortak yöntemini paylaşmaktadır. Çakma esnasında yapılan işi hesaplamak için enerji korunumu ilkesini kullanmakta ve ampirik katsayılar kullanılarak, çakma sistemindeki çeşitli kayıpları ve yetersizlikleri dikkate alma girişiminde bulunmaktadır.

Mühendisler, kazık çakma formüllerini aşağıdaki gibi kullanmaktadırlar:

- Tam ölçekli yük deney verisi mevcut olmayan sahalarda, statik yük kapasitesini değerlendirmek için, statik kazık çakma formülleri kullanılmıştır. Pratikte her bir kazık belirli bir minimum kabul edilebilir darbe sayısına karşılık gelen gerekli bir yük kapasitesine sahiptir. Bu nedenle, her bir kazık belirli bir darbe sayısına ulaşıncaya kadar çakılır.
- Tam ölçekli yük deney verisi mevcut olan sahalarda mühendisler, yük deney sonuçlarını karşılaştırmak amacıyla standart kazık çakma formüllerinin birini değiştirir. Örneğin, eğer belirli bir formül, deney kazık kapasitesini olduğundan yüzde 20 fazla tahmin ederse, o zaman araziye özgü düzeltme faktörü 1/20 ile değiştirilir. Sonra, bu geleneksel formül bu sahadaki diğer kazıklara uygulanır ve bu nedenle, yük deney sonuçlarına ekstrapolasyon uygulamanın bir yoludur.

Mühendis, her bir kazığın kapasitesini, kazık çakılırken sadece nihai darbe sayısını belirleyerek hesaplayabildiği için, kazık çakma formülleri uygundur. Bu nedenle, bu formüller genellikle inşaat kontrol gereçleridir.

6.2.1. Tipik kazık çakma formülleri

Tüm kazık çakma formüllerinde ortak olan temel ilişki aşağıdaki gibidir:

$$P_a = \frac{W_r h}{sF} \quad (6.1)$$

burada:

P_a = izin verilebilir aşağı doğru yük kapasitesi

W_r = şahmerdan tokmak ağırlığı

h = şahmerdan darbesi (şahmerdanın düştüğü mesafe)

s = çakma sonunda darbe başına kazık batması (penetrasyon)

F = emniyet faktörüdür.

1851'in Sanders formülü 8 kadar yüksek bir emniyet faktörü (6.1) eşitliğini kullanır. Bu nispeten yüksek değer kısmen doğru bir emniyet faktörüdür ve kısmen enerji kayıplarını izah etme yöntemidir.

En gözde kazık çakma formüllerinden biri, yüzyıldan daha uzun bir süre önce ilk kez *Mühendislik Haberleri* dergisinde basılandır (Wellington,1988). O zamandan beri *Engineering News Formülü* olarak bilinir:

$$P_a = \frac{W_r h}{F(s+c)} \quad (6.2)$$

Yük deney verilerine dayanarak, Wellington teorik batma ve gerçek batma arasındaki farkı dikkate almak için c katsayısını 1 inç (25 mm) kullanmayı önermiştir. Ancak, onun veri tabanı yalnızca serbest düşüşlü tokmaklar ile çakılan ahşap kazıkları içermiştir. Bazı mühendisler, orijinal formülün bir parçası olmamasına rağmen, tek zamanlı şahmerdanlar için $c = 0,1$ inç (2 mm) kullanmışlardır. Wellington, emniyet faktörü için de 6 kullanmayı önermiştir.

Engineering News Formülü o zamandan beri geniş çapta kullanılmış ve alışılmış bir biçimde kazıkların ve şahmerdanların diğer tiplerine uyarlanmıştır. Diğer kazık çakma formülleri *Değiştirilmiş Engineering News Formülü*, *Hiley Formülü*, *Gates Formülü* ve diğer birçoklarını içerir.

6.2.2. Doğruluk derecesi

Kazık çakma formülleri caziptir ve pratikte halen geniş çapta kullanılmaktadır. Ne yazık ki, bu yöntemlerin doğruluğu, etkileyici olmalarından daha azdır. Cummings (1940) bu formüllerin yetersizliklerini anlatan ilklerden biriydi. O zamandan beri birçok mühendis bu formüllerin kullanımına karşı çıkmış ve gerçeğe uygun birçok tartışma ortaya çıkmıştır. Terzaghi'nin (1942) yorumları tipiktir:

“Apaçık eksikliklerine ve güvenilir olmamalarına rağmen, kazık formülleri uygulamacı mühendisler arasında halen büyük bir talep görmektedir. Çünkü bu formüllerin kullanımı kazıkların tasarımını çok basit bir yönteme indirgemektedir. Bu yapmacık basitleştirme için insanın ödediği bedel çok yüksektir. Bazı durumlarda, kazık formülleri vasıtasıyla elde edilen sonuçlara dayandırılarak tasarlanan bir temelin emniyet faktörü çok fazladır ve diğer durumlarda önemli oturmalar yaşanmıştır.

...Doğasında olan eksikliklerden dolayı, mevcut formüllerin tamamı, kazık ağırlığı ve şahmerdan arasındaki oran gibi, kazık çakma işlemlerinin sonucu hakkında çok önemli koşulların etkisi ile ilgili bütünüyle yanıltıcıdır. Kazıkların

penetrasyonu üzerinde şahmerdanın çarpma etkisi ile ilgili güvenilir bilgi elde etmek için, çarpmanın neden olduğu titreşimleri dikkate almak gereklidir.

...Newton'un kendi teorisinin, "bir şahmerdan darbesinin" neden olduğu çarpmayı içeren problemlere uygulanmasına karşı uyarıda bulunmuştur."

Bir başka makalede Peck (1942) bir grup ocak demiri parçaları üzerinde çeşitli kazık kapasitelerini numaralandırmayı, rast gele küçük bir parçayı seçmeyi ve tasarım için o kapasiteyi kullanmayı önermiştir. Peck'in verileri, bu yöntemin bile kazık çakma formüllerinden daha doğru olacağını göstermektedir.

Herkes Cummings, Terzaghi ve Peck ile hemfikir değildi. Bu nedenle bu konu özellikle 1940'lı yıllar süresince sıcak tartışmaların gündemi olmuştur. Ancak, kazık yük deneyleri ve kazık çakma formülleri ile hesaplanan kapasiteler arasındaki karşılaştırmalar, bu formüllerdeki yanlışları açık bir biçimde göstermiştir. Bu verilerin bazıları yüzde 90 güven aralıkları biçimindedir. Bu kazıkların tümü öncelikle veya sadece kum olan zeminlere çakılmıştır. Kile çakılan kazıkların tahminleri, don etkilerinden dolayı çok daha kötü olacaktır.

Enerji korunumu ilkesi kesinlikle geçerli olmasına rağmen, kazık çakma formülleri değer kaybetmektedir. Çünkü gerçek kazık çakma durumunda enerji kayıplarının tümünü doğru olarak dikkate almak çok zordur. Bu belirsizliklerin kaynağı aşağıdakileri içerir:

- Formülü oluşturmak için kullanılan kazık, şahmerdan ve zemin tipleri, formülün kullanıldığı sahadakiler ile aynı olmayabilir. Bu büyük olasılıkla orijinal Engineering News Formülü'ndeki yanlışlar için önemli nedenlerden biridir.
- Formüller don etkilerini dikkate almaz.
- Şahmerdanlar her zaman ayarlanmış verimlerde çalışmaz.
- Yastıkların enerji emme kapasiteleri önemli bir biçimde değişebilir.
- Formüller kazıktaki esnekliği dikkate almaz.
- Zeminlerin statik ve dinamik mukavemeti arasında basit bir ilişki yoktur.

Bunun gibi birçok sorundan dolayı, Davisson (1979) şunu belirtmiştir; "...umudur ki bu gibi formüller uygulamadan kaldırılır." Dalga denklem analizleri çok daha iyi sonuçlar sağlar. Bu nedenle, kazık çakma formüllerini kullanmaya devam etmek için çok az gereksinim vardır.

6.3. Dalga Denklemleri

Kazık çakma formüllerinin bu kadar güvenilir olmaları talihsizliktir. Çünkü kazık kapasitesini şahmerdan darbe sayıları bakımından tanımlamak çok yararlıdır. Bu gibi fonksiyonlar, belirli bir sahada yerleştirilen her bir kazığa kolayca uygulanabilen uygun bir inşaa kontrol yöntemi sunar. Bu nedenle, güvenilir bir dinamik yöntemle sahip olmak çok yararlı olacaktır.

Bu gereksinimi karşılamak için, mühendisler kazık çakma dinamiğini detaylı incelemiş ve sonunda dinamik analizin bir başka tipini geliştirmiştir: *dalga denklem yöntemi*. Bu yöntem, darbe sayısına karşı kapasitenin daha doğru bir fonksiyonunu sağlar; çakma teçhizatını mümkün olduğu kadar etkin yapmaya yardımcı olur ve çakma gerilmelerini hesaplar.

6.3.1. Kazık çakma dinamiği

Kazık çakma formülleri, kazığı klasik Newton fiziğine maruz kalan rijit bir kütle olarak dikkate alır. Başka bir deyişle, tüm kazığı aşağı doğru hareket eden bir parça olarak varsayarlar. Gerçekte, kazık şahmerdanı ile sağlanan çarpma yükü, ortaya çıkan gerilmenin kazığın tabanına ulaşması için gerekli olan zamana kıyasla çok kısadır. Bu nedenle, kazığın bazı kısımları aşağı doğru hareket ederken, diğer kısımları durağan veya hatta yukarı doğru hareket eder (yansıtılan dalgaya karşılık). Bu nedenle, kazık çakma işlemini değerlendirirken, gerilme dalga yayılım etkilerini dikkate almak çok daha iyidir. Isaac (1931) dalga yayılımına dayanarak kazıkları değerlendirme avantajlarını öneren ilk gibi görünmektedir. Kazık gibi uzun, narin bir çubukta gerilme dalgalarının tek boyutlu yayılımı, *tek boyutlu dalga denklemi* ile tanımlanmıştır:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{E}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (6.3)$$

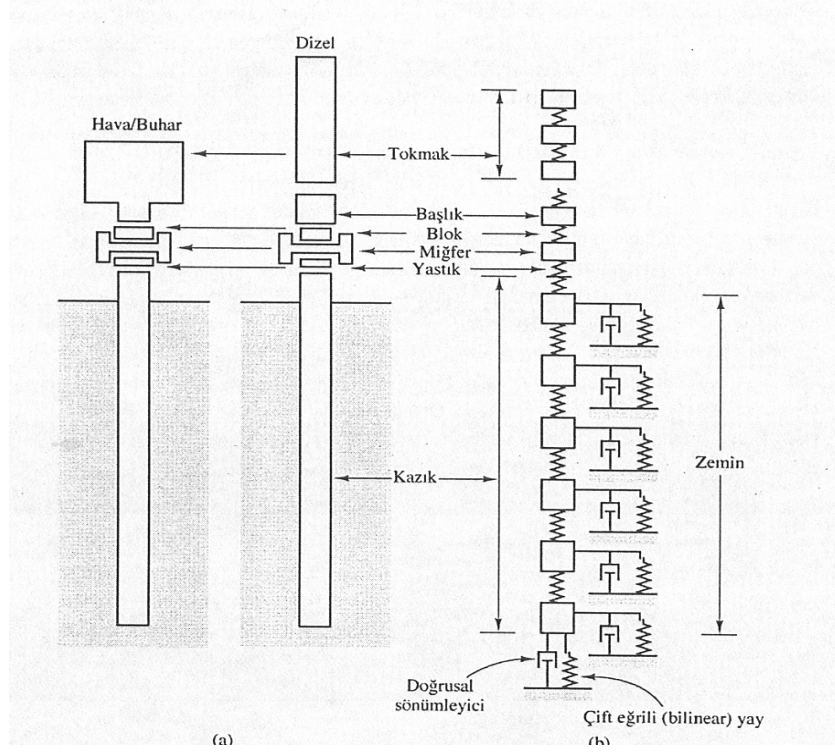
burada; z = zemin yüzeyinden aşağı derinlik

t = zaman

u = z derinliğinde kazığın deplasmanı

E = kazığın elastisite modülü

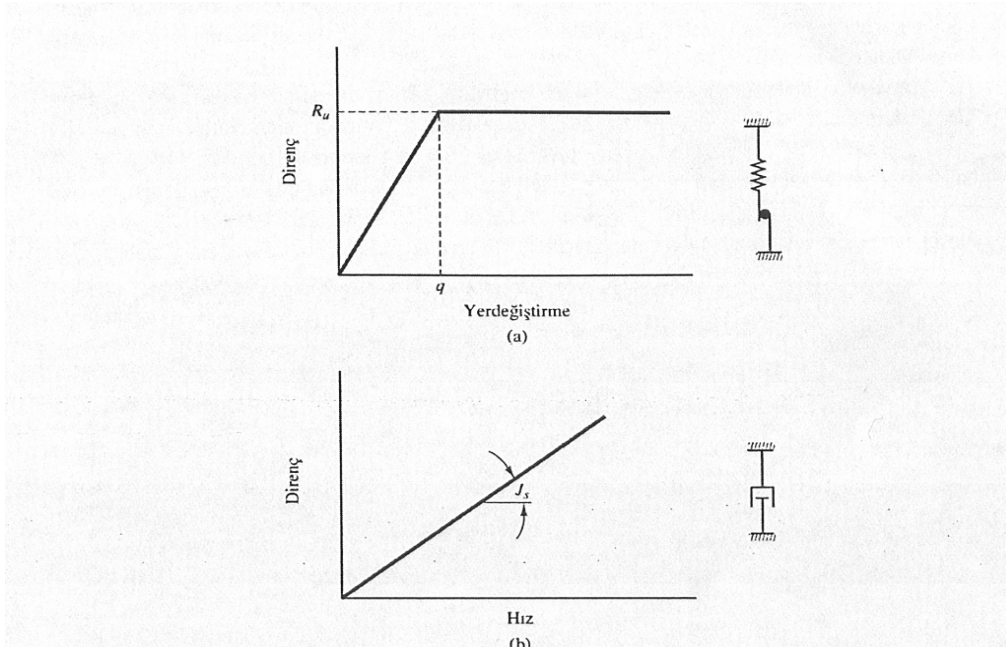
ρ = kazığın kütle yoğunluğudur.



Şekil 6.1 Dalga denklemi analizlerinde kullanılan sayısal model: (a) gerçek sistem; (b) sayısal model (Goble, 1986)

Sınır şartları basit olduğu zaman bu formül kullanışlıdır. Ancak; temel, kazıklar ile ilgili karmaşık sınır koşulları ile çok daha zor hale gelmektedir. Analitik çözüm mevcuttur (Warrington, 1997). Fakat hemen hemen tüm pratik problemler sayısal yöntemler kullanarak çözülür ve bu, sayısal bilgisayarlar mevcut oluncaya kadar mümkün değildi. Smith, İkinci Dünya Savaşından hemen sonra (Smith, 1951) bilgisayarların ilk sivil uygulamalarının biri gibi görünen sayısal çözümleri denemiştir. Daha sonra, çalışmasını daha iyi hale getirmiş (Smith 1960; 1962), böylece kazıkların çağdaş dalga denklemi analizleri temelini oluşturmuştur.

Smith'in sayısal modeli kazığı, şahmerdanı ve çakma yedek teçhizatını Şekil 6.1'de gösterildiği gibi, ayrı elemanlara böler. Her bir eleman, gerçek sistemin karşılığındaki kısmının kütlelerine eşit bir kütleyle sahiptir. Bu elemanlar, karşılığındaki eleman gibi aynı rijitliğe sahip yaylar ile birleştirilmiştir. Örneğin, eğer kazık 1 *ft* uzun elemanlara bölünürse, sayısal model kazıktaki karşılığı olan kütleler ve yaylar 1 *ft* kazığın kütle ve rijitliklerine karşılık gelecektir.



Şekil 6.2 Zemin-kazık arayüzeyi için Smith modeli: (a) bi-lineer yaylar ve (b) doğrusal sönümleyiciler

Kazık sisteminin bazı kısımlarını modellemek diğerlerinden daha zordur. Bu özellikle dizel şahmerdanlar için doğrudur. Çünkü enerji verimleri çakma sertliği ile değişir. Neyse ki, yeni programların bazıları geliştirilmiş şahmerdan modellerini içermektedir.

Bu yöntem, kenar sürtünmesi ve uç temas basınçlarını modellemek için, elemanların kenarları boyunca ve en alt elemanın tabanında bir dizi yaylar ve sönümleyiciler kullanarak, kazık ve zemin arasındaki ara yüzeyi de modeller. Yaylar, çakmaya karşı direnci deplasmanın bir fonksiyonu olarak modeller; sönümleyici de direnci hızın bir fonksiyonu olarak modeller.

Smith, Şekil 6.2’de gösterildiği gibi, iki eğrili (bi-linear) elastik-plastik yay ve bir doğrusal sönümleyici kullanmayı önermiştir. Yay direnci, *titremek* olarak bilinen, bir q deplasmanına ulaşmaya kadar artar. O noktada, *nihai dirence* (R_u) ulaşır ve tamamen plastik hale gelir. Sönümleyici direnci hızın doğrusal bir fonksiyonudur ve *Smith sönümleme faktörü* (J_s) ile tanımlanır. Bu, kazık ve zemin arasında etkiyen kuvvetlerin basitleştirilmiş bir görünüşü olmasına rağmen, pratik problemler için iyi çalışıyor gibi görünmektedir. Daha ayrıntılı yay ve sönümleyici fonksiyonlar da kullanılabilir.

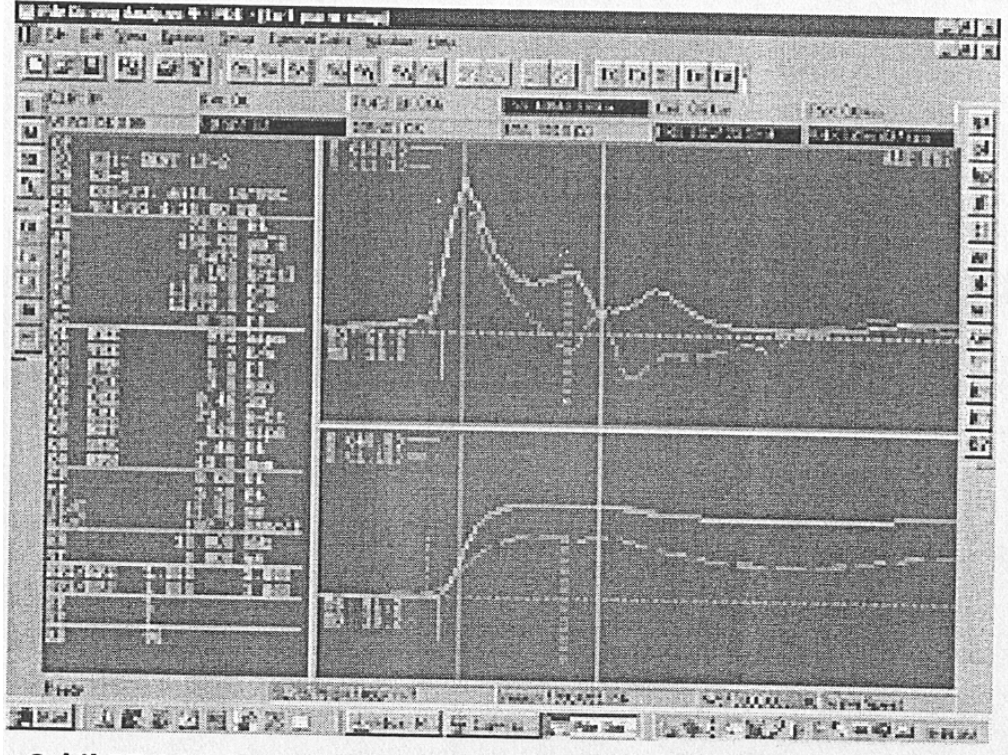
Her bir eleman için q , R ve J_s değerleri zemin tipi ve diğer faktörlere dayandırılır. Araştırmacılar dalga denklem analizlerini, kazık yük deney sonuçları ile karşılaştırarak tavsiye edilen değerleri geliştirmiştir. Bu nedenle, en iyisi bu değerleri fiziksel zemin özellikleri değil de, deneysel ayar katsayıları olarak düşünmektedir.

Smith tüm durumlarda 2,5 mm'lik bir titreşme değeri kullanmayı önermiştir. Diğerleri onun önerisini biraz değiştirmiş ve kazık çapının mm'si başına 0,008 mm bir titreşme değeri kullanmıştır. Bu tavsiyeler genellikle kabul edilebilir sonuçlar üretmesine rağmen, çok daha büyük (belki 150 mm kadar çok) titreşme durumları vardır. Bu özel durumların farkına varamama ve çok küçük bir titreşme değerinin kullanımı kazık kırılmasına ve/veya refüye neden olabilir.

Bir araya getirilir getirilmez, sayısal model, şahmerdan tokmağı elemanlarına çarpma hızına eşit aşağı doğru bir hız vererek kazık çakmasını taklit eder. Bu kazığın tabanına giden, yol boyunca deplasmanlar ve dirençler üreten bir gerilme itişisi oluşturur. Tabana ulaştığı zaman, itki geriye yukarı doğru yansır ve geriye kazığın tepesine gider. Sonunda, dalga enerji kayıpları nedeniyle sönümlenir. Gerçek kazıkta, bu işlem çok hızlı oluşur ve gerilme dalgaları, bir sonraki şahmerdan darbesi meydana gelmeden önce, tamamen sönümlenir.

Genellikle, yansıyan dalgalar basınç dalgalarıdır. Bu nedenle, kazık yalnızca basınç dalgalarına maruz kalır. Ancak, eğer kazık sert bir tabakadan geçip, ucu çok daha yumuşak bir tabaka içine inşa edilirse, yansıyan dalga çekme olabilir. Bu özellikle beton kazıklarda önemlidir. Çünkü çekme dayanımları basınç dayanımından çok daha azdır. Bu nedenle, çekme dalgası kazıkta kırılmaya neden olabilir.

Gerilmeler sönümlendiği zaman, kazık, *batma* olarak bilinen, birkaç mesafe ilerlemiş olacaktır. Model, batma büyüklüğünü tahmin eder. Fakat genellikle onu batmanın tersi olarak ifade eder. Bu *darbe sayısı*dır (yani, şahmerdan darbeleri/ ft). Şekil 6.3'de gösterildiği gibi, bir *taşıma grafiği*, belirli bir şahmerdan ile çakılan, belirli bir kazık tipi ve boyutu için darbe sayısına karşı nihai yük taşıma kapasitesinin bir çizimidir. Farklı çaplar, uzunluklar veya tiplerdeki kazıkları temsil etmek için veya farklı şahmerdanlar için birkaç taşıma grafiği geliştirmek gerekli olabilir.



Şekil 6.3 Bir dalga denklemi analizinden elde edilen tipik bir taşıma grafiği

Taşıma grafiği (veya grafikleri) elde edilir edilmez, yapım kontrolü vasıtası olarak kullanılabilirler. Örneğin, eğer belirli bir kazık 100k'lık bir nihai taşıma kapasitesine sahipse, saha mühendisi basitçe uygun taşıma grafiğine başvurur ve gerekli darbe sayısını belirler veya gözlemlenen bir darbe sayısı göz önünde tutulursa, grafik karşılık gelen yük kapasitesini gösterir.

6.3.2.Donma (sertleşme) etkileri

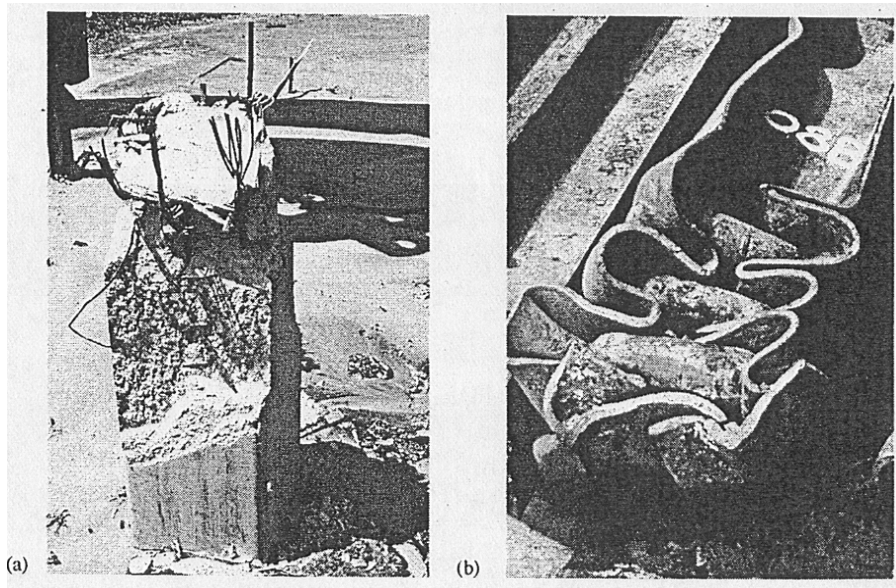
Suya doymun killere çakılan kazıklar, geçici olarak yük kapasitesini azaltan aşırı boşluk suyu basınçlarına neden olurlar. Bu basınçlar sönmüldüğü zaman, kapasite geri gelir. Bu işlen *donma* veya *sertleşme* olarak bilinir. Tikotropik etkiler de kazık donmasına katkıda bulunur.

Çakma esnasında elde edilen verilere dayandırılan dinamik analizler, yalnızca donma öncesi kapasiteyi verir. Bu nedenle, mühendisler bu tip zeminlerde *tekrar vurma* darbe sayıları kullanır. Bunlar, kazığı çaktıktan bir süre sonra (belki birkaç gün) kazığı ilave birkaç inç çakmak ve darbe sayısını izlemek

amacıyla, kazık çakıcıyı kazığa geri getirerek elde edilirler (Hussein, Likins ve Hannigan, 1993).

6.3.3.Çakma gerilmelerinin analizleri ve uygun çakma teçhizatının seçimi

Kazık çakma şahmerdanları, çok farklı boyutlarda ve enerji oranlarında bulunabilir. Örneğin, küçük bir şahmerdanın enerji türü sadece 10 *kNm* kadar olabilir. Hâlbuki daha büyük bir şahmerdan için 300 *kNm* üzerinde olabilir. Bu nedenle, her bir proje için uygun şahmerdanı seçmek çok önemlidir. Eğer şahmerdan çok küçükse, kazığı etkin bir biçimde çakmayacaktır ve eğer şahmerdan çok büyükse, tasarlanan gömülmeye ulaşmak mümkün olabilir; Şekil 6.4'te gösterildiği gibi, kazık aşırı gerilebilir ve kırılabilir. Ayrıca, yastıklar gibi, kazık çakma sisteminin diğer parçaları her bir proje için uygun seçilmelidir. Neyse ki, en uygun şahmerdan ve çakma aksesuarlarını seçmek için dalga denklem analizleri kullanılabilir. Çünkü bu analizler, izin verilebilir gerilmeler ile karşılaştırılabilen kazıktaki çakma gerilmelerini değerlendirir. Deneme ve yanılma yoluyla, uygun bir şahmerdan ve aksesuar seçilebilir. Bu işlem, *çakılabilirlik analizi* olarak bilinir.



Şekil 6.4 Bu kazıklar yüklenicinin çok büyük bir şahmerdan seçmiş olmasından dolayı çakma sırasında hasar görmüştür. Bir çakılabilirlik analizi bu problemleri önceden ortaya koyabilir ve yüklenicinin daha uygun bir şahmerdan seçmesini sağlayabilirdi (Goble, Rausche, Likins ve Associates Inc.).

Örneğin, bir mühendis çok sert bir tabaka içine bir kazığı çakmayı önerebilir. Sayısal analizler bu kazık için çok yüksek izin verilebilir kapasiteyi gösterebilir. Ancak, istisnai büyük bir şahmerdan kullanılmaksızın bu sert zemin içine kazığı çakmak güç veya imkânsız olabilir ve şahmerdan kazığa zarar verebilir. Bu durumda, artan çakma gerilmelerini karşılamak için daha güçlü bir kazık kullanmak veya zemin koşullarına daha iyi uyarlamak için temeli yeniden tasarlamak gerekebilir. Bu gibi problemler, inşa öncesinde bir çakılabilirlik analizi yürüterek tespit edilebilir ve düzeltilebilir.

6.3.4. Dalga denklemi analizi bilgisayar yazılımı

Halka açık ilk kullanılabilir dalga denklemi bilgisayar yazılımı Texas A&M Üniversitesi'nde geliştirilen TTI programıdır (Edwards, 1967). 1976'da Case Teknoloji Enstitüsü'ndeki (Case Western Reserve Üniversitesi) araştırmacılar WEAP (Kazıkların Dalga Denklemi Analizi) programını geliştirmişlerdir. Bu program birkaç kez gözden geçirilip düzeltilmiştir ve herkese açıktır (<http://uftc.ce.ufl.edu/info-cen/info-cen.htm>). WEAP programı o zamandan beri GRLWEAP gibi (www.pile.com) daha gelişmiş patentli programların temelini oluşturmuştur. Dalga denklem analizi bilgisayar yazılımları kolayca elde edilip uygulanabilir olduğundan kazık çakma formüllerini kullanmayı sürdürmeye gerek yoktur.

6.4. Yüksek Deformasyonlu Dinamik Deneyler

Derin temellerin statik yük kapasitesini değerlendirmenin bir başka yöntemi, temelin üzerine aygıtlar yerleştirmek ve bunları, temel dinamik bir çarpma yüküne tabi iken, elde edilen yük ve oturma verilerini izlemektir. Dinamik yüklere karşı ölçülen bu tepki daha sonra tasarım statik yük kapasitelerini geliştirmede kullanılabilir.

Dinamik yüklemenin en yaygın kaynağı bir kazık şahmerdanıdır. Çünkü bu aygıt zaten sahadadır ve bu nedenle çok az veya sıfır bir ilave maliyeti temsil eder. Bu nedenle, bu deneyler çok yaygın olarak kazıklar üzerinde yürütülür. Ancak, dinamik yükler serbest düşmeli şahmerdanlar veya patlayıcılar ile de elde edilebilir. Bu delinmiş shaftların ve derin temellerin diğer tiplerinin deneyini

olanaklı hale getirir. Bu yöntem, kenar sürtünmesi ve uç taşımalarını harekete geçirmek için temelde yeterli deformasyon gerektirir ve bu nedenle *yüksek deformasyonlu dinamik deney* diye adlandırılır.

6.4.1. Case yöntemi

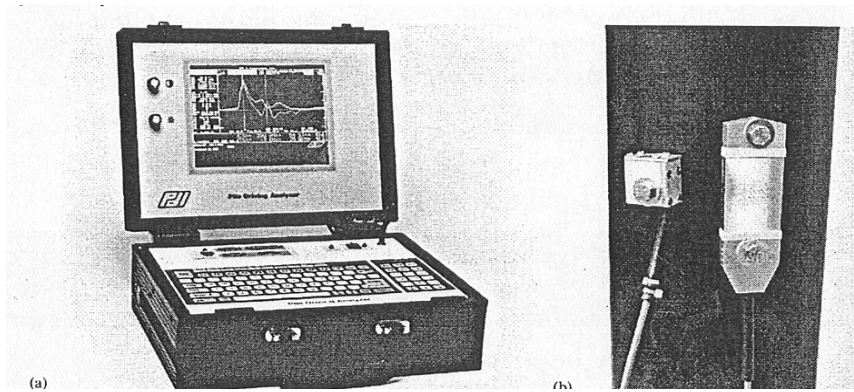
Yüksek deformasyonlu dinamik deneyler, 1960'lı ve 1970'li yılların başlarında Cleveland'da (Ohio) Case Teknoloji Enstitüsünde geliştirilmiştir. *Case yöntemi* bir dinamik kuvvetler analizine ve kazık çakılırken sahada ölçülen ivmelere dayandırılır (Rausche, Goble ve Likins, 1985; Hannigan,1990). Case yöntemi, kazık kapasiteleri, çakma gerilmeleri, yapısal bütünlük ve şahmerdan/çakma sistemi performansı hakkında kullanıcı girdisine hemen tepki verebilen bilgisayar uygulamaları sağlar.

6.4.1.1. Kazık çakma analizörü

1960'lı yıllarda, çakma esnasında kazıktaki kuvvetleri ve ivmeleri ölçmek için arazi ekipmanı geliştirilmiş ve 1970'de ticari olarak mevcut hale gelmiştir. Şu anda metodolojisi standart hale getirilmiş ve ASTM standardı D4945'de anlatılmıştır.

Bu ekipman üç parça içerir:

- Kazığın tepesine yakın takılmış bir çift *deformasyon sensörleri*
- Kazığın tepesine yakın takılmış bir çift *ivmeölçer*
- Bir *kazık çakma analizörü* (PDA)



Şekil 6.5 (a) Kazık çakma analiz cihazı; (b) kazık çakma analiz cihazına veri sağlamak üzere kazığın tepesine yakın bir yere monte edilen ivmeölçer (solda) ve deformasyon sensörü (sağda) (Pile Dynaics Inc.)

Deformasyon sensörleri, ivmeölçerler ve bir kazık çakma analizörü Şekil 6.5'te gösterilmiştir. Kazık çakma analizörü, kazık çakılırken, deformasyon sensörleri ve ivmeölçerlerin çıktısını izler ve bu verileri aşağıdaki gibi değerlendirir:

- Kazığın elastisite modülü ve enine kesit alanı ile birleştirilen deformasyon verisi, kazıktaki eksenel kuvveti verir.
- Zamana göre integrali alınmış ivme verisi, kazık içinde seyahat eden dalgaların partikül hızını verir.
- Zamana göre iki kez integrali alınan ivme verisi, şahmerdan darbesi esnasında kazığın deplasmanını verir.

Bu veriyi kullanarak, PDA daha sonra anlatılan yöntemi kullanarak Case yöntemi kapasitesini hesaplar ve sonuçlar hemen gösterir. Ayrıca, arazi verilerini, daha sonra CAPWAP analizi için girdi sağlamak amacıyla bir diskete kaydeder.

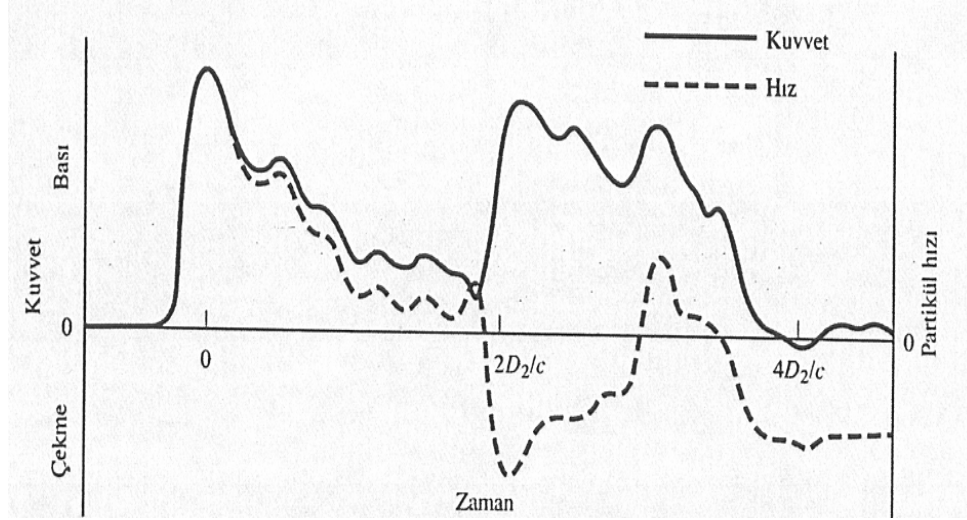
6.4.1.2. Dalga yayılımı

Şahmerdan çarpması, kazıkta aşağı seyahat eden bir basınç dalgası palsına yol açar. Seyahat ederken, pals aşağı doğru (pozitif) partikül hızına neden olur. Eğer kazık yalnızca uç temas direncine sahip (kenar sürtünmesi yok), pals tabanından yansır ve bir başka basınç dalgası olarak geriye yukarı seyahat eder. Bu yansıyan dalga yukarı doğru hareket eden (negatif) partikül hızı üretir.

Dalganın kazığın tabanına seyahat etmek ve geri dönmek için gerekli zaman $2D_2/c$ 'dir. Burada:

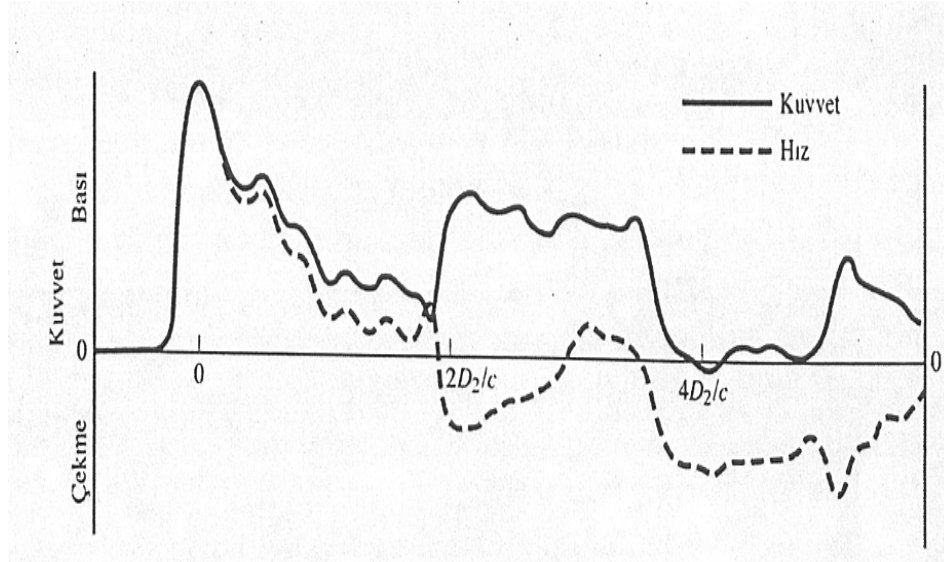
D_2 = deformasyon transdüktörleri ve ivmeölçerlerinden kazık ucuna mesafe
 c = kazıktaki dalga hızıdır.

$2D_2/c$ süresi şahmerdan darbeleri arasındaki süreye kıyasla çok kısadır. Bu nedenle PDA tek bir darbe sayısının etkilerini gözlemleyebilir. Bu uç temas kazığının (PDA ile ölçüldüğü gibi) tepesine yakın kuvvet ve partikül hızı çizimleri Şekil 6.6'dakilere benzer. Geri gelme atımının $2D_2/c$ zamanda dönmesine dikkat edilmelidir. Bu çizimler, *dalga izleri* diye adlandırılır.

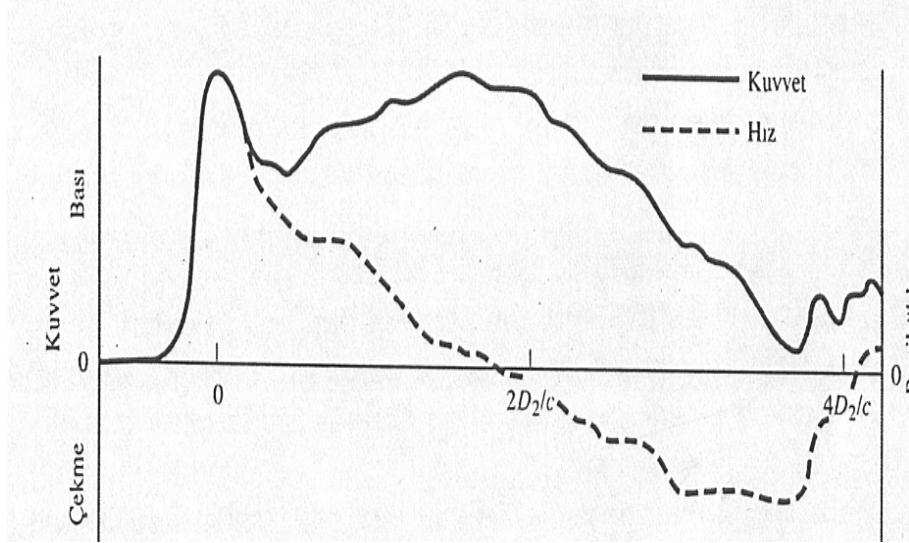


Şekil 6.6 Bir uç taşıma kazığı için kazığın tepesine yakın kesimde kuvvet ve partikül hızı ile zaman ilişkisinin tipik diyagramları (Hannigan, 1990).

Şimdi, kenar sürtünme direncine de sahip olmayan ve önceki kazıktan çok daha az uç temas direncine sahip bir kazık göz önünde bulundurunuz. Bu durumda, aşağı doğru hareket eden dalgadaki enerjinin çoğu kazığı ilerletmek için tüketilir. Bu nedenle, yansıyan dalga Şekil 6.7'deki dalga izinde gösterildiği gibi, daha küçük bir kuvvete ve daha küçük bir hıza sahiptir. Bu nedenle, $2D_2/c$ zamanda dalga izinin şekli temas direncini yansıtır.



Şekil 6.7 Şekil 6.6'dan daha az uç direnci olan bir uç taşıma kazığı için kazığın tepesine yakın kesimde kuvvet ve partikül hızı ile zaman ilişkisinin tipik diyagramları, (Hannigan, 1990)



Şekil 6.8 Bir sürtünme kazığı için kazığın tepesine yakın kesimde kuvvet ve partikül hızı ile zaman ilişkisinin tipik diyagramları, (Hannigan, 1990)

Sonunda, çok az uç temas dirençli bir sürtünme kazığı göz önünde bulundurunuz. Basınç dalgası palsı kazıkta aşağı seyahat ederken, kenar sürtünme direnci ile karşılaşır. Her bir direnç artışı kazıkta yukarı geriye seyahat eden yansımış bir dalga üretir. Bu nedenle, kazık tepesine yakın ölçülen dalga izi Şekil 6.8'dekine benzer olacaktır. Zaman ölçeği aygıtlar altındaki derinliğe karşılık gelir ve kuvvet ve hız çizimleri arasındaki düşey mesafe çeşitli derinliklerdeki zemin direncini yansıtır.

Dalga izi de kazık bütünlüğü verisi sağlar. Örneğin, eğer kazık çakma esnasında kırılırsa, kırılma kazık çakma analizörü tarafından kaydedilen dalga izini değiştiren yansımış bir dalga üretir (Rausche ve Goble, 1978).

6.4.1.3. Case yöntemi analizleri

Case yöntemi, dalga izi verilerinden statik kazık kapasitesini belirlemek için bir analitik tekniktir (Hannigan, 1990). PDA bu yöntemi kullanarak, kazık kapasitesini çözmek için programlanmıştır ve bu hesaplamanın sonuçlarını arazide gerçek zamanda verir.

Case yöntemi hesaplamaları, arazide statik yük deneyinden belirlenebilen ampirik bir korelasyon faktörü (J_c) içerir. Bu nedenle, mühendisler statik yük deney sonuçlarını belirteç kazıklara veya seçilmiş mamul kazıklara genişletmek

için bu yöntem kullanılır. Ancak, çoğu projeler için, mamul kazıkların tümü üzerinde PDA ölçümlerini elde etmek ekonomik olmayacaktır.

Case yöntemini, bir arazi yük deneyi olmaksızın, diğer benzer J_c değerlerini olarak kullanmak da olasıdır. Bu yaklaşım kesin değildir, fakat halen çok yararlıdır.

6.4.2. CAPWAP

Case yöntemi yararlı olsa da, gerçek kazık çakma dinamiğinin ve ilgili bitişik zeminin basitleştirilmesidir. Ampirik olarak elde edilen sömümleme faktörü J_c analizi ayarlar. Bu nedenle, uygun değeri seçmek için nihai sonuçlar mühendisin yeteneğinden daha iyi değildir. Aksine bir dalga denklem analizi çok daha keskin sayısal bir modelden yararlanır. Fakat şahmerdan ile dağıtılan gerçek enerjinin zayıf tahminlerinden olumsuz etkilenir. Neyse ki, bu iki yöntemin güçlükleri ve zayıflıkları övgü niteliğindedir. Bu nedenle, geliştirilmiş bir analiz oluşturmak amacıyla onları birleştirebiliriz (Rausche, Moses ve Goble, 1972). Bu birleştirilmiş analiz CAPWAP olarak bilinir (CAse Pile Wave Analysis Program).

CAPWAP’de kullanılan sayısal model aslında şahmerdan ve ayrıntılarının kaldırılması ve kazık çakma analizöründen elde edilen kuvvet-zaman ve hız-zaman verileri ile değiştirilmesi hariç, Şekil 6.2’deki ile aynıdır. Bu analiz R (zemin “yayları”ndaki nihai direnç), q (titreşim) ve J_c (Case yöntemi sömümleme faktörü) değerleri verir.

PDA verileri üzerinde yapılan bir CAPWAP analizi aşağıdaki gibi kullanılabilir:

- Daha sonra en uygun çakma ekipmanını seçmek ve taşıma grafiği üretmek için kullanılabilen bir dalga denklemi analizi için daha doğru girdi sağlamak.
- Seçilmiş imalat kazıklarının PDA analizlerinde kullanmak için araziye özgü Case yöntemi sömümleme faktörü (J_c) sağlamak.
- Kazık düzeninin nicel ölçümlerini elde etmek (Fellenius ve diğerleri, 1989).
- Gerçeği gibi statik yük sonuçları.

Şekil 6.9, CAPWAP analizinden örnek bir çıktı göstermektedir. CAPWAP analizleri, statik yük deneylerinin gerekli sayısını azaltmak amacıyla veya yük deneylerinin ekonomik olmadığı yerde kullanılabilir.

6.4.3. Serbest düşüşlü tokmaklar kullanılan deneyler

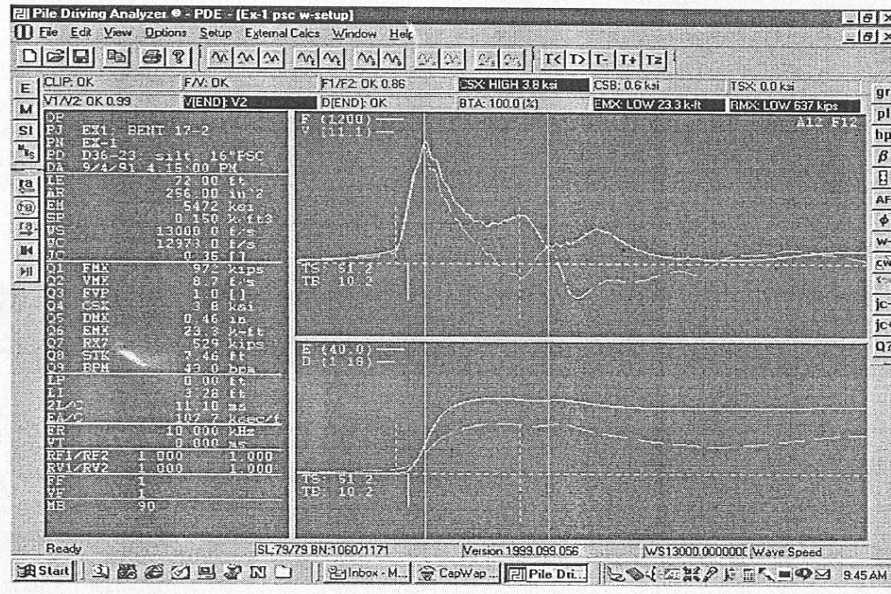
Case Yöntemi ve CAPWAP analizleri, başlangıçta kazık temeller ile kullanmak için geliştirilmişti. Çünkü bu analizler kazık çakılırken elde edilen ivme ve gerilme verilerine bağlıdır. Çok yakın zamanlarda, mühendisler bu yöntemleri gerekli deformasyonları oluşturmak için serbest düşmeli tokmakları kullanarak, şaft temellere uygulamıştır. Bu yöntem, analitik yöntemlerden belirlenen yük kapasitesinin dinamik doğrulamasını sağlayabilir. Aynı zamanda, bir statik yük deneyinden daha az masraflıdır.

Şekil 6.10 bu deneyleri yapmak için kullanılan tipik serbest düşmeli bir tokmağı göstermektedir. Tipik olarak, bu deney gerekli statik deney yükünün yaklaşık yüzde 1,5'una eşit bir ağırlık ve şaft uzunluğunun yaklaşık yüzde 8,5'una eşit düşüş yüksekliği veya 2 m, hangisi daha büyükse, kullanılır. Ancak, gerek teçhizat ihtiyaçları, bir dalga denklem analizi kullanarak önceden belirlenmelidir (Hussein, Likins ve Rausche, 1996). Teçhizatlandırma ve veri analizi aslında kazıklar için olan ile aynıdır.

6.4.4. Statnamic deney

Statnamic deney, derin temellerin statik yük kapasitesini değerlendirmek için bir başka yüksek deformasyonlu dinamik deney yöntemidir. Bu yöntem temeli, Şekiller 6.11'de gösterildiği gibi, temel ve bir kütle arasına konulan bir basınç hücresi içine yerleştirilen yavaş yanan patlayıcılar patlatılarak yüklenir. Patlamadan kaynaklanan kuvvet, temelde aşağı doğru hareket oluşturur. Bu hareket, yük ve deplasman aletleri kullanarak izlenir ve bu aletlerden elde edilen veriler doğrudan, bir statik yük deneyinden elde edilene benzer bir yük-deplasman eğrisi olarak çizilir. Kütle, bu kuvvet için bir tepki sağlar. Aşağıda, ölçüm mühendisinin dinamik kazık deneyi sırasında göreceği bir PDA ekranı verilmiştir.

Bir statnamic deneyinden kaynaklanan yükleme, bir kazık şahmerdanı veya serbest düşmeli tokmağına göre çok daha uzun sürer (0,1 ve 0,2 s). Bu nedenle, temel aşağı doğru hemen hemen tek bir parça gibi hareket eder ve rijit bir kütleymiş gibi analiz edilebilir. Bu nedenle, statnamic deney temelin dinamik tepkisinin sayısal bir modeline bağlı değildir. Onun yerine, doğrudan yük-deplasman eğrisi geliştirir ve bu nedenle, çok hızlı olarak yürütülmesi hariç,



Şekil 6.9 Bir CAPWAP analizinden elde edilen örnek sonuç. Üstteki diyagram CAPWAP modeli ile araziden elde edilen kazık çakma analizi arasındaki hesaplama uyumunu göstermektedir. Sol attaki grafik, hesaplanmış bir yük-oturma eğrisi ve sağ alttaki de zemin direncinin hesaplanmış dağılımını göstermektedir (Goble, Rausche, Likins ve Associates Inc.).

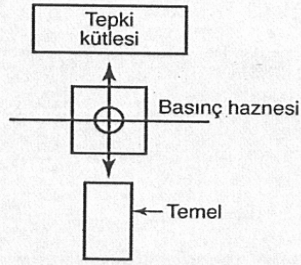
kavramsal olarak bir statik yük deneyine benzer. Ayrıca, bu özellik, temelin enine kesit alanı veya elastisite modülü bilgisi olmaksızın deneyin yürütülmesini sağlar. Bu özellikle, delinmiş shaftları denerken yararlıdır.

Deneyden elde edilen yük-deplasman eğrisi daha sonra, “türetilmiş statik” veya “eşdeğer statik” yük-deplasman eğrisini üretme girişiminde, ataletsel ve sönümleme kuvvetlerini dikkate almak amacıyla ayarlanır. Temellerin çoğu için, bu analiz temelin rijit bir kütle gibi davrandığını varsayabilir.

Veri indirgeme yöntemleri, ataletsel ve sönümle kuvvetlerini dikkate alma girişiminde bulunur. Tipik olarak, temel deney esnasında yaklaşık 5 mm oturur. Bu büyük olasılıkla, kenar sürtünme direncinin çoğunu geliştirmek için yeterlidir. Fakat uç temas direncini tamamen harekete geçirmek için gerekli olan oturmadan daha azdır. Bu nedenle, deney, ilke olarak muhafazakar olmalıdır. Ancak, zeminin statik tepkisi dinamik tepkisinden farklıdır. Bu nedenle, statnamic’den elde edilen yük-oturma eğrisi, bir statik yük deneyinden elde edilenden farklı olabilir. Veri indirgeme, bu farklı temelin kendisindeki ataletsel etkiler ile birlikte dikkate alma



Şekil 6.10 Bu bırakmalı şahmerdan bir delgili şaft temel üzerinde yüksek deformasyonlu dinamik yükleme deneyi yapmada kullanılmaktadır.



Şekil 6.11 Statnamik deneyinin şeması

girişiminde bulunur. Ancak, böyle yapmanın uygun yöntemi her zaman açık değildir. Sonuç olarak statnamic deneylerinden elde edilen kapasiteler, statik yük deneylerinden elde edilenlerden daha yüksek veya daha düşük olabilir. Ayrıca, rijit kütle varsayımı uzun narin temeller için geçerli olmayabilir.

Statnamic deneylerin derin temellerin yanal yük kapasitelerini değerlendirmek için de kullanılmış olup, statik yanal yük deneylerine bir alternatiftir. Bu statnamic deneyler, yatay bir basınç hücresi kullanarak yapılır. Tasarım yanal yükler genellikle dinamik (yani, rüzgar veya deprem) olduğu için, statnamic deney, gerçek servis yüklerinin daha iyi bir temsili olabilir ve bu nedenle statik yanal yük deneylerinden elde edilenlerden daha gerçekçi kapasiteler sağlayabilir.

6.4.5. Yüksek deformasyonlu dinamik deneylerin uygulanması

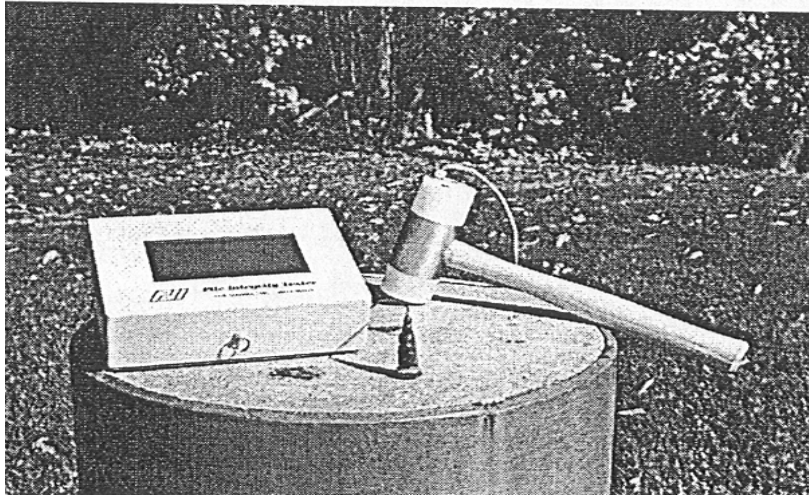
Bu yüksek deformasyonlu dinamik deney yöntemlerinin tümü bir mühendisin bir derin temelin aşağı doğru yük kapasitesini değerlendirmeye yardımcı olur ve bu nedenle analitik yöntemleri kullanarak belirlenen kapasiteler üzerinde bağımsız bir kontrol olarak hizmet verir. Case Yöntemi, kazık çakılırken

bu veriyi gerçek zamanda sağlar ve bu nedenle gerekli gömülme derinliğini belirlemek için kullanılabilir. Genellikle bu derinlik, analitik yöntemler ile belirtilenden farklıdır. Bu, tasarım çizimleri üzerinde gösterilenden daha uzun veya daha kısa olarak inşa edilmiş bir temel üretir.

CAPWAP analizleri, statnamic deneyler ve serbest düşmeli tokmak deneyleri, temel inşa edildikten sonra yürütülür ve bu nedenle deney şaftı olarak inşa edilmiş derinliği kontrol etmek için kullanılamazlar. Ancak, deney sonuçları yine de yararlıdır. Çünkü deney temelinin uygunluğunu doğrulayan ve o sahadaki ileriki temellerin tasarımında yardımcı olan aşağı doğru yük kapasitesinin bağımsız bir doğrulayıcılığını sağlarlar.

6.5. Düşük Deformasyonlu Dinamik Deneyler

Düşük deformasyonlu dinamik deney küçük bir yük ile temelın tepesine vurmak ve bunun sonucu oluşan dalgaları bir veya daha fazla ivmeölçerler kullanarak izlemekten oluşur. Bu deneyler, Şekil 6.12’de gösterildiği gibi, tipik olarak bir marangoz tahta çekici kullanılır. Bu yüzden, oluşan deformasyonlar çok küçüktür ve kenar sürtünme veya uç temas direncini tamamen harekete geçirmek için, oturma yeterli değildir. Bu nedenle, düşük deformasyonlu dinamik deneyler, statik yük kapasitesinin bir belirtisini sağlamazlar. Ancak, yapısal bütünlüğü değerlendirmek ve inşa edilmiş uzunluğu belirlemek için çok yararlıdırlar.



Şekil 6.12 Beton dolgulu bir boru kazığının bütünlüğünü değerlendirmede düşük deformasyonlu dinamik deneyin yapılması

6.6. Sonuçlar

Dinamik yöntemler, ondokuzuncu yüzyıl sonlarının kaba kazık çakma formüllerinden, statik yük deneylerine kapsamlı ayarlamalar ile gelişmiş sayısal modellere ilerlemiştir. Bu yöntemler, temel mühendislerine çok caziptir. Çünkü pahalı statik yük deneylerini araştırma zorunluluğu olmaksızın, yk kapasiteleri üzerinde güvenilir bilgi sağlarlar. Ayrıca, bazı dinamik yöntemler çakılabilirlik ve yapısal bütünlük hakkında bilgi sağlar.

Statik yük deneylerinin herhangi bir zamanda modası geçmiş olacağı olası değildir. Fakat dinamik yöntemler, onlara olan ihtiyaç önemli bir biçimde azaltmıştır. Dinamik yöntemler geliştirilmeye devam ederken, büyük olasılıkla projelerin daha geniş aralığında artan kullanıma sahip olacaktır.

Kazıklı temellerin eksenel yük kapasitelerini belirlemede kullanılan dinamik yöntemleri özetlersek;

- Dinamik yöntemler, bir temelin statik yük kapasitesini belirlemek amacıyla, bir kazık şahmerdanı veya diğer çarpma kaynağından olanlar gibi, uygulanan dinamik yüklere temel tepkisinin değerlendirmelerini kullanır. Bazı dinamik yöntemler çakılabilirlik ve yapısal bütünlük hakkında bilgi de sağlar.
- Kazık akma formülleri dinamik yöntemin en eski tipidir. Statik yük kapasitesini darbe sayısı, şahmerdan tipi ve diğer faktörler ile ilişkilendirme girişiminde bulunurlar. Ne yazık ki, bu formül kazık çakma işlemini aşırı basitleştirir ve bu nedenle, özellikle eğer bir arazi yk deneyi ile ayarlanmamış iseler, çok kesin değildirler.
- Dalga denklem analizleri çoğunlukla kazık çakma formüllerinin yerini almıştır. Yalnızca ampirik ilişkilere güvenmek yerine, dalga denklem analizi kazığın ayrıntılı bir analitik modelini ve onun çakma sistemini kullanır. Bu analizlerin sonuçları, bir taşıma grafiği (darbe sayısına karşı statik kapasitenin çizimidir) ve çakılabilirlik analizi için temel oluşturan kazık çakma gerilmelerini içerir.
- Yüksek deformasyonlu dinamik deneyler, uygulanan dinamik yüklere temelin tepkisini kaydetmek için temele takılan aletleri kullanır. Bu yükler genellikle kazık şahmerdanından ileri gelir. Fakat serbest düşüşlü bir tokmak veya

kontrollü bir patlayıcı ile de oluşturulabilirler. Bu aletlerden elde edilen veriler, statik yük kapasitesini belirlemek için kullanılabilir.

- Düşük deformasyonlu deney çok daha küçük çarpma yükleri kullanır (tipik olarak bir marangoz çekici ile verilir) ve yapısal bütünlüğü değerlendirmek için kullanılır.

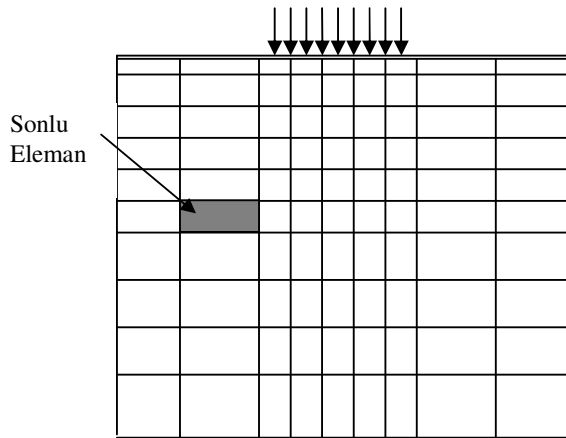
7. SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ VE PLAXIS

7.1. Sonlu Elemanlar Yöntemi

Sonlu elemanlar yöntemi, diferansiyel denklemlerle ifade edilen mühendislik problemlerinin analizi için geliştirilen nümerik bir çözüm yöntemidir. Sürekli bir ortam, Şekil 7.1’de gösterildiği sonlu elemanlara bölünerek denklemler bir eleman için yazılır ve entegre edilerek sistem denklemleri elde edilir. Sonuçta sürekli bir ortam için göz önüne alınan diferansiyel denklem lineer bir denklem takımına indirgenir. Sonlu elemanlar yöntemi karmaşık diferansiyel denklemleri bilgisayarın çözebileceği matris forma getirip çözen bir yöntemdir.

7.1.1. Sonlu elemanlar yönteminin avantajları

- Bilgisayar yardımı ile çözülebilir (hız + optimizasyon olanağı).
- Geliştirilen SE formülasyonu birçok probleme uygulanabilir.
- Karmaşık geometri, yükleme, sınır koşulları ve malzeme durumu dikkate alınabilir.
- Seçilen birincil bilinmeyenler (yer değiştirme, akım potansiyeli, vs.) ile bunlara bağlı ikincil bilinmeyenler (gerilme, şekil değiştirme, akım miktarı, hız, vs.) birlikte elde olunur.
- Bütünleşik problemler (gerilme, şekil değiştirme (statik) + konsolidasyon (dinamik) gibi).



Şekil 7.1 Sonlu elemanlar ağındaki bir sonlu elemanın gösterimi

7.1.2. Sonlu elemanlar yönteminin dezavantajları

- Bilgisayar yardımı ile çözülebilir (bellek ve işlemci hızı + bilgisayara bağımlılık).
- Yaklaşık bir yöntem, yeterli eleman ile gerçek çözüme çok yakın sonuçlar vermektedir.

7.1.3. Sonlu elemanlar yönteminin analiz adımları

1. Eleman seçimi ve ortamı elemanlara ayırma
2. Yaklaşım modeli (veya fonksiyonu) seçimi
3. Malzeme bünye davranışı
4. Eleman denklemlerinin elde edilmesi
5. Eleman denklemlerinin birleştirilerek sistem denklemlerinin elde edilmesi
6. Sistem denklemlerinin çözülerek birincil bilinmeyenlerin bulunması
7. Birincil bilinmeyenlerden ikincil bilinmeyenlerin hesaplanması
8. Sonuçların yorumu

7.1.3.1. Sonlu elemanlar yönteminde eleman seçimi ve eleman tipleri

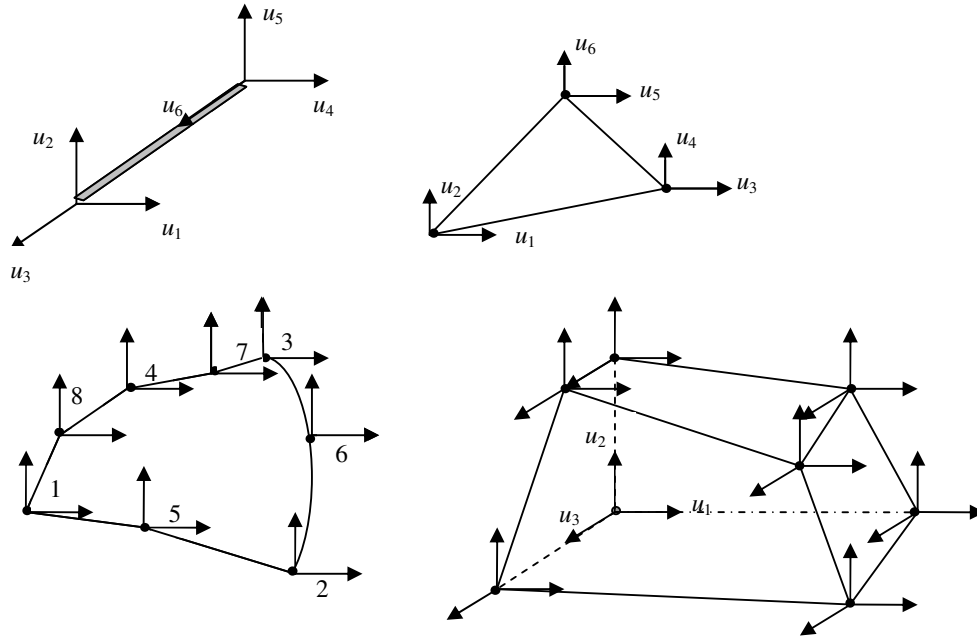
Karşılaşılan probleme uygun eleman tipleri şunlardır: Belirlenen esas (birincil) bilinmeyene göre bir boyutlu, iki boyutlu ya da üç boyutlu elemanlar ve eğri yüzeyler için eğrisel elemanlardır. Eleman seçiminde önemli olan, gerekli serbestlik derecesini sağlamaktır. Bir boyutlu eleman seçimi konsolidasyon problemlerinde kullanılmaktadır.

7.1.3.3. Yaklaşım Modeli (Şekil Fonksiyonu)

Bu adımda bilinmeyenlerin ortamda dağılımını veren bir şekil fonksiyonu seçilir. Eleman düğüm noktaları, eleman bölgesinde bilinmeyen büyüklüğün (örneğin yer değiştirme) dağılım şeklini tanımlamak üzere matematiksel bir fonksiyon yazmak için stratejik noktalar sağlar. Polinomlar veya seriler bu amaçla kullanılabilir:

$$u = N_1u_1 + N_2u_2 + N_3u_3 + + N_mu_m \quad (7.1)$$

u = düğüm noktası bilinmeyenleri (veya serbestlik derecesi)

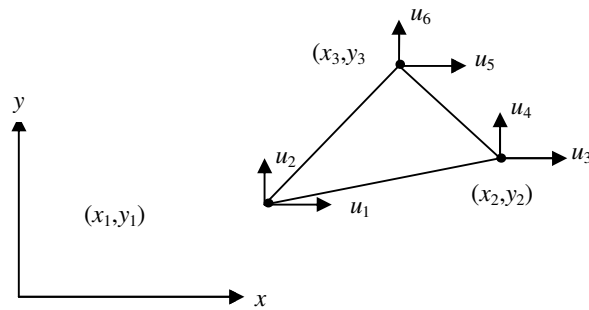


Şekil 7.2 Sonlu elemanlar yönteminde eleman tipleri

Çözüm yalnız düğüm noktaları için gerçekleştirilir. Şekil fonksiyonu çözüm ortamında bilinmeyenler yanında ortam geometrisini (genel koordinatlar) de ifade etmekte kullanılabilir. Buna izoparametrik yaklaşım denmektedir. İzoparametrik yaklaşım, bilgisayar kapasitesi bakımından yer ve zaman kaybını önleyen bir yaklaşım türüdür.

7.1.3.3. Yer değiştirmeler

Düzlem şekil değiştirme hali üç düğüm noktalı üçgen eleman için deplasman fonksiyonu (7.2) eşitliğindeki gibidir.



Şekil 7.3 Sonlu elemanlar yönteminde elemanların yer değiştirme fonksiyonları

$$u(x,y) = N^e a^e \quad (7.2)$$

$$u = \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \end{bmatrix} \quad N = \begin{bmatrix} 1 & x & y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x & y \end{bmatrix}$$

7.1.3.4. Şekil değıştirmeler

Sonlu elemanlar modelinde seçilen elemanların şekil değıştirmeleri aşağıdaki eşitlikler ve matrisler yardımıyla elde edilmektedir.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{xx} &= \frac{\partial u_x}{\partial x} & \varepsilon_{yy} &= \frac{\partial u_y}{\partial y} & \gamma_{xy} &= \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \\ \varepsilon &= B u^e \end{aligned} \quad (7.3)$$

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad B = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 \\ 0 & \partial/\partial y \\ \partial/\partial x & \partial/\partial y \end{bmatrix}$$

7.1.3.5. Malzeme bünye davranışı (gerilme-şekil değıştirme ilişkisi)

Sonlu elemanlar yönteminde ideal malzeme lineer elastik, homojen ve izotropdur. Bu kabuller doğrultusunda malzeme bünye davranışı şu şekilde ifade edilebilir:

$$\sigma = D \varepsilon$$

$$D = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (7.4)$$

$$(7.5)$$

7.1.3.6. Eleman denklemi

Minimum enerji prensibi kabulü ile gerilmeler, şekil değıştirmeler olarak ifade edilebilir. Uygunluk prensibinin göz önüne alınması ile de şekil değıştirmeler, sınır koşulları olarak ifade edilebilir. Yayılı yükler, enterpolasyon yapılarak düğüm noktalarına indirgenir. Burada p , eleman üstündeki yayılı yükün

düğüm noktasına indirgenmiş hali olan düğüm yüklerini gösteren yük vektörüdür. Eleman rijitlik matrisi (7.6) eşitliğindeki gibi ifade edilmektedir.

$$K^e = \int B^T DB dv \quad K^e u^e = P^e \quad P^e = \begin{bmatrix} p_{1x} \\ p_{1y} \\ p_{2x} \\ p_{2y} \\ p_{3x} \\ p_{3y} \end{bmatrix} \quad (7.6)$$

7.1.3.7. Sistem denklemi

Eleman denklemleri birleştirilerek sistem denklemleri elde edilir. Eleman rijitlik matrisinin birleştirilmesi ile global rijitlik matrisi elde edilir.

$$KU = P \quad (7.7)$$

7.1.3.8. Sınır koşulları

Sistem rijitlik matrisi singülerdir (determinant=0). Çözümün gerçekleşebilmesi için sınır koşullarının uygulanması gerekmektedir. Sınır koşulları esas bilinmeyenler cinsinden (esas veya zorlanmış) olması yanında ikincil bilinmeyenler (doğal) cinsinden de olabilir.

7.1.3.9. Çözüm

Sınır koşulları uygulanmış sistem denklemleri uygun bir denklem takımı çözüm yöntemi ile çözülür, birincil (esas) bilinmeyenler bulunur. Denklem takımı çözüm yöntemi hız, stabilite ve bellek açısından önemlidir. Birincil bilinmeyenlerden ikincil bilinmeyenler hesaplanır.

7.1.3.10. Sonuçların yorumu

Sonlu elemanla çözümü gerçekleştğinde çok sayıda veri elde olunur. Bu bilgiler bilgisayarda depolanabilir veya kağıda yazılabilir. Çözülen problemin boyutuna göre elde edilen tüm bilinmeyenlerin yazdırılması uygun olmaz. Bunu için veriyi uygun şekilde işleyerek çözüm ortamında kritik noktalarda grafik ve çizelgeler elde etmemizi sağlayan bilgisayar yazılımları gerçekleştirilmelidir. Bu yazılıma post processor (grafik işlemci) denir.

7.1.4. Sonlu eleman ağı düzenleme

Sonlu eleman ağı şu faktörlere göre belirlenir;

- Eleman tipleri
- Global kaba ağ
- Global ince ağ
- Lokal ince ağ

7.1.5. Eleman tipleri

Sonlu elemanlar yönteminde iki çeşit eleman tipi vardır, 6 düğümlü üçgen elemanlar ve 15 düğümlü üçgen elemanlar (Şekil 7.4). Aşağıda verilen koşullar altında bu iki eleman tipinden hangisinin seçilmesi gerektiğine karar verilmelidir.

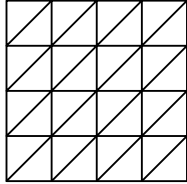
6 düğümlü üçgen elemanlar;

- Kullanılabilirlik (servis) durumu
- Düzlem şekil değiştirme modelleri
- Hızlı hesap

15 düğümlü üçgen elemanlar;

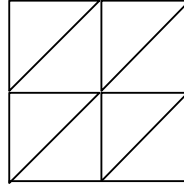
- Göçme yükleri ve phi/c reduction
- Aksi simetrik modeller
- Daha yavaş hesap

6 düğümlü ve 15 düğümlü üçgen elemanları performans açısından da kıyaslayacak olursak, ikisinde de yaklaşık eşit miktarda düğüm ve gerilme noktaları oluşacaktır. Ancak, 15 düğümlü elemanlar göçme yüklerinin hesaplanmasında %10 daha doğru çözüme ulaşılmaktadır.



6 düğümlü üçgen elemanlar

1/4



15 düğümlü üçgen elemanlar

Şekil 7.4 6 düğümlü ve 15 düğümlü üçgen elemanlar

7.1.5. Geometrik idealizasyon

Sonlu elemanlar yönteminde oluşturulan geometri bazı kabullere göre idealize edilmektedir. Bunlar, aşağıda detaylı bir şekilde anlatılan düzlem şekil değiştirme ve aksi simetrikliktir.

7.1.5.1. Düzlem şekil değiştirme

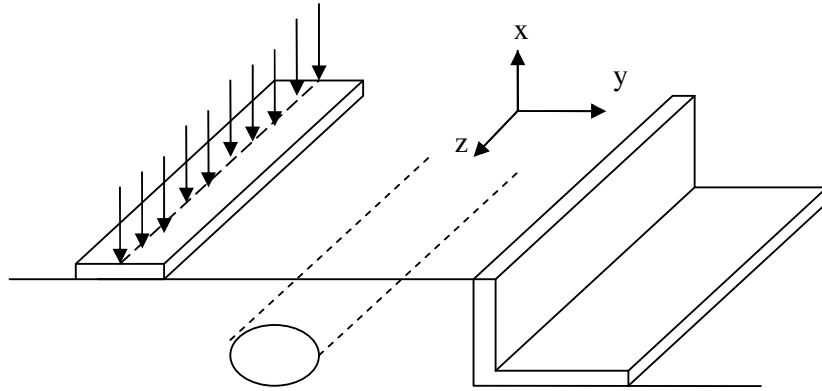
Sonlu elemanlar yönteminde yük altındaki elemanların düzlemsel olarak şekil değiştirmeleri Şekil 7.5'deki gibidir. (7.8) eşitliği de şekil değiştirme matrisini vermektedir.

$$\epsilon_{zz} = 0; \gamma_{yz} = 0; \gamma_{xz} = 0 \quad (7.8)$$

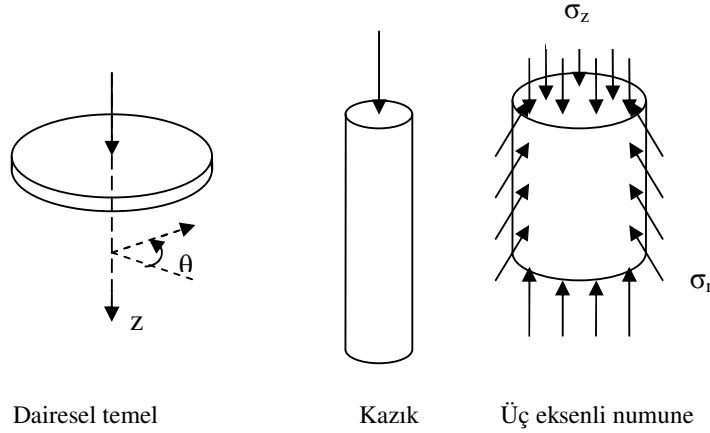
$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{xz} \\ \Delta\tau_{zy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{14} \\ D_{21} & D_{22} & D_{24} \\ D_{31} & D_{32} & D_{34} \\ D_{41} & D_{42} & D_{44} \\ D_{51} & D_{52} & D_{54} \\ D_{61} & D_{62} & D_{64} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\epsilon_x \\ \Delta\epsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

7.1.5.2. Aksi simetrik

Dairesel kesitli geometrilerde uygulanması gereken model aksi simetrik modeldir. Şekil 7.6, geoteknik uygulamalarda karşılaşılabilecek dairesel kesitli yapı elemanlarını göstermektedir.



Şekil 7.5 Sonlu elemanlar yönteminde seçilen geometrinin düzlem şekil değiştirmesi



Şekil 7.6 Geoteknik uygulamalarda karşılaşılabilecek dairesel kesitli yapı elemanları

Aksisimetrik geometrilerdeki şekil değiştirmeler teoride (7.9) eşitliğindeki gibi belirlenmektedir. Plaxis programında ise (7.10) eşitliği dikkate alınmaktadır.

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u_x}{\partial r}; \varepsilon_z = \frac{\partial u_y}{\partial z}; \varepsilon_\theta = \frac{u_x}{r}; \gamma_{rz} = \frac{\partial u_y}{\partial r} + \frac{\partial u_x}{\partial z}; \gamma_{r\theta} = \gamma_{z\theta} = 0; \quad (7.9)$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{u_x}{r} = 0; \gamma_{xz} = 0; \gamma_{yz} = 0 \quad (7.10)$$

7.1.6. Geoteknik mühendisliğinde sonlu elemanlar yöntemi

Geoteknik mühendisliği hemen hemen tüm inşaat mühendisliği yapılarında önemli rol oynar. Geoteknik yapıların tasarımında göz önünde bulundurulması gerekenler; duraylılık (stabilite), yapı kuvvetleri (M,N,V), geoteknik yapı ve komşu zemin hareketleri, komşu yapılarda oluşan kuvvet ve hareketlerdir. Tam bir kuramsal çözüm için denge, uygunluk, malzeme bünye davranışı, sınır koşulları olan dört koşulun da sağlanması gerekmektedir. Dört temel koşulu sağlayan zemin davranışının gerçek malzeme bünye modelini göz önüne alan kapalı çözümünü elde etmek mümkün değildir. Tam nümerik analizler tasarım ihtiyaçları ve dört temel koşulu sağlamaktadır.

- Başlangıç gerilme durumu
- Elasto-plastik malzeme
- Drenajlı-drenajsız davranış

- Efektif gerilme analizi
- Boşluk suyu basıncı
- Anizotropi
- Karmaşık sınır ve başlangıç koşulları

7.1.6.1. Geoteknik problemlerin çözümü

- Kapalı çözüm
(sınır koşulları altında diferansiyel çözüm yöntemi)
- Ampirik çözüm
(tecrübeye dayalı, sadece noktasal çözüm yöntemi, tüm ortama cevap vermiyor)
- Limit denge çözümü
(sadece kuvvet dengesini göz önüne alan, deformasyonlara dayalı olmayan çözüm yöntemi)
- Nümerik çözüm
 - Sınır elemanlar
(sonlu elemanlar yönteminin sağlanması gereken bir koşulu)
 - Sonlu farklar
(diferansiyel denklemleri çözmek için daha kolay bir yöntem olmasına karşın, uygulama güçlüğü olan bir yöntem)
 - Ayrık elemanlar
 - Sonlu elemanlar
(karmaşık problemlerde de çözüm verebilen bir yöntem)

7.1.7. Tekil kazıklar

7.1.7.1. Giriş

Tekil kazıklar çoğunlukla ayrı olarak inşa edilmelerine karşın, analizlerinde benzer olmakla birlikte daha karışık analiz yöntemlerine sahip grup kazıklarının analiz yöntemlerinin dikkate alınması daha elverişli olmaktadır.

Eğer kazık dairesel kesitli, yatay litolojiye ve yatay yer altı su seviyesine sahip zemine düşey olarak yerleştirilmiş ise, geometrinin aksi simetrik olarak analizi gerekmektedir. Kazığa sadece düşey yük uygulanıyorsa, aksi simetrik

Çizelge 7.1 Geoteknik problemlerde analiz yöntemine göre çözüm gereçleri

ANALİZ YÖNTEMİ		ÇÖZÜM GEREÇLERİ				
		Denge	Uygunluk	Bünye Davranışı	Sınır Koşulları	
					Kuvvet	Deplasman
Kapalı Çözüm		S	NS	Lineer elastik	S	S
Limit Denge		S	NS	Bir göçme kriteri ile rijit	S	NS
Gerilme Alanı		S	NS	Bir göçme kriteri ile rijit	S	NS
Limit Analizi	Alt Sınır	S	NS	Bileşik akma kuralı ile ideal plastik	S	NS
	Üst Sınır	NS	S		NS	S
Kiriş-Yay Yaklaşımı		S	S	Zemin yaylarla modellenir	S	S
Full Nümerik Analizler		S	S	Herhangi	S	S
S-Sağlar NS-Sağlamaz						

Çizelge 7.2 Geoteknik problemlerde analiz yöntemine göre tasarım gereçleri

ANALİZ YÖNTEMİ		TASARIM GEREÇLERİ						
		Stabilite			Duvar ve Destekler		Bitişik Yapılar	
		Duvar ve Destekler	Taban Kabarması	Tümleşik	Yapısal Kuvvet	Deplasman	Yapısal Kuvvet	Deplasman
Kapalı Çözüm		Hayır	Hayır	Hayır	Evet	Evet	Evet	Evet
Limit Denge		Evet	Ayrı Hesap	Ayrı Hesap	Evet	Hayır	Hayır	Hayır
Gerilme Alanı		Evet	Ayrı Hesap	Ayrı Hesap	Evet	Hayır	Hayır	Hayır
Limit Analizi	Alt Sınır	Evet	Ayrı Hesap	Ayrı Hesap	Yaklaşık	Hayır	Hayır	Hayır
	Üst Sınır	Evet	Ayrı Hesap	Ayrı Hesap	Yaklaşık	Yaklaşık	Hayır	Hayır
Kiriş-Yay Yaklaşımı		Evet	Hayır	-	Evet	Hayır	Hayır	Hayır
Full Nümerik Analizler		Evet	Evet	-	Evet	Evet	Evet	Evet

analiz yapılmalıdır. Bununla beraber, eğer kazığa eğik yükleme yapılıyor yada moment taşıtılıyorsa, bu durumda üç boyutlu analize gerek duyulmaktadır. Geometrinin aksi simetrik olması durumunda, daha verimli hesaplar yapan FSAFEM (Fourier Serileri Takviyeli Sonlu Elemanlar Analizi) uygun görülmektedir. Eğer yukarıda bahsedilen koşullardan herhangi biri sağlanmıyorsa, örneğin kazık dairesel kesitli değilse, yada zemine düşey olarak yerleştirilmemişse, yada zemin litolojisi yatay değilse, bu durumda kazığa eksenel yükler uygulansa bile üç boyutlu sonlu elemanları kullanan tam teşekküllü 3D analiz kullanılmalıdır.

7.1.7.2. Düşey yükleme

Bir kazığın düşey yükler altındaki analizinde en önemli konulardan biri, kazık ve kazık şaftına yakın olan zemin arasındaki ara yüzeyin modellenmesidir. Eğer zemini simgeleyen elemanlar çok büyükse ve ara yüzey elemanları kullanılmamışsa, analizlerde çeşitli problemler ortaya çıkabilmektedir. Bu problemlerin üstesinden gelmek için, kazık şaftına yakın olan zeminin ince elemanlarla tanımlanması yada ara yüzey elemanlarının kullanılması önemlidir.

7.1.8. Sonlu elemanlar yöntemi ile deprem hesabı

Rijit yapılarda dinamik basınçlar analitik yöntemlerle kolaylıkla belirlenebildiği halde, esnek yapılarda dinamik özelliklerin analitik yöntemlerle belirlenmesi kolay olmadığından, bu özelliklerin incelenmesi genellikle sayısal yöntemlerle gerçekleştirilebilmektedir. Sayısal yöntemlerden biri olan ve yapı-zemin etkileşimini dikkate alan yapısal çözümlemelerde yaygın olarak kullanılan sonlu elemanlar yöntemi zemindeki geometrik süreksizlikler, analitik yada yarı analitik formüllerle kolayca kullanılmayan karışık geometriler ve mekanik özelliklerin değişimi durumları da kolaylıkla dikkate alınabilmektedir (Gürsoy ve Durmuş, 2002).

7.2. PLAXIS Programının Genel Özellikleri

PLAXIS'in gelişimi ilk olarak 1987'de Delft Teknik Üniversitesinde başlamıştır. PLAXIS, ille de sayısal uzman olması gerekmeyen geoteknik

mühendisleri tarafından kullanılması için pratik analiz sağlayan bir araç olarak tasarlanmıştır. PLAXIS, geoteknik mühendislik projelerinde, özellikle de deformasyon ve stabilite analizleri için geliştirilmiş bir sonlu eleman paketidir. PLAXIS, basit grafiksel girdi işlemleri, karışık sonlu eleman modellerinin çabuk bir şekilde oluşturulmasını olanaklı kılmaktadır. Çıktı olanakları da, hesaplanan sonuçların detaylı bir şekilde sunumuna olanak sağlamaktadır. Geoteknik uygulamalar, zeminlerin doğrusal olmayan ve zamana bağımlı davranışını örneklemek için gelişmiş başlangıç modelleri gerektirmektedir. PLAXIS kullanıcılarının temel zemin mekaniği anlayışına sahip olması gerekmektedir.

Analiz edilecek her yeni proje için ilk olarak geometri modelini oluşturmak gerekmektedir. Noktalardan, çizgilerden ve hücrelerden oluşan geometri modeli gerçek bir problemi temsil eder. Bir geometri modeli farklı zemin tabakalarını, yapısal elemanları, inşa aşamalarını ve yükleri kapsmalıdır. Bir model geometrisinde bulunan üç tip ana bileşen vardır. Bunlar, noktalar, çizgiler ve hücrelerdir.

7.2.1. Noktalar

Çizgilerin başlangıç ve bitişini oluştururlar. Noktalar aynı zamanda ankraj, nokta vb. için lokasyonlarını belirlemede kullanılır.

7.2.2. Çizgiler

Çizgiler geometrinin fiziksel sınırlarını, model sınırlarını, geometrinin süreksizliklerini, farklı tabakalarının ayrımını veya aşamalarını belirlemekte kullanılır. Bir çizginin farklı fonksiyonları ve özellikleri olabilir.

7.2.3. Hücreler

Hücreler her tarafı çizgilerle kapatılmış alanlardır. PLAXIS, geometri çizgilerinin girilmesiyle oluşturulmuş hücreleri otomatik olarak algılamaktadır. Hücre içerisinde zemin özellikleri homojendir. Bu yüzden, hücreler zemin tabakalarını oluşturan parçalar olarak düşünülebilir. Hücrelere gelen etkiler hücre içerisindeki bütün elemanlara etkir. Geometri modeli oluşturulduktan sonra, sonlu elemanlar modeli geometri modelinin içerisindeki hücre ve çizgilerin bileşimine

bağlı olarak otomatik oluşturulur. Bir sonlu eleman ağında, elemanlar, düğüm noktaları ve gerilme noktaları olmak üzere üç tip bileşen bulunmaktadır.

7.2.4. Elemanlar

Ağın oluşturulması esnasında hücreler üçgen elemanlara bölünürler. PLAXIS’de varsayılan üçgen eleman 15-düğümlü elemandır. Ek olarak, 6-düğüm noktalı üçgen elemanlar mevcuttur. 15-düğüm noktalı elemanlar 6-düğüm noktalı elemanlara nazaran daha detaylı ve daha esnek sonuçlar vermektedir, fakat bu elemanlara göre hesabı daha çok zaman almaktadır.

7.2.5. Düğüm noktaları

15- düğüm noktalı üçgenler 15 düğüm noktasından, 6- düğüm noktalı üçgenler ise 6 düğüm noktasından oluşur. Bir sonlu eleman hesaplaması esnasında, yer değiştirmeler düğümlerde hesaplanır. Yük – yer değiştirme eğrilerinin oluşturulması için düğümler yeniden seçilebilir.

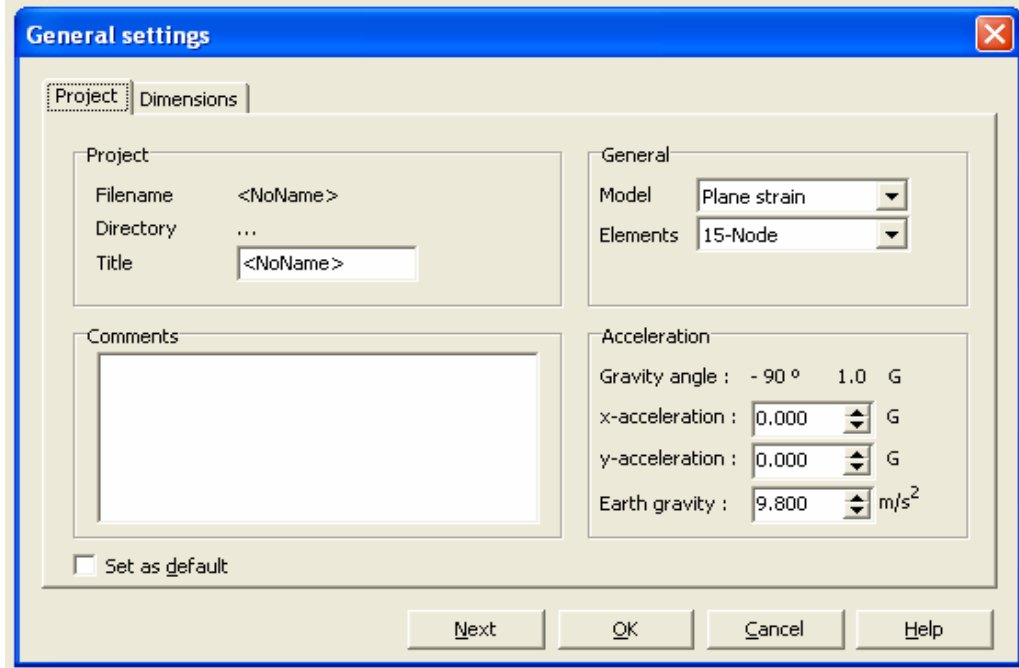
7.2.6. Gerilme noktaları

Deplasmanların tersine, gerilmeler düğümler yerine her bir özel Gauss noktasında hesaplanır. 15-düğüm noktalı üçgen eleman 12, 6-düğüm noktalı üçgen ise 3 gerilme noktasına sahiptir. PLAXIS esas olarak 4 ana bölümden oluşmaktadır:

- INPUT (GİRDİ)
- CALCULATION (HESAPLAMA)
- OUTPUT (ÇIKTI)
- CURVES (GRAFİKLER)

7.3. Girdi

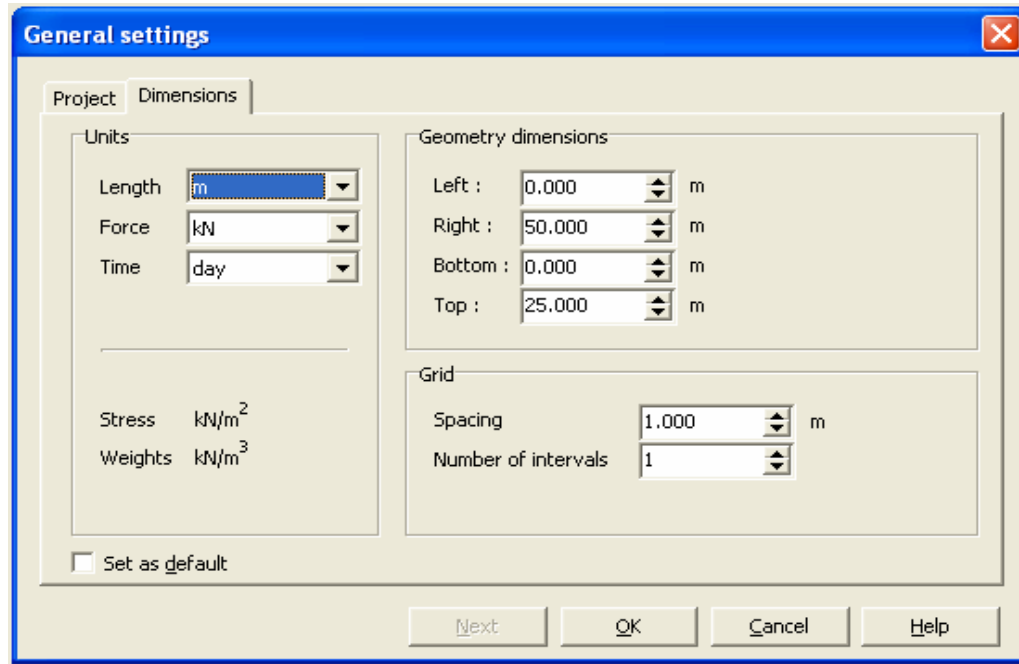
Geometri modelinin oluşturulmasının ilk adımı noktaların ve çizgilerin oluşturulmasıdır. PLAXIS’de, zemin tabakalarının, yapılarının, inşa aşamalarının, yüklerin ve sınır koşullarının girdisi, gerçek durumların detaylı ve doğru modellenebilmesini sağlayan uygun çizim işlemlerine dayanarak yapılmaktadır. Yeni bir proje için girdi olarak öncelikle genel ayarların seçilmesi gerekmektedir.



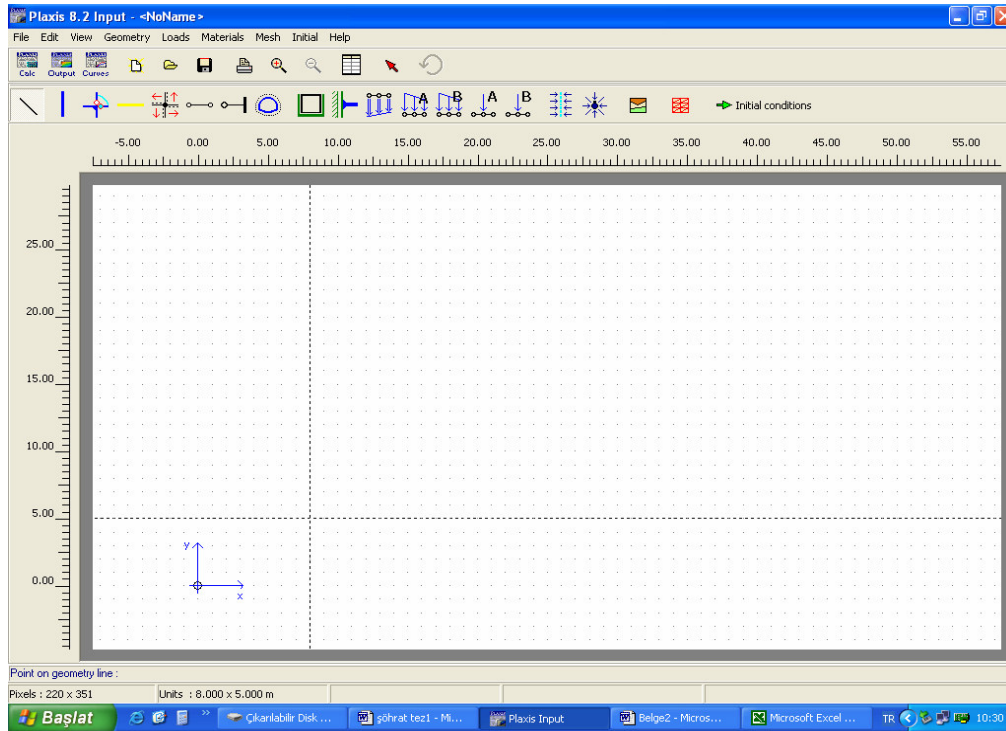
Şekil 7.7 Genel ayarlar (model ve eleman tipinin seçimi)

İlk olarak Şekil 7.7’de görüleceği gibi, proje adının girilmesini, çözümün hangi modelle yapılacağını seçimi (düzlem deformasyon ya da aksisimetri) ve 6 veya 15-düğümlü mü elemanların kullanılacağını seçimi yapılmalıdır.

Bir sonraki adımda Şekil 7.8’de görüldüğü gibi, kullanılacak birimlerin seçilmesi ve çizim alanı ölçülerinin ve gridlerin sıklığının belirlenmesi gerekmektedir. Bu adımlar tamamlandıktan sonra karşımıza ana pencere gelmektedir. Ana pencere (Şekil 7.9), ana menüyü, genel ve geometri araç çubuklarını, cetveli, çizim alanını, orijin noktasını, klavyeyle girdi bölümünü ve koordinatları gösteren bölümü içermektedir. Ana menü “file, edit, view, geometry, loads, materials, mesh, initial ve help “ menülerini ve bunların alt menülerini içermektedir.



Şekil 7.8 Genel ayarlar (birimlerin ve çizim alanı ölçülerinin seçimi)



Şekil 7.9 Ana Pencere

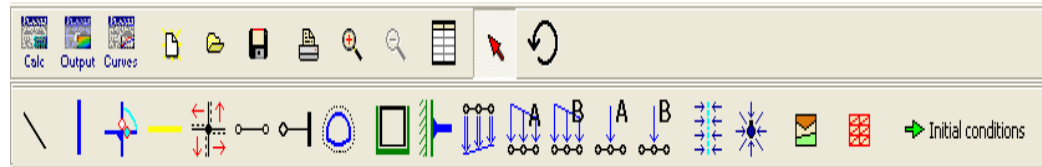
Geometri araç çubuğu ise Şekil 7.10'dan da görülebileceği gibi geometrinin oluşturulması için gerekli işlemleri içermektedir. Bu elemanların işlevleri aşağıda özetlenerek açıklanmıştır.

7.3.1. Noktalar ve çizgiler

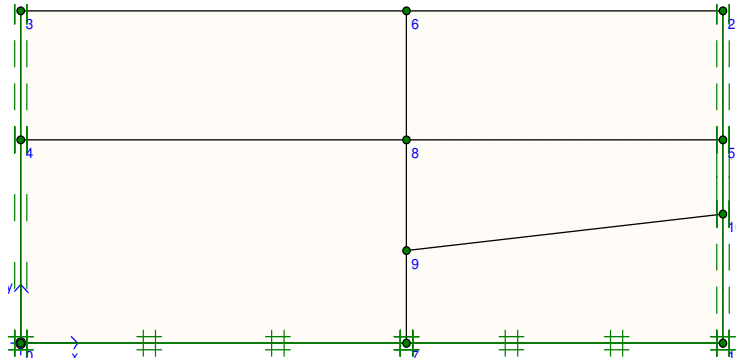
Mönüden geometri çizgisi seçildiğinde, çizim alanı içerisinde çizgiler oluşturulabilir. Bu çizgiler kullanılarak geometri modelinin zemin tabakaları, inşa aşamaları gibi ana hatlar oluşturulur. PLAXIS her tarafı çizgilerle kapalı alanları otomatik “demet” olarak algılayacaktır (Şekil 7.11).

7.3.2. Kirişler

Kirişler, dayanma duvarları, kazıklar gibi yapıların ve diğer narin yapıların modellenmesi için kullanılırlar. Bu elemanların davranışı bir eğilme rijitliği (EI) ve bir normal rijitlik (EA) kullanılarak tanımlanır. Kirişler, birçok geoteknik yapının analizlerini çok gerçekçi bir şekilde gerçekleştirmek için ara yüzeylerle birlikte kullanılabilirler. PLAXIS'deki kiriş elemanları, Mindlin'in kiriş teorisine dayanmaktadır. Bu teori, hem eğilme hem de kesmeden dolayı kiriş deformasyonlarına olanak vermektedir. Ayrıca kirişler tünellerde de dış yüzey için kullanılabilir.



Şekil 7.10 Geometri araç çubuğu



Şekil 7.11 Çizgiler ve demetler

7.3.3. Kiriş Mafsalları

Standart kiriş birleşimleri rijittir. Kiriş mafsalları, kirişlerin bittiği noktalarda serbestçe dönmeyi sağlayan birleşimler oluşturmak için kullanılırlar.

7.3.4. Geotekstiller

Geotekstiller veya geogridler sık olarak donatılı dolguların veya dayanma yapılarının inşaat uygulamalarında kullanılırlar. Bu elemanlar PLAXIS’de özel çekme elemanları kullanılarak simüle edilirler. Bu elemanları, etraftaki zeminle etkileşimini de modelleyebilmek için ara yüzey elemanlarıyla birleştirmek uygundur. PLAXIS’de bu elemanlar için kullanılan tek malzeme özelliği normal rijitliktir (EA). Geotekstiller aynı zamanda zemin ankrajları uygulamalarında, ankrajın harçlı kısmının modellenmesi içinde kullanılır.

7.3.5. Ara yüzeyler

Ara yüzeyler yapılar ve zemin arasındaki etkileşimi modellemek için kullanılırlar. Bu yapısal objeler ve çevreleyen zemin arasında tam bir etkileşime olanak vermektedir. Ara yüzeylerin tipik bir uygulaması bir palplanjla zemin arasındaki etkileşimin modellenmesi olabilir.

7.3.6. Ankrajlar

Ankrajlar ve yatay destekleri modellemek için elasto-plastik yay elemanları kullanılmıştır. PLAXIS’de düğümden-düğümüne ankrajlar ve sabit uçlu ankrajlar olmak üzere iki tip ankraj modellenebilmektedir. Düğümden- düğümüne ankraj, sabit bir yay rijitliğine sahip, iki nokta arasındaki bağları modellemek için kullanılan yaylardır. Bu eleman hem çekme kuvvetlerine (ankraj) hem de basınç kuvvetlerine (yatay destek) maruz kalabilmektedir. Sabit uçlu ankrajlar ise tek bir noktanın bağlanmasını modelleyen yaylardır. Ankrajlar için açı girdisi saat yönünün ters yönünde tamamlanmıştır. Açıya ilave olarak, ankrajın eşdeğer uzunluğunun da özellikler penceresinde girilmesi gerekir. PLAXIS’de ön gerilmeli ankrajların da modellenebilmesi için özel bir opsiyon vardır. Eşdeğer uzunluk, ankrajın bağlantı noktası ile yer değiştirmenin sıfır kabul edildiği sabit ucu arasındaki mesafedir.

7.3.7. Tüneller

Tünel, opsiyona geometri içerisine ilave edilmek üzere, dairesel ve dairesel olmayan tüneller oluşturma için kullanılabilir. Tüneller yaylarını bir kompozisyonudur ve bir yarıçap ve bir radyal çap ile tanımlanırlar. Tünel imgesine tıkladığında karşımıza Şekil 7.12'deki gibi ne tür bir tünel modeli oluşturmak istediğimiz soran pencere çıkmaktadır. Buradan bütün bir tünel, yarım tünel-sol yarısı ve yarım tünel-sağ yarısı seçeneklerinden birisini seçip tüneli modellemeye başlayabiliriz. Tünelin dış yüzeyinin modellenmesi için kirişler ve zeminle etkileşiminin modellenmesi için de ara yüzeyler kullanılmaktadır.

7.3.8. Sabitlemeler

Sabitlemeler hem noktalara hem de çizgilere uygulanabilmektedir. PLAXIS'de beş çeşit sabitleme seçeneği vardır. Bunlardan dördü, “yatay sabitleme ($u_x=0$)”, “dikey sabitleme ($u_y=0$)”, “toplam sabitleme ($u_x= u_y=0$)” ve “moment sabitlemesi” dir. Beşinci sabitleme ise standart sabitlemedir.

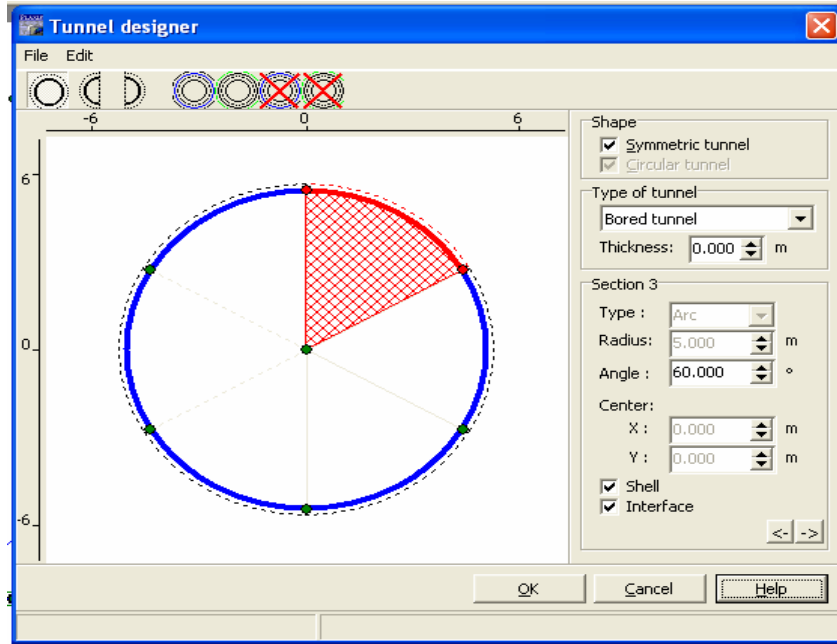
Standart sabitlemenin kullanılması halinde PLAXIS geometri modeline bir dizi genel sınır şart uygulanmaktadır. Bu şartla aşağıdaki uygulamalara göre uygulanmaktadır;

- Modelde, x koordinatında en düşük ve yüksek x koordinatına sahip düşey geometri çizgileri için yatay sabitleme ($u_x=0$) elde edilir.
- Modelde, y koordinatında en düşük y koordinatına sahip yatay geometri çizgisi için tam sabitleme ($u_x= u_y=0$) elde edilir.

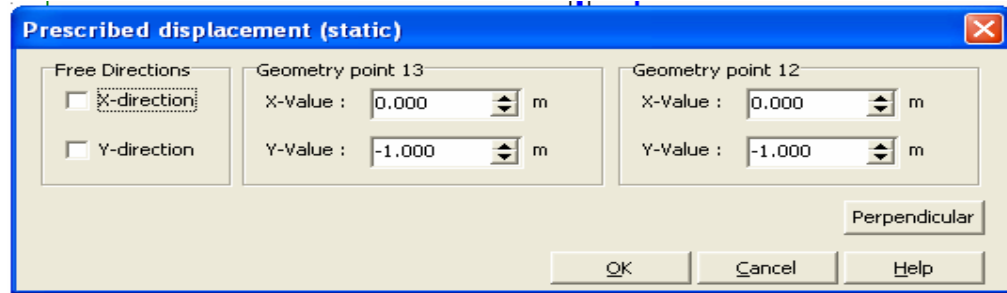
Geometri modelinin sınırına uzanan kirişler, eğer o noktadaki yer değiştirme önlerinden en az birisi sabitlendiyse, sınırdaki noktada sabit bir dönme ($\phi_z=0$) elde edilir.

7.3.9. Önceden tanımlanan yer değiştirmeler

Önceden tanımlanan yer değiştirmeler, geometri çizgilerine uygulanabilen ve bu çizgilerin yer değiştirmelerini kontrol eden özel durumlardır. Önceden tanımlanan yer değiştirmeler uygulandığında standart ilk yatay yer değiştirme değeri sıfır ($u_x=0$) ve düşey yer değiştirme değeri de negatif düşey yönde bir birimdir ($u_y=-1$). Bu değerler istenirse girdi penceresinde, istenirse de



Şekil 7.12 Tünel tipi seçimi ve tünele ait açı, ve yarıçap gibi verilerin girdisi

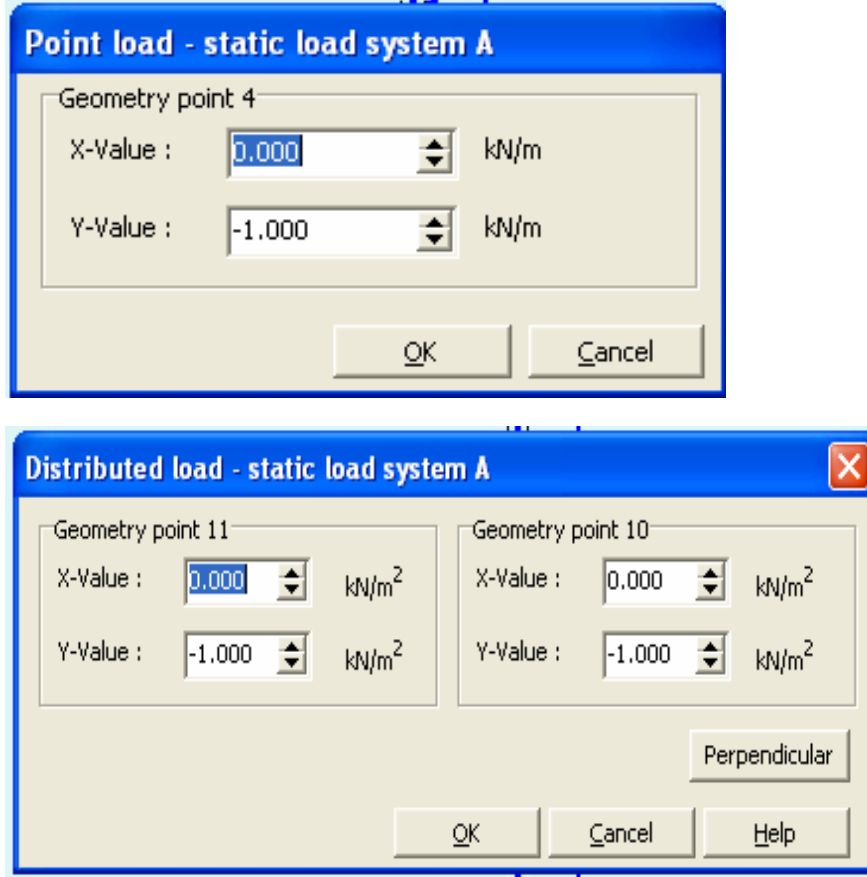


Şekil 7.13 Önceden tanımlanan yer değiştirme mönüsü

hesaplamalar esnasında değiştirilebilmekte ve istenen yer değiştirmeler girilebilmektedir.

7.3.10. Kuvvetler

Hem nokta yükler hem de yayılı yüklerin uygulanabilmesi için, iki bağımsız yük sistemi kullanılabilir (A ve B). Nokta kuvvetler geometri noktalarına, yayılı kuvvetler çizgiler üstünde uygulanmaktadır. Hem nokta hem de yayılı yükler yatay ve düşey bileşenler içerebilirler. Yayılı yükler her biri birim alan için (kN/m^2), nokta yüklere ise her biri birim uzunluk (kN/m) için değerler girilir.

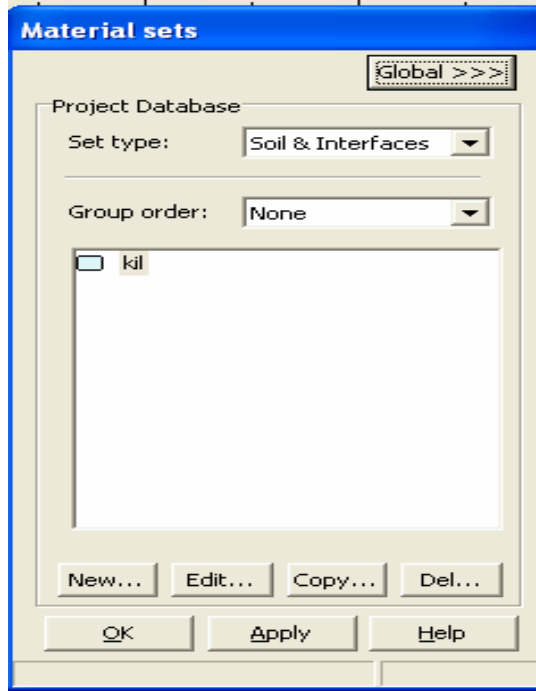


Şekil 7.14 Nokta ve yayılı yükler için girdi mönütleri

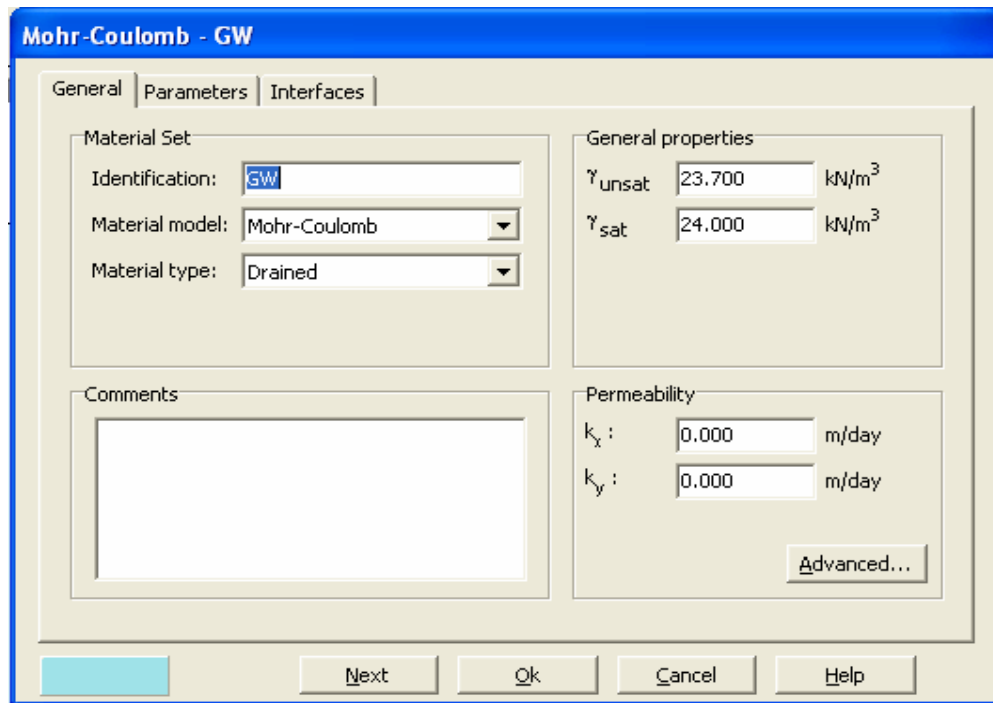
7.3.11. Malzemelerin tanımlanması

Yukarıdaki işlemlerle modelin çizimi gerçekleştirildikten sonra malzemelerin özelliklerinin tanımlanmasına geçilmektedir. Bunun için Şekil 7.15 mөнüsünden yararlanılır. Mөнü ana olarak dört malzeme tanımlamasını içermektedir. Bunlar zemin ve ara yüzeyler, (soil & interfaces), kirişler (beams), geotekstiller (geotextiles) ve ankrajlar (anchors) için tanımlamalardır. Bu dört malzeme için hafızaya kayıtlı elemanlar kullanılabileceği gibi yeni elemanlar da oluşturulabilir.

Zeminler için ilk olarak drenajlı, drenajsız veya geçirimsiz malzeme özelliklerinden birinin seçilmesi ve γ_d , γ_w , k_x , k_y değerlerinin girilmesi gerekmektedir. İlave olarak istenirse gelişmiş e_{init} , e_{min} , e_{max} ve c_k parametreleri de kullanılabilir.



Şekil 7.15 Malzeme tanımlama menüsü



Şekil 7.16 Zeminler için data girdileri ve model seçimi

“Drenajlı” seçilmesiyle hiç ilave boşluk suyu basıncı oluşturulmamış olur. Bu durum kuru zeminler ve yüksek permeabiliteden dolayı (kumlar) tam drenaj için kullanılır. “Drenajsız” davranışın seçilmesi de ilave boşluk suyu basınçlarının bütünüyle geliştirilmesi için kullanılır. “Gözeneksiz” davranışın seçilmesi de, ne başlangıç ne de ilave boşluk suyu basınçlarının hesaba alınmamasını sağlar. Bu tarz uygulamalar beton veya kayanın modellenmesinde kullanılabilirler. Geçirimsiz davranış genellikle lineer elastik modelle birlikte kullanılmaktadır.

En önemli seçim ise malzeme modelinin ne olacağı ve bu modellerin parametreleridir. Zeminler için PLAXIS’de 5 farklı modelleme seçeneği vardır :

- Lineer elastik model
- Mohr-Coulomb modeli
- Pekleşen zemin modeli
- Yumuşak zemin modeli
- Yumuşak zemin sünme modeli

Mohr-Coulomb - GW

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 1.500E+05 kN/m²

v (nu) : 0.350

Strength

c_{ref} : 1.000E-03 kN/m²

φ (phi) : 44.000 °

ψ (psi) : 14.000 °

Alternatives

G_{ref} : 5.556E+04 kN/m²

E_{oed} : 2.407E+05 kN/m²

Velocities

V_s : 151.600 m/s

V_p : 315.500 m/s

Advanced...

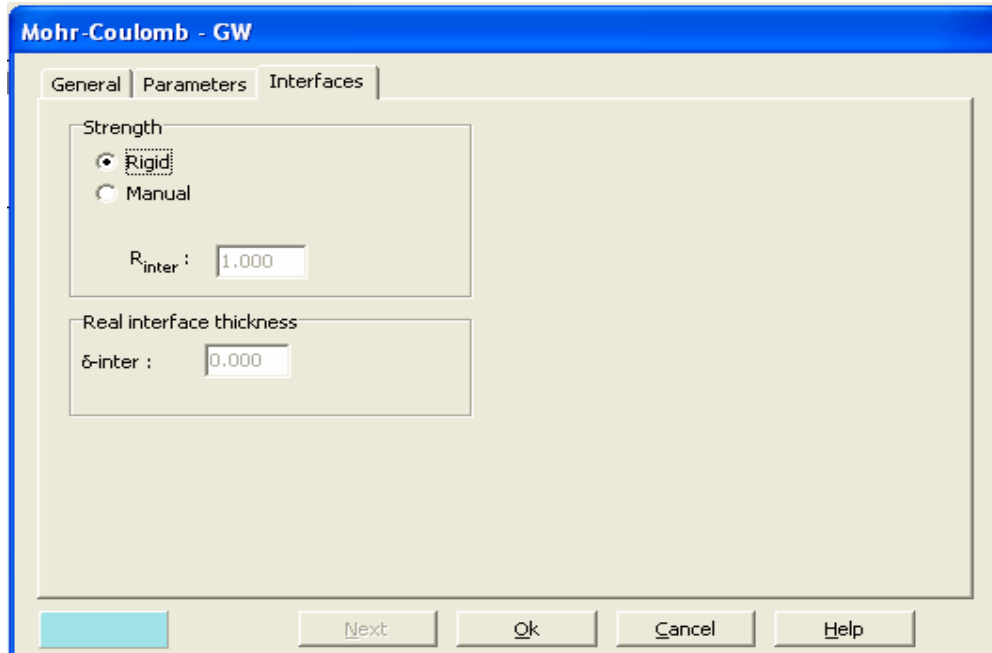
Next Ok Cancel Help

Şekil 7.17 Mohr-Coulomb modelinin girdileri

Bir sonraki aşama ise ara yüzey için parametrelerin seçilmesidir. İlk yapılması gereken seçim ara yüzey “dayanım” değeridir (R_{inter}). Ara yüzey dayanımı için “rigid” opsiyonu ($R_{inter}=1$), ara yüzey çevresindeki zeminin dayanımını etkilemeyecekse kullanılır. Genelde, gerçek zemin-yapı etkileşimi zeminden daha zayıf daha esnektir. Bu durumda R_{inter} değeri “manuel” olarak girilebilir.

Ara yüzey için yapılması gereken diğer seçim de “permeabilite” içindir. Ara yüzeyler, ara yüzeye dik akış için bir permeabiliteye (k_n) ve ara yüzeye paralel akış için ayrı bir permeabiliteye (k_s) sahiptirler.

Ara yüzey için “geçirimsiz” seçeneği, ara yüzeye dik akışı sınırlandırılmak istendiğinde kullanılır. Örnek olarak, palplanj duvar modellenirken kullanılan kirişler aslında geçirimlidir. Duvarı su geçirmez yapmak içinse ara yüzeylere “geçirimsiz” özelliği verilebilir. Bu durum seçildiğinde düşük bir k_n değeri (zemin permeabilitesinin 0.001’i) ve k_s için de sıfır değeri elde edilecektir. Ara yüzey için “drenajlı” seçeneği, suyun ara yüzey içinde paralel olarak serbestçe akışına izin vermek için yapılır.



Şekil 7.18 Ara yüzey girdileri

Plate properties	
Material set Identification: KAZIK Material type: Elastic	
Comments (Empty text area)	
Properties	
EA :	2.350E+07 kN/m
EI :	1.960E+06 kNm²/m
d :	1.000 m
w :	0.000 kN/m/m
v :	0.200
M _p :	1.000E+15 kNm/m
N _p :	1.000E+15 kN/m
Rayleigh α :	0.000
Rayleigh β :	0.000
Ok Cancel Help	

Şekil 7.19 Kiriş özellikleri girdileri

Zeminlerin ve ara yüzeylerin özellikleri tanımlandıktan sonra sıra “kirişler”in özelliklerinin tanımlanmasıdır. Kirişler için girdi parametreleri de Şekil 7.19’da görüldüğü gibidir. Kirişler için ilk olarak “plastik” ve “elasto-plastik” malzeme tiplerinden birisi seçilmelidir. Elestik tip seçilmesi durumunda, modellemeye gerekli parametreler, eksenel rijitlik, eğilme rijitliği, ağırlık ve poisson oranıdır. Maksimum eğilme momenti ve maksimum eksenel yük değerleri (M_p ve N_p) otomatik olarak hesaplanır. Elasto-plastik model kullanıldığında ise maksimum eğilme momenti değeri manuel olarak girilebilir ve plastisite de hesaplara katılmış olur. Eğer tanımlanan değerler aşılsa gerilmeler plastisite teorisine göre yeniden dağıtılır ve tersine döndürülemez deformasyonlara yol açar.

Tanımlanması gereken üçüncü malzeme de “geotekstiller”dir. Geotekstiller için tek parametre eksenel rijitliktir (EA). EA değeri, düzlem içine doğru bir birim uzunluk için gerilmelidir. “Geotekstiller” basınç kuvvetlerini çekemezler.

“Ankrajlar” için ana parametre EA, eksenel rijitliktir ve değeri her bir ankraj için girilmelidir. Ayrıca ankrajların düzlem içine doğru yatay aralıklarının (L_s) da belirtilmesi gerekmektedir.

7.3.12. Ağın oluşturulması

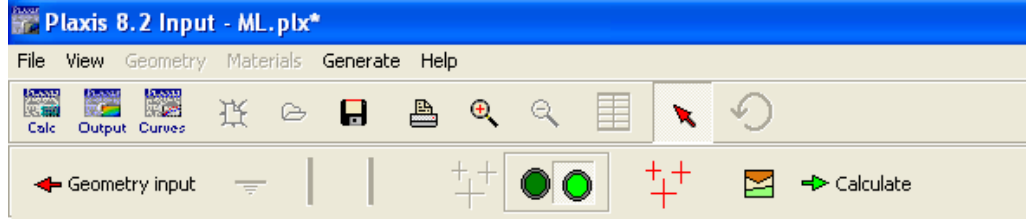
Bütün malzemeler tanımlandıktan sonra artık sıra ağın oluşturulmasına gelmiştir. Sonlu eleman hesaplamalarında, geometri elemanları bölünmek zorundadır. Sonlu elemanların bileşenine de sonlu eleman ağı denmektedir. PLAXIS tam otomatik ağ oluşturma işlemine olanak vermektedir. Ağ otomatik oluşturulmadan önce ağın sıklığının da seçilmesi durumu vardır. “ Çok kaba, kaba, orta, çok iyi “ seçeneklerinden birisi seçilerek yaklaşık aynı sırayla 25, 50, 100, 200, 400 elemanlı ağlar oluşturulabilir. Eğer bir seçim yapılmazsa PLAXIS otomatik olarak “orta” seçeneğine göre ağı oluşturacaktır. Böylece geometri tamamlanmış ve sonlu eleman ağı da oluşturulmuş oldu. Şimdi de “başlangıç koşulları” seçeneği kullanılarak, başlangıç su basınçlarının ve zemin gerilmelerinin oluşturulması gerekmektedir (Şekil 7.20).

Boşluk suyu basınçlarının oluşturulması için iki alternatif bulunmaktadır. Birincisi “yer altı suyu seviyeleri” seçeneğinde, “Genel yer altı su seviyesi” tanımlanabileceği gibi, süreksiz bir boşluk suyu basıncı dağılımına imkan vermek için “her bir demet için yer altı su seviyesi” ayrı ayrı tanımlanabilir.

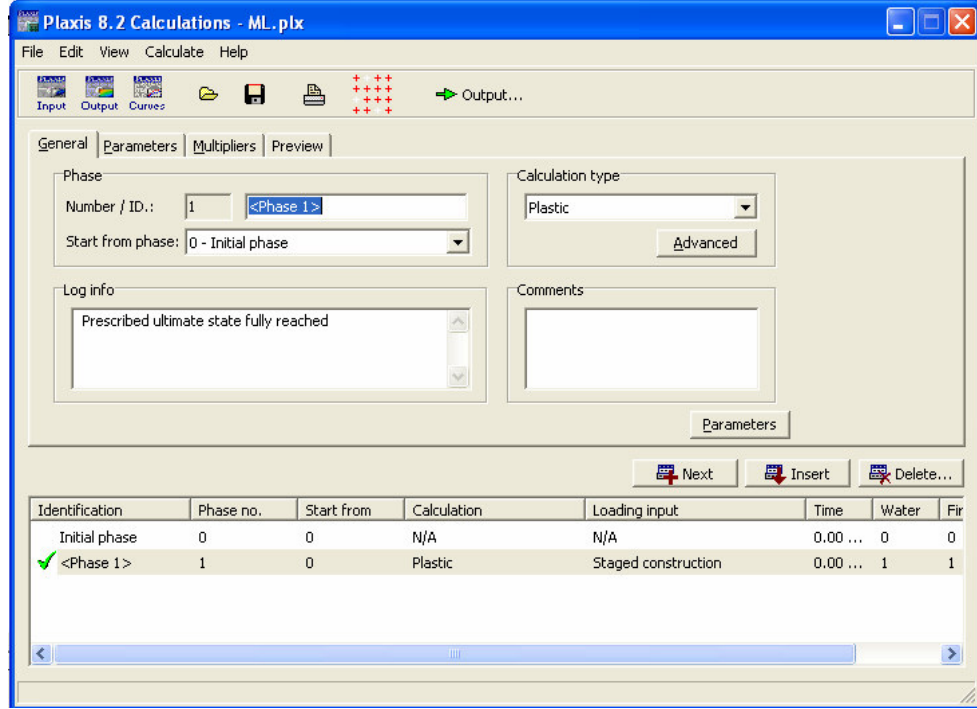
İkinci seçenek, “yer altı suyu akış analizi” de iki boyutlu yer altı akış analizini esas alarak kompleks boşluk suyu basıncı dağılımlarına imkan vermektedir. Yer altı suyu akış hesaplamaları ile gerçekleştirilen su basınçlarının oluşturulması, demetlerdeki permeabiliteleri, oluşturulan ağı ve girilen sınır koşullarını (kapalı akış sınırı ve kapalı konsolidasyon sınırı) kullanan sonlu eleman hesaplamasına dayanmaktadır. Bütün bu yukarıda anlatılan ve “girdi” bölümüne ait olan parametreler tanımlandıktan sonra artık hesaplamalar kısmına geçilebilir.

7.4. Hesaplamalar

Hesaplamalar bölümü “plastik analiz”, “konsolidasyon analiz”, “güncelleştirilmiş ağ analizi” ve “dinamik analiz” olmak üzere dört tip analize imkan vermektedir. Şekil 7.21’de görülen mönüden, bu analizlerden birisi seçilebilmektedir. Her proje için, hesaplamanın özelliğine göre birçok hesaplama evresi belirtilebilmektedir. Son olarak hesaplama kısmında, eğriler-grafikler elde edebilmek için geometri üstünde noktalar seçilmelidir.



Şekil 7.20 Başlangıç koşulları menüsü



Şekil 7.21 Hesaplama menüsü ve hesap evreleri

7.5. Çıktılar

PLAXIS işlemcisi, hesap sonuçlarını göstermek için grafiksel özelliklere sahiptir. Yer değiştirmelerin, gerilmelerin ve yapısal yüklerin kesin değerleri çıktı çizelgelerinden elde edilebilmektedir.

Çıktı menüsünden zeminlerin, kirişlerin ve geotekstillerin malzeme özellikleri çizelge olarak elde edilebilmektedir. Mönüden zeminler için, hem grafiksel hem de çizelge olarak elde edilebilecek çıktılar ise şunlardır:

- Deformasyonlar
 1. Deforme olmuş ağ
 2. Toplam yer değiştirmeler

3. Yatay yer değiştirmeler
4. Düşey yer değiştirmeler
5. Toplam birim deformasyonlar
6. Artışsal birim deformasyonlar

- Gerilmeler

1. Efektif gerilmeler
2. Toplam gerilmeler
3. Aşırı konsolidasyon oranı
4. Aktif boşluk suyu basınçları
5. Yer altı su seviyesi
6. Akış sahası

Kirişler için grafiksel ve çizgisel çıktı seçenekleri şunlardır:

- Deformasyonlar

1. Toplam yer değiştirmeler
2. Yatay yer değiştirmeler
3. Düşey yer değiştirmeler
4. Toplam artımlar
5. Düşey artımlar
6. Yatay artımlar

- Kuvvetler

1. Eksenel
2. Kesme
3. Eğilme momenti

Geotekstiller için grafiksel ve çizelgesel çıktı seçenekleri şunlardır:

- Deformasyonlar

1. Toplam yer değiştirmeler
2. Yatay yer değiştirmeler
3. Düşey yer değiştirmeler

- Kuvvetler

1. Eksenel
2. Çember kuvvetleri (sadece asimetric modelde)

7.6. Eğriler

Eğriler opsiyonu, geometride önceden seçilen noktaların, yük-yer değiştirme veya zaman-yer değiştirme diyagramlarını, gerilme- deformasyon diyagramlarını ve gerilme veya deformasyon izlerini çizmek için kullanılabilir. Genelde düğümler yük-yer değiştirme eğrilerinin oluşturulması için kullanılırken, gerilme noktaları da gerilme- deformasyon diyagramları ve gerilme izleri için kullanılmaktadır. Eğri oluşturma” opsiyonu seçildiğinde, karşımıza Şekil 7.22’deki “eğri oluşturma” mönüsü çıkmaktadır. Ayrıca eğrilerin renk, stil vb. özelliklerini değiştirmek için “eğri ayarları” opsiyonu da bulunmaktadır. Oluşturulan eğrilerin çizelgesel görünüşleri de “Çizelge” seçeneğinden elde edilebilmektedir.

7.7. PLAXIS Programı ile Şevlerin Stabilité Analizleri

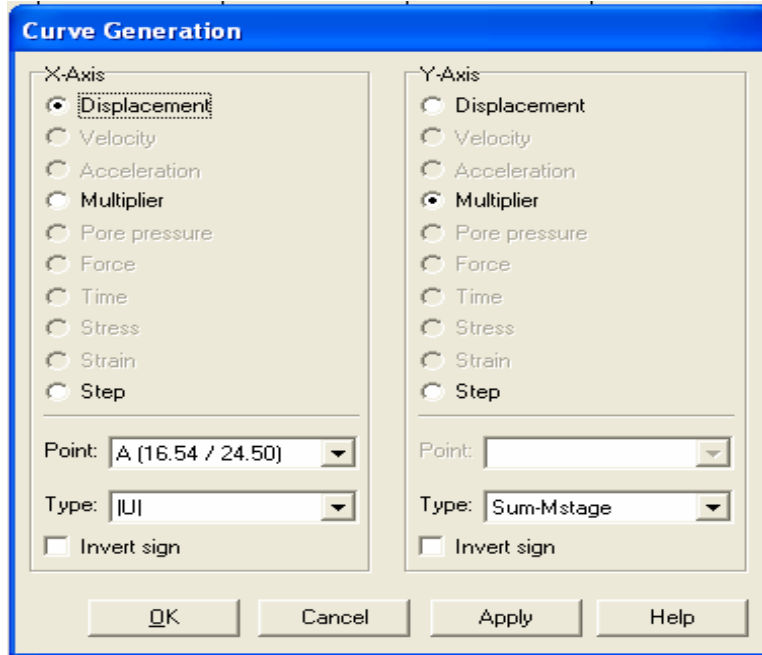
Doğal veya yapay zemin kitlelerinin eğik yüzlerine şev denir. Şev yüzeyi altındaki zeminin göçmesine (kırılmasına), şev kayması denir. Geoteknik mühendisliğinde stabilite problemlerinin çözümünde olası bir kayma düzleminde göçmeye zorlayan kuvvetler ile göçmeye karşı koyan kuvvetler karşılaştırılır, kısaca buna güvenlik sayısı denir ve F_s ile gösterilir. Stabilitenin sağlanması için karşı koyan kuvvetlerin zorlayanlardan daha büyük olması gerekmektedir.

Güvenlik sayısı,

$$F_s = \frac{\sum \text{Kaymaya karşı koyan kuvvetler}}{\sum \text{Kaymaya zorlayan kuvvetler}} \quad (7.11)$$

Klasik şev stabilite analizleri, sonsuz şevler, kütle yöntemleri (Culman, Fellenius-Taylor) ve dilim yöntemleri (İsveç dilim yöntemi, Bishop, Janbu, Spencer vb.) hesabı ile yapılmaktadır. Bu analizlerde:

- Zemin kütleleri içerisindeki gerilmelerin analizleri yaklaşıktır
- Mohr-Coulomb yöntemi kısıtlıdır
- Boşluk suyunun difüzyonu ile kararsız durumların hesaba katılma gücüğü vardır.



Şekil 7.22 Eğri oluşturma menüsü

Sonlu elemanlar yöntemi ile şev stabilitesi analizi, gravite artırma yöntemi ve mukavemet azaltma yöntemi kullanılarak yapılmaktadır. Gravite artırma yönteminde; yer çekimi ivmesi g şev göçünceye ve denge çözümü ortadan kalkıncaya kadar artırılır (Chen).

$$g(t) = g_{base}f(t)$$

$$F_s = \frac{g_{limit}}{g_{true}} \quad (7.12)$$

true: gerçek graviteyi göstermektedir.

Mukavemet azaltma yönteminde ise, kayma mukavemeti parametreleri (c ve ϕ) şev göçünceye ve denge çözümü ortadan kalkıncaya kadar artırılır (Griffth ve Zienkiewicz).

$$Y(t) = Y_{base}f(t)$$

$$F_s = \frac{Y_{true}}{Y(t_{limit})} = \frac{1}{f(t_{limit})} \quad (7.13)$$

Sonlu elemanlar yöntemi ile şev stabilite analizi; karmaşık geometriye, gerçeğe yakın malzeme davranışına, karmaşık yükleme koşullarına, uzun ve kısa süreli stabiliteye, su etkisine ve deformasyona bağlı güvenlik katsayısına sahiptir.

PLAXIS ile şev stabilite analizi, güvenlik sayısı hesaplanarak yapılmaktadır. Güvenlik sayısı analizi, hesap adımıda Phi/c reduction seçilerek gerçekleştirilmektedir. Burada kayma mukavemeti parametreleri c ve $\tan(\phi)$ göçmeye erişilinceye kadar azaltılır.

Güvenlik faktörü,

$$\sum M_{sf} = \frac{c}{c_{azalt}} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_{azalt}} \quad (7.14)$$

7.8. Avantajları ve Dezavantajları

PLAXIS nümerik analizlere aşina olmayan geoteknik mühendisleri için geliştirilen ticari bir bilgisayar yazılımıdır. Zemin için ve zeminle yapı arasındaki etkileşim için gelişmiş başlangıç modelleri PLAXIS içerisine dahil edilmiştir. Aşağıda PLAXIS'in bazı avantaj ve dezavantajları sıralanmıştır:

Avantajlar:

- Güçlü ve kolay kullanışlı grafiksel girdi ve çıktı olanağı, kullanıcının çok hızlı bir şekilde problemi saptaması ve sonuçları görmesini sağlamaktadır.
- Otomatik ağ oluşturma: Etkili, otomatik üçgen ağ oluşturucusu, gerilme yoğunluğuna bağlı olarak ağı lokal ve global olarak düzenleyebilir.
- Lineer olmayan zemin davranışı olanağı: PLAXIS içerisinde, lineer olmayan zemin davranışının hesaplara katılabilmesine yarayan, gelişmiş zemin modelleri de mevcuttur.
- Eğer drenajsız zemin şartı varsayımı yapılıyorsa, aşırı boşluk suyu basınçları da analiz içine dahil edilebilir. Aşırı boşluk suyu basınçları dinamik analizler içerisine de dahil edilebilir.
- Uygun deprem simülasyonu: Standart SMC formatı yer hareketi, PLAXIS tarafından okunabilir ve yorumlanabilir. Bu da depremin sisteme etkilerini simule etmek için uygun bir yol sağlamaktadır.

- Mükemmel kullanıcı servisi: PLAXIS web sayfasında, teknik problemlerinin tartışılması için forum sağlanmakta ve sorular zaman içinde program yöneticisi tarafından cevaplanmaktadır.

Dezavantajlar:

- Program, ABAQUS ve AVSYS gibi kullanıcıya açık değildir. Kullanıcı yazılımın içinde çalışamamaktadır. PLAXIS içinde, zemin ve kazık arasında yeni bir ilişki modelinin göz önüne alınmasına olanak verecek veya saha analizlerine uygun yeni bir lineer olmayan modelin göz önüne alınmasına olanak verecek yeni elemanlar kullanılamamaktadır.
- Dinamik analiz için sınırlama: PLAXIS’de “Lagrangian Updated Mesh” ve “Dinamik” analiz aynı zamanda seçilmemektedir. Bu da, yumuşak killerde veya büyük değerlerdeki yer hareketlerinde meydana gelebilecek büyük deformasyonlar için dinamik analizin tamamlanmaması demektir.
- Sıvılaşma bu versiyonda göz önüne alınmamaktadır (Akpınar, 2005).

8. KAZIKLI TEMEL DİZAYN KRİTERLERİ

Kazıklı temellerde yapı yüklerinin sadece kazıklar ile zemine iletilmesi sağlanmalı ve kazıklar bu esasa göre hesaplanarak düzenlenmelidir. Kazıklı temellerle iletilen yapı yükleri düşey olabildiği gibi, yatay kuvvetlerin de etkisi söz konusu olabilmektedir. Bu şekildeki yatay yükler, eğimli kazıklar tarafından karşılanabileceği gibi, ankraj vb, işlerde eğilme etkisi altında kalan kazıklara da taşıtırılabilir. Bu sebeple, temel kazıkları taşıyıp temel zeminine ilettikleri yüklerin ve etkilerin biçim ve yönlerine göre de çeşitlenirler.

Kazıklı temellerin dizaynında, kazıklarda oluşacak normal kuvvetin cinsine göre:

- Basınç kazıkları,
 - Çekme kazıkları
- olmak üzere iki kazık çeşidi;

Kazık yükünün kazıkta oluşturacağı etkinin biçimine göre:

- Eksenel yüklü kazıklar,
 - Eğilme etkisindeki kazıklar,
 - Hem eksenel yük hem de eğilme etkisindeki kazıklar
- olmak üzere üç çeşit kazık mevcuttur.

Kazıklı temellerin düzenlenmesinde, eksenel yüklü kazıklar, eğilme etkisindeki kazıklar ve aynı zamanda hem eksenel yük hem de eğilme etkisindeki kazıklar ayrı ayrı veya bir arada kullanılabildiği gibi, mümkün mertebe eksenel yüklü kazıkların kullanılması tercih edilmelidir. Kazıklar, her ne şekilde olursa olsun, maruz kalacakları kuvvet ve etkiler neticesinde oluşacak gerilmeleri yapımlarında kullanılan malzemeye göre emniyetle taşıyabilecek nitelikte tasarlanmalıdırlar. Kazıklı temellerde bir kazığa etkiyecek yükün hesaplanmasında uygun yaklaşım metotları kullanılmalıdır. Temel sistemi içinde kuvvetin iletilmesinde hiperstatik durumda bulunan kazıklarda kazık yükü, gerek zeminin, gerekse kazığın şekil değiştirmesi birlikte göz önüne alınarak hesaplanmalıdır. Kazıklı temellerde, yapı yüklerinin kazıklara tamamen iletiği ve kazık yüklerinin bileşkesinin, yapının kazıklı temele ilettiği yüklere eşdeğer olduğu hesaplarla gösterilmelidir. Kazıkların en kesit boyutları, kazın uzunluğuna, istenilen kazık yüküne, kazık malzemesine ve kazık yapım tekniğine göre

seçilmelidir. Ancak, burkulma sakıncası nedeniyle, basınç kazıklarının kalınlıkları veya çapları 25 cm'den az olmamalıdır. Kazıkların serbest kalacak üst kısımları varsa, bu kısımlar için mesnetlenme şekli de göz önüne alınarak burkulma tahkiki yapılmalıdır.

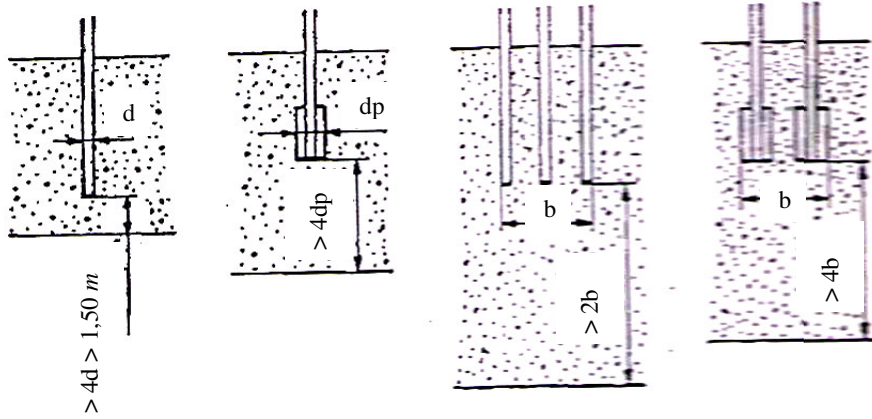
Temel kazıklarından oluşan bir temel grubunda, kazık normal kuvveti bakımından aynı cins kazıklar (basınç veya çekme kazığı) ve kazık yapım şekli, malzemesi ve oturma biçim ve miktarlarının benzerliği temin edilmelidir. Temel kazıklarının taşıma kapasitesi, zemin çeşidine ve özelliklerine, yeraltı suyunun durumuna, kazığın taşıyıcı zemin içerisindeki etkili uzunluğuna, kazık şekline ve en kesit biçim ve büyüklüğüne, kazığın dış yüzünün yapısına, kazığın uç kısmında pabuç bulunup bulunmamasına ve pabuç olması durumunda, pabucun biçim ve boyutları ile aralıklarına bağlı olarak değişmektedir. Genel olarak, kazıkların taşıma kapasitelerinin ve kazık yüklerinin hesabı, zemin statığı prensiplerine veya ampirik metotlarla yapılmamaktadır. Deneysel metotların kullanılabilmesi için, o bölgenin çok iyi tanınması ve o zeminde veya kıyaslanabilecek yeterlilikte benzer bir başka zeminde daha önceden yapılmış olan deneme yüklemelerinin itina ile yapıldığından emin olunmalıdır. Bu durumda, zemin özelliklerinin benzerliğinin belirlenmesinde, taşıyıcı zemin tabakalarının zemin mekaniği açısından tanıtıcı değerlerinin benzerliği dikkate alınmalıdır.

Yüzen kazıklarda, kazığın taşıyıcı zemin tabakaları arasında kalan kısmının uzunluğunun yeterli olması gerekmektedir. Örneğin, kum ve çakıllı zeminlerde, başka bir nedenle daha büyük veya daha küçük bir uzunluk gerekliliği olmadığı takdirde, yaklaşık 3 m'lik bir kazık etkili uzunluğu gerekmektedir. Ayrıca, yüzen kazıkların uç kısımlarının altında taşıyıcı zemin tabakalarının mevcut olması gerekmektedir. Bu tabakaların minimum kalınlıkları, Şekil 8.1 ve Şekil 8.2'de gösterilmektedir.

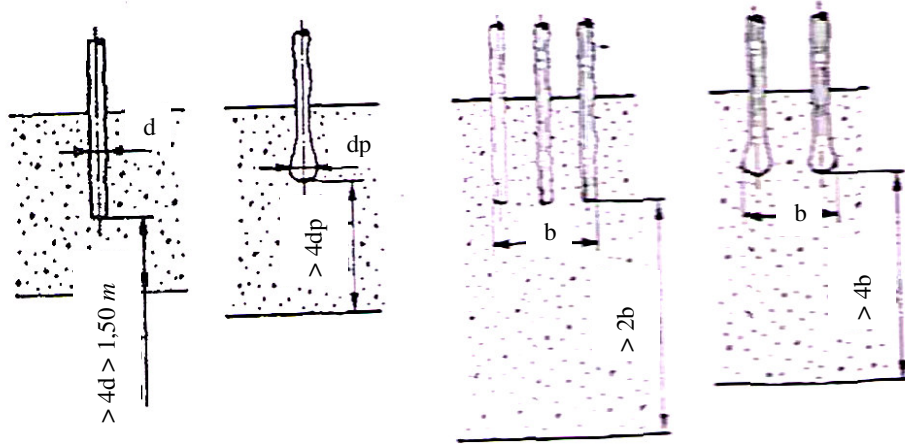
Kazıklar, mümkün olduğunca aynı derinlik ve uzunlukta düzenlenmelidir. Taşıyıcı zeminin eğimli olması gibi durumlarda, imalata kazıkların daha derin ve uzun olanlarından başlanıp, kısa olan kazıkların inşasının en son yapılması gerekmektedir (Şekil 8.3). Kazıklar, etraflarındaki diğer kazıkların taşıma kapasitelerine olumsuz etkiler yapabilirler. Bu nedenle, kazıklı temellerin ara mesafelerinin, çakma kazıklar için Şekil 8.4'teki kriterlere; delme kazıklar içinse

Şekil 8.5'teki kriterlere uygunluğu sağlanıp bu olumsuz etkinin bertaraf edilmesi gerekmektedir.

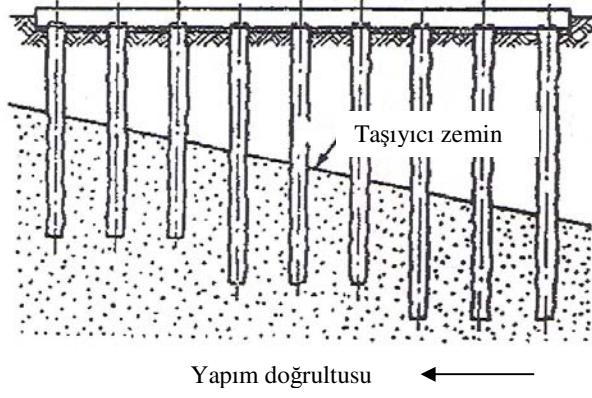
Tasarımda, çakma kazıklarda zamanın etkisi de göz önünde tutulmalıdır. Özellikle ince kumlu ve killi zeminlerde, çakma işleminden uzun bir süre sonra, kazığın taşıma kapasitesinde bir artış görülür. Kazıklarda, negatif dış yüzey sürtünmesi, kazıkların taşıma kapasitelerinde sonradan azalmalar meydana getirebilir. Üst kısımdaki zemin katmanlarında, sonradan çökmeler meydana gelmesi, binada ya da kazıkların üst kısımlarında negatif dış yüzey sürtünmesi oluşturarak kazıklara, tasarım sırasında göz önüne alınmamış ilave yüklerin etki etmesine neden olabileceği gözden uzak tutulmamalıdır. Böyle bir durum söz



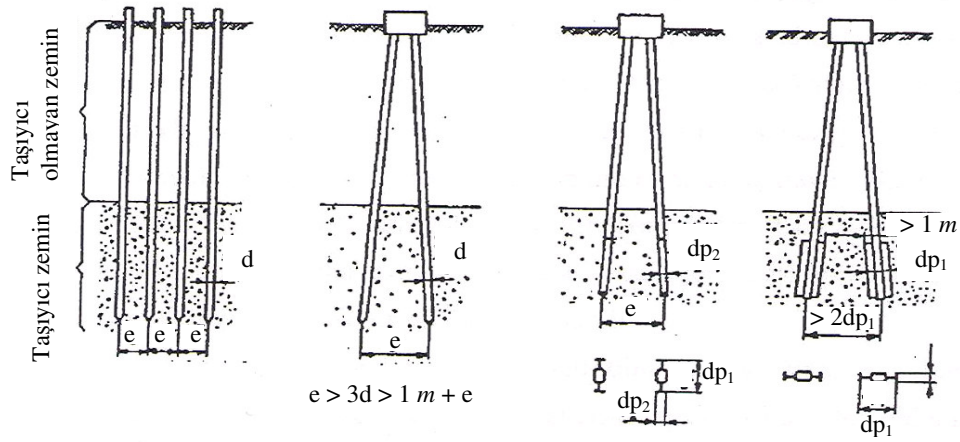
Şekil 8.1 Çakma kazıklarda, kazık ucunun altında bulunması gereken minimum taşıyıcı zemin kalınlıkları



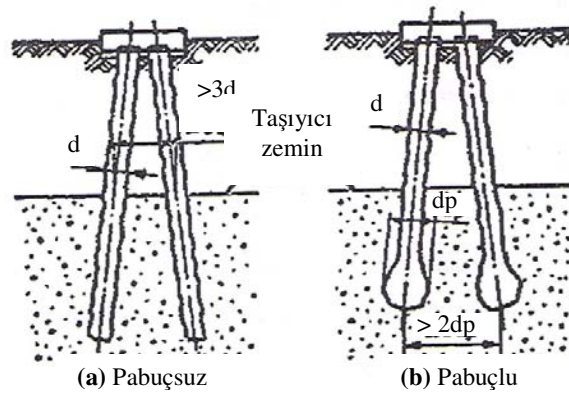
Şekil 8.2 Fore kazıklarda, kazık ucunun altında bulunması gereken minimum taşıyıcı zemin kalınlıkları



Şekil 8.3 Taşıyıcı zeminin eğimli olması halinde yapım doğrultusu



Şekil 8.4 Çakma kazıklarda minimum kazık aralıkları



Şekil 8.5 Fore kazıklarda minimum kazık aralıkları

konusu olduğunda, daha uygun bir kazık yapısı seçilmesi veya kazık ara mesafelerinin arttırılması yolu ile bu etki azaltılabilir.

Taşıyıcı zemin katmanlarının kademeli olması ya da önemli derecede eğimli olması halinde yapılacak kazıklı temellerin tümünün veya temeldeki bir kazık grubunun, taşıyıcı zeminde veya bu zeminin kademelerinde kopma oluşturması söz konusu olabileceği unutulmamalıdır. Temel zeminindeki suyun kaldırma kuvveti, zemin suyunun ve yapı temelini kotu ve dolayısıyla temelin su içinde kalan kısmının boyutlarına bağlı olup bu kuvvet, çekmeye çalışan temel elemanları veya çekme kazıkları ile dengelenmektedir. Kazıklı temelli bir yapının temel zemininde, kaldırma kuvveti oluşturabilecek durumda yeraltı suyu bulunması halinde yapıya etki edebilecek kaldırma kuvveti, temel hesabında göz önüne alınarak, yapının zemin suyunun kaldırma kuvveti bakımından emniyet altına alınmasını sağlamalıdır. Bu hesapta, suyun kaldırma kuvveti için, I. ve II. yük hallerinde 1,4 ve III. yük halinde ise 1,2 emniyet katsayısı kullanılmalıdır (Briaud ve Fellow, 1999).

8.1. Yük Durumları

Kazıklı temellerin tasarımında, sınır yüklerden kazık yüklerinin hesaplanmasında emniyet katsayıları aşağıdaki yük durumlarına göre tespit edilmektedir.

- I. Yük Hali: Yapının kendi yüklerinin ve normal hareketli yüklerin (rüzgar yükü dahil) etki etmesi hali.
- II. Yük Hali: Yapının I. yük haline ilave olarak çeşitli nedenlerle etki yapan geçici ve büyük hareketli yüklerin (inşa safhası yükler) etki etmesi hali.
- III. Yük Hali (Özel Hal): Yapının II. yük haline ilave olarak çeşitli nedenlerle oluşacak beklenmeyen yüklerin (örneğin, işletme safhasında parça düşmesi hali) etki etmesi hali (TS 3167, 1978).

8.2. Düzenleme

Taşıyıcı zeminin derinde bulunması durumunda, bina yükleri kazıklarla bu tabakalara iletilir. Kazık başlığı adı verilen rijit kiriş veya plaklarla kazıklara aktarılan bina yükleri, yüzey sürtünmesi ve uç normal gerilmesi ile karşılanır.

Kazıklar, prefabrike olarak imal edilip, zemine daha sonra çakılabilirler gibi, kazık boşluğunun açılmasından sonra donatı konulup, beton dökülerek yerinde de imal edilebilirler. Çakma kazıklar zemini sıkıştırarak çakıldığı için, sürtünme etkisi daha fazla olur. Yerinde imal edilen kazıklar genellikle dairesel kesitli olduğu halde, prefabrike kazıklar dairesel kesitin yanı sıra kare kesitli de olabilirler. Kazık sistemlerinin düzenlenmesinde en önemli husus, ağır bina yüklerini taşıyan kolon ve perdelerin altına kazık düzenlenerek yüklerin doğrudan zemine iletilmesini sağlamak ve kazıklarla bina düşey yüklerinin ağırlık merkezini yaklaştırarak ek moment etkilerini azaltmaktır. Ayrıca, kazıkların planda düzgün yayılmasına ve alacakları yüklerin birbirinden çok fark etmemesine gayret edilmesi faydalıdır. Kazıkların başları ririt kirişler ya da kalın bir betonarme plakla birleştirilerek beraber çalışmaları sağlanır.

8.3. Boyutlandırma

Eksenel kuvvet taşıyan kazıkların taşıma kapasiteleri, W kazığın ağırlığını göstermek üzere,

$$P_u = P_{su} + P_{bu} - W \quad (8.1)$$

olarak hesaplanabilir. Buradaki büyüklükler, sırasıyla, çevre sürtünmesinden ve uç gerilmelerinden kaynaklanan etkileri göstermektedir:

$$P_{su} = \int_0^L \pi D \tau_a dz \quad (8.2)$$

$$\tau_a = c_a + \sigma_v k_s \tan \phi_a \quad (8.3)$$

$$P_{bu} = 0.25 \pi D^2 (c N_c + \sigma_{vb} N_q) \quad (8.4)$$

Verilen ifadelerde, D kazığın çapını, τ_a kazık – zemin arasındaki kayma gerilmesini, c_a zeminin adhezyonunu, σ_v kazık – zemin arası normal gerilmeyi, k_s yanal basınç katsayısını, ϕ_a kazık – zemin arası sürtünme katsayısını, c zeminin kohezyonunu, σ_{vb} kazık ucundaki zemin düşey gerilmeyi göstermektedir. N_c ve N_q

ise zemin ve kazık geometrisine bağılı katsayılarıdır. Bir kazığın ($G + Q$) yükleme durumunda yaklaşık 2,5 – 3,0 gibi bir emniyete sahip olması tavsiye edilmektedir.

Kazık sisteminin düşey kazıklardan ibaret olması ve yüklerin düşey olması durumunda, kazıklara gelen yüklerin hesabında en yaygın kabul, kazık başlık plağını rijit ve kazıkları da düşey elastikliği olan yaylar şeklinde modellemektir. Bu durumda, kazıkların ($A/1$) düşey rijitliklerini noktasal kütle kabul ederek kazık sisteminin kütle merkezi ve asal eksenleri bulunur. Genellikle kazık boy ve alanlarının sabit olması ve kazık düzeninin simetri ekseninin bulunması durumunda bu eksenler asal eksenler olur. Bu durumda, kazık eksenel yükleri aşağıdaki şekilde hesaplanabilir:

$$P_i = N / n + y_i M_x / \sum y^2 - x_i M_y / \sum x^2 \quad (8.5)$$

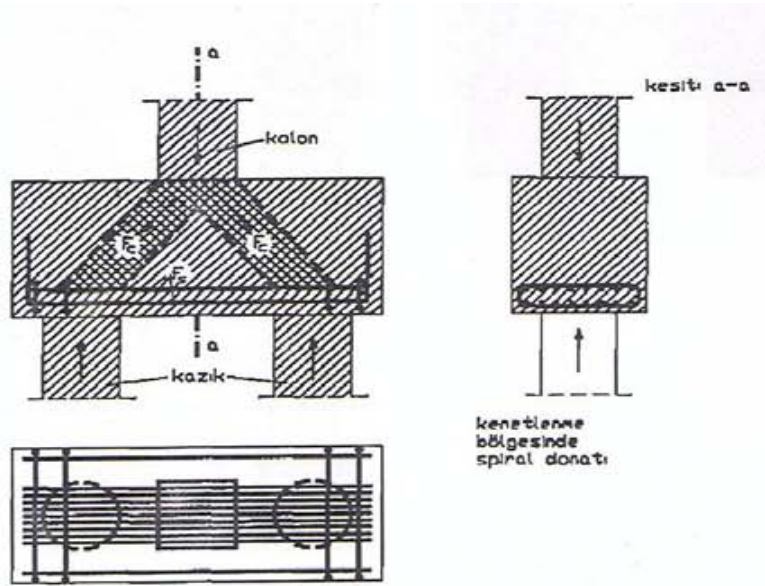
Burada, N toplam düşey yükü, M_x ve M_y bu yüklerin ilgili eksenlere göre momentini, n kazık sayısını, x_i ve y_i göz önüne alınan kazığın koordinatlarını göstermektedir. Toplamlar da tüm kazıkların koordinatları göz önüne alınarak yapılacaktır. Kazıkları birleştiren kiriş veya plağın da kazıklar arası beraber çalışmayı sağlayacak biçimde kesit ve donatıya sahip olması gerekir.

8.4. Konstrüktif Kurallar

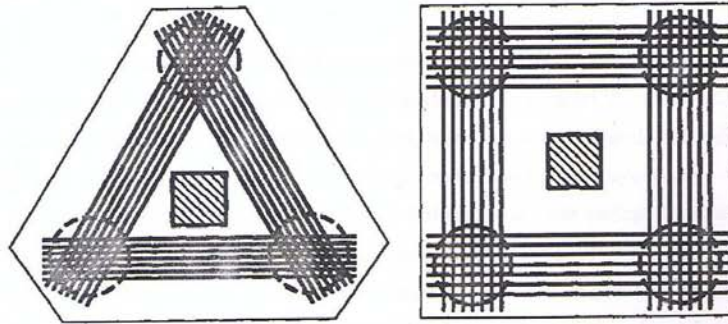
Çakma kazıklarda boyutlandırma ve donatı belirlenirken, yüklerin yanı sıra taşıma ve yerleştirilme durumlarının da göz önüne alınması ve bunlar için uygun konstrüktif donatılar konulması önerilmektedir. Minimum donatı koşulları bakımından kolonlarda verilen değerlere uyulması yeterlidir. Çakma kazıkların uçlarının kalem gibi sivri veya keskin düzenlenmesi ve sert zeminlerde uca metal çarık geçirilmesi gerekir.

Kazık başlık plakları genellikle kalın olarak seçilerek, kolon yükleri ile kazık yüklerinin plağın içinde olduğu tasarlanan kafes sistem modeline uygun dengelenmesi sağlanır. Örneğin, Şekil 8.6'da bit kolondan gelen yük, kazıklara beton basınç çubukları ile geçerken oluşan çekme bandı gösterilmiştir. Eğer düşey yük ikiden fazla kazığa Şekil 8.7'deki gibi dağılıyorsa, kazıkları kısa mesafelerde birleştiren çizgilerde çekme çubukları oluşur. Bu durumda kazık başlarının

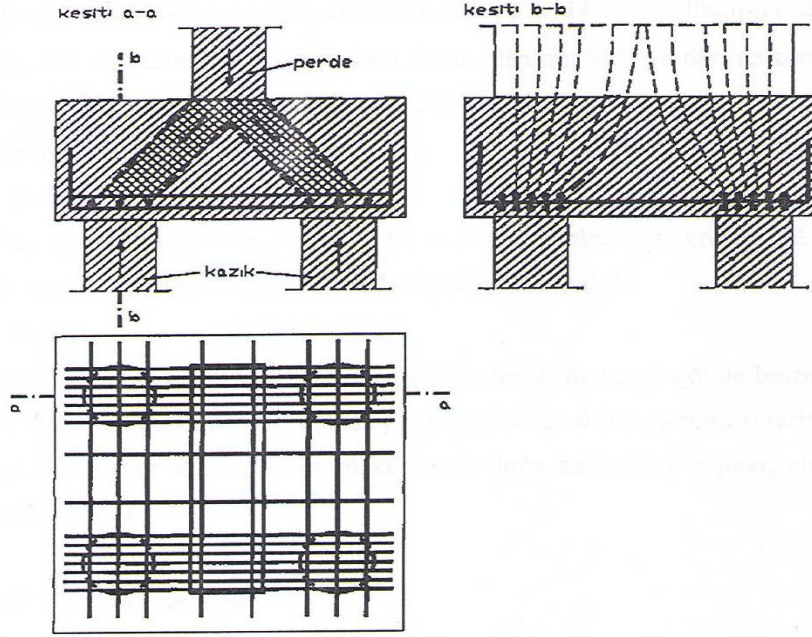
donatılarla bağlanması tavsiye edilir. Şekil 8.8’de de bir perdenin yükünün dört kazıkla karşılanması durumunda yük aktarımı ve donatı düzeni gösterilmiştir. Kazık başlığının altındaki bölgede en çok zorlanan kesitler bulunur. Bu nedenle kazık boyunun $7/3$ ’ünde 3 m ’den az olmayan bölgede boyuna donatı oranı $0,008$ ’den (prefabrike kazıklarda $0,010$) az olmamalı ve etriye $\text{Ø}8/200\text{ mm}$ daha ince veya seyrek seçilmelidir. Ayrıca, en çok zorlanan üstten iki kazık çapı kadar yükseklikte etriye aralığı 100 mm ’ye indirilmelidir. Deprem yüklerinin yatay etki olduğu göz önüne alınarak, 1. ve 2. deprem bölgelerinde düşeye göre eğimleri $1/6$ ’dan daha fazla eğik kazıkların kullanılmasına izin verilmez (Celep ve Kumbasar, 1998).



Şekil 8.6 Bir kolona mesnetlik eden iki kazık başında kuvvet akışı



Şekil 8.7 Üç ve dört kazık başında çekme şeritleri ve donatısı



Şekil 8.8 Perdeye mesnetlik eden dört kazık başında çekme şeritleri ve donatısı

8.4.1. Fore kazıklar

Delme kazıklar, kazık uzunluğunca devam eden boyuna ve enine donatı ile donatılmalıdır. Betonlama sırasında kayıp dağılmaması ve geçici koruma borusu çekilip çıkarılırken takılıp sıyrılması için, donatının tümü dışarıda bir kafes şeklinde bağlanarak hazırlanmalı ve betonlanmadan önce delgi kuyusuna ve alt ucu kuyu tabanından 5 – 10 cm yukarıda bulunacak şekilde yerleştirilmelidir. Eksantrik yükleme ve herhangi bir sebeple eğilme veya çekme karşısında kalmayacağı kesin olarak bilinen, çapları en az 30 cm, boyu en çok 7,50 m olan düşey basınç kazıklarında, boyuna donatıda ek yapılabilirse de, eksiz donatı kullanılması tercih edilmelidir. Eğer kazıklarda, donatının eksiz olmasına daha çok özen gösterilmelidir. Donatı hesabında TS 500’de belirtilen kriterlere uyulmalıdır.

Delme kazıklarda boyuna donatı olarak en az 5Ø14 mm donatı çeliği kullanılmalıdır. Ayrıca, kullanılan boyuna donatı kesit alanı beton alanının %0,8’inden az olmamalıdır. Yüksek kaliteli çelik kullanılsa bile yukarıda belirtilen donatı çap ve sayısı azaltılmamalıdır. Enine donatı aralıkları en çok

15 – 20 *cm* olmak üzere spiral şeklinde hazırlanmalıdır. Enine donatı Ø6'dan küçük olmamalıdır. Kazıkta kalıcı koruma borusu bulunsa bile, donatı ile kazık gövde betonunun dış yüzü arasında en az 3 *cm*'lik beton pas payı bulunmalıdır. Betona zararlı zeminler veya zararlı yeraltı sularının söz konusu olduğu hallerde pas payı en az 5 *cm* olmalıdır (TS 3168, 1978).

8.4.2. Çakma kazıklar

Betonarme çakma kazıkların kesit hesabı kazık yüküne ve TS 500 esaslarına uygun olarak yapılmalıdır. Ayrıca, en kesit büyüklüğü ve donatı miktarı, kazığın taşınması amacıyla kaldırılması sırasında çatlamasına engel olacak şekilde düzenlenmelidir. Bu bakımdan, yapılacak hesaplarda kazığın bir ucundan kaldırılacağı göz önünde tutulmalıdır. Bu sırada betonda yer alacak gerilmelerin, TS 500'de beton sınıflarına göre verilmiş bulunan sınır değerlerini %15 kadar aşmasına izin verilebilir.

Dolu dikdörtgen veya kare kesitli betonarme çakma kazıklarda en az 4Ø14 *mm*, dairesel kesitli kazıklarda ise en az 5Ø14 *mm* boyuna donatı, kancasız olarak bulunmalıdır. Uzunluğu 10 *m*'den daha büyük kazıklarda, boyuna donatı toplam en kesit alanı, kazık en kesit alanının %0,8'inden daha az olmamalıdır. Enine donatı çapı en az 6 *mm* olmalı, etriye veya fret aralıkları 12 *cm*'den fazla olmamalıdır. Kazığın çakılması sırasında darbelerin dinamik etkisinin güvenle karşılanabilmesi için, boyuna donatı enine donatı tarafından sıkıca sarılmış olmalı ve kazığın başında ve ucunda bulunan 1'er metrelik kısımlarında enine donatı aralığı 5 *cm*'ye düşürülmelidir. Boyuna donatı en az 40 *mm*'lik bir pas payı ile korunmuş olmalıdır (TS 3169, 1978).

8.5. “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik”teki Kazıklı Temel Kriterleri

Bayındırlık ve İskan Bakanlığı'nın, 1998'de son değişiklikleri ile yayınladığı “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik”te kazıklı temeller ile ilgili olarak aşağıdaki hususlar yer almaktadır:

- Kazıklı temeller, eksenel yüklere ek olarak depremden oluşan yatay yüklere göre de hesaplanacaktır. Temel zemini olarak yönetmelikte tanımlanan (A), (B)

ve (C) gruplarına giren zeminlerde, statik yüklere göre tanımlanan zemin emniyet gerilmesi ve kazıklı temellerde kazığın yatay ve eksenel yükler için emniyetli taşıma yükü, deprem durumunda en fazla %50 arttırılabilir. Temel zemini olarak (D) grubuna giren zeminlerde, deprem durumunda zemin emniyet gerilmesi ve kazıkların emniyetli taşıma yükü arttırılmaz.

- Birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, düşeye göre eğimleri $1/6$ 'dan fazla olan eğik kazıklar kullanılmayacaktır.
- Birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, (C) ve (D) gruplarına giren zeminlerde, deprem yükleri altında kazıkların yatay yataklanma parametreleri ile yatay ve eksenel yük taşıma güçlerinin belirlenmesi, saha ve laboratuvar deneylerini içeren zemin araştırmalarına göre yapılacaktır.
- Betonarme ve çelik binalarda, kazık başlıklarını her iki doğrultuda, sürekli temelleri ise kolon veya perde hizalarında birbirlerine bağlayan bağ kirişleri düzenlenecektir. Temel zemini yönetmelikte tanımlanan, (A) grubuna giren zeminlerde bağ kirişleri yapılmayabilir veya sayısı azaltılabilir.
- Temel sisteminin düşey ya da düşeye göre eğimi $1/6$ 'ya eşit veya daha az eğik kazıklardan oluşması durumunda, yerel zemin sınıfı olarak belirlenecek en üst zemin tabakası, en kısa kazığın alt ucundaki tabaka olarak yorumlanabilir; üçüncü ve dördüncü derece deprem bölgelerinde kazık eğiminin düşeye göre $1/6$ 'dan daha fazla yapılması durumunda en üst zemin tabakası, kazık başlıklarının altındaki ilk tabaka olarak alınacaktır (Toğrol ve Tan, 2003).
- Birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, kılıflı ya da kılıfsız yerinde dökme fore kazıklarda, 3 metreden az olmamak üzere, kazık başlığının altındaki kazık boyunun üstten $1/3$ 'ünde boyuna donatı oranı 0,008'den az olamaz. Bu bölgeye konulacak spiral donatı çapı 8 mm'den az ve spiral adımı 200 mm'den fazla olmayacak, ayrıca üstten en az iki kazık çapı kadar yükseklikte spiral donatı adımı 100 mm'ye indirilecektir.
- Betonarme prefabrike çakma kazıklarda boyuna donatı oranı 0,01'den az olamaz. Birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, kazık başlığının altındaki kazık boyunun üstten $1/3$ 'ünde enine donatı çapı 8 mm'den az olmayacaktır. Bu bölgede, etriye aralığı veya spiral adımı 200 mm'den fazla olmayacak, ayrıca üstten en az iki kazık çapı (dikdörtgen kesitli kazıklarda, en büyük boyun iki

katı) kadar yükseklikte etriye aralığı ya da spiral donatı adımı 100 *mm*'ye indirilecektir. Enine donatı koşulları, öngerilmeli prefabrike çakma kazıklarda da aynen uygulanacaktır.

9. KAZIKLI TEMEL DİZAYNI

Eklerde verilen iki farklı zemin profilindeki, çapları 0,60 m, 0,80 m ve 1, 00 m olan kazıklar için tasarım hesapları yapılmıştır.

9.1. Kumlu Zeminde 0,60 m Kazık İçin Uç Taşıma Kapasitesi Hesabı

$$\begin{aligned} L &= 15 \text{ m} & \phi &= 15^\circ & A_p &= \pi.D^2/4 = 0,2827 \text{ m}^2 \\ D &= 0,60 \text{ m} & c &= 14,715 \text{ kN/m}^2 \\ q_p' &= 17,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,5 \text{ m} + (17,0 \text{ kN/m}^3 - 9,81 \text{ kN/m}^3) \cdot 14,5 \text{ m} \\ &= 112,76 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Meyerhof Metodu

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c^* + q_p' \cdot N_q^*) \quad (\text{ağırlığa bağlı katsayı ihmal edilmiştir.}) \\ L_b/D &= 15/0,60 = 25 \quad \text{Şekil 4.4'ten;} \quad N_q^* = 5 \quad N_c^* = 15 \\ Q_p &= 0,2827 \cdot (14,715 \cdot 15 + 112,76 \cdot 5) = \mathbf{221,79 \text{ kN}} \\ \text{Limit Değeri; } Q_p &= A_p \cdot q_l \\ q_l &= 50 \cdot N_q^* \cdot \tan \phi = 50 \cdot 5 \cdot \tan 15^\circ = 66,987 \text{ kN/m}^2 \\ Q_p &= A_p \cdot q_l = 0,2827 \cdot 66,987 = \mathbf{18,94 \text{ kN}} \\ A_p \cdot q_p &< A_p \cdot q_l \text{ olması gerekir;} \\ 18,94 &< 221,79 \quad \quad \quad \mathbf{Q_p = 18,94 \text{ kN}} \end{aligned}$$

SPT N Değerlerine Göre;

$$\begin{aligned} q_p &= 40 \cdot N \cdot (L/D) \leq 400N \quad N = 4 \\ Q_{p \text{ ult}} &= A_p \cdot q_p = 0,2827 \cdot 40 \cdot 4 \cdot 25 = \mathbf{1130,80 \text{ kN}} \\ \text{Limit Değeri; } Q_p &= A_p \cdot 400N = 0,2827 \cdot 400 \cdot 4 = \mathbf{452,32 \text{ kN}} \\ 40 \cdot N \cdot (L/D) &\leq 400N \\ 452,32 &< 1130,80 \quad \quad \quad \mathbf{Q_p = 452,32 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Hansen Metodu

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot d_c + \eta \cdot q \cdot N'_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B_p \cdot N_\gamma)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} L/B = 1,45 \quad \text{Çizelge 4.1'den} \quad N'_q = 3,90$$

$$d_c = 1 + 0,4 \tan^{-1} L/B = 1,61 \quad N_c = 10,97$$

$$\eta = 1 \quad N_\gamma = 1,2$$

$$Q_p = 0,2827 \cdot (14,715 \cdot 10,97 \cdot 1,61 + 1 \cdot 112,76 \cdot 3,90 \cdot 1,45 + 0,5 \cdot (17 - 9,81) \cdot 0,60 \cdot 1,2) = \mathbf{254,47 \text{ kN}}$$

Vesic Metodu

N_σ^* ve N_c^* değerlerine göre; (ağırlığa bağlı katsayı ihmal edilmiştir.)

$$\text{Çizelge 4.3'ten; } I_{rr} = I_r = 80 \quad \phi = 15^\circ \quad N_\sigma^* = 8,78$$

$$N_c^* = 29,02$$

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c^* + \sigma_o' \cdot N_\sigma^*)$$

$$\sigma_o' = q' \cdot (1 + 2K_o) / 3 \quad K_o = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 15^\circ = 0,74$$

$$\sigma_o' = 112,76 \cdot (1 + 2 \cdot 0,74) / 3 = 93,22$$

$$Q_p = 0,2827 \cdot (14,715 \cdot 29,02 + 93,22 \cdot 8,78) = \mathbf{352,10 \text{ kN}}$$

Terzaghi Metodu

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma) \quad \phi = 15^\circ; \quad \text{Çizelge 4.1'den; } N_q = 4,40$$

$$N_c = 12,90$$

$$N_\gamma = 2,50$$

$$s_c = 1,3; s_\gamma = 0,6 \text{ (dairesel)}$$

$$Q_p = 0,2827 \cdot (14,715 \cdot 12,90 \cdot 1,3 + 112,76 \cdot 4,40 + 0,5 \cdot (17 - 9,81) \cdot 0,60 \cdot 2,50) = \mathbf{211,55 \text{ kN}}$$

Janbu Metodu

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot d_c + \eta \cdot q \cdot N'_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B_p \cdot N_\gamma)$$

$$\phi = 15^\circ; \Psi = 75^\circ; \quad \text{Çizelge 4.2'den; } N_q = 3,77$$

$$\text{Hansen Metodu'ndan; } d_q = 1,45 \quad N_c = 9,45$$

$$d_c = 1,61 \quad N_\gamma = 1,2$$

$$Q_p = 0,2827 \cdot (14,715 \cdot 9,45 \cdot 1,61 + 1 \cdot 112,76 \cdot 3,77 \cdot 1,45 + 0,5 \cdot (17 - 9,81) \cdot 0,60 \cdot 1,2) = \mathbf{238,28 \text{ kN}}$$

Çizelge 9.1 Kumlu zeminde 0,60 m kazık için uç taşıma kapasitesi dizayn değeri

Kullanılan Metotlar	Q_p Değerleri (kN)	Dizayn Değeri (kN)
Meyerhof	18,94	max. ve min. değerler ihmal edilirse; 234,77
SPT N Değerlerine Göre	452,32	
Hansen	254,47	
Vesic	352,10	
Terzaghi	211,55	
Janbu	238,28	

9.2. Kumlu Zeminde 0,80 m Kazık İçin Uç Taşıma Kapasitesi Hesabı

$$\begin{aligned} L &= 15 \text{ m} & \phi &= 15^\circ & A_p &= \pi.D^2/4 = 0,5027 \text{ m}^2 \\ D &= 0,80 \text{ m} & c &= 14,715 \text{ kN/m}^2 \\ q_p' &= 17,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,5 \text{ m} + (17,0 \text{ kN/m}^3 - 9,81 \text{ kN/m}^3) \cdot 14,5 \text{ m} \\ &= 112,76 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Meyerhof Metodu

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c^* + q_p' \cdot N_q^*) \quad (\text{ağırlığa bağlı katsayı ihmal edilmiştir.}) \\ L_b/D &= 15/0,80 = 18,75 \quad \text{Şekil 4.4'ten;} \quad N_q^* = 5 \quad N_c^* = 15 \\ Q_p &= 0,5027 \cdot (14,715 \cdot 15 + 112,76 \cdot 5) = \mathbf{394,38 \text{ kN}} \\ \text{Limit Değeri;} \quad Q_p &= A_p \cdot q_l \\ q_l &= 50 \cdot N_q^* \cdot \tan \phi = 50 \cdot 5 \cdot \tan 15^\circ = 66,987 \text{ kN/m}^2 \\ Q_p &= A_p \cdot q_l = 0,5027 \cdot 66,987 = \mathbf{33,67 \text{ kN}} \\ A_p \cdot q_p &< A_p \cdot q_l \text{ olması gerekir;} \\ 33,67 &< 394,38 & \mathbf{Q_p = 33,67 \text{ kN}} \end{aligned}$$

SPT N Değerlerine Göre;

$$\begin{aligned} q_p &= 40 \cdot N \cdot (L/D) \leq 400N \quad N = 4 \\ Q_{p \text{ ult}} &= A_p \cdot q_p = 0,5027 \cdot 40 \cdot 4 \cdot 18,75 = \mathbf{1508,10 \text{ kN}} \\ \text{Limit Değeri;} \quad Q_p &= A_p \cdot 400N = 0,5027 \cdot 400 \cdot 4 = \mathbf{804,32 \text{ kN}} \\ 40 \cdot N \cdot (L/D) &\leq 400N \\ 804,32 &< 1508,10 & \mathbf{Q_p = 804,32 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Hansen Metodu

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot d_c + \eta \cdot q \cdot N'_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B_p \cdot N_\gamma)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} L/B = 1,45 \quad \text{Çizelge 4.1'den} \quad N'_q = 3,90$$

$$d_c = 1 + 0,4 \tan^{-1} L/B = 1,61 \quad N_c = 10,97$$

$$\eta = 1 \quad N_\gamma = 1,2$$

$$Q_p = 0,5027 \cdot (14,715 \cdot 10,97 \cdot 1,61 + 1 \cdot 112,76 \cdot 3,90 \cdot 1,45 + 0,5 \cdot (17 - 9,81) \cdot 0,80 \cdot 1,2) = \mathbf{452,93 \text{ kN}}$$

Vesic Metodu

N_σ^* ve N_c^* değerlerine göre; (ağırlığa bağlı katsayı ihmal edilmiştir.)

$$\text{Çizelge 4.3'ten; } I_{rr} = I_r = 80 \quad \phi = 15^\circ \quad N_\sigma^* = 8,78$$

$$N_c^* = 29,02$$

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c^* + \sigma_o' \cdot N_\sigma^*)$$

$$\sigma_o' = q' \cdot (1 + 2K_o) / 3 \quad K_o = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 15^\circ = 0,74$$

$$\sigma_o' = 112,76 \cdot (1 + 2 \cdot 0,74) / 3 = 93,22$$

$$Q_p = 0,5027 \cdot (14,715 \cdot 29,02 + 93,22 \cdot 8,78) = \mathbf{626,11 \text{ kN}}$$

Terzaghi Metodu

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma) \quad \phi = 15^\circ; \quad \text{Çizelge 4.1'den; } N_q = 4,40$$

$$N_c = 12,90$$

$$N_\gamma = 2,50$$

$$s_c = 1,3; s_\gamma = 0,6 \text{ (dairesel)}$$

$$Q_p = 0,5027 \cdot (14,715 \cdot 12,90 \cdot 1,3 + 112,76 \cdot 4,40 + 0,5 \cdot (17 - 9,81) \cdot 0,60 \cdot 2,50) = \mathbf{376,17 \text{ kN}}$$

Janbu Metodu

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot d_c + \eta \cdot q \cdot N'_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B_p \cdot N_\gamma)$$

$$\phi = 15^\circ; \Psi = 75^\circ;$$

$$\text{Çizelge 4.2'den;}$$

$$N_q = 3,77$$

$$\text{Hansen Metodu'ndan; } d_q = 1,45$$

$$N_c = 9,45$$

$$d_c = 1,61$$

$$N_\gamma = 1,2$$

$$Q_p = 0,5027 \cdot (14,715 \cdot 9,45 \cdot 1,61 + 1 \cdot 112,76 \cdot 3,77 \cdot 1,45 + 0,5 \cdot (17 - 9,81) \cdot 0,80 \cdot 1,2) = \mathbf{424,15 \text{ kN}}$$

Çizelge 9.2 Kumlu zeminde 0,80 m kazık için uç taşıma kapasitesi dizayn değeri

Kullanılan Metotlar	Q_p Değerleri (kN)	Dizayn Değeri (kN)
Meyerhof	33,67	max. ve min. değerleri ihmal edilirse; 417,75
SPT N Değerlerine Göre	804,32	
Hansen	452,93	
Vesic	626,11	
Terzaghi	376,17	
Janbu	424,15	

9.3. Kumlu Zeminde 1,00 m Kazık İçin Uç Taşıma Kapasitesi Hesabı

$$\begin{aligned} L &= 15 \text{ m} & \phi &= 15^\circ & A_p &= \pi.D^2/4 = 0,7854 \text{ m}^2 \\ D &= 1,00 \text{ m} & c &= 14,715 \text{ kN/m}^2 \\ q_p' &= 17,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,5 \text{ m} + (17,0 \text{ kN/m}^3 - 9,81 \text{ kN/m}^3) \cdot 14,5 \text{ m} \\ &= 112,76 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Meyerhof Metodu

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c^* + q_p' \cdot N_q^*) \quad (\text{ağırlığa bağlı katsayı ihmal edilmiştir.}) \\ L_b/D &= 15/1,00 = 15 \quad \text{Şekil 4.4'ten;} \quad N_q^* = 5 \quad N_c^* = 15 \\ Q_p &= 0,7854 \cdot (14,715 \cdot 15 + 112,76 \cdot 5) = \mathbf{616,17 \text{ kN}} \\ \text{Limit Değeri;} \quad Q_p &= A_p \cdot q_l \\ q_l &= 50 \cdot N_q^* \cdot \tan \phi = 50 \cdot 5 \cdot \tan 15^\circ = 66,987 \text{ kN/m}^2 \\ Q_p &= A_p \cdot q_l = 0,7854 \cdot 66,987 = \mathbf{52,61 \text{ kN}} \\ A_p \cdot q_p &< A_p \cdot q_l \text{ olması gerekir;} \\ 52,61 &< 616,17 \quad \quad \quad \mathbf{Q_p = 52,61 \text{ kN}} \end{aligned}$$

SPT N Değerlerine Göre;

$$\begin{aligned} q_p &= 40 \cdot N \cdot (L/D) \leq 400N \quad N = 4 \\ Q_{p \text{ ult}} &= A_p \cdot q_p = 0,7854 \cdot 40 \cdot 4 \cdot 15 = \mathbf{1884,96 \text{ kN}} \\ \text{Limit Değeri;} \quad Q_p &= A_p \cdot 400N = 0,7854 \cdot 400 \cdot 4 = \mathbf{1256,64 \text{ kN}} \\ 40 \cdot N \cdot (L/D) &\leq 400N \\ 1256,64 &< 1884,96 \quad \quad \quad \mathbf{Q_p = 1256,64 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Hansen Metodu

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot d_c + \eta \cdot q \cdot N'_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B_p \cdot N_\gamma)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} L/B = 1,44 \quad \text{Çizelge 4.1'den} \quad N'_q = 3,90$$

$$d_c = 1 + 0,4 \tan^{-1} L/B = 1,60 \quad N_c = 10,97$$

$$\eta = 1 \quad N_\gamma = 1,2$$

$$Q_p = 0,7854 \cdot (14,715 \cdot 10,97 \cdot 1,60 + 1 \cdot 112,76 \cdot 3,90 \cdot 1,44 + 0,5 \cdot (17 - 9,81) \cdot 1,00 \cdot 1,2) = \mathbf{703,60 \text{ kN}}$$

Vesic Metodu

N_σ^* ve N_c^* değerlerine göre; (ağırlığa bağlı katsayı ihmal edilmiştir.)

$$\text{Çizelge 4.3'ten; } I_{rr} = I_r = 80 \quad \phi = 15^\circ \quad N_\sigma^* = 8,78$$

$$N_c^* = 29,02$$

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c^* + \sigma_o' \cdot N_\sigma^*)$$

$$\sigma_o' = q' \cdot (1 + 2K_o) / 3 \quad K_o = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 15^\circ = 0,74$$

$$\sigma_o' = 112,76 \cdot (1 + 2 \cdot 0,74) / 3 = 93,22$$

$$Q_p = 0,7854 \cdot (14,715 \cdot 29,02 + 93,22 \cdot 8,78) = \mathbf{978,22 \text{ kN}}$$

Terzaghi Metodu

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma) \quad \phi = 15^\circ; \text{ Çizelge 4.1'den; } N_q = 4,40$$

$$N_c = 12,90$$

$$N_\gamma = 2,50$$

$$s_c = 1,3 ; s_\gamma = 0,6 \text{ (dairesel)}$$

$$Q_p = 0,7854 \cdot (14,715 \cdot 12,90 \cdot 1,3 + 112,76 \cdot 4,40 + 0,5 \cdot (17 - 9,81) \cdot 0,60 \cdot 2,50) = \mathbf{587,72 \text{ kN}}$$

Janbu Metodu

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot d_c + \eta \cdot q \cdot N'_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B_p \cdot N_\gamma)$$

$$\phi = 15^\circ; \Psi = 75^\circ;$$

$$\text{Çizelge 4.2'den;}$$

$$N_q = 3,77$$

$$\text{Hansen Metodu'ndan; } d_q = 1,44$$

$$N_c = 9,45$$

$$d_c = 1,60$$

$$N_\gamma = 1,2$$

$$Q_p = 0,7854 \cdot (14,715 \cdot 9,45 \cdot 1,60 + 1 \cdot 112,76 \cdot 3,77 \cdot 1,44 + 0,5 \cdot (17 - 9,81) \cdot 1,00 \cdot 1,2) = \mathbf{658,92 \text{ kN}}$$

Çizelge 9.3 Kumlu zeminde 1,00 m kazık için uç taşıma kapasitesi dizayn değeri

Kullanılan Metotlar	Q_p Değerleri (kN)	Dizayn Değeri (kN)
Meyerhof	52,61	max. ve min. değerleri ihmal edilirse; 650,08
SPT N Değerlerine Göre	1256,64	
Hansen	703,60	
Vesic	978,22	
Terzaghi	587,72	
Janbu	658,92	

9.4. Killi Zeminde 0,60 m Kazık İçin Uç Taşıma Kapasitesi Hesabı

$$\begin{aligned}
 L &= 15 \text{ m} & \phi &= 5^\circ & A_p &= \pi.D^2/4 = 0,2827 \text{ m}^2 \\
 D &= 0,60 \text{ m} & c &= 63,765 \text{ kN/m}^2 \\
 q_p' &= 18,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,5 \text{ m} + (18,5 \text{ kN/m}^3 - 9,81 \text{ kN/m}^3) \cdot 14,5 \text{ m} \\
 &= 135,26 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Meyerhof Metodu

$$\begin{aligned}
 Q_p &= A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c^* + q_p' \cdot N_q^*) \quad (\text{ağırlığa bağlı katsayı ihmal edilmiştir.}) \\
 L_b/D &= 15/0,60 = 25 \quad \text{Şekil 4.4'ten;} \quad N_q^* = 1,5 \quad N_c^* = 7 \\
 Q_p &= 0,2827 \cdot (63,765 \cdot 7 + 135,26 \cdot 1,5) = \mathbf{183,54 \text{ kN}} \\
 \text{Limit Değeri;} \quad Q_p &= A_p \cdot q_l \\
 q_l &= 50 \cdot N_q^* \cdot \tan \phi = 50 \cdot 1,5 \cdot \tan 5^\circ = 21,872 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_p &= A_p \cdot q_l = 0,2827 \cdot 21,872 = \mathbf{6,18 \text{ kN}} \\
 A_p \cdot q_p &< A_p \cdot q_l \text{ olması gerekir;} \\
 6,18 &< 183,54 & \quad \quad \quad \mathbf{Q_p = 6,18 \text{ kN}}
 \end{aligned}$$

SPT N Değerlerine Göre;

$$\begin{aligned}
 q_p &= 40 \cdot N \cdot (L/D) \leq 400N \quad N = 14 \\
 Q_{p \text{ ult}} &= A_p \cdot q_p = 0,2827 \cdot 40 \cdot 14 \cdot 25 = \mathbf{3957,80 \text{ kN}} \\
 \text{Limit Değeri;} \quad Q_p &= A_p \cdot 400N = 0,2827 \cdot 400 \cdot 14 = \mathbf{1583,12 \text{ kN}} \\
 40 \cdot N \cdot (L/D) &\leq 400N \\
 1583,12 &< 3957,80 & \quad \quad \quad \mathbf{Q_p = 1583,12 \text{ kN}}
 \end{aligned}$$

Hansen Metodu

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot d_c + \eta \cdot q \cdot N'_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B_p \cdot N_\gamma)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} L/B = 1,22 \quad \text{Çizelge 4.1'den} \quad N'_q = 1,60$$

$$d_c = 1 + 0,4 \tan^{-1} L/B = 1,61 \quad N_c = 6,49$$

$$\eta = 1 \quad N_\gamma = 0,10$$

$$Q_p = 0,2827 \cdot (63,765 \cdot 6,49 \cdot 1,61 + 1 \cdot 135,26 \cdot 1,60 \cdot 1,22 + 0,5 \cdot (18,5 - 9,81) \cdot 0,60 \cdot 0,1) = \mathbf{263,07 \text{ kN}}$$

Vesic Metodu

N_σ^* ve N_c^* değerlerine göre; (ağırlığa bağlı katsayı ihmal edilmiştir.)

$$\text{Çizelge 4.3'ten; } I_{rr} = I_r = 60 \quad \phi = 5^\circ \quad N_\sigma^* = 2,16$$

$$N_c^* = 13,30$$

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c^* + \sigma_o' \cdot N_\sigma^*)$$

$$\sigma_o' = q' \cdot (1 + 2K_o) / 3 \quad K_o = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 5^\circ = 0,913$$

$$\sigma_o' = 135,26 \cdot (1 + 2 \cdot 0,913) / 3 = 127,42$$

$$Q_p = 0,2827 \cdot (63,765 \cdot 13,30 + 127,42 \cdot 2,16) = \mathbf{317,56 \text{ kN}}$$

Terzaghi Metodu

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma) \quad \phi = 5^\circ; \quad \text{Çizelge 4.1'den; } N_q = 1,60$$

$$N_c = 7,30$$

$$N_\gamma = 0,50$$

$$s_c = 1,3; s_\gamma = 0,6 \quad (\text{dairesel})$$

$$Q_p = 0,2827 \cdot (63,765 \cdot 7,30 \cdot 1,3 + 135,26 \cdot 1,60 + 0,5 \cdot (18,5 - 9,81) \cdot 0,60 \cdot 0,50) \\ = \mathbf{232,62 \text{ kN}}$$

Janbu Metodu

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot d_c + \eta \cdot q \cdot N'_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B_p \cdot N_\gamma)$$

$$\phi = 5^\circ; \Psi = 75^\circ;$$

$$\text{Çizelge 4.2'den;}$$

$$N_q = 1,50$$

$$\text{Hansen Metodu'ndan; } d_q = 1,22$$

$$N_c = 5,69$$

$$d_c = 1,61$$

$$N_\gamma = 0,10$$

$$Q_p = 0,2827 \cdot (63,765 \cdot 5,69 \cdot 1,61 + 1 \cdot 135,26 \cdot 1,50 \cdot 1,22 + 0,5 \cdot (18,5 - 9,81) \cdot 0,60 \cdot 0,1) = \mathbf{235,19 \text{ kN}}$$

Çizelge 9.4 Killi zeminde 0,60 m kazık için uç taşıma kapasitesi dizayn değeri

Kullanılan Metotlar	Q_p Değerleri (kN)	Dizayn Değeri (kN)
Meyerhof	6,18	max. ve min. değerleri ihmal edilirse; 243,63
SPT N Değerlerine Göre	1583,12	
Hansen	263,07	
Vesic	317,56	
Terzaghi	232,62	
Janbu	235,19	

9.5. Killi Zeminde 0,80 m Kazık İçin Uç Taşıma Kapasitesi Hesabı

$$\begin{aligned} L &= 15 \text{ m} & \phi &= 5^\circ & A_p &= \pi.D^2/4 = 0,5027 \text{ m}^2 \\ D &= 0,80 \text{ m} & c &= 63,765 \text{ kN/m}^2 \\ q_p' &= 18,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,5 \text{ m} + (18,5 \text{ kN/m}^3 - 9,81 \text{ kN/m}^3) \cdot 14,5 \text{ m} \\ &= 135,26 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Meyerhof Metodu

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c^* + q_p' \cdot N_q^*) \quad (\text{ağırlığa bağlı katsayı ihmal edilmiştir.}) \\ L_b/D &= 15/0,80 = 18,75 \quad \text{Şekil 4.4'ten;} \quad N_q^* = 1,5 \quad N_c^* = 7 \\ Q_p &= 0,5027 \cdot (63,765 \cdot 7 + 135,26 \cdot 1,5) = \mathbf{326,38 \text{ kN}} \\ \text{Limit Değeri;} \quad Q_p &= A_p \cdot q_l \\ q_l &= 50 \cdot N_q^* \cdot \tan \phi = 50 \cdot 1,5 \cdot \tan 5^\circ = 21,872 \text{ kN/m}^2 \\ Q_p &= A_p \cdot q_l = 0,5027 \cdot 21,872 = \mathbf{10,99 \text{ kN}} \\ A_p \cdot q_p &< A_p \cdot q_l \text{ olması gerekir;} \\ 10,99 &< 326,38 & \mathbf{Q_p = 10,99 \text{ kN}} \end{aligned}$$

SPT N Değerlerine Göre;

$$\begin{aligned} q_p &= 40 \cdot N \cdot (L/D) \leq 400N \quad N = 14 \\ Q_{p \text{ ult}} &= A_p \cdot q_p = 0,5027 \cdot 40 \cdot 14 \cdot 18,75 = \mathbf{5278,35 \text{ kN}} \\ \text{Limit Değeri;} \quad Q_p &= A_p \cdot 400N = 0,5027 \cdot 400 \cdot 14 = \mathbf{2815,12 \text{ kN}} \\ 40 \cdot N \cdot (L/D) &\leq 400N \\ 2815,12 &< 5278,35 & \mathbf{Q_p = 2815,12 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Hansen Metodu

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot d_c + \eta \cdot q \cdot N'_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B_p \cdot N_\gamma)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} L/B = 1,22 \quad \text{Çizelge 4.1'den} \quad N'_q = 1,60$$

$$d_c = 1 + 0,4 \tan^{-1} L/B = 1,61 \quad N_c = 6,49$$

$$\eta = 1 \quad N_\gamma = 0,10$$

$$Q_p = 0,5027 \cdot (63,765 \cdot 6,49 \cdot 1,61 + 1 \cdot 135,26 \cdot 1,60 \cdot 1,22 + 0,5 \cdot (18,5 - 9,81) \cdot 0,80 \cdot 0,1) = \mathbf{467,84 \text{ kN}}$$

Vesic Metodu

N_σ^* ve N_c^* değerlerine göre; (ağırlığa bağlı katsayı ihmal edilmiştir.)

$$\text{Çizelge 4.3'ten; } I_{rr} = I_r = 60 \quad \phi = 5^\circ \quad N_\sigma^* = 2,16$$

$$N_c^* = 13,30$$

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c^* + \sigma_o' \cdot N_\sigma^*)$$

$$\sigma_o' = q' \cdot (1 + 2K_o) / 3 \quad K_o = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 5^\circ = 0,913$$

$$\sigma_o' = 135,26 \cdot (1 + 2 \cdot 0,913) / 3 = 127,42$$

$$Q_p = 0,5027 \cdot (63,765 \cdot 13,30 + 127,42 \cdot 2,16) = \mathbf{564,68 \text{ kN}}$$

Terzaghi Metodu

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma) \quad \phi = 5^\circ; \text{ Çizelge 4.1'den; } N_q = 1,60$$

$$N_c = 7,30$$

$$N_\gamma = 0,50$$

$$s_c = 1,3; s_\gamma = 0,6 \text{ (dairesel)}$$

$$Q_p = 0,5027 \cdot (63,765 \cdot 7,30 \cdot 1,3 + 135,26 \cdot 1,60 + 0,5 \cdot (18,5 - 9,81) \cdot 0,60 \cdot 0,50) = \mathbf{413,65 \text{ kN}}$$

Janbu Metodu

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot d_c + \eta \cdot q \cdot N'_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B_p \cdot N_\gamma)$$

$$\phi = 5^\circ; \Psi = 75^\circ;$$

$$\text{Çizelge 4.2'den;}$$

$$N_q = 1,50$$

$$\text{Hansen Metodu'ndan; } d_q = 1,22$$

$$N_c = 5,69$$

$$d_c = 1,61$$

$$N_\gamma = 0,10$$

$$Q_p = 0,5027 \cdot (63,765 \cdot 5,69 \cdot 1,61 + 1 \cdot 135,26 \cdot 1,50 \cdot 1,22 + 0,5 \cdot (18,5 - 9,81) \cdot 0,80 \cdot 0,1) = \mathbf{418,10 \text{ kN}}$$

Çizelge 9.5 Killi zeminde 0,80 m kazık için uç taşıma kapasitesi dizayn değeri

Kullanılan Metotlar	Q_p Değerleri (kN)	Dizayn Değeri (kN)
Meyerhof	10,99	max. ve min. değerleri ihmal edilirse; 433,20
SPT N Değerlerine Göre	2815,12	
Hansen	467,84	
Vesic	564,68	
Terzaghi	413,65	
Janbu	418,10	

9.6. Killi Zeminde 1,00 m Kazık İçin Uç Taşıma Kapasitesi Hesabı

$$\begin{aligned}
 L &= 15 \text{ m} & \phi &= 5^\circ & A_p &= \pi \cdot D^2/4 = 0,7854 \text{ m}^2 \\
 D &= 1,00 \text{ m} & c &= 63,765 \text{ kN/m}^2 \\
 q_p' &= 18,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,5 \text{ m} + (18,5 \text{ kN/m}^3 - 9,81 \text{ kN/m}^3) \cdot 14,5 \text{ m} \\
 &= 135,26 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Meyerhof Metodu

$$\begin{aligned}
 Q_p &= A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c^* + q_p' \cdot N_q^*) \quad (\text{ağırlığa bağlı katsayı ihmal edilmiştir.}) \\
 L_b/D &= 15/1,00 = 15 \quad \text{Şekil 4.4'ten;} \quad N_q^* = 1,5 \quad N_c^* = 7 \\
 Q_p &= 0,7854 \cdot (63,765 \cdot 7 + 135,26 \cdot 1,5) = \mathbf{509,92 \text{ kN}} \\
 \text{Limit Değeri;} \quad Q_p &= A_p \cdot q_l \\
 q_l &= 50 \cdot N_q^* \cdot \tan \phi = 50 \cdot 1,5 \cdot \tan 5^\circ = 21,872 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_p &= A_p \cdot q_l = 0,7854 \cdot 21,872 = \mathbf{17,18 \text{ kN}} \\
 A_p \cdot q_p &< A_p \cdot q_l \text{ olması gerekir;} \\
 17,18 &< 509,92 & \mathbf{Q_p = 17,18 \text{ kN}}
 \end{aligned}$$

SPT N Değerlerine Göre;

$$\begin{aligned}
 q_p &= 40 \cdot N \cdot (L/D) \leq 400N \quad N = 14 \\
 Q_{p \text{ ult}} &= A_p \cdot q_p = 0,7854 \cdot 40 \cdot 14 \cdot 25 = \mathbf{6597,36 \text{ kN}} \\
 \text{Limit Değeri;} \quad Q_p &= A_p \cdot 400N = 0,7854 \cdot 400 \cdot 14 = \mathbf{4398,24 \text{ kN}} \\
 40 \cdot N \cdot (L/D) &\leq 400N \\
 4398,24 &< 6597,36 & \mathbf{Q_p = 4398,24 \text{ kN}}
 \end{aligned}$$

Hansen Metodu

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot d_c + \eta \cdot q \cdot N'_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B_p \cdot N_\gamma)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} L/B = 1,22 \quad \text{Çizelge 4.1'den} \quad N'_q = 1,60$$

$$d_c = 1 + 0,4 \tan^{-1} L/B = 1,60 \quad N_c = 6,49$$

$$\eta = 1 \quad N_\gamma = 0,10$$

$$Q_p = 0,7854 \cdot (63,765 \cdot 6,49 \cdot 1,60 + 1 \cdot 135,26 \cdot 1,60 \cdot 1,22 + 0,5 \cdot (18,5 - 9,81) \cdot 1,00 \cdot 0,1) = \mathbf{727,75 \text{ kN}}$$

Vesic Metodu

N_σ^* ve N_c^* değerlerine göre; (ağırlığa bağlı katsayı ihmal edilmiştir.)

$$\text{Çizelge 4.3'ten; } I_{rr} = I_r = 60 \quad \phi = 5^\circ \quad N_\sigma^* = 2,16$$

$$N_c^* = 13,30$$

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c^* + \sigma_o' \cdot N_\sigma^*)$$

$$\sigma_o' = q' \cdot (1 + 2K_o) / 3 \quad K_o = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 5^\circ = 0,913$$

$$\sigma_o' = 135,26 \cdot (1 + 2 \cdot 0,913) / 3 = 127,42$$

$$Q_p = 0,7854 \cdot (63,765 \cdot 13,30 + 127,42 \cdot 2,16) = \mathbf{882,24 \text{ kN}}$$

Terzaghi Metodu

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma) \quad \phi = 5^\circ; \quad \text{Çizelge 4.1'den; } N_q = 1,60$$

$$N_c = 7,30$$

$$N_\gamma = 0,50$$

$$s_c = 1,3; s_\gamma = 0,6 \quad (\text{dairesel})$$

$$Q_p = 0,7854 \cdot (63,765 \cdot 7,30 \cdot 1,3 + 135,26 \cdot 1,60 + 0,5 \cdot (18,5 - 9,81) \cdot 0,60 \cdot 0,50) = \mathbf{646,27 \text{ kN}}$$

Janbu Metodu

$$Q_p = A_p \cdot (c \cdot N_c \cdot d_c + \eta \cdot q \cdot N'_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B_p \cdot N_\gamma)$$

$$\phi = 5^\circ; \Psi = 75^\circ;$$

$$\text{Çizelge 4.2'den;}$$

$$N_q = 1,50$$

$$\text{Hansen Metodu'ndan; } d_q = 1,22$$

$$N_c = 5,69$$

$$d_c = 1,60$$

$$N_\gamma = 0,10$$

$$Q_p = 0,7854 \cdot (63,765 \cdot 5,69 \cdot 1,60 + 1 \cdot 135,26 \cdot 1,50 \cdot 1,22 + 0,5 \cdot (18,5 - 9,81) \cdot 1,00 \cdot 0,1) = \mathbf{650,69 \text{ kN}}$$

Çizelge 9.6 Killi zeminde 1,00 m kazık için uç taşıma kapasitesi dizayn değeri

Kullanılan Metotlar	Q_p Değerleri (kN)	Dizayn Değeri (kN)
Meyerhof	17,18	max. ve min. değerleri ihmal edilirse; 674,24
SPT N Değerlerine Göre	4398,24	
Hansen	725,75	
Vesic	882,24	
Terzaghi	646,27	
Janbu	650,69	

9.7. Kumlu Zeminde 0,60 m Kazık İçin Yüzey Sürtünmesi Hesabı

$$\begin{aligned} L &= 15 \text{ m} & \phi &= 15^\circ & \delta &= 0,6\phi = 9 \\ D &= 0,60 \text{ m} & K=K_o &= 1-\sin \phi = 0,74 & L' &= 15D = 9 \\ f &= K \cdot \sigma_v' \cdot \tan \delta \\ z &= 0 - 9,00 \text{ m için;} & \sigma_v' &= 69,62 \text{ kN/m}^2 & f &= 13,80 \\ z &= 9,00 - 15,00 \text{ m için;} & \sigma_v' &= 69,62 \text{ kN/m}^2 & f &= 13,80 \\ Q_s &= \pi \cdot D \cdot (\Sigma f \cdot \Delta L) \\ Q_s &= \pi \cdot 0,60 \cdot \left[\frac{13,80}{2} \cdot 9 + 13,80 \cdot 6 \right] \\ Q_s &= 273,17 \text{ kN} \end{aligned}$$

9.8. Kumlu Zeminde 0,80 m Kazık İçin Yüzey Sürtünmesi Hesabı

$$\begin{aligned} L &= 15 \text{ m} & \phi &= 15^\circ & \delta &= 0,6\phi = 9 \\ D &= 0,80 \text{ m} & K=K_o &= 1-\sin \phi = 0,74 & L' &= 15D = 12 \\ f &= K \cdot \sigma_v' \cdot \tan \delta \\ z &= 0 - 12,00 \text{ m için;} & \sigma_v' &= 91,19 \text{ kN/m}^2 & f &= 18,08 \\ z &= 12,00 - 15,00 \text{ m için;} & \sigma_v' &= 91,19 \text{ kN/m}^2 & f &= 18,08 \\ Q_s &= \pi \cdot D \cdot (\Sigma f \cdot \Delta L) \\ Q_s &= \pi \cdot 0,80 \cdot \left[\frac{18,08}{2} \cdot 12 + 18,08 \cdot 3 \right] \\ Q_s &= 408,97 \text{ kN} \end{aligned}$$

9.9. Kumlu Zeminde 1,00 m Kazık İçin Yüzey Sürtünmesi Hesabı

$$\begin{aligned} L &= 15 \text{ m} & \phi &= 15^\circ & \delta &= 0,6\phi = 9 \\ D &= 1,00 \text{ m} & K &= K_o = 1 - \sin \phi = 0,74 & L' &= 15D = 15 \\ f &= K \cdot \sigma_v' \cdot \tan \delta \\ z &= 0 - 15,00 \text{ m için;} & \sigma_v' &= 112,76 \text{ kN/m}^2 & f &= 22,36 \\ Q_s &= \pi \cdot D \cdot (\sum f \cdot \Delta L) \\ Q_s &= \pi \cdot 1,00 \cdot \left[\frac{22,36}{2} \cdot 15 \right] \\ Q_s &= 526,85 \text{ kN} \end{aligned}$$

9.10. Killi Zeminde 0,60 m Kazık İçin Yüzey Sürtünmesi Hesabı

$$\begin{aligned} L &= 15 \text{ m} & \phi &= 5^\circ & \delta &= 0,6\phi = 3 \\ D &= 0,60 \text{ m} & K &= K_o = 1 - \sin \phi = 0,913 \end{aligned}$$

λ Metodu

$$\begin{aligned} L &= 15 \text{ m}; \text{ Şekil 4.7.'den} & \lambda &= 0,2 \\ Q_s &= p \cdot L \cdot f_{av} & f_{av} &= \lambda (\sigma_v' + 2c_u) \\ \sigma_v' &= 135,26 \text{ kN/m}^2 & c_u &= 63,765 \text{ kN/m}^2 \\ f_{av} &= 0,2 (135,26 + 2 \cdot 63,765) = 52,558 \text{ kN/m}^2 \\ Q_s &= \pi \cdot 0,60 \cdot 15 \cdot 52,558 \\ Q_s &= 1486,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

α Metodu

$$\begin{aligned} c_u &= 63,765 \text{ kN/m}^2; \text{ Şekil 4.9'dan} & \alpha &= 0,70 \\ Q_s &= \Sigma \cdot \alpha \cdot p \cdot c_u \cdot \Delta L \\ Q_s &= 0,70 \cdot \pi \cdot 0,60 \cdot 63,765 \cdot 15 \\ Q_s &= 1262,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

Çizelge 9.7 Killi zeminde 0,60 m kazık için yüzey sürtünmesi dizayn değeri

Kullanılan Metotlar	Q_s Değerleri (kN)	Dizayn Değeri (kN)
λ	1486,04	max. ve min. değerleri ihmal edilirse; 1374,04
α	1262,04	
β	305,95	

β Metodu

$$Q_s = \Sigma f \cdot p \cdot \Delta L \quad f = \beta \cdot \sigma_v' \quad \beta = K \cdot \tan \phi_r$$

$$K = 1 - \sin \phi_r = 1 - \sin 5^\circ = 0,913$$

$$\beta = 0,913 \cdot \tan 5^\circ = 0,08$$

$$Q_s = \pi \cdot 0,60 \cdot 15 \cdot (0,08 \cdot 135,26)$$

$$Q_s = 305,95 \text{ kN}$$

9.11. Killi Zeminde 0,80 m Kazık İçin Yüzey Sürtünmesi Hesabı

$$L = 15 \text{ m} \quad \phi = 5^\circ \quad \delta = 0,6\phi = 3$$

$$D = 0,80 \text{ m} \quad K = K_o = 1 - \sin \phi = 0,913$$

λ Metodu

$$L = 15 \text{ m}; \text{ Şekil 4.7'den} \quad \lambda = 0,2$$

$$Q_s = p \cdot L \cdot f_{av} \quad f_{av} = \lambda (\sigma_v' + 2c_u)$$

$$\sigma_v' = 158,03 \text{ kN/m}^2 \quad c_u = 63,765 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{av} = 0,2 (158,03 + 2 \cdot 63,765) = 52,558 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = \pi \cdot 0,80 \cdot 15 \cdot 52,558$$

$$Q_s = 1981,39 \text{ kN}$$

α Metodu

$$c_u = 63,765 \text{ kN/m}^2; \text{ Şekil 4.9'dan} \quad \alpha = 0,70$$

$$Q_s = \Sigma \alpha \cdot p \cdot c_u \cdot \Delta L$$

$$Q_s = 0,70 \cdot \pi \cdot 0,80 \cdot 63,765 \cdot 15$$

$$Q_s = 1682,72 \text{ kN}$$

Çizelge 9.8 Killi zeminde 0,80 m kazık için yüzey sürtünmesi dizayn değeri

Kullanılan Metotlar	Q_s Değerleri (kN)	Dizayn Değeri (kN)
λ	1981,39	max. ve min. değerleri ihmal edilirse; 1832,06
α	1682,72	
β	407,94	

β Metodu

$$Q_s = \Sigma f \cdot p \cdot \Delta L \quad f = \beta \cdot \sigma_v' \quad \beta = K \cdot \tan \phi_r$$

$$K = 1 - \sin \phi_r = 1 - \sin 5^\circ = 0,913$$

$$\beta = 0,913 \cdot \tan 5^\circ = 0,08$$

$$Q_s = \pi \cdot 0,80 \cdot 15 \cdot (0,08 \cdot 135,26)$$

$$Q_s = 407,94 \text{ kN}$$

9.12. Killi Zeminde 1,00 m Kazık İçin Yüzey Sürtünmesi Hesabı

$$L = 15 \text{ m} \quad \phi = 5^\circ \quad \delta = 0,6\phi = 3$$

$$D = 1,00 \text{ m} \quad K = K_o = 1 - \sin \phi = 0,913 \quad L' = 15D = 15$$

λ Metodu

$$L = 15 \text{ m}; \text{ Şekil 4.7'den} \quad \lambda = 0,2$$

$$Q_s = p \cdot L \cdot f_{av} \quad f_{av} = \lambda (\sigma_v' + 2c_u)$$

$$\sigma_v' = 158,03 \text{ kN/m}^2 \quad c_u = 63,765 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{av} = 0,2 (158,03 + 2 \cdot 63,765) = 52,558 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = \pi \cdot 1,00 \cdot 15 \cdot 52,558$$

$$Q_s = 2476,74 \text{ kN}$$

α Metodu

$$c_u = 63,765 \text{ kN/m}^2; \text{ Şekil 4.9'dan} \quad \alpha = 0,70$$

$$Q_s = \Sigma \alpha \cdot p \cdot c_u \cdot \Delta L$$

$$Q_s = 0,70 \cdot \pi \cdot 1,00 \cdot 63,765 \cdot 15$$

$$Q_s = 2103,40 \text{ kN}$$

Çizelge 9.9 Killi zeminde 1,00 m kazık için yüzey sürtünmesi dizayn değeri

Kullanılan Metotlar	Q_s Değerleri (kN)	Dizayn Değeri (kN)
λ	2476,74	max. ve min. değerleri ihmal edilirse; 2290,07
α	2103,40	
β	509,92	

β Metodu

$$Q_s = \Sigma f \cdot p \cdot \Delta L \quad f = \beta \cdot \sigma_v' \quad \beta = K \cdot \tan \phi_r$$

$$K = 1 - \sin \phi_r = 1 - \sin 5^\circ = 0,913$$

$$\beta = 0,913 \cdot \tan 5^\circ = 0,08$$

$$Q_s = \pi \cdot 1,00 \cdot 15 \cdot (0,08 \cdot 135,26)$$

$$Q_s = 509,92 \text{ kN}$$

9.13. Kumlu Zeminde 0,60 m Kazık İçin Müsaade Edilebilir Taşıma Kapasitesi

$$Q = Q_p + Q_s$$

$$Q = 234,77 \text{ kN} + 273,17 \text{ kN} = 507,94 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = Q/FS = 507,94 / 4$$

$$Q_{all} = 126,99 \text{ kN}$$

9.14. Kumlu Zeminde 0,80 m Kazık İçin Müsaade Edilebilir Taşıma Kapasitesi

$$Q = Q_p + Q_s$$

$$Q = 417,75 \text{ kN} + 408,97 \text{ kN} = 826,72 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = Q/FS = 826,72 / 4$$

$$Q_{all} = 206,68 \text{ kN}$$

9.15. Kumlu Zeminde 1,00 m Kazık İçin Müsaade Edilebilir Taşıma Kapasitesi

$$Q = Q_p + Q_s$$

$$Q = 650,08 \text{ kN} + 526,85 \text{ kN} = 1176,93 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = Q/FS = 1176,93 / 4$$

$$Q_{all} = 294,23 \text{ kN}$$

9.16. Killi Zeminde 0,60 m Kazık İçin Müsaade Edilebilir Taşıma Kapasitesi

$$Q = Q_p + Q_s$$

$$Q = 243,63 \text{ kN} + 1374,04 \text{ kN} = 1617,67 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = Q/FS = 1617,67 / 4$$

$$Q_{all} = 404,42 \text{ kN}$$

9.17. Killi Zeminde 0,80 m Kazık İçin Müsaade Edilebilir Taşıma Kapasitesi

$$Q = Q_p + Q_s$$

$$Q = 433,20 \text{ kN} + 1832,06 \text{ kN} = 2265,26 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = Q/FS = 2265,26 / 4$$

$$Q_{all} = 566,32 \text{ kN}$$

9.18. Killi Zeminde 1,00 m Kazık İçin Müsaade Edilebilir Taşıma Kapasitesi

$$Q = Q_p + Q_s$$

$$Q = 674,24 \text{ kN} + 2290,07 \text{ kN} = 2964,31 \text{ kN}$$

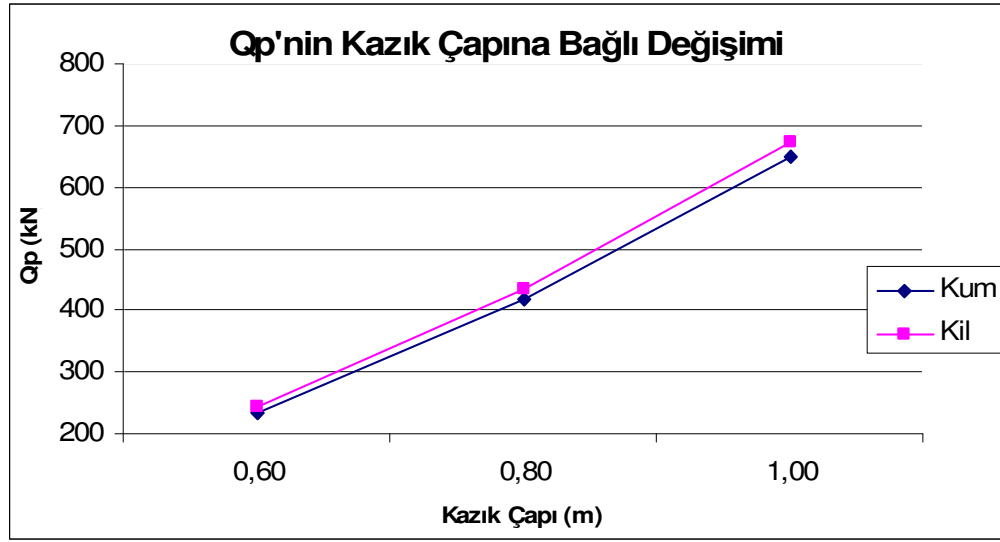
$$Q_{all} = Q/FS = 2964,31 / 4$$

$$Q_{all} = 741,08 \text{ kN}$$

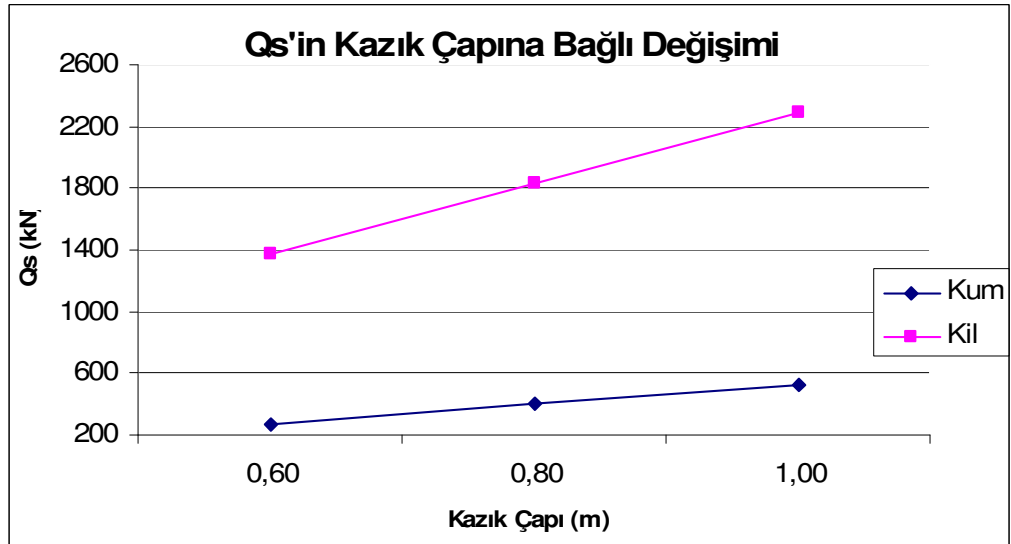
Üst yapı yükü 2385 ton olan bir yapı için, eklerde verilen zemin profillerine kazıklı temel uygulaması yapılmıştır. Kullanılan kazık çapları 0,60 m, 0,80 m ve 1,00 m; kazık boyu her üç durumda da 15 m'dir. Mevcut verilerle tek bir kazığın uç taşıma kapasiteleri ve yüzey sürtünmeleri belirlenmiştir. Kazık nihai taşıma kapasiteleri hesaplanıp, güvenlik katsayısı 4 alınarak farklı çaplarda ve farklı zemin koşullarındaki tek bir kazığın müsaade edilebilir taşıma kapasitesi değerleri elde edilmiştir (Çizelge 9.10).

Çizelge 9.10 Farklı çaplardaki tekil kazıkların Q_p , uç taşıma kapasitesi ve Q_s , yüzey sürtünme kapasitesi ve Q_{all} , müsaade edilebilir taşıma kapasitesi.

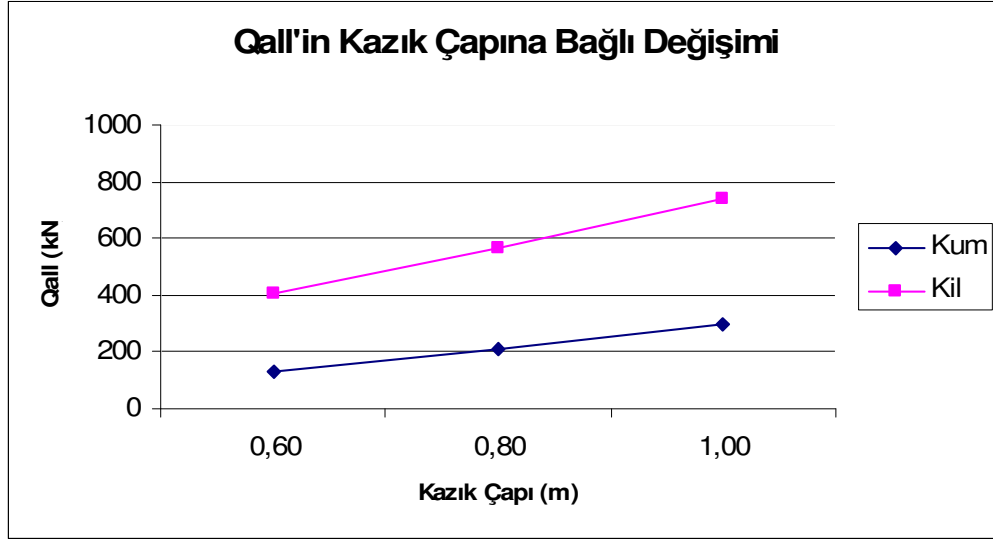
Zemin Cinsi	Kazık Çapı (m)	Q_p (kN)	Q_s (kN)	Q_{all} (kN)
Kum	0,60	234,77	273,17	126,99
	0,80	417,75	408,97	206,68
	1,00	650,08	526,85	294,23
Kil	0,60	243,63	1374,04	404,42
	0,80	433,2	1832,06	566,32
	1,00	674,24	2290,07	741,08



Şekil 9.1 Kumlu ve killi zeminde Q_p 'nin kazık çapına bağlı değişimi



Şekil 9.2 Kumlu ve killi zeminde Q_s 'in kazık çapına bağlı değişimi



Şekil 9.3 Kumlu ve killi zeminde Q_{all} 'in kazık çapına bağlı değişimi

9.19. Kumlu Zeminde 0,60 m Kazık İçin Elastik Oturma

$$Q_{wp} = 234,77 kN$$

$$Q_{ws} = 273,17 kN$$

$$\xi = 0,67$$

$$A_p = 0,2827 m^2$$

$$E_p = 3 \times 10^7 kN / m^2$$

$$D = 0,60 m$$

$$q_{wp} = Q_{wp} / A_p = 234,77 / 0,2827 = 830,46 kN / m^2$$

$$\mu_s = 0,30$$

$$E_s = 15 \times 10^3 kN / m^2 \sqrt{\frac{112,76 kN / m^2}{100 kN / m^2}} = 15,93 \times 10^3 kN / m^2$$

$$I_{wp} = 0,88$$

$$C_p = 0,15$$

$$p = \pi L$$

$$L = 15 m$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{15}{0,60}} = 3,75$$

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{15}{0,60}} \right) C_p = 0,2595$$

$$s_1 = \frac{(234,77 + 0,67 \cdot 273,17)}{0,2827 \cdot 3 \times 10^7} 15 = 0,74 mm \quad s_2 = \frac{830,46 \cdot 0,60}{15,93 \times 10^3} (1 - 0,30^2) 0,88 = 25 mm$$

$$s_3 = \left(\frac{273,17}{\pi \cdot 0,60 \cdot 15} \right) \frac{0,60}{15,93 \times 10^3} (1 - 0,30^2) 3,75 = 1,24 mm$$

$$s = s_1 + s_2 + s_3$$

$$s = 0,74 mm + 25 mm + 1,24 mm$$

$$\mathbf{s = 26,98 mm}$$

9.20. Kumlu Zeminde 0,80 m Kazık İçin Elastik Oturma

$$Q_{wp} = 417,75 kN$$

$$Q_{ws} = 408,97 kN$$

$$\xi = 0,67$$

$$A_p = 0,5027 m^2$$

$$E_p = 3 \times 10^7 kN / m^2$$

$$D = 0,80 m$$

$$q_{wp} = Q_{wp} / A_p = 417,75 / 0,5027 = 831,01 kN / m^2$$

$$\mu_s = 0,30$$

$$E_s = 15 \times 10^3 kN / m^2 \sqrt{\frac{112,76 kN / m^2}{100 kN / m^2}} = 15,93 \times 10^3 kN / m^2$$

$$I_{wp} = 0,88$$

$$C_p = 0,15$$

$$p = \pi L$$

$$L = 15 m$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{15}{0,80}} = 3,52$$

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{15}{0,80}} \right) C_p = 0,2434$$

$$s_1 = \frac{(417,75 + 0,67 \cdot 408,97)}{0,5027 \cdot 3 \times 10^7} 15 = 0,69 mm$$

$$s_2 = \frac{831,01 \cdot 0,80}{15,93 \times 10^3} (1 - 0,30^2) 0,88 = 33,42 mm$$

$$s_3 = \left(\frac{408,97}{\pi \cdot 0,80 \cdot 15} \right) \frac{0,80}{15,93 \times 10^3} (1 - 0,30^2) 3,52 = 1,75 mm$$

$$s = s_1 + s_2 + s_3$$

$$s = 0,69 mm + 33,42 mm + 1,75 mm$$

$$s = \mathbf{35,86 mm}$$

9.21. Kumlu Zeminde 1,00 m Kazık İçin Elastik Oturma

$$Q_{wp} = 650,08 kN$$

$$Q_{ws} = 526,85 kN$$

$$\xi = 0,67$$

$$A_p = 0,7854 m^2$$

$$E_p = 3 \times 10^7 kN / m^2$$

$$D = 1,00 m$$

$$q_{wp} = Q_{wp} / A_p = 650,08 / 0,7854 = 827,71 kN / m^2$$

$$\mu_s = 0,30$$

$$E_s = 15 \times 10^3 kN / m^2 \sqrt{\frac{112,76 kN / m^2}{100 kN / m^2}} = 15,93 \times 10^3 kN / m^2$$

$$I_{wp} = 0,88$$

$$C_p = 0,15$$

$$p = \pi L$$

$$L = 15 m$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{15}{1,00}} = 3,36$$

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{15}{1,00}} \right) C_p = 0,2325$$

$$s_1 = \frac{(650,08 + 0,67 \cdot 526,85)}{0,7854 \cdot 3 \times 10^7} 15 = 0,64 mm$$

$$s_2 = \frac{827,71 \cdot 1,00}{15,93 \times 10^3} (1 - 0,30^2) 0,88 = 41,61 mm$$

$$s_3 = \left(\frac{526,85}{\pi \cdot 1,00 \cdot 15} \right) \frac{1,00}{15,93 \times 10^3} (1 - 0,30^2) 3,36 = 2,15 mm$$

$$s = s_1 + s_2 + s_3$$

$$s = 0,69 mm + 41,61 mm + 2,15 mm$$

$$s = \mathbf{44,40 mm}$$

9.22. Killi Zeminde 0,60 m Kazık İçin Elastik Oturma

$$Q_{wp} = 243,63kN$$

$$Q_{ws} = 1374,04kN$$

$$\xi = 0,67$$

$$A_p = 0,2827m^2$$

$$E_p = 3 \times 10^7 kN / m^2$$

$$D = 0,60m$$

$$q_{wp} = Q_{wp} / A_p = 243,63 / 0,2827 = 861,80kN / m^2$$

$$C_p = 0,05$$

$$L = 15m$$

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{15}{0,60}} \right) C_p = 0,0865$$

$$s_1 = \frac{(243,63 + 0,67 \cdot 1374,04)}{0,2827 \cdot 3 \times 10^7} 15 = 0,21mm$$

$$s_2 = \frac{243,63 \cdot 0,05}{0,60 \cdot 861,80} = 23,6mm$$

$$s_3 = \frac{1374,04 \cdot 0,0865}{15 \cdot 861,80} = 9,19mm$$

$$s = s_1 + s_2 + s_3$$

$$s = 0,21mm + 23,6mm + 9,19mm$$

$$s = \mathbf{33,00 mm}$$

9.23. Killi Zeminde 0,80 m Kazık İçin Elastik Oturma

$$Q_{wp} = 433,20kN$$

$$Q_{ws} = 1832,06kN$$

$$\xi = 0,67$$

$$A_p = 0,5027m^2$$

$$E_p = 3 \times 10^7 kN / m^2$$

$$D = 0,80m$$

$$q_{wp} = Q_{wp} / A_p = 433,20 / 0,5027 = 861,75kN / m^2$$

$$C_p = 0,05$$

$$L = 15m$$

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{15}{0,80}} \right) C_p = 0,0811$$

$$s_1 = \frac{(433,20 + 0,67 \cdot 1832,06)}{0,5027 \cdot 3 \times 10^7} 15 = 1,65mm$$

$$s_2 = \frac{433,20 \cdot 0,05}{0,80 \cdot 861,75} = 31,4mm$$

$$s_3 = \frac{1832,06 \cdot 0,0811}{15 \cdot 861,75} = 11,5mm$$

$$s = s_1 + s_2 + s_3$$

$$s = 1,65mm + 31,4mm + 11,5mm$$

$$s = \mathbf{44,55 mm}$$

9.24. Killi Zeminde 1,00 m Kazık İçin Elastik Oturma

$$Q_{wp} = 674,24 kN$$

$$Q_{ws} = 2290,07 kN$$

$$\xi = 0,67$$

$$A_p = 0,7854 m^2$$

$$E_p = 3 \times 10^7 kN / m^2$$

$$D = 1,00 m$$

$$q_{wp} = Q_{wp} / A_p = 674,24 / 0,7854 = 858,47 kN / m^2$$

$$C_p = 0,05$$

$$L = 15 m$$

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{15}{1,00}} \right) C_p = 0,0775$$

$$s_1 = \frac{(674,24 + 0,67 \cdot 2290,07)}{0,7854 \cdot 3 \times 10^7} 15 = 1,41 mm$$

$$s_2 = \frac{674,24 \cdot 0,05}{1,00 \cdot 858,47} = 39,3 mm$$

$$s_3 = \frac{2290,07 \cdot 0,0775}{15 \cdot 858,47} = 13,8 mm$$

$$s = s_1 + s_2 + s_3$$

$$s = 1,41 mm + 39,3 mm + 13,8 mm$$

$$s = \mathbf{54,51 mm}$$

Müsaade edilebilir taşıma kapasitesi hesaplanan kazıklar, $d = (2,5 - 3)D$ ara mesafeleriyle mevcut kalıp planına yerleştirilmiş ve Converse-Labarre denklemi kullanılarak kumlu zeminde grup kazık verimliliği, buna bağlı olarak da grup taşıma kapasiteleri belirlenmiştir. Killi zeminde ise daha az taşıma kapasitesi değeri veren eşitlik seçilerek grup taşıma kapasiteleri hesaplanmıştır. Farklı çaplardaki tekil kazıkların Q_{all} , müsaade edilebilir taşıma kapasiteleri ve $Q_{g(u)}$, grup kazıkların müsaade edilebilir taşıma kapasiteleri Çizelge 9.11’de verilmiştir.

Farklı çaplardaki kazıkların taşıma kapasitesi değerlerine bakıldığında, her iki zemin çeşidinde de 1,00 m’lik kazığın en yüksek değeri verdiği gözlenmektedir. Burada kullanılan Q_p , uç taşıma kapasiteleri farklı yöntemlere

Çizelge 9.11 Farklı çaplardaki tekil kazıkların Q_{all} , müsaade edilebilir taşıma kapasiteleri ve $Q_{g(u)}$, grup kazıkların müsaade edilebilir taşıma kapasiteleri.

Zemin Cinsi	Kazık Çapı (m)	Q_{all} (kN)		($n_1 \times n_2$)	$Q_{g(u)}$ (kN)
Kum	0,60	126,99	$\eta = \%54,13$	(21 x 17)	24.540
	0,80	206,68	$\eta = \%54,84$	(17 x 13)	25.049
	1,00	294,23	$\eta = \%55,62$	(13 x 11)	23.402
Kil	0,60	404,42	$L_g = 30,60$ $B_g = 24,60$	(21 x 17)	110.312
	0,80	566,32	$L_g = 32,80$ $B_g = 24,80$	(17 x 13)	78.631
	1,00	741,08	$L_g = 31,00$ $B_g = 26,00$	(13 x 11)	50.879

göre belirlenmiş olup, en yüksek ve en düşük değerler ihmal edilerek ortalama bir değer kabulüne gidilmiştir.

En yüksek tekil taşıma kapasitesi değerini veren 1,00 m'lik kazıkların kumlu ve killi zeminde grup taşıma kapasitesi değerlerine bakıldığında, diğer çaplardaki kazıklara göre düşük olduğu gözlenmektedir. Ancak, oturma miktarları da göz önüne alındığında, yine 1,00 m'lik kazık gruplarının en düşük oturmayı gerçekleştirdiği gözlenmektedir (Çizelge 9.12).

Taşıma kapasitesi ve oturma kriterlerini sağlayan 1,00 m'lik kazığın uygunluğu ekonomik olarak incelemek için, tek bir kazığın maliyetini cm cinsinden kazık çapı + 10 \$ olarak kabul edilirse;

60 cm.'lik kazık için; $21 \times 17 \times 70 \$ = 24990 \$$

80 cm.'lik kazık için; $17 \times 13 \times 90 \$ = 19890 \$$

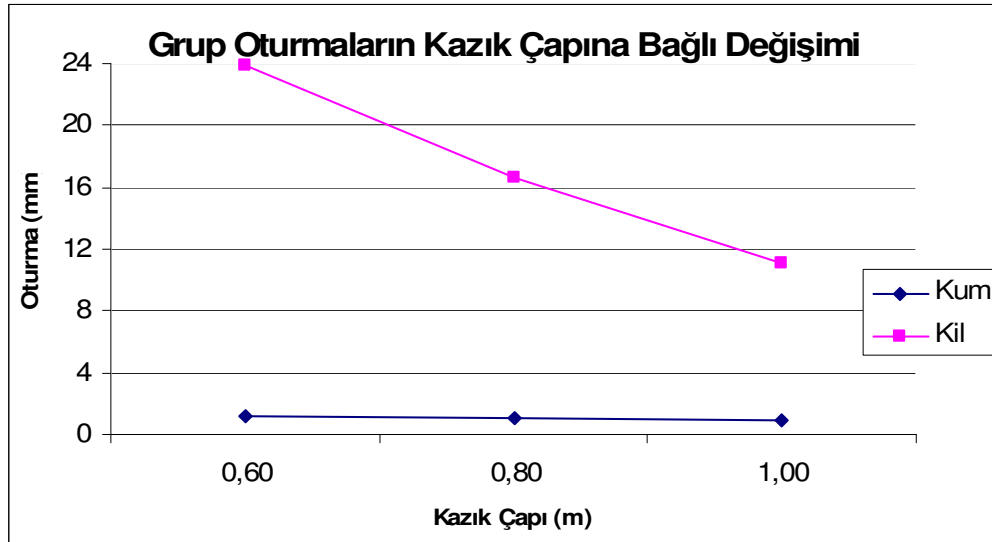
100 cm.'lik kazık için; $13 \times 11 \times 110 \$ = 15730 \$$

Ekonomik değerlendirme sonucunda da, sabit üst yapı yükü altındaki iki farklı zemin profili için temel tasarımında kullanılması en uygun kazık çapı 1,00 m olarak tespit edilmiştir.

Çizelge 9.12 Farklı çaplardaki tekil kazıkların elastik oturmaları; grup kazıkların elastik, konsolidasyon ve toplam oturmaları.

	Kazık Çapı	Tek kazığın elastik oturması (mm)	Grup kazığın elastik oturması (mm)	Grup kazığın konsolidasyon oturması (mm)	Grup toplam oturma (mm)
Kumlu zemin	0,60	21,73	1,37	-	1,23
	0,80	28,70	1,04	-	1,04
	1,00	35,49	0,86	-	0,86
Killi zemin	0,60	33,00	1,12	22,70	23,82
	0,80	44,55	0,83	15,80	16,63
	1,00	54,51	0,69	10,40	11,09

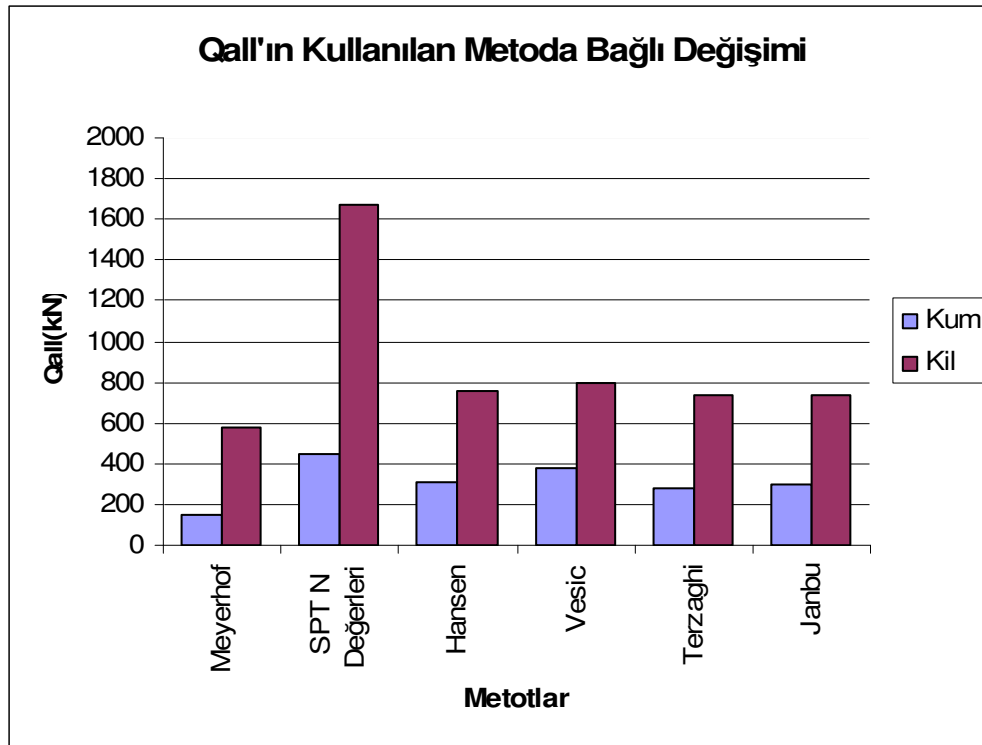
Tasarım yapılırken farklı yöntemlerin ortalama değerleri kullanıldığından, hangi yazarın vermiş olduğu eşitliğin günümüzde kullanılan bilgisayar paket programlarına daha yakın olduğunu belirlemek için öncelikle her bir yöntem için ayrı ayrı çözüm yapılmış ve sonuçları Çizelge 9.13'te verilmiştir.



Şekil 9.4 Kumlu ve killi zeminde grup oturmaların kazık çapına bağlı değişimi

Çizelge 9.13 1,00 m çapındaki kazıkların farklı yöntemlere göre müsaade edilebilir taşıma kapasiteleri.

Kullanılan eşitlik	Kumlu zeminde 1,00 m'lik kazık için;			Killi zeminde 1,00 m'lik kazık için;		
	Q_p (kN)	Q_s (kN)	Q_{all} (kN)	Q_p (kN)	Q_s (kN)	Q_{all} (kN)
Meyerhof	52,61	526,85	144,87	17,18	2290,07	576,81
SPT N Değerleri	1256,64	526,85	445,87	4398,24	2290,07	1672,08
Hansen	703,60	526,85	307,61	725,75	2290,07	753,96
Vesic	978,22	526,85	376,27	882,24	2290,07	793,08
Terzaghi	587,72	526,85	278,64	646,27	2290,07	734,09
Janbu	658,92	526,85	296,44	650,69	2290,07	735,19



Şekil 9.5 Kumlu ve killi zeminde 1,00 m'lik kazık için Q_{all} 'in kullanılan metoda bağlı değişimi

9.25. 0,60 m’lik Kazık Gruplarının Verimliliği

$$n_1 = 21$$

$$n_2 = 17$$

$$L_g = (21 - 1)1,50 + 2(0,60 / 2) = 30,60 \text{ m}$$

$$B_g = (17 - 1)1,50 + 2(0,60 / 2) = 24,60 \text{ m}$$

$$\eta = \frac{2(21 + 17 - 2)1,5 + 4 \cdot 0,60}{(21 \cdot 17)(\pi \cdot 0,60)} = \% \mathbf{16,41}$$

Converse-Labarre denklemine göre; $\theta = \text{tg}^{-1}(0,60 / 1,50) = 21,8$

$$\eta = 1 - \left[\frac{(21 - 1)17 + (17 - 1)21}{90 \cdot 21 \cdot 17} \right] \cdot 21,8 = \% \mathbf{54,13}$$

$$\eta = \% \mathbf{54,13}$$

9.26. 0,80 m’lik Kazık Gruplarının Verimliliği

$$n_1 = 17$$

$$n_2 = 13$$

$$L_g = (17 - 1)2,00 + 2(0,80 / 2) = 32,80 \text{ m}$$

$$B_g = (13 - 1)2,00 + 2(0,80 / 2) = 24,80 \text{ m}$$

$$\eta = \frac{2(17 + 13 - 2)2,0 + 4 \cdot 0,80}{(17 \cdot 13)(\pi \cdot 0,80)} = \% \mathbf{20,74}$$

Converse-Labarre denklemine göre; $\theta = \text{tg}^{-1}(0,80 / 2,00) = 21,8$

$$\eta = 1 - \left[\frac{(17 - 1)13 + (13 - 1)17}{90 \cdot 17 \cdot 13} \right] \cdot 21,8 = \% \mathbf{54,84}$$

$$\eta = \% \mathbf{54,84}$$

9.27. 1,00 m’lik Kazık Gruplarının Verimliliği

$$n_1 = 13$$

$$n_2 = 11$$

$$L_g = (13 - 1)2,50 + 2(1,00 / 2) = 31,00 \text{ m}$$

$$B_g = (11 - 1)2,50 + 2(1,00 / 2) = 26,00 \text{ m}$$

$$\eta = \frac{2(13 + 11 - 2)2,5 + 4 \cdot 1,00}{(13 \cdot 11)(\pi \cdot 1,00)} = \% \text{ 25,38}$$

Converse-Labarre denkleminde göre; $\theta = \tan^{-1}(1,00 / 2,50) = 21,8$

$$\eta = 1 - \left[\frac{(13 - 1)11 + (11 - 1)13}{90 \cdot 13 \cdot 11} \right] \cdot 21,8 = \% \text{ 55,62}$$

$$\eta = \% \text{ 55,62}$$

9.28. PLAXIS Programı ile 1,00 m’lik Kazık Gruplarının Modellenmesi

Sonlu elemanlar yöntemi prensibiyle çalışan Plaxis programına girilen zemin verileri, zemin mekaniği deney sonuçlarından; kazık ve radye gibi kiriş eleman verileri ise betonarme eşitliklerinden elde edilmektedir. Aşağıdaki tablolarda kullanılan zemin ve diğer malzemelerin özellikleri verilmiştir. Bu zemin ve malzeme özellikleri kullanılarak, eklerde gösterilen kalıp planında seçilen en kritik akslara ve temele etkiyen kolon yüklerine göre modelleme yapılmıştır. Killi ve kumlu zemin için çözümü yapılan akslardaki yer değiştirme miktarları program çıktıları ile aşağıdaki şekillerde verilmiştir. Buna göre, kumlu zeminde 1,00 m’lik kazık grubu aks doğrultusunda, 118,13 mm; killi zeminde ise 117,91 mm oturma yapmıştır.

Çizelge 9.14 Plaxis programında kullanılan zemin parametreleri.

Malzeme	Dolgu	Kumlu Zemin	Killi Zemin
Malzeme Modeli	MC	MC	MC
Malzeme Tipi	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı
γ_{unsat} (kN/m ³)	16	16	16,5
γ_{sat} (kN/m ³)	18,5	17	18,5
Permeabilite, k_x, k_y (m/gün)	0,1	1	0,01
E_{ref} (kN/m ²)	1000	20000	15000
ν	0,3	0,3	0,3
c_{ref} (kN/m ²)	3	14,715	63,765
ϕ (°)	5	15	5

Çizelge 9.15 Plaxis programında kullanılan yapısal eleman parametreleri.

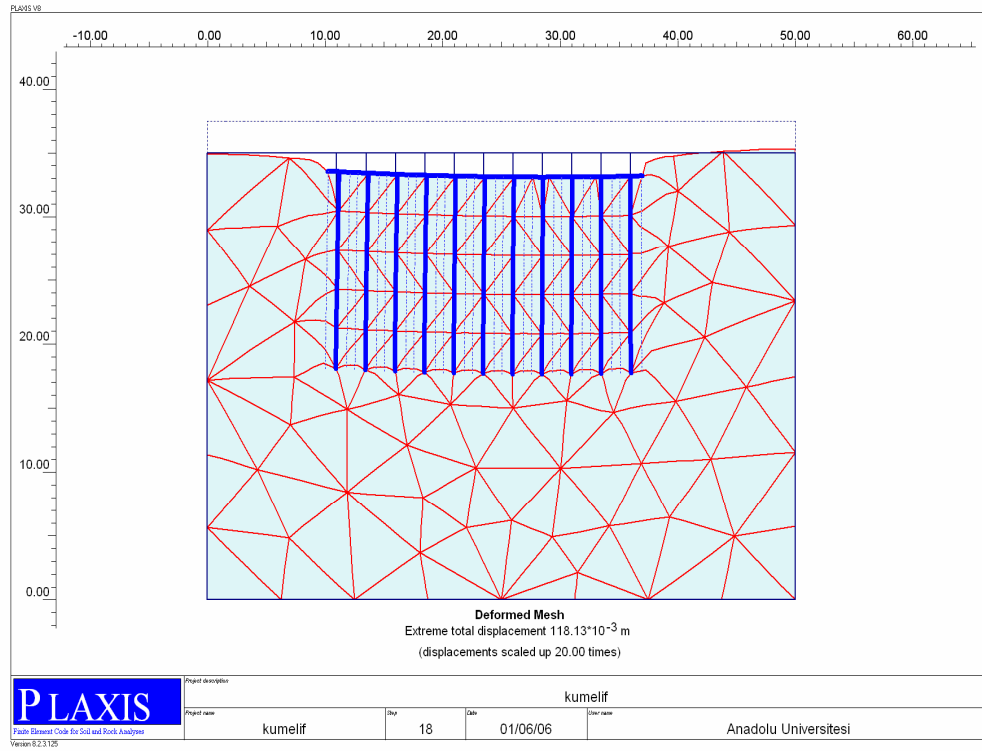
Malzeme	Kazık (0,60 m)	Kazık (0,80 m)	Kazık (1,00 m)	Radye (0,80 m)
Malzeme Modeli	Elastik	Elastik	Elastik	Elastik
EA (kN/m)	$1,08 \times 10^7$	$1,92 \times 10^7$	$3,00 \times 10^7$	$6,48 \times 10^8$
EI (kN/m ² /m)	$3,24 \times 10^5$	$1,02 \times 10^6$	$2,50 \times 10^6$	$3,47 \times 10^7$
d (m)	0,60	0,80	1,00	-
w (kN/m/m)	4,80-kum 3,90-kil	6,40-kum 5,20-kil	8,00-kum 6,50-kil	25
ν	0,2	0,2	0,2	0,2

9.29. Kazıklı Temel Dizayn Sonuçları

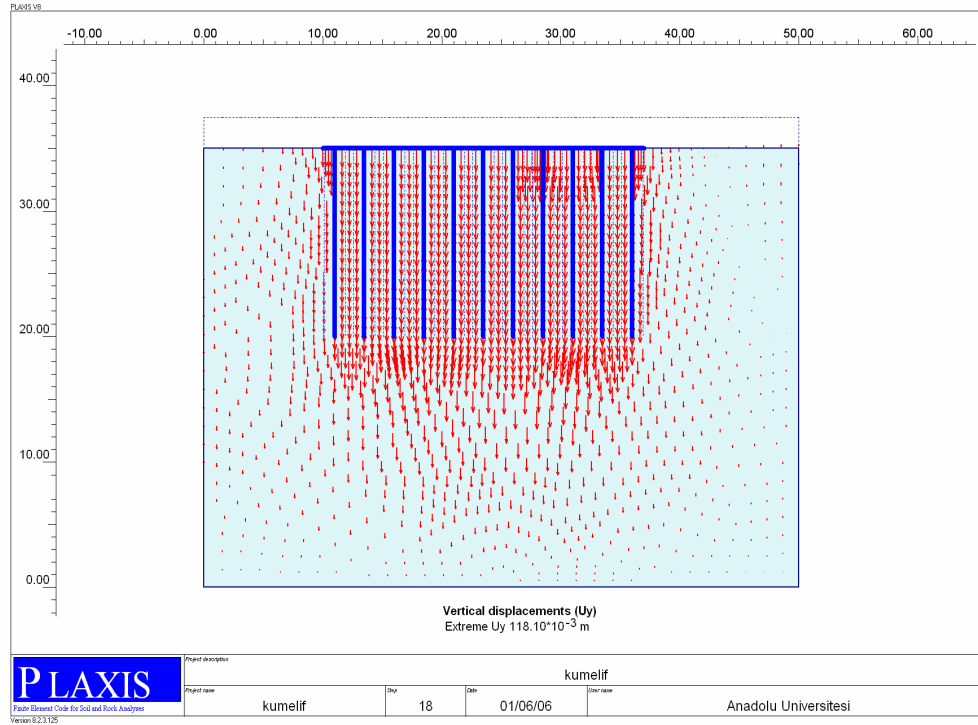
En yüksek tekil taşıma kapasitesi değerini veren 1,00 m'lik kazıkların kumlu ve killi zeminde grup taşıma kapasitesi değerlerine bakıldığında, diğer çaplardaki kazıklara göre düşük olduğu gözlenmektedir. Ancak, oturma miktarları da göz önüne alındığında, yine 1,00 m'lik kazık gruplarının en düşük oturmayı gerçekleştirdiği gözlenmektedir. Ekonomik değerlendirme sonucunda da, sabit üst yapı yükü altındaki iki farklı zemin profili için temel tasarımında kullanılması en uygun kazık çapı 1,00 m olarak tespit edilmiştir.

Plaxis programında çözüm yapılırken, kalıp planındaki en kritik akslar seçilmiş ve modelleme o akslara etkiyen kolon yüklerine göre yapılmıştır. Programın uygulamasında akslar bir metrelik şeritler olarak çözülmektedir, yani radye temelin genişliğini gerçek boyu olarak tanımlarken, uzunluğu 1 m olarak kabul edilmektedir. Bu kabule göre, radye temelin rijitliğinin kısmen de olsa azaldığı düşünülmektedir. 2 boyutlu çözüm yapan programda, radye temel üzerine gelen yükü sadece tek doğrultuda taşıyormuş gibi düşünülmektedir. Program sonuçlarına bakıldığında, yaklaşık 12 cm oturmanın gerçekleşmiş olmasının bu uygulamanın neticesinde olduğu düşünülmektedir.

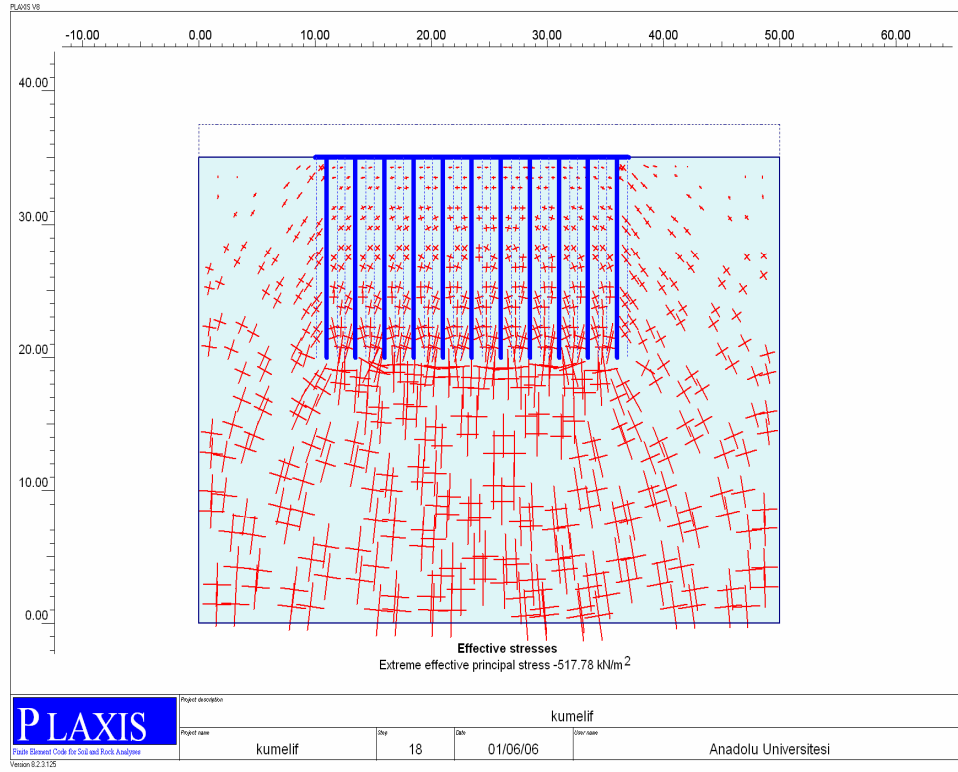
Ampirik yöntemler neticesinde hesaplanan oturma değerine bakıldığında, Plaxis programı sonuçlarından farklı olduğu gözlemlenebilir. Bunun nedenlerinden biri de ampirik çözümlerde oturmaların sadece kazık grubunu dikkate alarak yapılmasıdır. Radye temelin de üzerindeki yüke bağlı oturmasını göz önünde bulundurursak, kum için yaklaşık 1 mm, kil için de yaklaşık 12 mm olan oturma miktarlarının artacağı düşünülmektedir (Turan ve ark., 2006). Detaylı açıklamalar bu çalışmanın sonuçlar kısmında verilecektir.



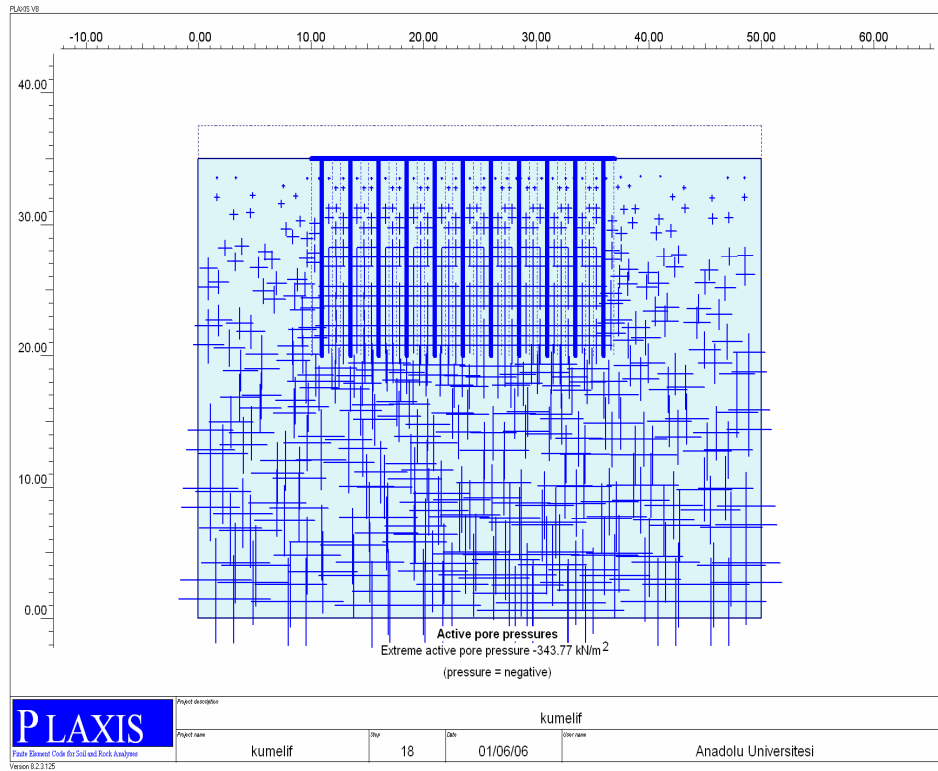
Şekil 9.6 Kumlu zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin deforme olmuş ağı



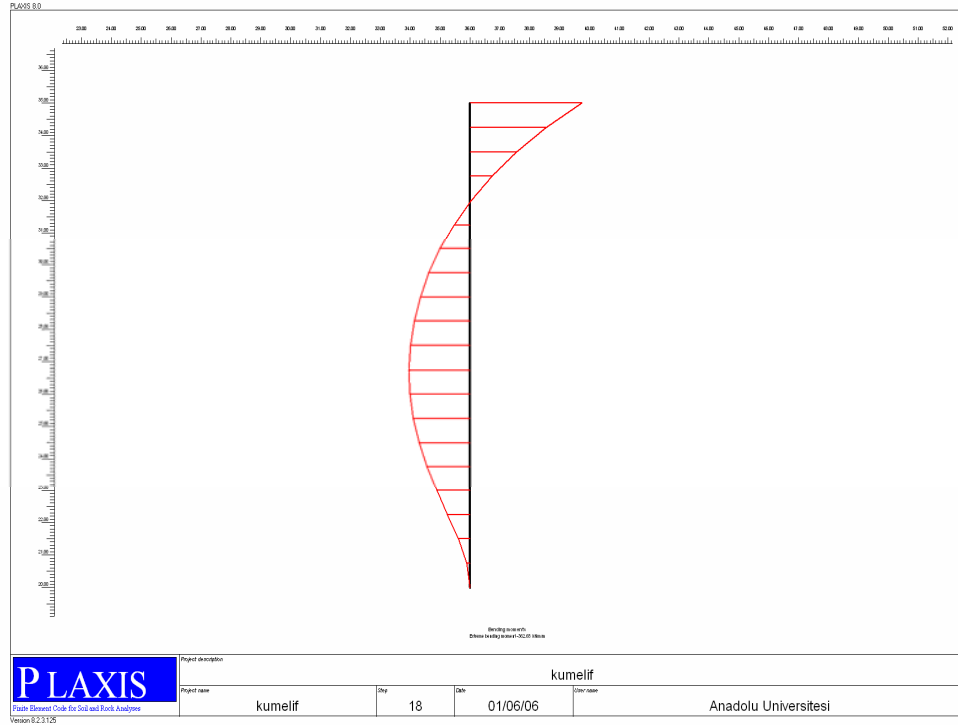
Şekil 9.7 Kumlu zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin düşey yer değiştirmesi



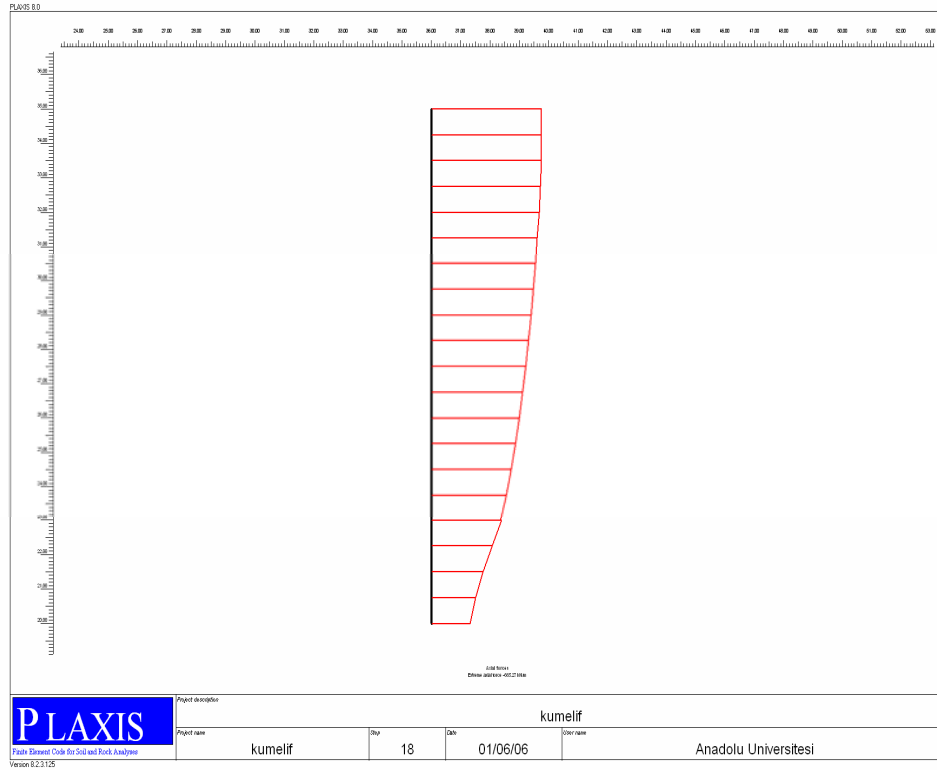
Şekil 9.8 Kumlu zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin efektif gerilmeleri



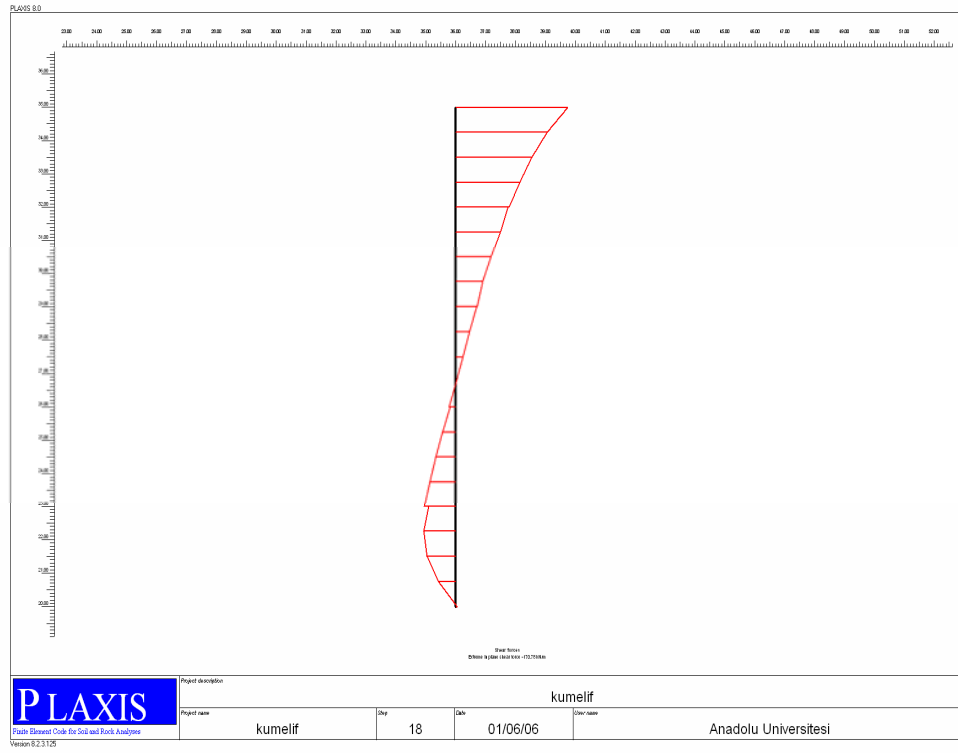
Şekil 9.9 Kumlu zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin aktif boşluk suyu basıncı



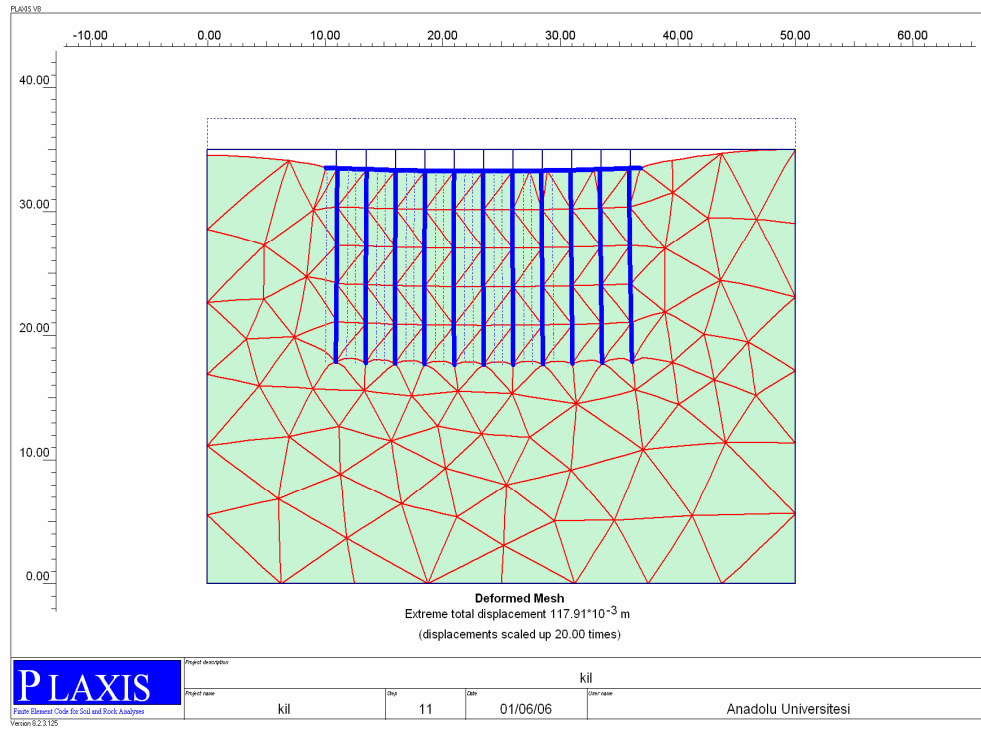
Şekil 9.10 Kumlu zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin en kritik kazığının eğilme momenti



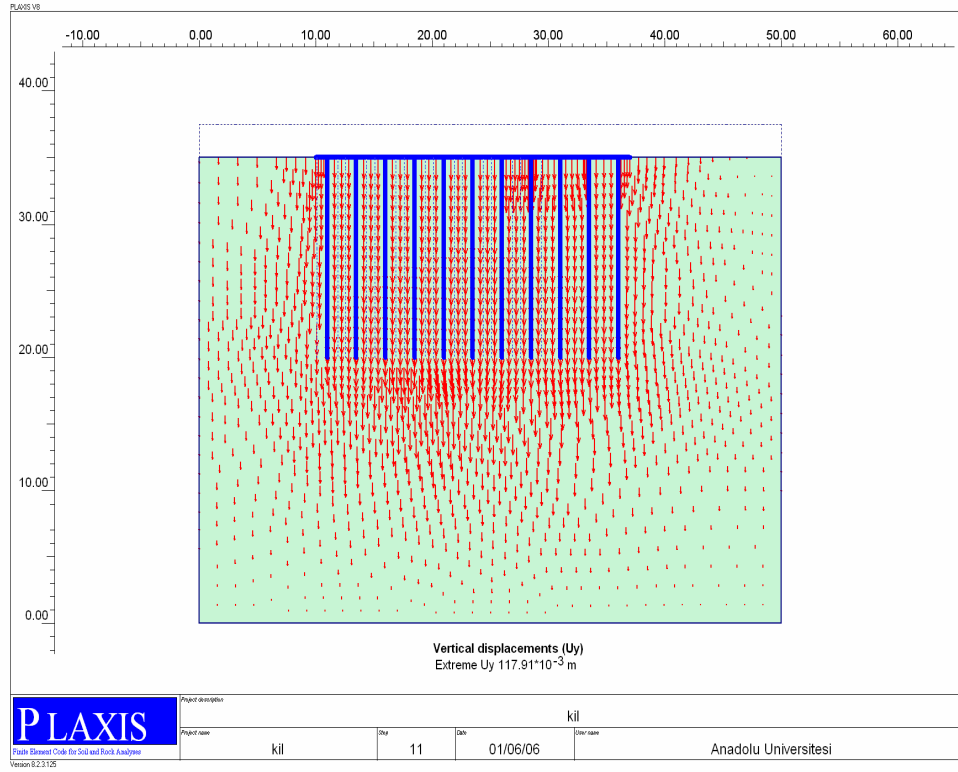
Şekil 9.11 Kumlu zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin en kritik kazığının normal kuvveti



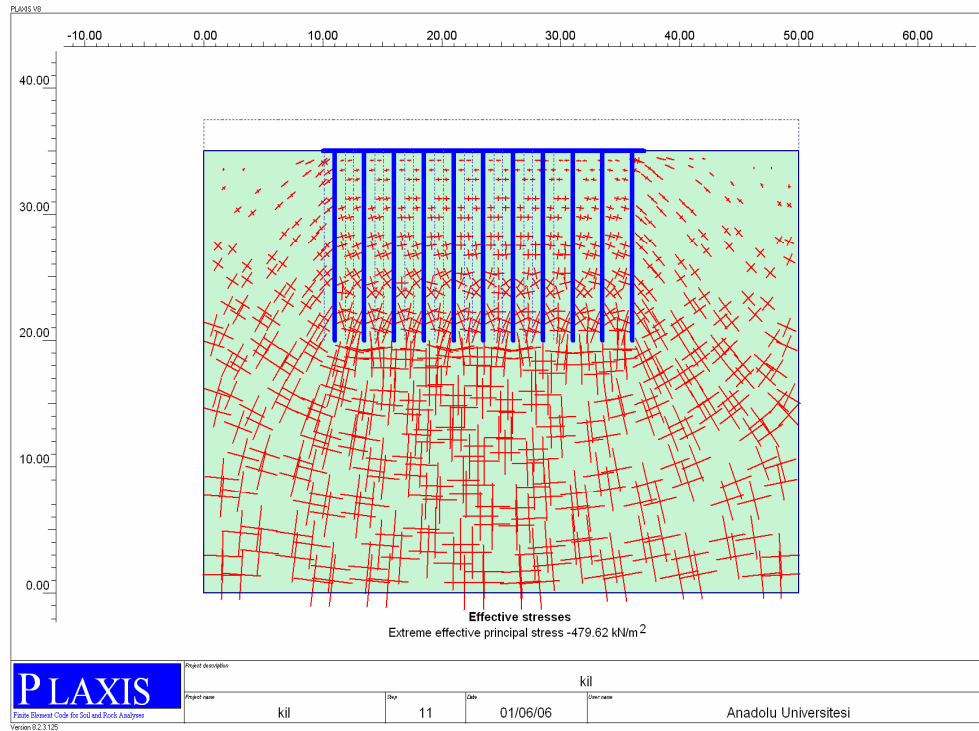
Şekil 9.12 Kumlu zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin en kritik kazığının kesme kuvveti



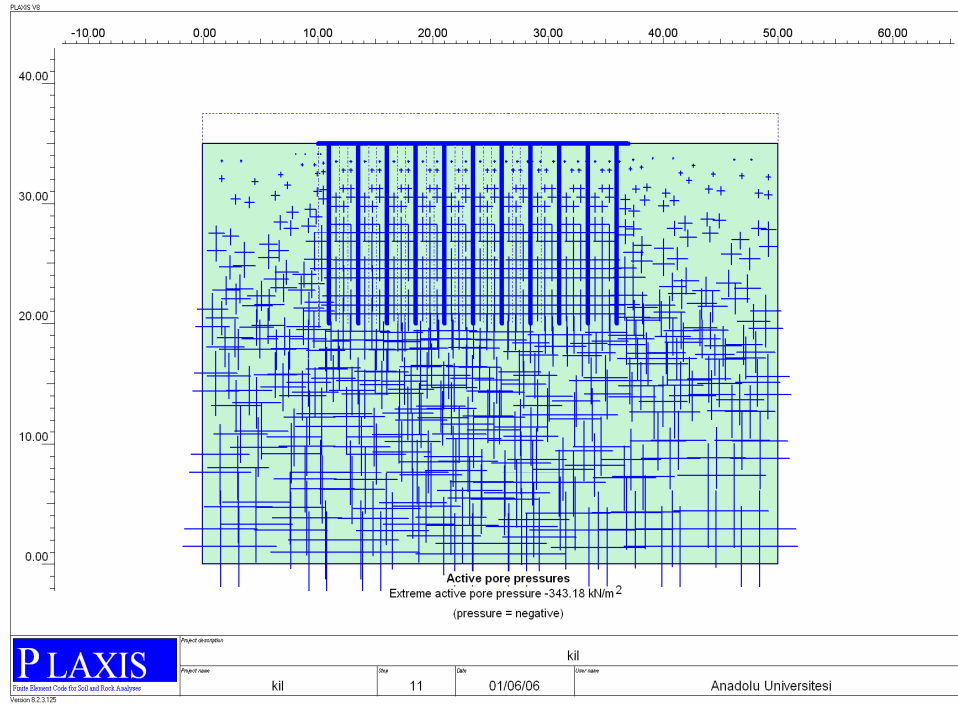
Şekil 9.13 Killi zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin deforme olmuş ağı



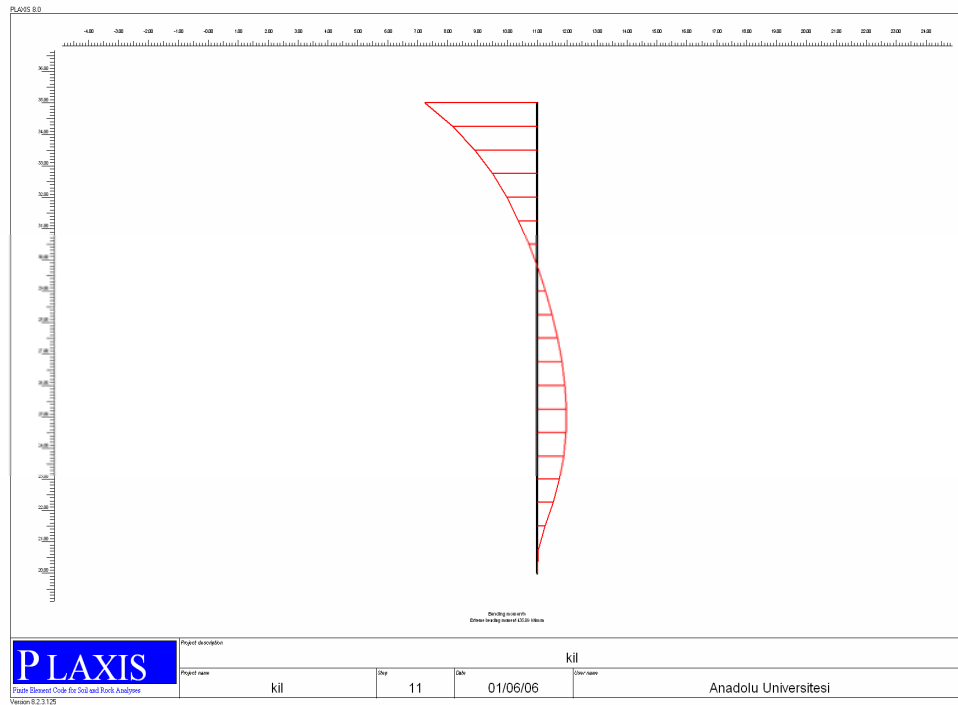
Şekil 9.14 Killi zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin düşey yer değiştirmesi



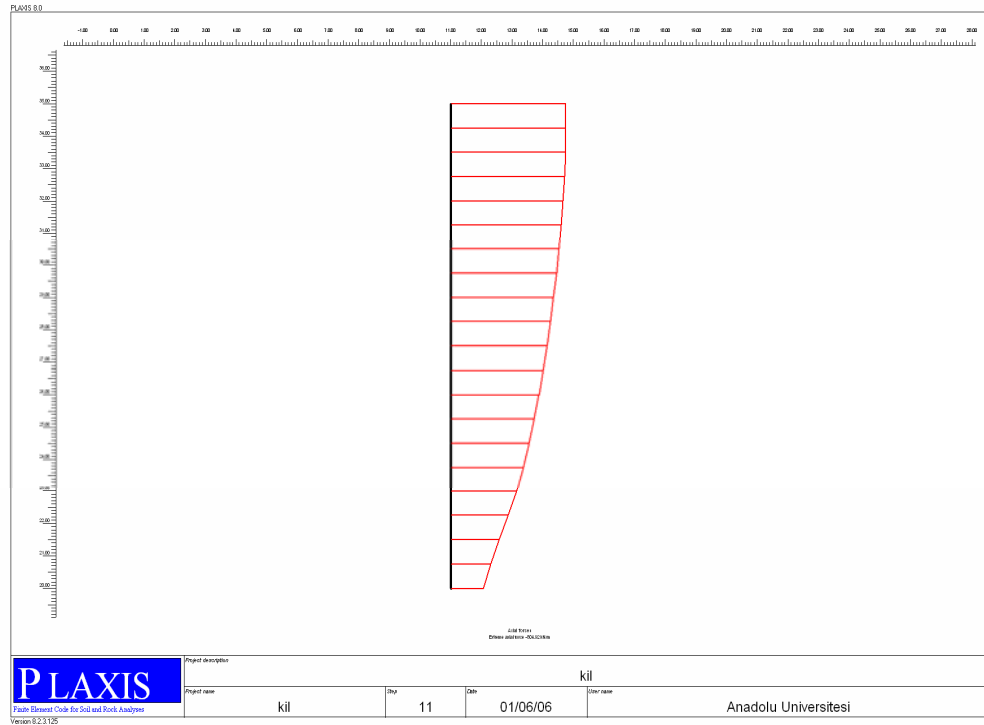
Şekil 9.15 Killi zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin efektif gerilmeleri



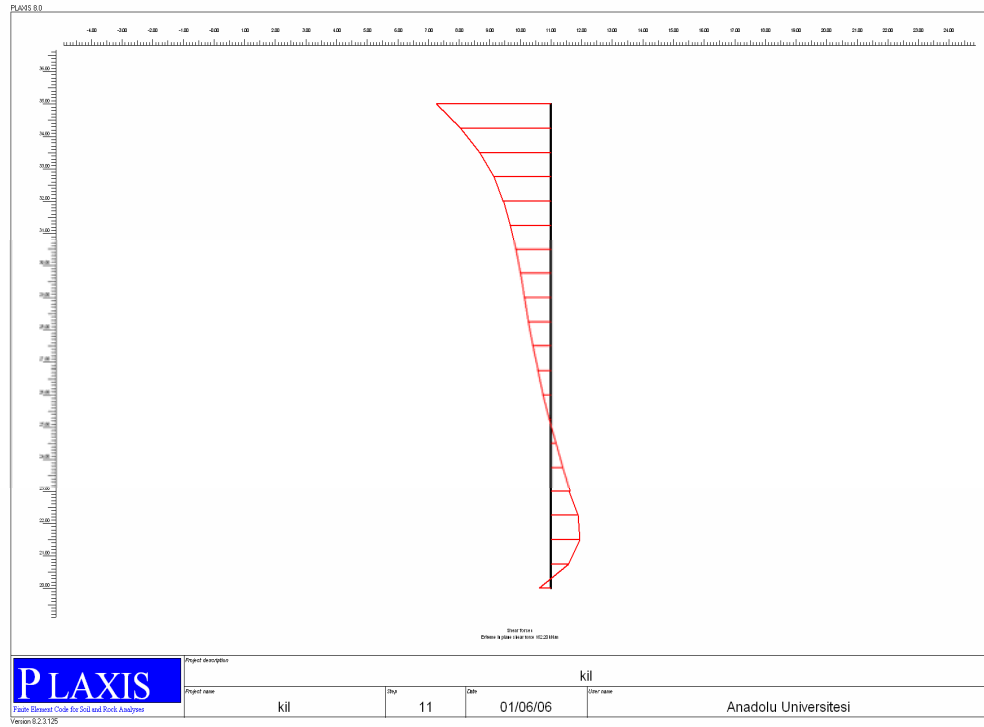
Şekil 9.16 Killi zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin aktif boşluk suyu basıncı



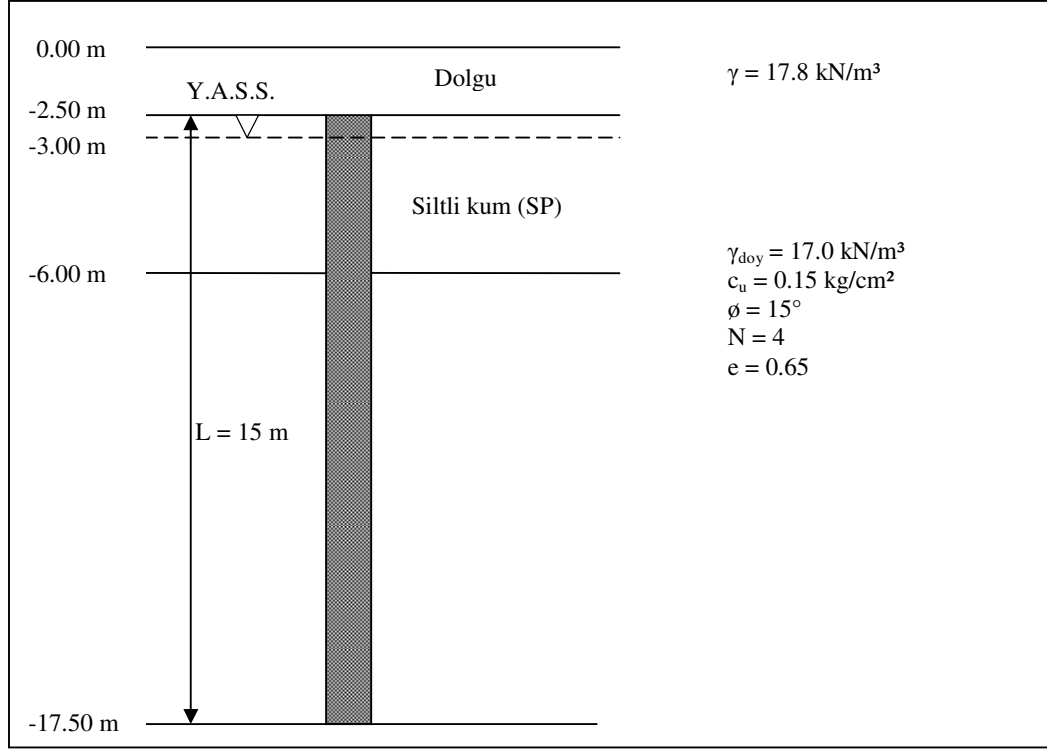
Şekil 9.17 Killi zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin en kritik kazığının eğilme momenti



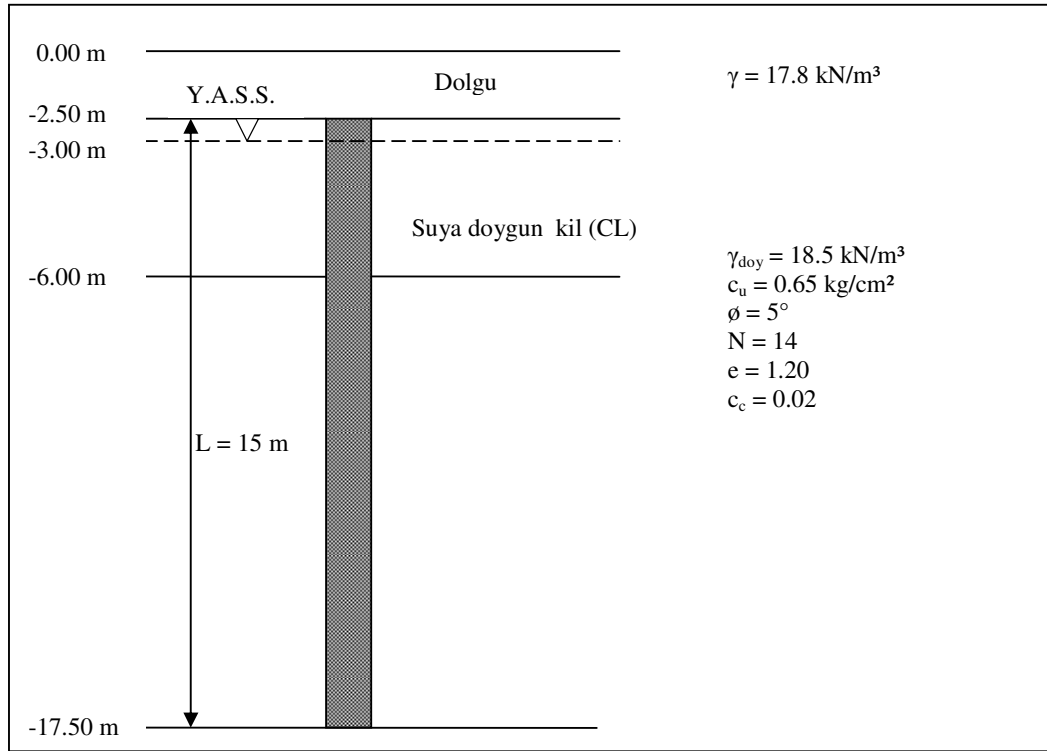
Şekil 9.18 Killi zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin en kritik kazığının normal kuvveti



Şekil 9.19 Killi zeminde 1,00 m'lik kazık sisteminin en kritik kazığının kesme kuvveti



(a)



(b)

Şekil 9.20 (a) Siltli kum (SP) için zemin profili; (b) Suya doymun kil (CL) için zemin profili

10. SONUÇLAR

- Kazıklı temellerin tasarımı yapılırken dikkat edilmesi gereken üç unsur vardır; kazık taşıma kapasitesi, oturma miktarı ve ekonomiklik. Yapılan çalışmada öncelikle bu üç özellik dikkate alınarak farklı kazık çapları için elverişsiz zemin koşulları altında analizler yapılmıştır. Elverişsiz zemin koşulları olarak tabir edilen durumlarda, yani;
 - yer altı su seviyesinin yüksek, hatta neredeyse bina temeli seviyesinde olması durumunda,
 - taşıma kapasitesi düşük olan yumuşak kil ya da gevşek kum granülometrisinde,
 - inşa edilecek yapının bina önem katsayısının yüksek olması halinde,
 - yapı kolonlarından temele aktarılan yapı yüklerinin büyük olması halinde,bina temelinin kazıklı temel olarak dizaynı yapılacaksa, bu çalışma doğrultusunda bazı önerilerde bulunulmuştur.
- Öncelikle, zemin parametrelerine bağlı olarak literatürde verilen ampirik eşitlikler kullanılarak kazık uç taşıma kapasitesi ve yüzey sürtünmesi belirlenmelidir. Farklı yazarlar tarafından verilen eşitlikler neticesinde elde edilen kazık uç taşıma kapasitesi ve yüzey sürtünmesi değerlerinin ortalamaları en yüksek ve en düşük değerler ihmal edilerek belirlenmelidir. Bu ortalama değerlerin belirlenmesinde zemin özelliklerine bağlı olarak farklı yaklaşımlar yapılabilmektedir. Bu da mühendisin muhakeme yeteneği ve tecrübesiyle yakından alakalıdır.
- Tek bir kazığın müsaade edilebilir taşıma kapasitesinin belirlenmesi için uygun bir güvenlik katsayısının kullanılması gerekmektedir. Grup verimliliği dikkate alınarak kazıkların grup taşıma kapasiteleri belirlenmeli ve inşası yapılacak bina toplam yükünü karşılayıp karşılamadığının kontrolü yapılmalıdır.

- Ampirik eşitliklerle yapı yükleri altında tek bir kazığın ve grup kazıkların oturma miktarları tespit edilip, kabul edilebilir sınırlar dahilinde olup olmadığına karar verilmelidir.
- İnşa edilecek yapının temel kalıp planı üzerinde kazık aplikasyonu yapılmadan önce yapının eksantrisitesi belirlenip, kazık yerleşimine bu akslar merkez kabul edilerek başlanmalıdır. Uygun görülen kazık çapına göre belirlenen kazık ara mesafeleri korunarak temel kalıp planı üzerine kazıklar applike edilmelidir. Ancak, yine de yükleri belirli olan yapı elemanları altına denk gelen kazık adedi ve grup etkisi de dikkate alınarak ikinci bir kontrol yapılmalıdır.
- En yüksek tekil taşıma kapasitesi değerini veren kazıkların grup taşıma kapasitesi değerlerinin de aynı olması beklenemez. Bu durumda, oturma miktarları da göz önüne alınmalı ve en düşük oturmayı gerçekleştiren kazık gruplarının ekonomik değerlendirmesi de yapılmalıdır. Genellikle bu üç kriterden ikisi için uygun değer veren kazık grupları uygulamada tercih edilmektedir.
- Sonlu elemanlar modeline dayanan Plaxis programına veri ve geometri girişi yaparken, temel kalıp planı üzerindeki yükleme açısından en kritik aks verileri kullanılmalıdır. Seçilen bu kritik aksın program geometrisine dönüşümü esnasında dikkat edilmesi gereken bazı önemli noktalar vardır. Kazıkların kalıp planına aplikasyonunda kazık aksları ile yapı elemanlarının orijinal aksları çakışmayabilir. Bu durumda, aksların arasında kalan kolon yükleri, akslara yani kazıklara olan mesafesi dikkate alınarak paylaştırılmalıdır. Yüklerin kazıklara yansıtılması sonucunda seçilen aksların çözümleri daha doğru sonuçlar verecektir.
- Plaxis programı uygulamasında akslar bir metrelik şeritler olarak çözülmektedir, yani radye temelin genişliğini gerçek boyu olarak tanımlarken, uzunluğu 1 m olarak kabul edilmektedir. Bu kabule göre, radye

temelin rijitliğinin kısmen de olsa azaldığı düşünülmektedir. 2 boyutlu çözüm yapan programda, radye temel üzerine gelen yükü sadece tek doğrultuda taşıyormuş gibi düşünülmektedir.

- Ampirik yöntemler neticesinde hesaplanan oturma değerine bakıldığında, Plaxis programı sonuçlarından farklı olduğu gözlemlenebilir. Bunun nedenlerinden biri de ampirik çözümlerde oturmaların sadece kazık grubunu dikkate alarak yapılmasıdır. Ciddi bir farklılık göstermese de, ampirik çözümlerde oturma hesabında radye temelin de kendi ağırlığına bağlı oturmasının göz önünde bulundurulması gerekmektedir.
- Beş farklı ampirik eşitliğe göre ayrı ayrı çözüm yapıldığında, Plaxis programı ile elde edilen verilere en yakın sonuçları başta Janbu eşitliği olmak üzere Hansen ve Terzaghi eşitliklerinin verdiği gözlenmektedir. Zaten, bütün ampirik eşitlikler Terzaghi'nin vermiş olduğu taşıma kapasitesi denkleminde türetilmiş olduğu için, pratik uygulamalarda Plaxis programı çıktılarını bu ampirik eşitlikle doğrulayabiliriz.
- Gerek ampirik eşitlikler, gerekse Plaxis programı sonuçları hiçbir zaman zemindeki hareketi kesin olarak verememektedir. Bu sebeple, temel tasarımında bütün incelik, gerekli kabulleri uygun yerlerde yapmaktan geçmektedir. Bu da ancak, mühendisin kabullerine, yorumlarına ve tecrübesine bağlıdır. Ve bu nedenle, tasarım yapılırken her zaman güvenli tarafta kalınması için yüksek değerlerdeki güvenlik katsayıları denen parametrelerle çalışılmaktadır.
- Tüm bu hesaplamalar kazıkların statik yükler altındaki davranışının belirlenmesi amacıyla yapılmaktadır. Gerek ampirik eşitlikler, gerekse Plaxis programı yerinde dökme betonarme kazıklar için dinamik analiz yapılmasına müsaade etmemektedir. Ampirik eşitliklerde kazıklar için dinamik yük diye tabir edilen yük aslında kazıkların çakım esnasında karşı karşıya kaldıkları şahmerdan darbeleridir. Plaxis programının dinamik analiz

yapan versiyonu da yine iki boyutlu çözüme müsaade eden bir programdır. Ancak, dinamik yük olarak yataydaki deprem hareketi modellenmektedir.

- Düşey dinamik yükler altında kazıklı temellerin davranışının belirlenmesi için, yani dinamik analiz için, deneysel bir düzenek tasarlanarak çalışmanın genişletilmesi önerilmektedir.

KAYNAKLAR

- Akpınar, K., *Sepiyolit ve Zeolit Karışımların Tehlikeli Atık Deponi Alanı Dizaynında Kullanılması*, Anadolu Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi, Eskişehir (2005).
- Berilgen, M., *Plaxis ile Hesaplamalı Geoteknik Kursu Notları*, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul (2004).
- Birand, A.A., *Kazıklı Temeller*, Teknik Yayınevi, ODTÜ, Ankara (2001).
- Bowles, J.E., *Foundation Analysis and Design*, 5. Baskı, Mc Graw Hill Companies, Inc., USA (1996).
- Celep, Z. ve Kumbasar, N., *Betonarme Yapılar*, Sema Matbaacılık, İstanbul (1998).
- Çalışkan, Ö., *Kazıklı Temellerin Analitik Yöntemlerle Statik ve Betonarme Çözümleri*, Anadolu Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi, Eskişehir (2003).
- Das, B.M., *Principles of Foundation Engineering*, Wadsworth, Inc., California, USA (1984).
- Elçik, K., *Kazıklı Temellerin Projelendirilmesi*, Anadolu Üniversitesi, Lisans Tezi, Eskişehir (1994).
- Gürsoy, Ş. ve Durmuş, A., *Betonarme İstinat Duvarlarının Zemin Etkileşimini de Dikkate Alarak Çeşitli Yöntemlerle Karşılaştırmalı Deprem Hesabı*, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dokuzuncu Ulusal Kongresi, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir (2002).
- Hanavdeloğulları, Z., *Kazıkların Davranışlarının Sonlu Elemanlar Metodu ile Belirlenmesi*, İTÜ, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul (1998).
- Liu, C., Evett, J.B., *Soils and Foundations*, Second Edition, Prentice Hall, New Jersey (1987).
- Mollamahmutoğlu, M. ve Kayabalı, K., *Temel Tasarımı İlkeler ve Uygulamalar*, 2. Baskı, Gazi Kitabevi, Ankara (2005).
- Odbay, O., *Kazıklı Temeller ve Düşey Yükler Altında Kazıklı Temel Sistemlerinin Hesap ve Analiz Yöntemlerinin Rasyonelleştirilmesi*, Yıldız Teknik Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul (1995).

- Potts, D.M.,C. ve Zdravković, L., *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering*, Thomas Telford, London (1999).
- Sönmez, D. ve Ergun, U., *Kazık Gruplarının Kohezyonsuz Zeminde Negatif Sürtünmesi Üzerine Bir Model Çalışması*, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Beşinci Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara (1994).
- Teng, W. C., *Foundation Design*, Prentice-Hall, New Jersey (1982).
- Toğrol, E. ve Tan, O., *Kazıklı Temeller*, Birsan Yayınevi, İstanbul (2003).
- Tomlinson, M.J., *Pile Design and Construction Practice*, 4. Baskı, Chapman & Hall, London (1993).
- Turan, E., *Yatay ve Düşey Yükler Altında Kazıklı Temel Dizaynı*, Anadolu Üniversitesi, Lisans Tezi, Eskişehir (2003).
- Turan, E., Tuncan, A., Tuncan, M. ve Arslan, G., *Kazıklı Temellerin Statik Düşey Yükler Altındaki Davranışının İncelenmesi*, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbirinci Ulusal Kongresi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon (2006).
- TS 3167, *Kazık Temellerin Hesap ve Düzenlenmesinde Genel Kurallar*, Ankara (1978).
- TS 3168, *Delme Kazıklar Tasarım, Yapım ve Uygulama Kuralları*, Ankara (1978).
- TS 3169, *Çakma Kazıklar Tasarım, Yapım ve Uygulama Kuralları*, Ankara (1978).
- Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik*, İMO İzmir Şubesi, İzmir (1998).

EKLER

Uygulamada Kullanılan Temel Kalıp Planına Etkiyen Yükler

Uygulamada Kullanılan Temel Kalıp Planı

Temel Kalıp Planına 0,60 *m*'lik Kazık Gruplarının Aplikasyonu

Temel Kalıp Planına 0,80 *m*'lik Kazık Gruplarının Aplikasyonu

Temel Kalıp Planına 1,00 *m*'lik Kazık Gruplarının Aplikasyonu

**Temel Kalıp Planındaki Kolonlara ve Perdelere Etkiyen Yükler
(*kN*)**

Kolonlar	S1	34,09	
	S2	34,04	
	S3	106,36	
	S4	39,73	
	S5	46,56	
	S6	46,38	
	S7	59,95	
	S8	46,75	
	S9	46,26	
	S10	47,92	
	S11	108,23	
	S12	76,32	
	S13	86,64	
	S14	110,27	
	S15	48,45	
	S16	29,90	
	S17	31,35	
	S18	47,81	
	S19	82,24	
	S20	83,93	
	S21	46,27	
	S22	63,50	
	S23	50,53	
	S24	40,11	
	S25	46,53	
	S26	106,80	
	S27	34,22	
	S28	34,19	
Perdeler	P1	75,30	
	P2	49,11	
	P3	72,88	
	P4	74,71	
	P5	67,73	
	P6	52,67	
	P7	53,70	
	P8	73,56	
	P9	75,57	
	P10	75,57	
	P11	76,16	
Bina Toplam Yüğü		2382,32	2385 <i>kN</i>

