T.C.

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BARET KAZIKLARLA ŞEV STABİLİTESİNİN İNCELENMESİ

Leyla YEŞİLBAŞ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Geoteknik Mühendisliği Programı

Danışman

Doç. Dr. M. Şükrü ÖZÇOBAN

HAZİRAN, 2019

T.C.

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BARET KAZIKLARLA ŞEV STABİLİTESİNİN İNCELENMESİ

Leyla YEŞİLBAŞ tarafından hazırlanan tez çalışması 28.06.2019 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Geoteknik Mühendisliği Programı **YÜKSEK LİSANS TEZİ** olarak kabul edilmiştir.

Doç. Dr. Mehmet Şükrü ÖZÇOBAN

Yıldız Teknik Üniversitesi

Danışman

Jüri Üyeleri

Doç. Dr. M. Şükrü ÖZÇOBAN, Danışman
Yıldız Teknik Üniversitesi _____

Prof. Dr. Recep İYİSAN, Üye
İstanbul Teknik Üniversitesi _____

Prof. Dr. Suat AKBULUT, Üye
Yıldız Teknik Üniversitesi _____

Danışmanım Doç Dr. Mehmet Şükrü ÖZÇOBAN sorumluluğunda tarafımca hazırlanan Şev Stabilitesinin Baret Kazıklarla sağlanması başlıklı çalışmada veri toplama ve veri kullanımında gerekli yasal izinleri aldığımı, diğer kaynaklardan aldığım bilgileri ana metin ve referanslarda eksiksiz gösterdiğimi, araştırma verilerine ve sonuçlarına ilişkin çarpıtma ve/veya sahtecilik yapmadığımı, çalışmam süresince bilimsel araştırma ve etik ilkelerine uygun davrandığımı beyan ederim. Beyanımın aksinin ispatı halinde her türlü yasal sonucu kabul ederim.

Leyla YEŞİLBAŞ

İmza

Aileme

TEŞEKKÜR

Tez çalışmamda sahip olduğu bilgi ve tecrübelerini benden esirgemeyen, her daim zaman ayıran, disiplinli bir çalışma ile yol almamı sağlayan, sabrı ve ilgisiyle bana faydalı olabilmek adına elinden geleni yapan ve tezimin sonuçlandırılmasına katkısı bulunan tez danışmanım Sayın Doç. Dr. Mehmet Şükrü ÖZÇOBAN hocama teşekkürü bir borç bilirim.

Değerli bilgilerini benimle paylaşan ve tezimin bitirilmesi noktasında çalışmama katkı sunan değerli bölüm başkanım Sayın Prof. Dr. Mehmet BERİLGEN hocama, yardımseverliği ve kibarlığı ile yanımda hissettiğim bölüm hocalarımdan Sayın Öğr. Gör. M. Ergenokon SELÇUK'a teşekkür ederim.

Hayatım boyunca her zaman yanımda hissettiğim, her konuda fikir alışverişinde bulunduğum ve desteklerini aldığım anneme, babama ve kardeşlerime, çalıştığım kurum Toplu Konut İdaresi Başkanlığı'na ve beni destekleyen çalışma arkadaşlarıma, yanımda olup mütevaziliklerinden ödün vermeden yardımını ve bilgisini benden asla esirgemeyen arkadaşlarım Elif SÖYLERİZ'e, İnşaat Yüksek Mühendisi Oğuz AYDOĞDU'ya ve Kadir GÜL'e de ayrıca teşekkürlerimi sunarım.

Leyla YEŞİLBAŞ

İÇİNDEKİLER

SİMGE LİSTESİ ix
KISALTMA LİSTESİ xiv
ŞEKİL LİSTESİ xv
TABLO LİSTESİ xxi
ÖZET xxiii
ABSTRACT xxvi
1 Giriş 1
1.1 Literatür Özeti 1
1.2 Tezin Amacı 12
1.3 Hipotez 12
2 Kazıklar ve Yük Taşıma Mekanizmaları 14
2.1 Kazıklar ve Çeşitleri 14
2.2 Kazıklarda Düşey Yükler Altında Taşıma Gücü 19
2.2.1 Uç Kazıklar 21
2.2.2 Sürtünme Kazıkları 25
2.3 Grup Kazıklarında Taşıma Gücü 28
2.4 Baret Kazıklar 33
3 Baret Kazıklarda Oturma 37
3.1 Düşey Yükler Altında Kazık Davranışı 37
3.1.1 Kazıkların Yük Aktarım Mekanizması 41
3.1.2 Kazıklarda Elastik Oturma 46
3.2 Yanal Yüklü Kazıklar 53

3.2.1 Yanal Yüklü Tek Kazık Davranışı 53
3.2.2 Kazık Yanal Son Taşıma Gücünün Bulunması 55
3.2.3 Çalışma Yükünde Yatay Ötelenmenin Tahmin Edilmesi 71
3.2.4 p-y Eğrileri ve Karakteristik Yük Yöntemi 99
3.3 Yanal Yük Etkisindeki Kazık Grupları 113
3.3.1 Grup Azaltma Faktörü Yöntemi 113
3.3.2. Grup Büyütme Yöntemi 116
4 Baret Kazık ve İmalatı 119
4.1 Baret Kazık 119
4.2 Baret Kazıkların Yapım Aşamaları 123
4.2.1 Zeminde Kuyu Açılması 125
4.2.2 Muhafazalı / Muhafazasız İmalat 126
4.2.3 Bentonit Süspansiyonu ve Kullanımı 126
4.2.4 Donatı Kafesinin Yerleştirilmesi İşlemi 131
4.2.5 Betonlama İşlemi 133
5 Baret Kazık Deneyleri 136
5.1 Kazık Deneyleri 136
5.1.1 Kazıklarda Statik Yükleme Deneyi 137
5.1.2 Osterberg Hücresiyle Kazık Yükleme Deneyi 146
5.1.3 Dinamik Kazık Deneyleri 152
5.1.4 Yatay Yükleme Deneyleri 152
6 Vaka Analizi: İzmir İli Çiğli İlçesi Heyelan Önleme Çalışması 154
6.1 İnceleme Alanının Tanıtılması 154
6.1.1 Jeomorfolojik ve Çevresel Bilgiler 154
6.2 Jeoloji 155

6.2.1 Bölgenin Jeolojisi....155
6.2.2 Etüt Alanının Mühendislik Jeolojisi....155
6.2.3 Yeraltı ve Yerüstü Suları....158
6.3 Arazi Araştırmaları ve Deneyleri....159
6.3.1 Arazi İle Laboratuar Çalışma Yöntemlerinin Kısaca Tanıtılması ve Kullanılan Ekipmanlar....159
6.3.2 Sondaj Kuyuları....159
6.4 Arazi Deneyleri....161
6.4.1 İnklinometre Çalışmaları....161
6.5 Laboratuvar Deneyleri ve Analizler....162
6.5.1 Kayaların Mekanik Özelliklerinin Belirlenmesi....164
6.6 Mühendislik Analizleri ve Değerlendirmesi....167
6.6.1 Bina – Zemin İlişkisinin İrdelenmesi....167
6.7 Kaya Değerlendirmesi....176
6.7.1 Kaya Türleri Sınıflaması....176
6.7.2 Oturma Durumu....176
6.7.3 Sıvılaşma Durumu....176
6.7.4 Kazı Güvenliği ve Önerilen Önlemler....176
6.7.5 Heyelan....176
6.8 Bölüme Dair Değerlendirmeler ve Yapılan Çalışmalar....186
6.9 Heyelan Önleme Projesi Hesapları....189
6.10 Heyalan Sahasında Yapılan İmalat Çalışmaları....192
7 Geoteknik Mühendisliğinde Sonlu Elemanlar Yönteminin Kullanımı....198
7.1 PLAXİS'in Tanımı....198
7.1.1 PLAXİS Programında Modelleme Özellikleri....199

7.2 Sonlu Eleman Tipleri....201
7.2.1 Plak Eleman....201
7.2.2 Gömülü Sıra Kiriş (Embaded Beam Row) Eleman....202
7.3 Zemine Ait Malzeme Modelleri....205
8 Baret Kazığın Sonlu Elemanlar Yöntemi İle Modellenmesi....209
8.1 Çalışma Alanının Tanıtılması....209
8.2 Sayısal Modelleme ve Analizler....218
9 Sonuçlar ve Öneriler....247
Kaynakça....249
Tezden Üretilmiş Yayınlar....254

SİMGE LİSTESİ

a_{sb}	Baret Kazığın Birim Sürtünme Alanı
a_{sp}	Dairesel Kesitli Kazığın Birim Sürtünme Alanı
$A_p(A_b)$	Kazık Kesit Alanı
A_s	Kazığın Çevre Alanı
B	Temel Genişliği
B	Kazığın Soket Genişliği
c	Kohezyon Katsayısı
c'	Kazık Ucu Zeminin Efektif Kohezyonu
C_m	Moment Büyütme Faktörü
C_s/C_p	Ampirik Katsayı
C_u	Drenajsız Kayma Mukavemeti
C_y	Öteleme Faktörü
$d_{eş}$	Aynı Kesit Alanına Sahip Kazığın Çapı
D(d)	Kazık Çapı / Yarı Çapı Veya Genişliği
D_f	Temel Derinliği
E	Kazık Malzemesi Elastisite Modülü
E_b	Kazık Ucunda Yer Alan Zemin Deformasyon Modülü
E_d	Kaya Deformasyon Modülü
E_p	Kazık Malzemesinin Elastisite Modülü
E_{ref}	Zeminin Referans Elastisite Modülü
E_s	Kazık Ucundaki Zeminin Elastisite Modülü
EI	Kazık Malzemesinin Eğilme Rijitliği

E_pI_p	Kazık Malzemesinin Rijitliği
E_u	Drenajsız Elastisite Modülü
f_i	Kazığın Her Bir (z) Derinliğindeki Birim Çevre Sürtünmesi Değeri
f_s	Çevre Sürtünmesi
$F.S_p$	Kazık Uç Direnci Güvenlik Sayısı
$F.S_S$	Kazık Sürtünme Direnci Güvenlik Sayısı
GS	Güvenlik Sayısı
H_o	Kazık Başına Etkiyen Kuvvet
H_{ow}	Presiyometre Veri Tabanında Tahmin Edilen Referans Yükü
I	Kazık Kesiti Atalet Momenti
I_{daire}	Dolu Dairesel Kesit Atalet Momenti
I_p	Etki Faktörü
$IS_{(50)}$	Tek Eksenli Basınç Mukavemeti
I_{wp} /I_{ws}	Kazık Etki Faktörü
J	Kaya Kütle Faktörü
J_a	Eklem Ayrışma Sayısı
J_n	Eklem Takımı Sayısı
J_r	Eklem Pürüzlülük Sayısı
K	Derinliğe Bağlı Olarak Artan Yanal Yatak Katsayısı
k_h	Yatay Yatak Katsayısı / Yanal Yatak Katsayısı
k_hy	Zemin Direnci
K_p	Pasif Toprak Basıncı Katsayısı
K_{qz} / K_{cz}	Pasif Basınç Katsayıları
k'_s	Zemin Modülü

$\overline{k_{s1}}$	Kare Plaka Yatay Katsayısı
K_r	Kazık Bükülebilirlik Katsayısı Faktörü
L	Kazık Boyu
M	Moment
M_r	Elastisite Modülü Oranı
N	Gruptaki Kazık Sayısı
n_h	Yanal Yatak Katsayısı Sabiti
$N'_c/N'_q/ N'_Y$	Kazık Ucu Kapasite Faktörleri
N(SPT)	SPT Vuruş Sayısı
P	Kazık Çevresi
PL	Limit Basınç
P_t	Presiyometre Limit Basıncı
P_x	Uygulanan Eksenel Yük
P_z	Birim (z) Başına Etkiyen Zemin Gerilmesi
P_{0z}/P'_{0z}	Z Derinliğinde Düşey / Efektif Gerilme
R/T	Kazık Rijitlik Faktörü
S	Eğim
$s_{e(1)}$	Kazık Elastik Kısalması
$s_{e(2)}$	Kazık Ucu Oturma Miktarı
$s_{e(3)}$	Kazık Çevre Sürtünmesi Kaynaklı Oturma Miktarı
s_u	Drenajsız Kayma Mukavemeti
V	Kesme Kuvveti
X	Kazık Uzunluğunca Herhangi Bir Nokta
x_0	Kazık Kesme Kuvvetinin Sıfır Olduğu Nokta

y	Kazığın Yatay Yer Değiştirmesiy' Su Altında ve/veya Yer Altı Suyu Üzerinde Toplam Birim Hacim Ağırlık
y_s	Tek Kazık Yanal Ötelenmesi
z	Kazık Kohezyon ve İçsel Sürtünme Açısı Derinliği
W	Kazık Mukavemet Momenti
W_b	Kazık Ucu Yükü
W_s	Kazık Çevre Yükü
q'	Kazık Uç Seviyesinde Efektif Düşey Gerilme
q_p	Birim Uç Mukavemeti
q_{wp}	Birim Alandaki Uç Direnç
Q	Kazığın Taşıyacağı Toplam Yük
Q_d	Tasarım Kapasitesi
Q_{emn}	Emniyetli Taşıma Kapasitesi
Q_g	Taşınabilir Maximum Yatay Yük
Q_{nfs}	Negatif Çevre Sürtünmesi
Q_p	Kazığın Uç Direnci
Q_s	Bir Kazığın Çevre Sürtünmesi İle Taşıyabileceği Maksimum Yük
Q_u	Grup Etkisi Olmadan Bir Kazıktaki Maksimum Yük Taşıma Kapasitesi
Q_w	Suyun Kaldırma Kuvveti Etkisinde Kazığın Zati Ağırlığı
Q_{wp}	Uygulanan Servis Yükü Altında Kazık Uç Direnci
Q_{ws}	Uygulanan Servis Yükü Altında Toplam Sürtünme Direnci
$Q_{g(u)}$	Grup Kazıkların Maksimum Yük Taşıma Kapasitesi
Ø	İçsel Sürtünme Açısı
Ø′	Efektif İçsel Sürtünme Açısı
η	Kazık Grup Etkisi

ξ	Sürtünme Mukavemeti Katsayısı
μ_s	Zeminin Poisson Oranı
ρ	Oturma Miktarı
θ	Kazık Dönme Açısı
σ_c	Tek Eksenli Basınç
ϑ	Poisson Oranı
γ'	Zemin Efektif Hacim Ağırlığı
σ	Toplam Gerilme

KISALTMA LİSTESİ

AASHTO	American Association of State Highway And Trasnportation Officials
ASTM	American Society for Testing and Materials
CIRIA	Construction İndustry Research and İnformation Association
CL	Düşük Plastisiteli Kil
CH	Yüksek Plastisiteli Kil
CLM	Karakteristik Yük Metodu.
CPT	Koni Penatrasyon Deneyi
CUR	Center For Civil Engineering Research & Codes
FEM	Sonlu Elemanlar Yöntemi
ICE	Specification for Piling and Embedded Retaining Walls
İNK	İnklinometre
GSI	Jeolojik Dayanım İndeksi
MTA	Maden Tetkik Arama
PİT	Pile İntegrity Tests
RMR	Kaya Kütle Sınıflama Sistemi
RQD	Rock Quality Designation
SPT	Standart Penatrasyon Deneyi

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 2.1 Yıllar önce yapılan kazık örneği 15

Şekil 2.2 Kazıklı temellerin kullanım alanları 17

Şekil 2.3 Kazık yük taşıma mekanizması..... 20

Şekil 2.4 Yük taşıma biçimlerine göre kazıklar..... 22

Şekil 2.5 Uç kazığında gerilme dağılımları 24

Şekil 2.6 Kritik derinliğe bağlı uç direnci değişimi..... 25

Şekil 2.7 Sürtünme kazıklarında gerilme dağılımı 28

Şekil 2.8 Kazık başlığı 29

Şekil 2.9 Kazıklarda grup etkisi 31

Şekil 3.1 Kazıklardaki yük - oturma eğrisi..... 37

Şekil 3.2 Büyük dairesel kesitli kazıklardaki yük - oturma eğrisi 38

Şekil 3.3 Kazık boyu ile temel genişliğinin kazıktaki gerilme dağılımına etkisi40

Şekil 3.4 Kazıklarda yük aktarma mekanizması..... 42

Şekil 3.5 Killi bir zeminde eksenel yük altındaki bir kazıkta yük - oturma eğrisi hesap yöntemi 43

Şekil 3.6 Aktarım fonksiyonu yöntemine oturma aktarım analizi 45

Şekil 3.7 Zeminlerde taşıma kapasitesi a) genel kayma göçmesi; b) lokal kayma göçmesi; c) zımbalamaya bağlı kayma göçmesi 46

Şekil 3.8 Yanal yük altında kısa kazıklarda hareket..... 54

Şekil 3.9 Yanal yükleme altında uzun kazık hareketi..... 54

Şekil 3.10 Kq ve Kc değerleri tablosu..... 57

Şekil 3.11 Kısa - tutulu başlı kazıkların, kazık başlığı durumuna göre: deformasyonu (a,b), kohezyonlu (c,d) ile granüler (e,f) zeminlerdeki zemin direnci ve moment dağılımı..... 61

Şekil 3.12 Uzun - tutulu başlı kazıkların, kazık başlığı durumuna göre: deformasyonu (a,b), kohezyonlu (c,d) ile granüler (e,f) zeminlerdeki zemin direnci ve moment dağılımı..... 62

Şekil 3.13 Kohezyonlu zeminde serbest - tutulu başlı kısa kazık davranışı..... 65

Şekil 3.14 Kohezyonlu zeminlerde kısa kazıklar için çözüm 65

Şekil 3.15 Kohezyonlu zeminde serbest - tutulu başlı uzun kazık davranışı..... 66

Şekil 3.16 Kohezyonlu zeminlerde uzun kazıklar için çözüm 67

Şekil 3.17 Granüler zeminlerde serbest - tutulu başlı kazık davranışı 68

Şekil 3.18 Granüler zeminlerde serbest - tutulu başlı uzun kazık için çözüm ... 71

Şekil 3.19 Yanal yüklenen bir kazıkta zemin davranışının temsili 72

Şekil 3.20 Kazıkta Q_g yatay yükü ve M_g momenti etkisinde, meydana gelen a) deplasman (y), b) eğim (S), c) moment (M), d) kesme kuvveti (V), e) zemin reaksiyonu (p) 77

Şekil 3.21 Kohezyonsuz zeminlerde kazık başlarının rijit ve serbest olması durumunda yatak katsayısı yaklaşımı ile çözüm, deplasman - (Cy) katsayıları eğrisi 84

Şekil 3.22 Kohezyonsuz zeminlerde kazık başlarının rijit ve serbest olması durumunda yatak katsayısı yaklaşımı ile çözüm moment - (Cm) katsayıları eğrisi 85

Şekil 3.23 Kum zeminlerde yer alan kazıktaki deplasman - yatak katsayısı ilişkisi 88

Şekil 3.24 Çevre zemindeki gerilmenin a) kazığa etkisi b) kazıktan, kazık çevresindeki zemine gerilme etkisi 92

Şekil 3.25 Serbest başlı kazıklarda derinlikle birlikte doğrusal olarak değişen zemin modülü için IpHeğrileri 94

Şekil 3.26 Serbest başlı kazıklarda derinlikle birlikte doğrusal olarak değişen zemin modülü için IpM eğrileri 95

Şekil 3.27 Serbest başlı kazıklarda derinlikle birlikte doğrusal olarak değişen zemin modülü için Fp eğrileri 95

Şekil 3.28 Rijit(tutulu) başlı kazıklarda zemin modülü için IpF değerleri 96

Şekil 3.29 Rijit(tutulu) başlı kazıklarda zemin modülü için FpF değerleri 96

Şekil 3.30 Serbest başlı kazıklarda sabit zemin modülünde a) IpH, b) IpM ve IθH eğrileri 98

Şekil 3.31 Serbest başlı kazıklarda sabit zemin modülünde IθM eğrileri 99

Şekil 3.32 a) Yatay yüklenme öncesi zemin tepki kuvveti dağılışı (b) kazıktaki yatay yükleme sonrasında zemin tepki kuvveti davranışı 100

Şekil 3.33 Yanal yük etkisindeki kazıklarda p-y eğrileri; (a) zemin yüzeyi altında farklı derinliklerdeki p-y eğrileri, b) p-y eğrilerinin x-y eksenlerindeki gösterimi 101

Şekil 3.34 CLM (karakteristik yük) yönteminde yatay yönlü yükleme nedeni ile meydana gelen ötelenmeler 104

Şekil 3.35 CLM (karakteristik yük) yönteminde momente bağlı olarak meydana gelen ötelenmeler 105

Şekil 3.36 Yük - moment eğrileri....106
Şekil 3.37 Doğrusal etkileşim bağıntısı- SALLOP....112
Şekil 4.1 Uygulamalarda kullanılan baret kazık kesitleri....120
Şekil 4.2 Kazı işleminde kullanılan makina çeşitleri....124
Şekil 4.3 Hydrofreze (cutter) tipi delgi makinası....125
Şekil 4.4 Toz bentonit ile bentonit süspansiyonu....127
Şekil 4.5 Bentonit süspansiyonun çalışma kriteri....129
Şekil 4.6 Kazı ile bentonitin aynı anda çalışmasını ifade eden şematik gösterim....130
Şekil 4.7 Donatı kafesinin hazırlanması....132
Şekil 4.8 Hazırlanan donatı kafesinin kuyuya indirilmesi....132
Şekil 4.9 Donatı Kafesinin yerleştirilmesi....133
Şekil 4.10 Betonlama işlemi....134
Şekil 4.11 Gidaj duvarı imalatı....135
Şekil 5.1 Klasik statik kazık yükleme deney düzeneği....138
Şekil 5.2 Kazıklarda statik yükleme deney düzeneği....138
Şekil 5.3 Ölü yük kullanılarak kazık yükleme deneyi yapılması....140
Şekil 5.4 Çekme kazıkları kullanılarak yükleme deneyi yapılması....140
Şekil 5.5 Germe kabloları kullanılarak yükleme deneyi yapılması....140
Şekil 5.6 Klasik yük - oturma eğrileri....144
Şekil 5.7 Tipik yük - oturma eğrilerinin yorumu....145
Şekil 5.8 Osterberg deney hücresi ile kazık yükleme deney düzeneği ve klasik kazık yükleme deneyine ait yük şeması....148
Şekil 5.9 Osterberg deney hücresinin montajı....149
Şekil 5.10 O-Cell hücresinin kullanımı ile kazık yükleme deneyi şeması....150
Şekil 5.11 Yanal yük düzeneği....153
Şekil 6.1 Heyelan alanının uydu görüntüsü ve açılan inklinometre kuyuları 155
Şekil 6.2 Heyelan bölgesinin genel jeolojik haritası....156
Şekil 6.3 Etüt alanında yapılan sondaj yerleri ve X-X' jeoloji kesiti....157
Şekil 6.4 Çalışma alanında açılan ve inklinometrik okumaların yapıldığı sondaj kuyu yerleri (Bakış yönü: KB'dan GD'ya doğru)....158
Şekil 6.5 Jeolojik dayanım indeksi (GSI) ve m_i ye bağlı aglomera biriminin yenilme parametrelerinin roclab programında hesabı....174

Şekil 6.6 Jeolojik dayanım indeksi (GSI) ve mi ye bağlı filiş biriminin yenilme parametrelerinin roclab programında hesabı 175
Şekil 6.7 Heyelan alanındaki inklinometre kuyusu ve ölçümü (YSK-1) 179
Şekil 6.8 Heyelan alanındaki inklinometre kuyusu ve ölçümü (YSK-9) 180
Şekil 6.9 Heyelan alanındaki inklinometre kuyusu ve ölçümü (YSK-7) 181
Şekil 6.10 Heyelan alanındaki inklinometre kuyusu ve ölçümü (YSK-11) 182
Şekil 6.11 Heyelan alanındaki inklinometre kuyusu ve ölçümü (YSK-10) 183
Şekil 6.12 Z – Z' hattına ait jeolojik kesiti 185
Şekil 6.13 RocLab programında orta ayrışmış andezit birimi için bulunan zemin parametreleri 188
Şekil 6.14 Güvenlik sayısının 1.20 olma durumundaki geri analiz 189
Şekil 6.15 Slide programında GS=1.20 koşulundaki analiz 190
Şekil 6.16 PLAXİS 2D ile oluşturulan zemin modeli ve kazıkların konumu 191
Şekil 6.17 Heyelanın meydana geldiği yerleşim bölgesine ait vaziyet planı 193
Şekil 6.18 Kazı makinası ile kuyu açılması 194
Şekil 6.19 Donatı kafesinin hazırlanması 194
Şekil 6.20 Donatı kafesinin kuyuya indirilmesi 195
Şekil 6.21 Tremie boruları vasıtası ile betonlama işlemi 196
Şekil 6.22 Gidaj duvarı imalatı 197
Şekil 7.1 Düğüm - Gerilme Noktaları Arasındaki İlişki 201
Şekil 7.2 Gömülü Sıra Kiriş Elemanın Şematik Gösterimi 204
Şekil 7.3 Gömülü sıra kiriş - zemin etkileşimi 205
Şekil 7.4 Mohr – Coulomb malzeme modelinde gerilme - şekil değiştirme davranışı 206
Şekil 7.5 Üç eksenli basınç deneyinden elde edilen elastisite modülü $E50$'nin belirlenmesi 207
Şekil 8.1 Çalışma alanında yer alan sondaj ve inklinometre kuyuları lokasyonları 210
Şekil 8.2 Heyelan alanının uydu görüntüsü ve inklinometre kuyuları 211
Şekil 8.3 İnklinometre ölçümleri (SK-1) 213
Şekil 8.4 İnklinometre ölçümleri (SK-2) 214
Şekil 8.5 İnklinometre ölçümleri (SK-3) 215
Şekil 8.6 İnklinometre ölçümleri (SK-5) 216

Şekil 8.7 İnklinometre ölçümleri (İNK-7) 217
Şekil 8.8 Yerleşim birimine ait vaziyet planı ve modellemede kullanılan zemin kesiti 219
Şekil 8.9 Sondaj kuyularından elde edilen zemin tabakalarına ait kesit 220
Şekil 8.10 A-B kesitinin PLAXİS'te modellenmesi 222
Şekil 8.11 Heyelan koşullarında deplasmanlar 223
Şekil 8.12 Heyelan koşullarındaki kayma yüzeyi ve derinliği 224
Şekil 8.13 Yapılaşma öncesi, kazı yapılması ve yapılaşma sonrası için stabilite analizi, FS(güvenlik) sayıları 224
Şekil 8.14 Baret kazıkların devrede olduğu durumundaki deplasmanlar 226
Şekil 8.15 Baret kazık uygulaması sonrası inklinometre ölçümleri (SK-1) 227
Şekil 8.16 Baret kazık uygulaması sonrası inklinometre ölçümleri (SK-3) 228
Şekil 8.17 Baret kazık uygulaması sonrası inklinometre ölçümleri (İNK-9) 229
Şekil 8.18 Baret kazık uygulaması sonrası inklinometre ölçümleri (İNK-10) 230
Şekil 8.19 Heyelan sonrasında 1. kazıktaki eksenel kuvvet dağılımı 231
Şekil 8.20 Heyelan sonrasında 1. kazıktaki kesme kuvveti dağılımı 231
Şekil 8.21 Heyelan sonrasında 1. kazıktaki eğilme momenti dağılımı 232
Şekil 8.22 Heyelan sonrasında 1. kazıktaki deplasmanlar 232
Şekil 8.23 Heyelan sonrasında 2. kazıktaki eksenel kuvvet dağılımı 233
Şekil 8.24 Heyelan sonrasında 2. kazıktaki kesme kuvveti dağılımı 233
Şekil 8.25 Heyelan sonrasında 2. kazıktaki eğilme momenti dağılımı 234
Şekil 8.26 Heyelan sonrasında 2. kazıktaki deplasmanlar 234
Şekil 8.27 Deprem analizinde meydana gelen muhtemel deplasmanlar 239
Şekil 8.28 Deprem analizinde tespit edilen muhtemel kayma yüzeyleri 240
Şekil 8.29 Deprem analizinde zemin tabakalarına ait plastik noktalar 240
Şekil 8.30 Deprem durumunda toplam asal gerilmeler 241
Şekil 8.31 Deprem durumunda toplam asal şekil değiştirme yönleri 241
Şekil 8.32 1.kazıkta deprem durumunda oluşan eksenel kuvvet dağılımı 242
Şekil 8.33 1.kazıkta deprem durumunda oluşan kesme kuvveti dağılımı 242
Şekil 8.34 1.kazıkta deprem durumunda oluşan eğilme momenti dağılımı 243
Şekil 8.35 1.kazıkta deprem durumunda oluşan deplasmanlar 243
Şekil 8.36 2.kazıkta deprem durumunda oluşan eksenel kuvvet dağılımı 244

Şekil 8.37 2.kazıkta deprem durumunda oluşan kesme kuvveti dağılımı 244
Şekil 8.38 2.kazıkta deprem durumunda oluşan eğilme momenti dağılımı 245
Şekil 8.39 2.kazıkta deprem durumunda oluşan deplasmanlar 245
Şekil 8.40 Depremli çözüm stabilite analizi, FS(güvenlik sayısı) 246

TABLO LİSTESİ

Tablo 2.1 Kazık taşıma güçlerine göre önerilen güvenlik sayıları 36

Tablo 3.1 Farklı zeminler için önerilen Cp katsayıları..... 49

Tablo 3.2 Kayaç sınıflarına göre Mr değerleri 52

Tablo 3.3 Rijitlik faktörlerine göre gömülü kazık uzunlukları 59

Tablo 3.4 Farklı zeminler için yatak katsayıları..... 74

Tablo 3.5 Granüler zeminler için nh değerleri 76

Tablo 3.6 Serbest başlı uzun kazıklarda Z_{maks} ≥5 durumunda elastik çözümlerde kullanılan A katsayıları 80

Tablo 3.7 Serbest başlı uzun kazıklarda Z_{maks} ≥5 durumunda elastik çözümlerde kullanılan B katsayıları 81

Tablo 3.8 CLM (karakteristik yük) yöntemi için minimum uzunluklar.....107

Tablo 3.9 Grup azaltma faktörleri 114

Tablo 3.10 Kohezyonsuz zeminler için grup etkinliği.....115

Tablo 3.11 Kohezyonlu zeminler için grup etkinliği.....115

Tablo 4.1 Bentonit süspansiyonu şartnamesi.....128

Tablo 5.1 Sabit yük kademe artışı deneyi CIRIA önerisi.....142

Tablo 6.1 Açılan inklinometre kuyularının koordinatları ve kuyuların derinliği 160

Tablo 6.2 Çalışma alanında yapılan inklinometrik ölçümlere göre kayma yüzeyi derinlikleri ve iki farklı yöndeki hareket miktarları 161

Tablo 6.3 Zemin etüdü alanından alınan numuneler üzerinde yapılan deneyler ve sonuçları 163

Tablo 6.4 Tek eksenli basınç ile nokta yükleme direnci arasındaki bağıntı 164

Tablo 6.5 Nokta yükleme deneyi sonuçları.....165

Tablo 6.6 Çalışma alanında yer alan kaya birimlerine ait direkt ve indirekt yöntemlerle hesaplanan tek eksenli basınç dayanımları 166

Tablo 6.7 Tek eksenli basınç mukavemetine göre kayaç sınıflandırılması 167

Tablo 6.8 RMR kaya kütlesi sınıflama sistemi 168

Tablo 6.9 RMR kaya kütlesi sınıflama sistemi 170

Tablo 6.10 Kayaç kütle sınıflaması (RQD) ile kitle faktörü arasındaki bağlantı171

Tablo 6.11 mi parametresinin belirlenmesi.....173

Tablo 6.12 Mühendislik parametreleri 175

Tablo 6.13 İnklinometre kuyularından alınan ölçümlere göre maksimum hareket miktarı 177

Tablo 6.14 Genelleştirilmiş Hoek - Brown Ölçütü Dikkate Alınarak Nümerik Analizlerde Kullanılan Kaya Birimleri ve Kaya Kütle Özellikleri (SRF=1) 185

Tablo 6.15 Arazide barek kazığın imal edildiği zemin tabaklarına ait parametreler 187

Tablo 8.1 Modellemede kullanılan zemin tabakalarına ait parametreler.....221

Tablo 8.2 Modellemede kullanılan baret kazıklara ait parametreler.....225

Tablo 8.3 Deprem durumu için kullanılan parametreler.....238

ÖZET

Baret Kazıklarla Şev Stabilitesinin İncelenmesi

Leyla YEŞİLBAŞ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yüksek Lisans Tezi

Danışman: Doç. Dr. Mehmet Şükrü ÖZÇOBAN

Yapı yüklerinin güvenli ve ekonomik bir şekilde zemin tabakalarına aktarılmasında kullanılan temeller inşa edildikleri zeminin özelliklerine göre farklılık gösterebilirler. İhtiyaçlara cevap verecek şekilde temel tasarımının hem güvenli hem de ekonomik olması gerekmektedir. Günümüzde teknolojik gelişmelerle birlikte artan nüfusa bağlı olarak büyük ve yüksek olarak nitelendirilebilecek mühendislik yapılarının varlığı artmaktadır. Bu nedenle yapılardan zemine aktarılacak yüklerin büyüklüğü ile temel maliyetleri de artış göstermektedir. Dolayısıyla, emniyetli ve düşük maliyetli projelerin üretilmesi ve bina temelleri ile birlikte yapıların bu çerçevede inşa edilmesi gerekmektedir. Bina yüklerinin sığ temeller ile zemine taşıttırılamadığı durumlarda, taşıma gücünün zayıf ve oturma problemlerinin olduğu zemin tabakalarının geçilerek sağlam zemin tabakalarına iletilmesi ile derin temeller adı verilen temel sistemleri geliştirilmiştir. Derin temel sistemlerinden Ülkemizde en çok tercih edileni betonarme kazıklı temel sistemleri olduğundan, özellikle yapının özellikleri ve kullanım amacı kazık maliyetini ciddi derecede etkilemektedir. İnşası düşünülen projedeki kazıkların maliyetinin düşürülmesi gerektiğinden, klasik dairesel kesitli fore kazıklardan daha az maliyetli olan baret kazıklar ile temel tasarımı yapılabilmektedir. Baret terimi

Fransızca kökenli olup, fore kazıklara göre dikdörtgen kesitli ve sadece betonarme olarak imal edilebilmektedir. Genel olarak daha fazla çeper alanına sahip olmaları ve yapının planı ile zamanla yapacağı oturum da dikkate alındığında dikdörtgen kesit dışında T, H, L, I gibi kesitlerde de oluşturulabilmektedirler. Dairesel kesitli fore kazıklı temellere göre yatay yönde daha fazla kesme kuvveti ve eğilme momenti kapasitesine sahip olduklarından heyelan ve yapılardaki göçmelerin önlenmesinde de ayrıca tercih edilmektedirler [1].

İnsan eliyle oluşturulan yapay ve doğal şevlerin stabilitelerinde çeşitli analiz yöntemlerinden yararlanılmaktadır. Yöntemler arasında uygulanabilirlik ve kullanılma açısından farklılıklar bulunmasına rağmen analizlerin çoğunda belirlenmiş veya zaten bilinen kritik bir kayma yüzeyinde kayan kütlenin dengesinin araştırılması söz konusudur. Kayma yüzeyini etkileyen birçok parametre olmasına rağmen, analiz yöntemlerinin çoğunda dairesel kayma yüzeyinin kullanılıyor olması gerçeğe yakın sonuçlar vermektedir.

Bu tez kapsamında, kazıkların düşey ve yatay yönlü yük taşıma kapasiteleri ve oturma esasları, imalat yöntemleri, yükleme ve kalite kontrol deneyleri incelenmiştir. Bunun yanı sıra şevli bir alanda baret kazık uygulamasının yapıldığı bir heyelan önleme çalışması da sunulmaktadır. 2. Bölüm'de kazıkların düşey yükler altındaki mekanizmaları ile taşıma gücü konusunda literatürdeki bilgilere yer verilmiştir. 3. Bölüm'de kazıkların yatay yük altında taşıma gücü mekanizmaları ile yatay ve düşey yük altında oturma durumları hakkında bilgiler sunulmuştur. 4. Bölüm'de baret kazıkların imalat aşamaları ile avantajlı ve dezavantajlı durumları incelenmiştir. 5. Bölüm'de baret kazıkların arazi deneyleri ile kapasitelerinin değerlendirmesi yapılmaya çalışılmıştır. 6. Bölüm'de şevli alanda Baret Kazıklar ile şev stabilitesinin sağlanması için yapılmış bir uygulama incelenmiş, proje kapsamında yapılan çalışmalar, uygulamalar değerlendirilmiştir. 7. Bölüm'de sonlu elemanlar metodu ile sayısal hesaplamalar yapan PLAXİS 2D programına ait genel ve programın çalışma yöntemine dair bilgilere yer verilmiştir. 8. Bölüm'de ise heyelanın meydana geldiği sahada arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilmiş zemin parametreleri kullanılarak sayısal ortamda sonlu elemanlar yazılımı ile bir baret kazık analiz edilerek, baret kazıkların şev stabilitesine etkileri araştırılmıştır.

Anahtar kelimeler: baret kazık, heyelan, PLAXİS 2D, şev stabilitesi

ABSTRACT

İnvestigation of Slope Stability Using Barretta Piles

Leyla YEŞİLBAŞ

Civil Engineering Department

Master's Thesis

Advisor: Assoc. Prof. Dr Mehmet Şükrü ÖZÇOBAN

Foundations' capacity to transfer building loads safely and economically to ground layers depend on soil characteristics. Foundations should respond to needs and be both safe and cost-effective. The number of large and high engineering structures is increasing with technological advances and population growth. Therefore, the size and basic costs of loads transferred from structures to ground layers are also increasing. Therefore, safe and inexpensive projects should be developed, and structures should be built together with building foundations. Basic systems referred to as deep foundations have been developed to by-pass floor layers with poor bearing strength and settlement problems in order to transfer building loads to solid ground layers in cases where shallow foundations fail to do so. The reinforced concrete pile foundation system is the most widely used deep foundation system in Turkey. The characteristics and intended purpose of a structure have a significant effect on pile costs. Barette piles, which are more cost-effective than circular cross-section bored piles, are used in the design of foundations to reduce pile costs. The term "Barette" is of French origin, and barette piles are rectangular and can only be manufactured as reinforced concrete. Given that barette piles have more wall space and settle in the plan of the structure over

time, they can also be manufactured with T, H, L or I -shaped cross-sections. They are also used to prevent landslides and failures in structures because they have greater shear force and bending moment capacity in horizontal direction than circular cross-section bored piles [1].

Various analysis methods are used for the stability of natural and artificial slopes. Although these methods vary in applicability and use, most of them investigate the balance of sliding mass on a defined or known critical sliding surface. Although there are many parameters affecting the sliding surface, most of the methods use a circular sliding surface, which yields realistic results.

This thesis examines the vertical and horizontal load bearing capacities of piles, settlement principles, manufacturing methods and loading and quality control tests. It also presents a landslide prevention application performed in a sloping area in which barrette piles were used. The second section presents a literature review on the mechanisms and load-bearing capacity of piles under vertical loads. The third section provides information on the mechanisms of piles under horizontal load and their settlement conditions under horizontal and vertical loads. The fourth section addresses the manufacturing stages and advantages and disadvantages of barrette piles. The fifth section evaluates the field experiments and capacities of barrette piles. The sixth section focuses on an application of barrette piles in a sloping area to provide slope stability and evaluates the works and applications within the scope of the project. The seventh section presents general information on and operation principles of PLAXİS 2D, which uses finite element method to make numerical calculations. İn the eighth section a finite element analysis of barrette piles is performed with soil parameters of field and laboratory tests in the area where landslide occurred and the effect of barrette piles on slope stability is investigated.

Keywords: barrette pile, landslide, PLAXİS 2D, slope stability

1
Giriş

1.1 Literatür Özeti

Geçmişten günümüze teknolojik gelişmeler ve artan nüfusa bağlı olarak yüksek katlı binalara, geniş açıklıklı köprülere, havalimanları ve stadyumlara, iş kulelerine gibi mühendislik yapılarına sürekli bir ihtiyaç durumu söz konusudur. Bu çeşit yapılarda üst yapıdan zemin tabakalarına aktarılan yüklerin büyük olması sebebi ile genelde zeminlerde taşıma gücü ve oturma problemleri ortaya çıkmaktadır. Bu problemlerin çözümünde zayıf zemin tabakalarının geçilerek, üst yapıdan gelen yüklerin sağlam zemin tabakalarına aktarılması için derin temel sistemlerinden kazıklı temeller kullanılmaktadır. Üst yapıdan zemin tabakalarına aktarılacak yüklerin büyüklüğü ve projenin uygulanacağı zeminlerde oturma problemlerinin engellenmesi için oldukça maliyetli bir durum söz konusu olacaktır. İnşaat uygulamaları maliyetlerinde olduğu gibi kazıklı temel sistemlerinde ki maliyetin de uygun ve ekonomik olması gerektiğinden bu ihtiyaçlar dikkate alındığında Baret Temeller adında yeni ve literatürde de son zamanlarda sıklıkla ifade edilen bir çeşit temel sistemi geliştirilmiştir. Baret temeller, dairesel kesitli kazıkların dikdörtgen ve eşdeğeri kesitlerde imal edilmesiyle oluşturulan kazıklar olarak tanımlanabilir.

Baret terimi Fransızca kökenli olup, diyafram duvar ekipmanı ile açılmış bentonit ve/veya polimer karışımı destekli kuyuların donatılandırılıp betonlanması ile oluşturulan kazık sistemlerdir. Baret temeller genel olarak dikdörtgen kesitli oluşturuldukları gibi yük dağılımı çerçevesinde kolonların planı ve inşası planlanan yapının oturumuna bağlı olarak T, H, L, Y, I ve (+) şeklinde de imal edilebilmektedirler [1].

Yüksek ve büyük olarak nitelendirilen üst yapı yüklerinin zemin tabakalarına ve/veya kaya birimlerine aktarılması durumlarında klasik kesitli fore kazıklar maliyetin artmasına sebep olmaktadır. Ayrıca uygulamada kayaya soketlemenin zor olması gibi durumlarla da karşılaşılmaktadır. Dolayısıyla fore kazıklara göre baret

kazıkların şeklinden kaynaklı daha fazla bir çeper alanı söz konusu olduğundan, baret temeller daha fazla çevre sürtünmesi kapasitesine sahiptir. Buna ek olarak fore kazıklara göre, aynı yönde etki eden kuvvetler altında daha büyük yatay kesme kuvveti ve eğilme momenti kapasitesine de sahiptirler. Fore kazıklara göre ortalama %35 - 40'a varan daha fazla yük taşıma kapasitesi aynı miktardaki donatı ve beton ile elde edilebilmektedir.

Klasik dairesel kesitli fore kazıklardaki gibi baret kazıklarda da kalite kontrol ve ispat deneyleri yapılabilmektedir. Geleneksel kazık yükleme deneylerinde test yükünün temini için gerekli olan reaksiyon yükünü temin etmek zaman alıcı ve maliyetli bit yöntem olmakla birlikte, iş güvenliği noktasında da riskli durumların oluşmasına sebebiyet verebilmektedir. Dr. Jorj Osterberg tarafından geliştirilerek ilk kez dairesel kesitli fore kazık üzerinde Osterberg adı verilen deney hücresi ile kazık yükleme deneyi gerçekleştirilmiştir [2]. Bu deney yöntemi ile geleneksek kazık yükleme deneylerinde ki gibi reaksiyon yüküne ihtiyaç duyulmamaktadır. Osterberg hücresi ile kazıkların çift yönlü olarak yüklenmesi zaman kayıplarını ve kazık yükleme deney maliyetlerini önemli ölçüde azaltmaktadır. Bu deney yöntemi ile statik bir kazık yükleme deneyi başarılı bir şekilde gerçekleştirilebilmektedir. Ayrıca Osterberg yükleme hücresi ile çevre sürtünme direnci ve uç direnci ayrı ayrı elde edilebildiğinden mühendislik açısından çok daha sağlıklı değerlendirmeler yapılabilmektedir.

Klasik olarak bilinen dairesel kesitli fore kazıklar konusunda günümüze kadar pek çok araştırma ve deneysel çalışmalar yapılmıştır. Ancak baret kazıklar ile ilgili olarak yapılan araştırma ve çalışmalar oldukça azdır. Bu çalışmalara Lin v.d. (2010), Rahimian v.d. (2010), Seo (2009), Zhang (2003), Teperaksa (2002), Charles ve Dougles (2000) örnek verilebilir [3].

Son yıllarda Ülkemizde yaygın olarak kullanılmaya başlanan Baret Temeller yüksek lisans ve doktora tezlerinde çalışılmış olmakla birlikte klasik fore kazıklara göre aynı kesit kapasitesine sahip olduklarında daha fazla düşey ve yatay yük taşıma kapasitesine sahip oldukları ve maliyet konusunda önemli miktarlarda avantaj sağladığı tespit edilmiştir.

Literatürde baret kazıklarla ilgili yapılan uygulama çalışmalardan birinde Ülker Arena ve Alpella Gençlik Şehri Projesi'nde inşaat alanında 50 m derinliğe kadar dolgunun varlığı sebebi ile hem taşıma gücü hem de oturma açısından problemlerle karşılaşılmaması adına ilk etapta zayıf olan zemin tabakalarının geçilerek sağlam kayaya soketli şekilde 100 cm çapında ve merkezden merkeze 3 m aralıklı toplamda 900 adet fore kazık ile zeminin iyileştirilmesi hedeflenmiştir. Böyle bir imalat durumunda radye temel kalınlığı 4.0 m olarak belirlenmiştir. Fakat yapılan maliyet hesaplarının fore kazık imalatından dolayı çok yüksek olması sebebi ile değişikliğe gidilmiş ve fore kazık ile aynı kesit alanını sağlayacak olan kayaya soketli toplam 7200,00 m uzunlukta 2,80/0,80 m ebatlı boyları 8,0 m ile 50,0 m arasında değişen 208 adet kayaya soketli baret kazıklarla çok daha fazla yükün taşıttırılabileceğinden yola çıkılarak uygulama çalışmaları ve sonrasında da kazık yükleme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Tasarım aşamasında öngörülen kazık sürtünme direncinin büyük oranda taban kayadan sağlandığı ve projenin ihtiyaçlarına cevap verdiği tespit edilmiştir [3].

Yapımı halen devam etmekte olan Mahall Bomonti İzmir Projesi kapsamında Türkiye'nin en derin kazığı olarak nitelendirilen baret kazıklar ile temel sistemi imal edilmiştir. Tamamlandığında yaklaşık 250 m yüksekliğinde olması planlanan Kule yapısının temel sistemi olarak baret kazıklardan (dikdörtgen kazık) oluşan kazıklı radye temel sistemi seçilmiştir. 2,80 m x 1,20 m boyutlarında ve 98,5 m derinliğindeki baret kazıklar, proje kapsamında hazırlanmış olan kazık özel teknik şartnamesinde belirtilen 1/400 sapma toleransı içinde kalacak şekilde özel kazı ekipmanlarının kullanılarak yumuşak ve oldukça derinde yer alan alüvyon zemin tabakasında ve 1. derece deprem bölgesinde imal edilmiştir. Baret kazıklardaki düşeylik kazı ekipmanlarına montajlanmış inklinometre sistemi ve açısal durumlardaki ölçümleri yapabilen ölçerlerle tespit edilmeye çalışılmıştır. Ayrıca kazık uç taşıma kapasitesinin arttırılması için basınçlı taban uç enjeksiyonu da yapılmıştır [4].

Baret kazıklarla ilgili yapılan bir diğer çalışmada, Hırvatistan'ın kuzeybatısında yer alan bir otoyol için iki adet viyadüğün inşa çalışmalarını kapsamaktadır. İnşa edilecek olan viyadük ayaklarının oturacağı zeminde yapılan araştırmalar

neticesinde arazinin çok eğimli bir yapıya sahip olduğu ve sabit duran marn tabakaları ile bu tabakanın üstünden kayan oldukça plastik bir kil tabakasının var olduğu tespit edilmiştir. Her bir viyadük iskelesinin temeli, kayan kütlenin içinden kayan tabakanın basıncına dayanacak şekilde ana kaya olan sabit marn tabakasına kadar uzanan paralel bir çift betonarme diyafram panel olarak tasarlanmıştır. Arazide gerekli sondaj ve inklinometre ölçümleri yapılarak, meydana gelen hareketlerin yönleri ile birlikte kayan tabakanın derinliği, kayma yüzeyleri belirlenmiştir. Tasarımcı kaymanın dengeye ulaşmamış olması sebebi ile dolgu ile çözüm yapmaktan vazgeçmiş ve her bir iskele temeli için kayan toprak kütlesinin kalınlığına bağlı olarak 12,0 ile 24,0 m arasında sert marn içine gömülmüş, 0,80 m kalınlığında, merkezden merkeze 1,65 m aralıklı ve 5,75 m genişliğinde dikdörtgen kesitli iki paralel takviyeli beton diyafram panelinin uygulanmasını uygun görmüş ve bu amaçla projelendirme ve uygulama çalışmaları yapılmıştır. Şev hareketleri şantiyede inşaatın başlangıcından ölçülmüş ve yapının tamamlanmasından yaklaşık iki yıl sonra kadar devam etmiştir. İnşaat faaliyetleri sırasında aşağı eğim yönündeki yatay yer değiştirme oranı yaklaşık 15 ile 20 mm / yıl arasında iken inşaatın tamamlanması sonrasında bu miktar eğimin yükseldiği tarafta 7 mm/yıla düşerken eğimin az olduğu kısımda ise 1 mm/yıla düşmüştür. Yapılan bu çalışma ile şevli alanlarda toprak basınçlarından korunmak için üç boyutlu sonlu elemanlar yöntemine dayalı olarak viyadük temelleri diyafram duvar şeklinde modellenerek analiz edilmiş, inşaat öncesinde ve inşaat safhasında meydana gelebilecek durumlar belirlenerek özellikle inşaat öncesindeki kayma simülasyonu ile yerinde yapılan ölçümlere uyan ve kararlı bir yapıya sahip diyafram duvarlar ile zemin-yapı etkileşiminin analiz sonuçları değerlendirilmiştir [5].

Yapısal elemanlardan kazıklar bazı durumlarda şev stabilitesinin sağlanmasında da kullanılmaktadırlar. Özellikler suya doygun şevli alanlarda mevsimsel yağışlara bağlı olarak yer altı su seviyesinin zaman içerisinde tabakalar arasında yükselmesi ile heyelan ve benzeri olaylarla karşılaşılmaktadır. İnsan eliyle oluşturulan yapay ve doğal şevlerin stabilitelerinde çeşitli analiz yöntemleri kullanılmaktadır. Yöntemler arasında uygulanabilirlik ve kullanılma açısından farklılıklar bulunmasına rağmen analizlerin çoğunda belirlenmiş veya zaten bilinen kritik bir kayma yüzeyinde kayan kütlenin dengesinin araştırılması söz konusudur. Kayma

yüzeyi olarak belirlenen şev bölgesi iki veya daha fazla dairesel ya da elips şeklindeki yaylardan oluşan bir düzlem kabul edilmektedir. Kayma yüzeyini etkileyen birçok parametre olmasına rağmen, analiz yöntemlerinin çoğunda dairesel kayma yüzeyinin kullanılıyor olması gerçekleştirilen analizlerde gerçeğe çok yakın sonuçlar vermektedir. Uygulamalarda dilim yönteminin kullanılması ile kayma yüzeyi düşey doğrultuda eşit dilimlere ayrılma esasına dayanmaktadır. Bu şekilde zeminlerdeki olası farklılıkların da hesaba katılması sağlanmaktadır.

Geoteknik mühendisliğinde, şevli alanlarda şev duraylılığının sağlanıp sağlanmadığı güvenlik sayısı ile belirlenebilir.

Konu ile ilgili yapılan araştırmalardan birinde Ankara - İstanbul otoyolunda Bolu Dağı geçişinde 1999 yılında meydana gelen deprem sebebiyle Bolu Dağı geçişindeki şevde (deprem öncesi kendini tutabilen) 30,00 metrelik bir kayma meydana gelmiş olup, çalışmada sonradan oluşturulan bu yapay şev sonlu elemanlar metodu (FEM) kullanılarak analiz edilmiştir. Kayma sebebiyle meydana gelmiş olan bu yapay şevde, yol yapımı sırasında zemin yüzeyi doldurulup yol kırmızı kotu oluşturulmuş, şev zemini ve dağ yamacı iki farklı zemin katmanı olarak düşünülmüştür. Bu şeve belli aralıklarda kazıklar çakılarak deprem yükü uygulanmış ve bu şekilde meydana gelen deformasyonlar incelenmiştir. Deney 26,50 metre derinliğinde yapılmıştır. Üst zemin tabakası olarak sıkıştırılmış yol dolgusu hemen hemen 15,00 metre civarındadır. Zeminlerin parametreleri kullanılarak zemin modellenmiş ve analizler yapılmıştır. Bu zemin katmanlarının parametreleri belirlenmiştir. Asıl örneklemenin yapıldığı durumda kazık başları serbest bırakılırken, sonraki iki örnekleme de bütün parametreler sabit tutulurken sadece kazık başları sabitlenmiş ve bu durumda kazıklarda ve şevde meydana gelen deformasyonlar ayrıca irdelenmiştir. Yapılan çalışmada, deprem yükü altındaki şevlerin güvenliğinin sağlanmasında kazıkların ve kazık başlıklarının serbest ya da rijit olarak kullanılıp kullanılmaması durumlarının stabiliteyi önemli derecede etkileyeceği, köprü ayağındaki şev ile Bolu Dağı geçiş şevinde; kazıkların olmaması durumunda şevde yıkılmalar meydana gelirken, kazıklı durumda serbest başlıkta meydana gelen deformasyonun, başlığı sabitlenmiş kazıkta daha düşük seviyelerde kaldığı, dolayısıyla şevdeki deformasyonu engellemek için yapılacak

kazıkların başlık kısmından sabitlenmesi gerekliliği ortaya çıkmıştır. Bu durumda kazıklar bir duvar etkisi göstermektedir. Yine kazık başlarının sabitlenmesi durumu deprem yükü söz konusu iken şevin duraylılığına da katkı sağlamaktadır. Ayrıca deprem etkisiyle şevlerde meydana gelen büyük şekil değiştirmelerin olduğu noktalardaki kazıklarda da büyük deformasyonların olduğu görülmüştür. Dolayısıyla şevlerde şekil değişikliklerinin çok büyük olduğu noktalardaki kazıkların cinsi, kullanılacak malzemeler, kazıkların çapları ve aralıklarının da mutlaka dikkate alınması gerekliliği sonuçların başında yer almaktadır [6].

Başka bir araştırmaya göre, aşırı yağış sonrasında stabillitesi bozulan ve çok yoğun bir kullanımı olan yol ile üzerinde evlerin bulunduğu bir şevin güvenliğinin kazıklardan oluşan iksa sistemi ile sağlanması ve şev stabilitesinin bozulmasına sebebiyet veren durumlar araştırılmıştır. Yapılan incelemelerde yağış sebebiyle zeminde meydana gelen boşluk suyu basıncının heyelana sebep olduğu anlaşılmış, kullanılmaz durumda olan yolun tekrar kullanılabilir hale getirilmesi için kazıklarla entegre olacak bir sistem düşünülmüş ve kazıkların üzerine bir konsol duvarın oturtulması ile çözümlenmesi gerekliliğinden yola çıkılarak imalat gerçekleştirilmiştir. Genişiliği 35,00 – 40,00 metre ve uzunluğu da 60,00 – 65,00 metrelere varan heyelan kitlesinde hareketin farklı zamanlarda gerçekleştiği, özellikle yağmurlar nedeni ile hareketin şiddetinin arttığı, dolayısıyla yapılan gözlemler neticesinde zemindeki boşluk suyu basıncının artmış olması sebebiyle efektif gerilmenin düşmesine bağlı olarak şev duraylılığının bozulduğu tespit edilmiştir. Heyelana sebep olan bütün veriler, heyelan alanındaki zemin parametreleri arazi ve laboratuvar deneylerinde belirlenmiş ve kazık analizleri yapılarak sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak en uygun kazık boyutlandırması analizlerle belirlenmiş ve söz konusu bölgede uygulanmıştır. Araştırma sonucuna göre, her aşırı yağış sonrası bozulan ve üzerine gelen dolgu yükü sebebiyle sürekli bir hareket halinde yer alan şevin güvenliğinin sağlanması açıklanmıştır. Arazide yapılan sondajlardan elde edilen veriler doğrultusunda laboratuvar deneylerinin sonuçlarına göre üst seviyede 7,50 metrelerde daha derinlerdeki kayaçların ayrışmış ürünü olan yüksek plastisiteye sahip killerin yer aldığı, yamacın yıllardır yüzeysel ve mevsimsel yağışlar sebebiyle kayma direncinin azaldığı, heyelan sebebiyle düşen yol kotunun dolgu ile yükseltilmesinin olumsuz etki yarattığı, limit

denge yöntemleri ve sonlu eleman yaklaşımını kullanan farklı yazılımlarla yapılan analizler sonrasında yamacın güvenliğinin sağlandığı, 0,80 metre çaplı ve 15,00 metre boyunda birbirine teğet kazıkların üzerine yerleştirilmiş ve geri dolgusu kullanıma elverişli kaliteli bir malzeme ile yapılmış konsol duvar sisteminin uygulanması sonrasında yol eski kotuna getirilmiştir. Kazıklara gelen normal kuvvetler ve kesme gerilmeleri, momentler ve deformasyonları belirlemek amacı sonlu elemanlar programında çözümlenmiştir. Çözümler kazık önünün hem dolu hem de boş olması durumlarını temsil edecek şekilde uzun vade için gerçekleştirilmiştir. Bununla birlikte her iki çözüm aşamasında da zemin özellikleri iki farklı şekilde ele alınmış ve zeminler, pekleşen zemin modeli ile temsil edilmiştir [7].

Şevlerin stabilitelerinin sağlanması güvenlik sayısı kavramı ile ifade edilmektedir. Dolayısıyla şevlerin stsbilitesinde limit denge durumundan söz etmek gerekliliği ortaya çıkmaktadır. Bu konuda zemin özelliklerinin şev stabilitesine etkisinin limit denge ile araştırılmasına, şev duraylılığının sağlanmasında geosentetik malzemelerle güçlendirme çalışması yapılarak ve birtakım parametreler değiştirilerek şev stabilitesinin uzun süreli davranışı ile yer altı su seviyesinin azaltılmasının amaçlandığı bir araştırma örneği verilebilir. Çalışmada aynı şev açısına sahip (45°) geotekstil kullanılan ve kullanılmayan örnekler limit denge yöntemleri ile çözümlenmiş ve her iki analizde de oluşan deformasyonlar ve güvenlik katsayıları karşılaştırılmıştır. Böylece geotekstil kullanımının şev duraylılığına katkısı da irdelenmiştir. Bunun yanı sıra geosentetiklerin nerelerde kullanıldığı, ne tür katkılar sağladığı, özellikle limit denge yöntemi kullanılarak araştırmalar yapılmıştır. Bu çalışmada zemin özelliklerinin değiştirilmesi durumunda şev duraylılığının etkisini araştırmak amacıyla içsel sürtünme açısı ve kohezyon parametreleri değiştirilmiştir. 3 farklı şev modellenerek inceleme yapılmıştır. 1. Modelde 45° açılı bir şev ve zemin özellikleri belirlenerek, 2. Modelde bu şevin üzerine bir dolgu tabakası eklenerek analizler yapılmış, 3. Modelleme de ise 45° açılı olan şevde geotekstil ile güçlendirme yapılarak analizler tekrarlanmıştır. Mevcut şev, yol dolgusu yapılmış ve yol dolgulu durumun güçlendirilmiş haliyle analiz edilmiştir. Yapılan çalışmada içsel sürtünme açıları ve kohezyon değerleri arttırılmış, farklı yöntemlerle minimum güvenlik katsayısı

değişimleri karşılaştırılmıştır. İçsel sürtünme açısı ve kohezyonu arttırılmış durumlarda güvenlik katsayılarının daha yüksek çıktığı, güçlendirilmiş dolgulu şevin güvenli tarafta kaldığı belirlenmiştir [8].

Bir başka araştırmada şev stabilitesinin sağlanması yöntemlerinden drenaj hendeklerinin yapılmasıyla şevlerdeki stabilitenin nasıl sağlandığı ve izin verilebilir yer değiştirmeler içerisinde kalındığı durumlarda şev analiz yöntemlerine ek olarak birtakım formüllerin kullanılmasıyla elde edilen sonuçların sonlu elemanlar sayısal analiz yöntemi ile karşılaştırılması yapılmıştır. Heyelanlar, genellikle mevsimsel yağışlarla birlikte yer altı suyu seviyesinde meydana gelen artışlarla birlikte eğimli bölgelerde meydana gelen kütle hareketi olarak ifade edilmekte olup, şevlerde drenaj hendeklerinin kullanılmasıyla şev stabilitesi sağlanıp, büyük derinliklerde olan piyezometrik seviyelerde bir grup etkisi yaratabileceğini göstermiştir. Yine hendeklerin dar ve önlenen heyelanın yeniden aktive olma riski söz konusu olduğundan şevin uzunlamasına olan yönünde düzenlenmesi gerektiği belirtilmiş olup, drenlerin güvenlik faktörü değerlendirmesine dayanan çözümler yerine, daha rasyonel ve performansa dayalı yaklaşımlarla çözümlenmesi gerektiğine vurgu yapılarak örneklemeler yapılmıştır. Kullanılan yaklaşımda kaymalı rijit blok metodu özellikle kayma yüzeyinin derinliğinden çok daha uzun olan dönüştürülebilir heyelanlarda bu türden problem için uygun ve pratik bir çözüm sağlar ifadesinden yola çıkılarak çalışmada önerilen kayan blok metodu, yağmurun hızla şeve doğru aktığı drenaj yollarında, yağış ve yeraltı su seviyesi değişimleri arasındaki yakın ilişki ile karakterize edilen heyelanların hareketliliğini tahmin etmek için kullanılmıştır. Yöntem ayrıca, drenaj hendeklerinin heyelan deplasmanları üzerindeki etkilerini, performansa dayalı bir tasarım yaklaşımı çerçevesinde açıklamak için genişletilmiştir. Bu amaçla, komşu drenler arasındaki maksimum su seviyesi yüksekliğini değerlendirmek için bazı basit kullanımlı denklemler önerilmiştir. Zemin yüzeyine paralel su sızıntısı olan sonsuz bir şev modeli düşünülmüştür. Model için gerekli olan bütün parametreler belirlenmiş ve analizde kullanılmış olup, denklemlerden elde edilen sonuçlar ile analiz sonuçları değerlendirilmiştir. Araştırma sonucunda, yağışlarla periyodik olarak aktive edilen dönüştürülebilir heyelanların hareketliliğini kontrol etmek için kullanılan drenaj hendeklerinin tasarımı için yeni bir yöntem sunulmuştur.

Metot, hendeklerin modifiye ettiği yeraltı suyu rejimine ilişkin yağmur ile ilgili bazı analitik ifadelere ve heyelan hareketlerinin değerlendirilmesi için kayan rijit bir blok modeline dayanmaktadır. Yapılan varsayımlar göz önüne alındığında, bu yöntem, drenlerin kayma yüzeyinin derinliğinden çok daha büyük bir uzunluk ile karakterize edilen heyelanların hareketliliği üzerindeki etkilerini tahmin etmek için kullanılabilir. Önerilen yöntemin bir başka kısıtlılığı, yağışın ve yeraltı suyu seviyesi değişimleri arasında belirgin bir senkronizasyonun gözlemlenebilmesidir. Zira sıklıkla, zemin çatlaklarının, çatlakların ve suyun eğim içinde hızla aktığı tercihli drenaj yollarının mevcudiyeti nedeniyle meydana gelir. Diğer taraftan, yöntemin kullanımı basittir, zaman alıcı değildir ve giriş verileri olarak az sayıda parametre gerektirir, ancak bunların bazıları yeraltı suyu seviyesi ve toprak kayması alan ölçümleri temelinde önleyici olarak kalibre edilmelidir. Bu kalibrasyonu gerçekleştirdikten sonra, yöntem gelecekteki heyelan hareketlerini doğrudan beklenen yağmur olaylarından tahmin edebilir. Drenlerin heyelan yer değiştirmeleri üzerindeki faydalı etkisini değerlendirmek için, iyi belgelenmiş iki vaka öyküsü, drenaj hendekleri sisteminin çalıştığı bir sanal senaryoda analiz edilmiştir. Bu analizin sonuçları, drenaj hendeklerinin, özellikle de derinliklerinin, drenaj tesisinden önce gözlemlenen minimum yeraltı suyu seviyesine ulaştığında, heyelan hareketliliğini kontrol etmek için etkili bir önlem olduğunu göstermiştir [9].

Şevli alanların stabiltesinin sağlanması ile ilgili yapılan bir diğer literatür araştırmasında, Gaziantep Büyükşehir Belediyesi tarafından Gaziantep İli Şahinbey İlçesi Sarısalkım Köyü'nde etüt ve proje çalışmalarına yeni başlanan Sarısalkım toprak dolgu barajının stabilitesinin araştırılması amaçlanmıştır. Çevrede çeşitli arazi ve sondaj çalışmaları yapılarak uygun nakliye mesafeleri ve kullanılacak dolgunun geoteknik özelliklerine göre üç tip zemin çeşidi belirlenmiştir. Uygulamanın birinci kısmında baraj dolgusu için belirlenen üç tip zemin çeşidi kullanılarak baraj dolgusunda oluşabilecek kayma yüzeyleri ve koordinatları STABLE Vs.4 programı ile bulunmuş ve bunlara bağlı olarak güvenlik katsayıları hesaplanmıştır. Bu sonuçlara göre bulunan kayma yüzeylerinde şevin stabilitesi deprem ve deprem-boşluk suyu basıncı etkisi de göz önüne alınarak araştırılmıştır. Uygulamanın ikinci kısmında ise baraj dolgusundaki üç tip zemin çeşidinden

sadece barajın mansap kısmındaki zeminin karakteristik özellikleri değiştirilerek baraj dolgusunun stabilitesinin araştırılması amaçlanmıştır. Bu amaçla seçilen zeminin dane birim hacim ağırlığı sabit tutulmuş kohezyon, içsel sürtünme açısı, boşluk suyu basıncı değişimlerinin kayma yüzeyleri ve güvenlik sayısına etkisi incelenmiştir. Bir tez çalışmasına konu olan bu uygulamada sonuç olarak, içsel sürtünme açısı arttıkça, eğim sabit kalmakta ve güvenlik sayısı belli bir değerden sonra lineer olarak artmıştır. İçsel sürtünme açısının küçük değerlerine karşılık gelen güvenlik sayıları, dolgu barajlarda istenilen güvenlik sayılarını vermemiştir. Kohezyon arttırıldığında güvenlik sayısı giderek azalan eğimlerle artmakta, belirli bir değerden sonra da sabit kalmıştır. Kohezyon değerinin küçük olması dolgu barajlarda güvenlik sayısını yetersiz kılmıştır. Dolgunun karakteristik değerlerinin yanında boşluk suyu basıncının da şev emniyetine önemli derecede etki ettiği görülmüştür. Bu nedenle dolgu inşaatı sırasında dolguya yerleşecek zeminin su muhtevasının optimum değerde olmasının sağlanması gerekmekte olup, ayrıca inşaat sırasında yağışların olabileceği göz önünde bulundurularak dolguda kullanılacak zeminin suya olan hassasiyeti laboratuvar şartlarında dolguda kullanılmadan önce deneyler yapılarak belirlenmesi ile gerekli tedbirlerin alınması önerilmiştir [10].

Şev stabilitesi ile ilgili olarak bir başka araştırmada, dengede olan bir şevde dinamik kuvvetler etkisi ile stabilitede ne türden değişikliklerin olabileceğinden yola çıkılarak magnitüd değerleri farklı olası depremler için şev stabilitesi analizleri yapılmıştır. Şevin güvenlik sayısını belirleyebilmek amacıyla deprem kuvvetinin etkidiği durumlarda Basitleştirilmiş Bishop Dilim yöntemi esas alınarak, Fortran dilinde bilgisayar yazılımı kullanılmıştır. Bu yazılımla farklı magnitüd değerlerine sahip depremlerin etkisi; şevde meydana gelen ilave yatay kuvvetler, boşluk suyu basıncındaki artışlar ve zeminin kayma mukavemeti açısında oluşacak muhtemel azalmalar dikkate alınarak stabilite analizine aktarılmıştır. Deprem koşullarında şev geometrisinin yanı sıra zemin özelliklerinin de stabiliteye etkisinin incelenebilmesi amacıyla hazırlanan bilgisayar yazılımında, farklı iki şev ve zemin türünde örnek analizlerle sonuçlar değerlendirilmiştir. Yapılan analizler neticesinde, fay hattına yakın olan yüksek magnitüdlü depremlerde güvenlik sayıları oldukça düşük bulunmuş, aynı dinamik kuvvetler

etkisindeki kohezyonlu zeminlerde, tekrarlı kayma gerilmelerine bağlı olarak artan ilave boşluk suyu basınçları kohezyonlu ve granüler özelliklerin ikisini de gösteren diğer zemindekinden daha fazla olmuştur. Ayrıca güvenlik sayıları da daha düşük elde edilmiş olmakla birlikte depremli çözümlerde şev geometrisi ve yer altı suyunun varlığının şeve etkisi de incelenmiştir [11].

Kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde şev stabilitesi ve uygulama yöntemleri başlığı altındaki bir başka çalışmada; şev ve kütle hareketleri sınıflandırılarak, jeolojik açıdan incelemeler yapılmıştır. Şev stabilitesinin bozulmasına neden olan heyelanlara ayrıca değinilmiş olup, şevli alanlarda stabilite için hangi önlemlerin alınması gerektiğinden yola çıkılarak örneklemeler yapılmış, stabilite analizleri teorik yaklaşımlar ile irdelenmiştir. Özellikle kaya şevlerinde stabilitenin sağlanması amacıyla zemin ankrajlarının kullanılması durumlarında elde edilen analiz sonuçları değerlendirilmiştir [12].

Şev stabilitesi için yapılan bir başka çalışmada, eğimli arazilerde meydana gelen hareketlerin hangi nedenlerden kaynaklanabileceği, karşılaşılan durumlara etki eden faktörlerin önem dereceleri, şevli alanlarda stabilitenin sağlanması yöntemleri ile özellikle kazıklı iyileştirme yöntemlerinden söz edilmiş ve bazı örnekler sunulmuştur. Kazık yapılarak şev stabilitesinin sağlanabileceği belirtilmekte olup, şeve sebep olan ana etkenin çözümlenmesi noktasında kazıklı iyileştirmelerin bazı durumlarda etkili olmadığı, en etkili faktörün ise bazı durumlarda yeraltı su seviyesinin düşürülmesi ile şeve etkiyen yükün azaltılması veya topuk yapılması gerekliliğine vurgu yapılmıştır [13].

Konu kapsamında literatür araştırmasında kaynak taraması, geçmişteki yapılan çalışmalar ile güncel gelişmelerin birlikte ele alınması sonucunda oluşturulmuştur. Elde dilen bilgiler doğrultusunda baret temellerin düşey ve yatay yük taşıma kapasiteleri ve oturma durumları incelenmiştir.

Bu tez kapsamında, kazıkların düşey ve yatay yönlü yük taşıma kapasiteleri ve oturma esasları, yapım yöntemleri ve aşamaları, yükleme ve kontrol deneyleri incelenmiştir. Bunun yanı sıra şevli bir alanda baret kazık uygulamasının yapıldığı bir heyelan önleme çalışması da sunulmaktadır. 2. Bölüm'de kazıkların düşey yükler altındaki çalışma esasları ile taşıma gücü konusunda literatürdeki bilgilere

yer verilmiştir. 3. Bölüm'de kazıkların yatay yük altında taşıma gücü mekanizmaları ile yatay ve düşey yük altında oturma durumları hakkında bilgiler sunulmuştur. 4. Bölüm'de baret kazıkların yapım aşamaları ile avantajlı ve dezavantajlı durumları ele alınmış, 5. Bölüm'de baret kazıkların arazi deneyleri ile kapasitelerinin değerlendirmesi yapılmaya çalışılmıştır. 6. Bölüm'de şevli alanda Baret Kazıklar ile şev stabilitesinin sağlanması için yapılmış bir uygulama incelenmiş, proje kapsamında yapılan çalışmalar değerlendirilmiştir. 7. Bölüm'de sonlu elemanlar metodu ile sayısal hesaplamalar yapan PLAXİS 2D programına ait genel ve programın çalışma yöntemine dair bilgilere yer verilmiştir. 8. Bölüm'de ise heyelanın meydana geldiği sahada arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilmiş zemin parametreleri kullanılarak sayısal ortamda sonlu elemanlar yazılımı ile bir baret kazık analiz edilerek, baret kazıkların şev stabilitesine etkileri araştırılmıştır.

1.2 Tezin Amacı

Bu tezde İzmir İli Çiğli İlçesi Evka-5 konut yerleşim bölgesinde 2015 yılı bahar mevsiminde meydana gelen küçük çaplı heyelanda arazi ve laboratuvar çalışmaları incelenmiş olup, elde edilen zemin parametreleri kullanılarak heyelanın durdurulması için PLAXİS 2D sonlu elemanlar yöntemini kullanan bilgisayar destekli sayısal analiz programında analiz edilen baret kazıkların şev stabilitesine etkisinin incelenmesi amaçlanmıştır.

1.3 Hipotez

Bina ve tesis gibi yapıların yüklerinin sığ temeller ile zemine taşıttırılamadığı durumlarda, taşıma gücünün zayıf ve oturma problemlerinin olduğu zemin tabakalarının geçilerek sağlam zemin tabakalarına iletilmesi ile derin temeller adı verilen temel sistemleri geliştirilmiştir. Derin temel sistemlerinden Ülkemizde en çok tercih edileni betonarme kazıklı temel sistemleri olduğundan, özellikle yapının özellikleri ve kullanım amacı kazık maliyetini ciddi derecede etkilemektedir. İnşası düşünülen projedeki kazıkların maliyetinin düşürülmesi gerektiğinden, klasik dairesel kesitli fore kazıklardan daha az maliyetli olan baret kazıklar ile temel tasarımı yapılabilmektedir. Dairesel kesitli fore kazıklı temellere göre yatay yönde daha fazla kesme kuvveti ve eğilme momenti kapasitesine sahip olduklarından heyelan ve yapılardaki göçmelerin önlenmesinde de ayrıca tercih edilmektedirler.

Bu bağlamda, şevli bir alanda baret kazıklar ile şev stabilitesinin sağlanması için yapılmış bir uygulama incelenerek, arazi gözlem ve laboratuvar deneylerinden belirlenen zemin tabakalarına ait mukavemet parametreleri ile modellenen bir baret kazığın şev stabilitesine sağlayacağı katkılar sayısal analiz sonuçlarından elde edilebilir.

2
Kazıklar ve Yük Taşıma Mekanizmaları

2.1 Kazıklar ve Çeşitleri

Üst yapıdan gelen yüklerin tümünü ya da bir kısmını zemin yüzeyinden daha derinlerde bulunan tabakalara aktaran ve genelde temelin derinliğinin genişliğine oranının 5'ten büyük olduğu sistemler derin temel olarak nitelendirilmektedir [14].

Derin temeller;

→ Ayak/keson temeller

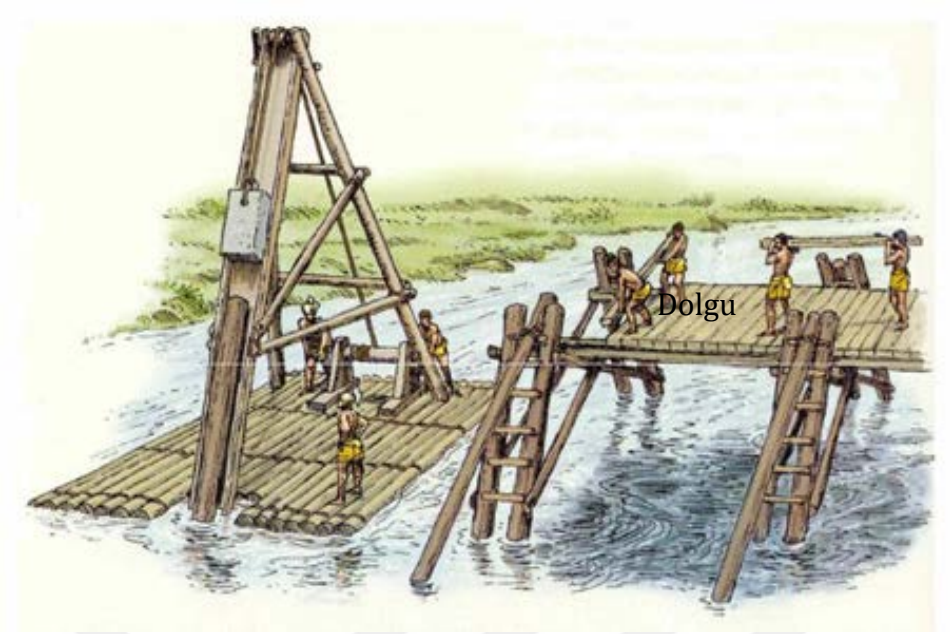
→ Kazıklı temeller ve

→Derin kazıların içerisine yerleştirilen temeller olarak düşünülebilir [15].

İmalat yöntemleri açısından kazıklı temeller ile ayak / keson temeller bir birinden farklı olmalarına rağmen, büyük çaplarda inşa edilebilmeleri göz önüne alındığında yapılacak analizlerde davranış açısından aynı gurup içinde yer almaktadırlar.

Derin bir kazı sonucu zemin yüzünden daha derine yerleştirilen yapı temelinin tasarımı daha çok yüzeysel temelin tasarımı ile aynı kurallara dayandırılmaktadır.

Kazık ve kazıklı temellerin kullanımı tarih öncesine kadar dayandırılmaktadır. Örneğin, İsviçre'de günümüzden yaklaşık 12.000 sene öncesinde sığ göl tabanlarında ahşap malzemesinden imal edilerek bunların üzerine de barınakların inşa edildiği bilinmektedir [16].



Şekil 2.1 Yıllar önce yapılan kazık örneği [16]

Kazıklar, üst yapıdan zemine aktarılacak yükleri, taşıma gücü ve oturma koşulları açısından, daha derinlerde yer alan zemin ve kaya ortamlarına aktaran çelik, beton ve ahşap malzemeden imal edilen yapısal elemanlardır. Zemin ortamlarında koşulların uygun olmadığı durumlarda sığ ve derin temellere göre maliyet açısından daha ekonomik olup, kullanım amaçları (**Şekil 2.2**) aşağıda açıklanmaktadır [14].

• Taşıma gücü açısından zayıf ve oturma davranışı konusunda da fazlaca sıkışabilme özelliğine sahip zemin tabakalarının geçilerek üst yapı yüklerinin daha sağlam zemin ve/veya kaya ortamlarına aktarılmasını sağlamak

• Yapıda meydana gelen toplam oturma miktarını kontrol altında tutmak,

• Sıvılaşabilme özelliğindeki zeminlerde, temelin oturduğu zeminde oluşması muhtemel taşıma gücü kayıplarını azaltmak ve önlemek,

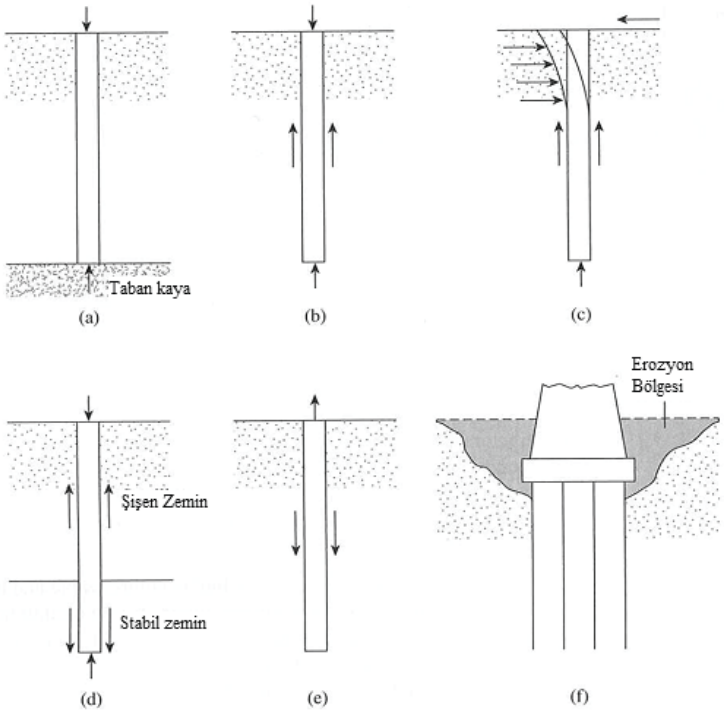
• Kaldırmaya ve döndürmeye çalışan kuvvetlerini engellemek,

• Temelin oturduğu zeminde oluşması muhtemel şişme ve büzülme potansiyelini ortadan kaldırmak için kullanılmaktadır.

Kazıklı temellerin kullanımını zorunlu hale getiren zemin koşulları ile yükleme durumları **Şekil 2.2**'de basit bir şema şeklinde sunulmaktadır [17]. Bunlar;

a) Üst yapı yüklerinin zemin tabakalarına aktarılması noktasında taşıma gücü açısından oldukça zayıf ya da fazlaca sıkışabilme özelliğinde bulunan zeminlerin geçilerek, yüklerin çok daha derinlerdeki sağlam zemin ya da kaya birimlerine aktarılma zorunluluğunun bulunduğu koşullarda,
b) Sağlam tabakaların fazlasıyla derinde olduğu koşullarda, yüklerin kazık çevresinden zemine aktarılması gerektiğinde,
c) Dayanma yapılarının veya yüksek yapıların temellerinde zemine etkiyen, yanal yüklerin (rüzgar, deprem v.b.) karşılanması amaçlandığında,
d) Suyun bulunduğu ortamlarda kabaran ve/veya aniden çökme özelliğine sahip zeminlerde üst yapı yüklerinin aktif derinlik olarak adlanırılan alanın dışına aktarılması gerektiğinde,
e) Kuleler, deniz ve liman platformları ile yeraltı suyu altında inşa edilen radye temeller kaldırma kuvvetinin etkisindedirler. Bu kuvvetlerin etkisinin ortadan kaldırılması durumlarında,
f) Köprülerin inşasında köprü kenar ve orta ayakları erozyona maruz kalmaktadırlar. Dolayısıyla temel altının oyulmasına karşı kazıklı olarak düzenlenmeleri gerektiğinde, kazıklı temeller imal edilmektedir.

Yukarıdaki gereklilik koşulları dışında da kazıklar bazı durumlarda zeminde oluşması muhtemel kayma ve göçme hareketlerini kontrol altına almak, özellikle gevşek zeminlerin sıkılaştırılarak iyileştirilmesi amacıyla da kullanılabilirler.



Şekil 2.2 Kazıklı temellerin kullanım alanları [18]

→Kazıklar yük taşıma şekline göre;

•Uç kazıklar

•Sürtünme kazıklar

•Çekme kazıklar

•Ankraj kazıkları

•Kompaksiyon kazıkları

•Eğik kazıklar

→İmal edildikleri malzeme cinsine göre;

•Betonarme kazıklar

•Ahşap kazıklar

•Kompozit kazıklar (Genelde alt kısımları ahşap ve/veya çelik, üst kısımları beton)

•Çelik kazıklar

→Kazıkta meydana getirdikleri yer değiştirmeye göre;

•Çok miktarda yer değiştirten kazıklar (İnşa edildiği sırada zemini yana doğru iterek zeminin yer değiştirmesine sebep olan bütün hazır, çakma ve yerinde dökme kazıklar)

•Az miktarda yer değiştirten kazıklar (H veya I kesitli olup, uçları açık boru çelik ya da burgu kazıklar)

•Yer değiştirmeye sebep olmayan kazıklar (Yerinde dökme kazıklar ile muhafaza borusu yardımıyla betonlanan kazıklar) olarak sınıflandırılabilir.

Kazık temeller farklı doğrultulardaki statik, deprem v.b. dinamik etkiler ile meydana gelen titreşimler altında yükleri, sürtünme aracılığı ile kazık boyunca çevreleyen zemine ve uç direnci yolu ile sağlam zemine aktaran taşıyıcı unsurlardır. Tek olarak kullanılabilecekleri gibi grup halinde de kullanılabilirler. Bir kazıktaki taşıma gücünü, kazık-zemin ilişkisi açısından iki faktör etkilemektedir. Bunlardan biri kazığı çevreleyen zeminin taşıma gücü açısından sahip olduğu özellikler, bir diğeri de kazığın yapıldığı malzemenin dayanım parametreleridir. Bu özelliklerden yola çıkılarak kazığın ve zeminin, uygulanacak yük altında sağlam kalacağı düşünülerek değerlendirme yapılır.

Dairesel kesitli imal edilen Fore kazıklara göre, dikdörtgen en kesitli olan baret kazık tasarımında ve imalatında da farklı yöntemler kullanılmaktadır [19].

Bu yöntemler;

→Zemin özelliklerini kullanan taşıma gücü denklemleri: Yüzeysel temellerdekine benzer şekilde zemin etüdleri ile laboratuvar deneylerinden elde edilen zemin parametrelerinin kullanılarak taşıma gücünün hesaplandığı yöntemlerdendir.

→Arazi deneyleri ile belirlenmesi: Standart penatrasyon (SPT), Koni penatrasyon (CPT) ve Presiyometre deneyleri gibi arazi deneyleri sonuçlarına bağlı olarak elde edilen verilerden kazık taşıma gücü hesaplanabilmektedir.

→Dinamik kazık denklemleri: Fizikteki enerjinin korunumu ilkesinden yola çıkılarak kazıkların çakma kayıtlarına dayanan dinamik kazık formülleri

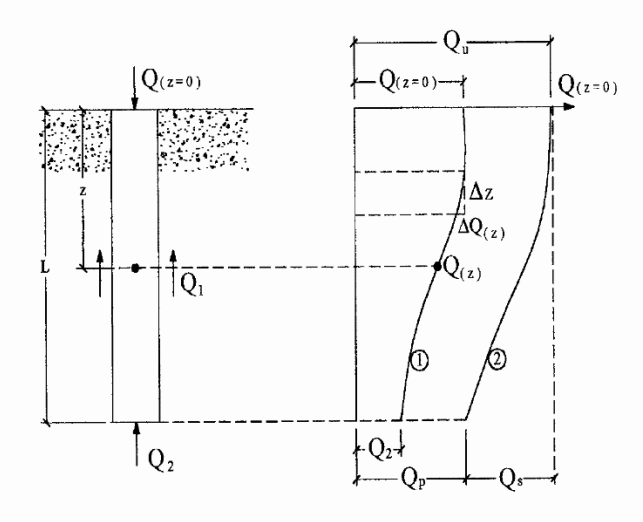
kullanılarak kazık taşıma gücü belirlenebilmektedir.

→Arazi yükleme deneyleri: Derin kazı içine temel inşa etmeden önce, aynı ortamda deney yapmak amacıyla bir deneme kazığı imal edilerek kazık yükleme deneyi ile kazıktaki taşıma gücü kapasitesi belirlenebilmektedir. Zemin ortamındaki karışıklık ve belirsizlik sebebi ile analizlerde emniyetli yönde kalınması amacıyla güvenlik sayıları olması gerekenden daha yüksek düşünülmektedir. Arazide gerçekleştirilen kazık yükleme deneyleri ile gerçekte kazığın taşıyabileceği maksimum yük belirlenebilmektedir. Dolayısıyla yüksek alınan güvenlik sayıları gerçek taşıma gücüne bağlı olarak daha düşük alınarak ekonomik bir temel tasarımının yapılmasına da olanak sağlamaktadır.

Kazıkların kohezyonlu ve daneli zeminlerde yük taşıma kapasiteleri ile kazık-zemin davranışı ve etkileşimi son derece karmaşık olup, bu durumun incelemesi amacıyla bir çok araştırma yapılmış olmasına rağmen, kazık kapasitesinin hesaplanması noktasında çok farklı denklemler kullanılabilmekte ve genelde sonuçlar bir biri ile uyumlu-yakın olabilmektedir. Bu nedenle kazık imalatının yapılacağı bölgelerde, imalat öncesi yapılmış olan çalışma ve araştırmalar önem arz etmektedir.

2.2 Kazıklarda Düşey Yükler Altında Taşıma Gücü

Bir kazıktan zemine yük aktarımı kompleks bir yapıdadır. Yükün zemine aktarılışı aşağıdaki **Şekil 2.3**'te şematik olarak gösterilmektedir.



Şekil 2.3 Kazık yük taşıma mekanizması [18]

Kazık üzerine etkiyen yük Q zemin yüzeyinden başlayarak aşağıya doğru derinlikle birlikte azalmaktadır. Bu Q yükünün bir kısmı kazık gövdesince oluşarak yüzey sürtünmesi ile karşılanan Q_1 ve kazık ucunun altındaki zemin tarafından karşılanan Q_2'dir. Yük aktarma mekanizmasına bakıldığında, toplam yükün ne kadarlık bir kısmının yüzey sürtünmesi ve ne kadarlık bir kısmının da uç mukavemeti ile karşılanabileceğini belirlemektedir [15]. Bu nedenle kazık boyunca aktarılan maksimum yük, zeminin taşıma kapasitesine bağlıdır. Tasarımda bu iki etken dikkatle incelenmeli, kazık tip ve imalat ekipmanları ve yükün aktarılacağı zeminin mukavemet parametreleri hassasiyetle belirlenerek taşıma gücü hesaplanmalıdır. Kazık temeller imalat açısından maliyetli olmaları sebebiyle uygun tasarlandıkları sürece söz konusu şartları sağlarlar. Bu nedenle boyu gereğinden kısa olan ya da yetersiz kesit alanına sahip kazık temeller önemli mühendislik problemlerine sebebiyet verebilir. Dolayısıyla kullanılacak kazık cinsi, boyu ve kesitleri hassasiyetle belirlenmelidir.

Üst yapıdan kazık aracılığı ile zemine iletilen yükün bir kısmı çevre sürtünmesi ile taşınırken geriye kalan kısmı da kazık ucundaki zeminin gösterdiği dirence bağlı olarak taşıdığı yük olan uç direnci ile ifade edilebilir. Bu nedenle taşıma gücünün zemine aktarılış biçiminden yola çıkılarak kazıklar iki başlık altında toplanabilir;

♦ Sürtünme kazığı ve

♦ Uç kazığı

Dairesel kesitli kazıkların dikdörtgen kesitli hali olan baret kazıklarda da taşıma gücü eşitliği aşağıdaki gibi ifade edilebilir [20].

$$Q_u = Q_p + Q_s \tag{2.1}$$

Burada;

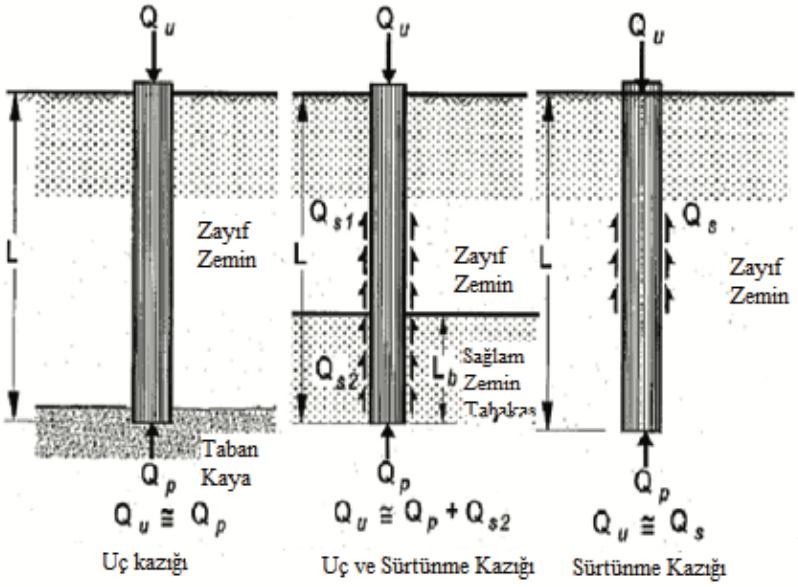
Q_U : Grup etkisi olmadan bir kazıktaki maksimum yük taşıma kapasitesi

Q_P: Kazık uç direnci

Q_S: Kazık çevre sürtünmesi direnci

2.2.1 Uç Kazıklar

Taşıma gücünün düşük olduğu ve yüksek sıkışabilirliğe sahip zemin tabakalarının geçilerek, üst yapı yüklerinin daha derinlerdeki sağlam zemin tabakalarına ve/veya kaya birimlerine aktarılması durumunda kazıklar sağlam kayaya kadar uzatılabilir. Bu durumda kazığın taşıma gücü, tamamen kazık uç direnci ile sağlanır.



Şekil 2.4 Yük taşıma biçimlerine göre kazıklar [21]

Kazıklarda, kazık uç direncinin hesaplanması için yüzeysel temellerdeki taşıma gücü denklemleri kullanılır. Çünkü kazık ucunda meydana gelen göçme davranışı, sığ (yüzeysel) temellerin tabanında oluşan göçme mekanizması ile hemen hemen aynıdır.

$$q_u = q_p = c'.N'_c + q'.N'_q + \gamma.N'_\gamma \qquad (2.2)$$

Ayrıca, kazık çapının yüzeysel temellerin genişliğine göre oldukça küçük olmasından dolayı üçüncü terim ihmal edilebilir.

Buna göre; (kazık için derinlik = D_f yerine, uzunluk olarak L kullanılırsa), efektif gerilme cinsinden eşitlik;

$$q_p = c'.N'_c + q'.N'_q \qquad (2.3)$$

şeklinde elde edilir.

Bu denklem bize uç mukavemetini verir;

$$Q_p = A_p . q_{p=} A_p (c' . N'_c + q' . N'_q) \quad (2.4)$$

Burada,

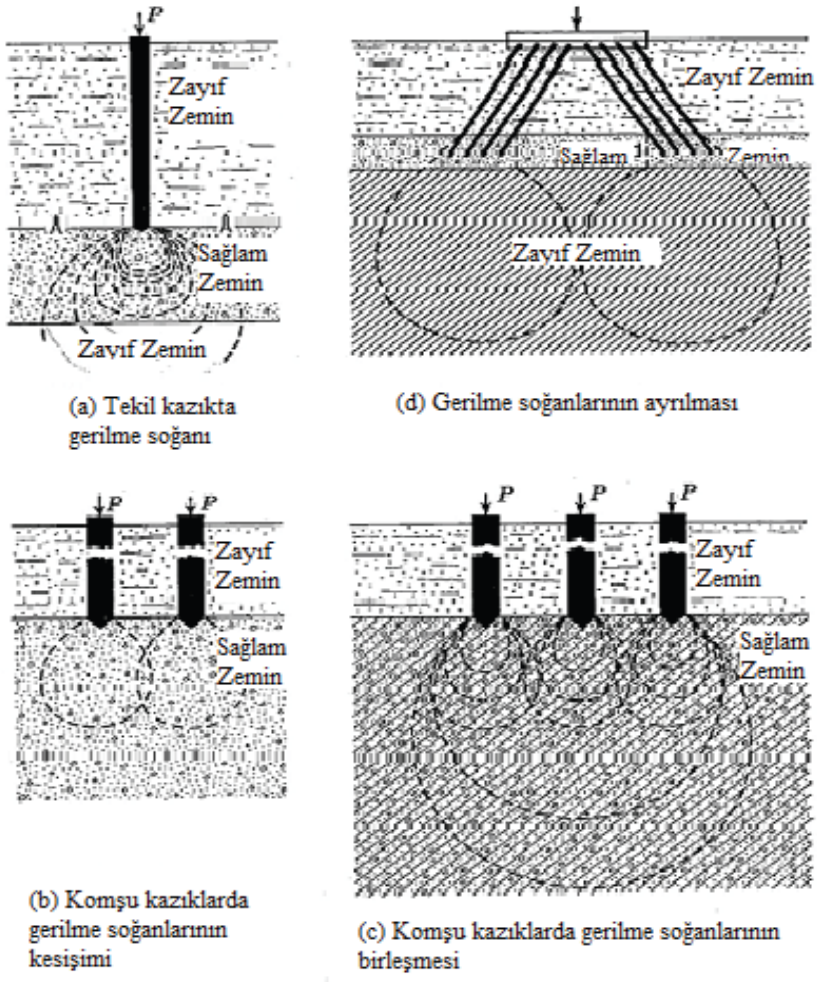
A_p : Kazık ucu en kesit alanı

q_p : Birim uç mukavemeti

c': Kazık ucu zemininin kohezyonu

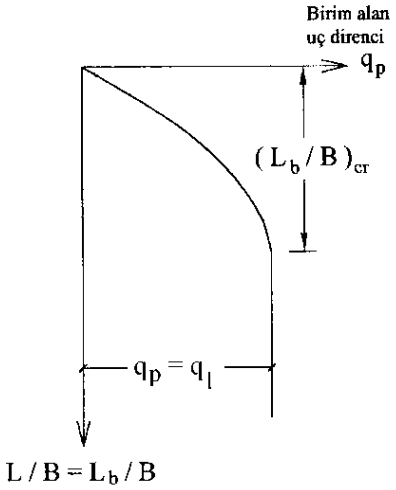
q': Kazık uç seviyesindeki efektif düşey gerilme

N'_c, N'_q: Kazık ucu kapasite faktörleri



Şekil 2.5 Uç kazığında gerilme dağılımları [22]

Kazıklarda, uç taşıma gücünün derinliğe bağlı olarak arttığı, ancak kritik bir derinlikten sonra değişmediği, uç direncinde ise derinliğe bağlı artışta bir azalma olduğu ve bir limit değerden söz edilemeyeceği ifade edilmiştir [23], [24].



Şekil 2.6 Kritik derinliğe bağlı uç direnci değişimi [16]

Çevre sürtünmesi ve uç direncinin sahip olduğu sınır değerler farklı olmakla birlikte, bu değerlere farklı oturma miktarlarında ulaşılır. Çevre sürtünmesi direncinin maksimum değerine ulaşması için kazık çapının %3'ü ile %1'i, uç direncinin etkili olabilmesi için de kazık çapının %10'u ile %20'si kadarlık bir oturmanın meydana gelmesi gerekmektedir [25]. Bezer şekilde uç direncinin bütünüyle etkin olabilmesi için, kazık çapının %10'u ile %25'i oranında kazık uç kısmında bir deplasman meydana gelmelidir [20].

Bu hareket değerleri zemin tiplerine göre değişiklik gösterebilir ve bir birine yakın olabilir. Genel olarak tasarım yapılırken belirlenmiş olan çevre sürtünme direncine göre kazıklar sınır değerin altında çalışırlar. Bu nedenle son yıllarda yapılmış olan birçok araştırmaya bağlı olarak uç direnci ile çevre sürtünmesi için ayrı ayrı güvenlik katsayılarının uygulanması gerekliliği doğmuştur.

2.2.2 Sürtünme Kazıkları

Zemin ortamı içinde yer alan bir kazık yüklendiğinde kazık bir miktar oturur, zemin ile kazık yüzeyi arasında sürtünmeden dolayı çevredeki zeminde de oturma meydana gelir, fakat kazık zemine göre daha fazla hareket edecek. Bu durumda zemin ile kazık yüzeyi arasında, kazık yüzeyinde oturma yönüne zıt yönlü olacak şekilde bir mukavemet gelişir. Zeminin göstermiş olduğu bu dirence çevre sürtünmesi denilir. Kazık taşıma kapasitesinin artışında önemli bir faktördür.

Baret kazıklarda sürtünme direnci aşağıdaki formül ile hesaplanabilmektedir [15].

$$Q_s = \sum p.\Delta L_i \,.\, f_i \tag{2.5}$$

Burada;

p=kazık en kesit çevresi(p=πxD)

L= kazık uzunluğu

f_i=kazığın her bir z derinliğindeki birim çevre sürtünmesi değeri

Kazık tasarımında ilk olarak, birim çeper sürtünmesi ve birim taban gerilmesi, uç ve şaft kapasitelerinin tayini için doğru tahmin edilmelidir. Unutulmamalıdır ki, aynı nihai taşıma kapasitesine farklı uzunluktaki/çaplardaki kazıklar ile ulaşılabilinir, fakat kazık tasarımı esnasında son boyutlandırmaya karar verilirken kazık yük - deplasman ilişkisi, sahadaki imalat şartları ve ekonomi göz ardı edilmemelidir [26].

Birim uç mukavemeti (q_p) ile çeper sürtünmesi (f_s) tahminine yönelik metotlar iki farklı grupta değerlendirilebilir. Birinci gruptaki metotlar genelde içsel sürtünme açısı, kayma mukavemeti gibi temel zemin özelliklerine dayanmaktadır. İkinci gruptaki yaklaşımlar ise arazi deneylerinden gelen sonuçları dikkate almaktadır (Standart penetrasyon testi, koni penetrasyon testi vb). Kazık kapasitesinin tayini çoğunlukla farklı zemin tiplerinde ölçülen kazık kapasiteleri doğrultusunda oluşturulan kombinasyonlar ve bunlardan elde edilen ampirik metotlara dayanmaktadır. Genelde bu tip kombinasyonlarda önemli olarak nitelendirilebilecek hata payları söz konusudur ve gerçek zemin koşulları bu kombinasyonlarda gruplandırılan zemin sınıflarına (granüler, kohezyonlu, kaya gibi) tam anlamı ile uymamaktadır. Bu nedenle doğru kazık tasarımı için saha koşullarına en uygun zemin sınıfını veya sınıflarını seçmek gerekmektedir [26].

- **<u>Kaya Ortamlarına Soketlenen Kazıklar</u>**

Kayaya soketli kazıkların tasarımında statik yükleme deneyleri ile kazığın soketlenmiş olduğu kaya biriminden alınan örnek numuneler üzerinde uygulanan serbest basınç deneylerinin sonuçları ile elde edilmiş ampirik bağıntılar kullanılmaktadır. Tasarım aşamasındaki birtakım belirsizlikler ya temelin güvenle taşıyacağı yükü azaltır ya da gereğinden çok daha güvenli ve ekonomik olmayan bir tasarım yapılmasına sebebiyet verir.

Taşıma gücü ve oturma davranışı açısından sağlam olmayan zemin tabakalarının geçilerek daha derinlerde yer alan sağlam kaya ortamlarına inşa edilen kazıklar Uç Kazıklar olarak nitelendirilirler. Bu tür kazıklarda, kazık çalışma yükü, kazığın en kesit alanında güvenle taşınacak yük şeklinde tanımlanır ve buna bağlı olarak belirlenir. Ancak zayıf ya da fazlaca ayrışmış kayaç ortamlarındaki soketli kazıklar hem sürtünme hem de uç kazığı davranışına sahiptirler.

Kazıklarda, yük taşıma kapasitesini ve oturma davranışını etkileyen faktörler aşağıdaki gibi özetlenebilir [25].

→Kazık yapımında kullanılacak soketin boy/çap oranı,

→Soketin ucu ile çevresinde yer alan kayanın mukavemeti ve elastisite(Young) modülü,

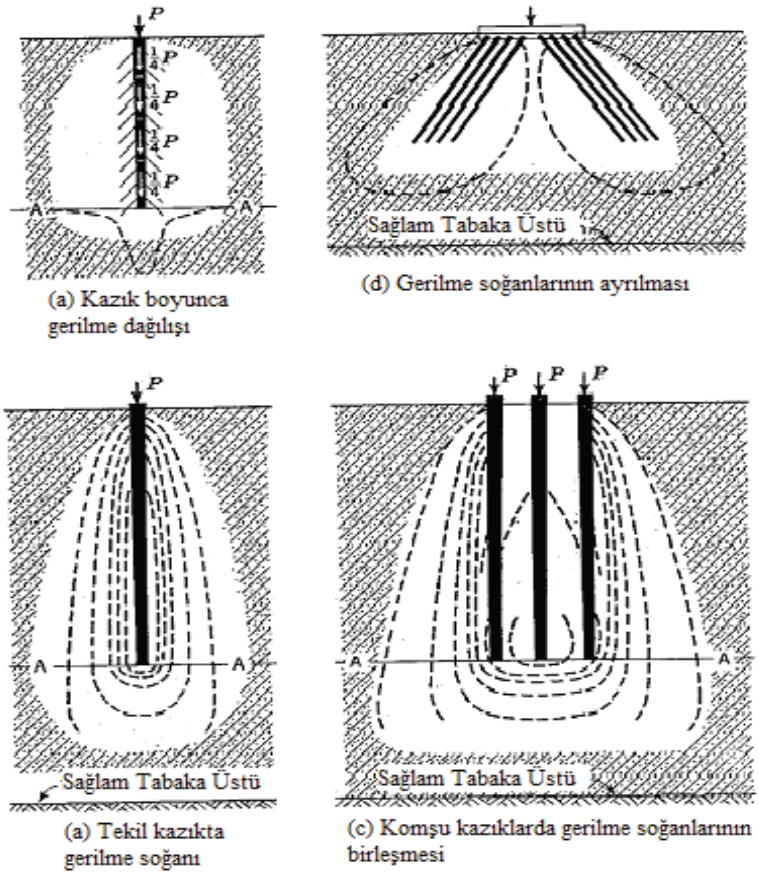
→Soket çevresinde yer alan yüzeyin ve bentonit süspansiyonunun özellikleri,

→Kuyuda delme işlemi yapılırken kuyu tabanına çöken malzemenin kuyudan temizlenmesi,

→Kayanın tabakalı yapısı nedeniyle mukavemet ve elastisite(Young) modülündeki değişkenliğin sokete etkisi,

→Kazık oturma miktarı,

→Kaya ortamı - beton arayüzünde malzemede meydana gelecek aşınmaya bağlı olarak zamanla oturmaların artmasıdır.



Şekil 2.7 Sürtünme kazıklarında gerilme dağılımı [22]

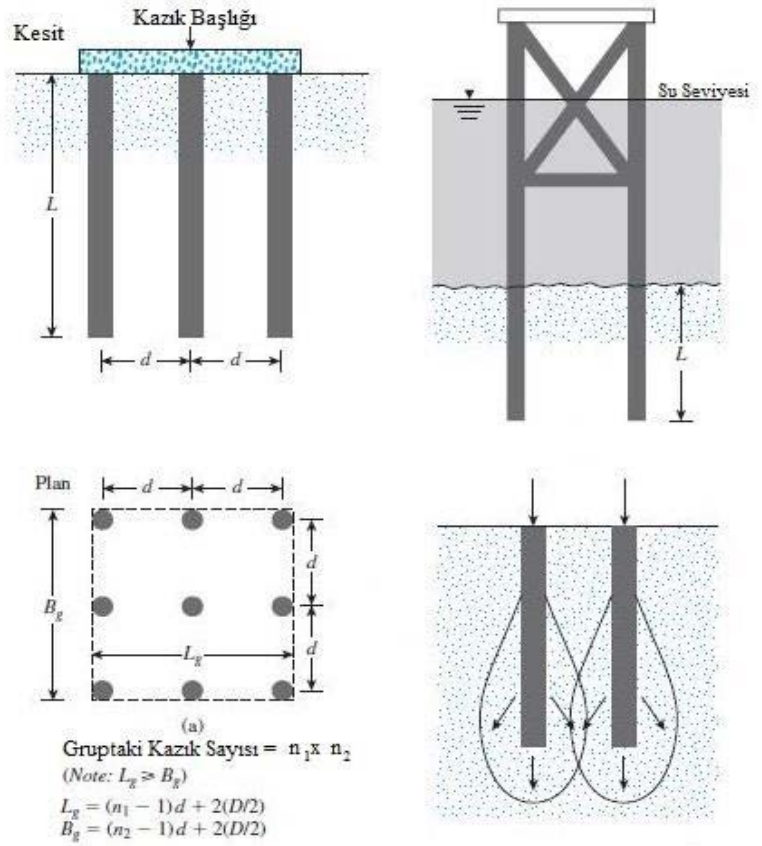
2.3 Grup Kazıklarında Taşıma Gücü

Temel mühendisliği çözümlerinde yapısal yüklerin zemine aktarılması için kullanılan kazıklar genelde grup halinde çalışırlar. Kazık gruplarında yük taşıma kapasitesinin belirlenmesi oldukça karmaşık olmakla birlikte tamamen kavranabilmiş değil. Kazıkların esas olarak;

•Kazık başlıklarının ekonomik bir şekilde imal edilebileceği kadar yakın,

•Birbirlerine etki ederek grup taşıma gücünü düşürmeyecekleri kadar uzakta olmasına çalışılmalıdır [15].

Kazık grupları oluşturmak amacıyla kazıklar başlarından beton bir başlık oluşturularak birleştirilirler. Bu başlık zemin yüzüne bitişik veya bir miktar yukarıda olabilir.



Şekil 2.8 Kazık başlığı [15]

Uygulama ve analiz yöntemleri ile birlikte kazıklarda yapılan testler, özellikle kil zeminlerde, sürtünme kazığı gruplarındaki toplam taşıma gücü kapasitesinin, tek bir kazık taşıma gücünün grupta yer alan kazık sayısı ile çarpılması sonucu elde edilen değerden çok daha düşük olduğunu göstermektedir. Kazık taşıma kapasitesindeki bu kayıp, kazığın çapına, boyuna ve aralığına göre değişkenlik göstermektedir. Kazıkların uç kazığı olarak çalışması durumunda ise taşıma kapasitesinde, grup etkisine bağlı herhangi bir kayıp oluşmamaktadır. Hem uç hem de sürtünme kazığı olarak çalışan bu tür kazıklarda taşıma gücündeki kayıplar sadece çevre sürtünme direncindeki değişime bağlı olarak ele alınmaktadır. Kazıkların sık aralıklarla tasarlanması durumunda zemine aktarılan gerilmelerin çakışabileceği ve bu nedenle taşıma gücü kapasitesinde azalmanın meydana geleceği söylenebilir. Pratik bir çözüm olarak, uygulamalarda grup kazıklarında taşıma gücü kaybını engelleyecek şekilde aralıklar belirlenmelidir. Genellikle uygulamalarda iki kazığın arasındaki en düşük mesafe, kohezyonsuz zeminlerde

kazık çapının/genişliğinin 2.0 katı, kohezyonlu olan zeminlerde ise 3.0 katı kadar alınmaktadır [15], [24], [25].

Grupta yer alan tek bir kazık, diğer kazıkların davranışı ile grubun sahip olduğu geometriden etkilenmektedir. Bu şekilde kazıkların birbiri ile yapmış olduğu etkileşime grup etkisi adı verilmektedir. Grup kazıklarında, her bir kazığa etkiyecek çalışma yükünü azaltmaktansa kazık boyunun arttırılması ile kazık taşıma gücü kapasitesini arttırıp grup azaltma faktörünü uygulayarak belirlenen kazık taşıma kapasitesine ulaşmak genelde maliyet açısından ekonomik bir çözüm sunmaktadır [20], [22].

Grup kazıklarında taşıma kapasitesi verimliliği;

$$\eta = Q_{g(u)} / \sum Q_u \tag{2.6}$$

şeklinde ifade edilebilir.

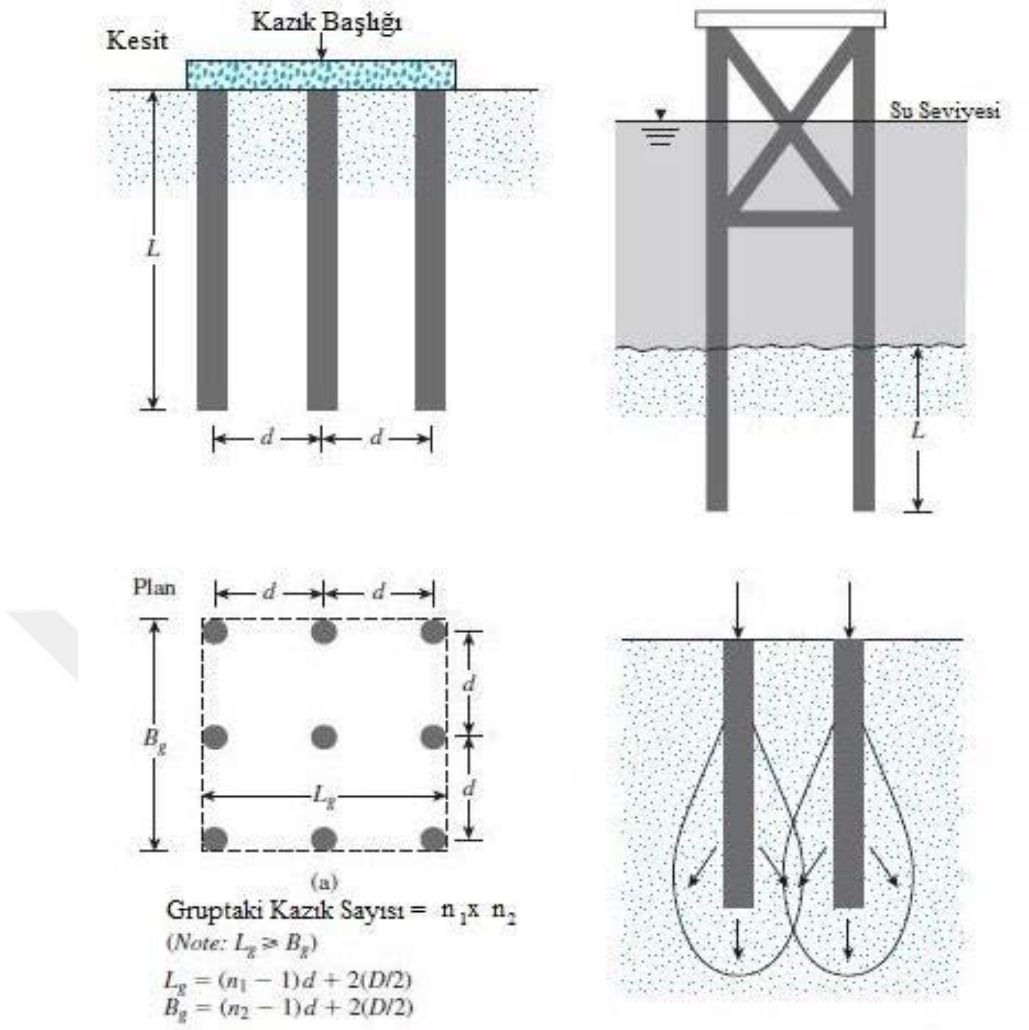
Burada;

η= grup etkisi

$Q_{g(u)}$= grup kazıklarının maksimum yük taşıma kapasitesi

Q_u= grup etkisi olmadan bir kazıktaki maksimum yük taşıma kapasitesi

Kazıkların bir araya gelmesi ile (**Şekil 2.9**) kazıklarda çevre sürtünmesi ve/veya noktasal mesnetlere bağlı olarak zemine iletilen gerilmelerde çakışma görülür ve bu nedenle kazık taşıma gücünde azalma meydana gelir.



Şekil 2.9 Kazıklarda grup etkisi [15]

Aşırı yüklemeye bağlı oluşan basıncın büyüklüğü kazığın yüküne ve açıklığına bağlı değişmekte olup, eğer kazık aralığı yeteri kadar geniş değilse zeminde kesme sonucu ya göçme meydana gelecektir ya da zeminde aşırı oturma oluşacaktır.

Gerilme çakışmasının oluştuğu bölgelerdeki gerilmenin şiddeti kazık aralığı "s"nin arttırılmasıyla azalırken büyük kazık açıklıklarının varlığı genelde kullanışsız bir durum olmaktadır. Çünkü böyle bir durumda büyük ve kalın kazık başlıklarının yapılması gerekliliği ortaya çıkar ve bu da yüksek maliyetle birlikte kazık grubuna etkiyecek başlık yükünü arttırır.

AASHTO'ya göre kazıklar bir grup içerisinde merkezden merkeze uzaklık 75.00 cm veya 2.5 (genişlik/çap) oranından fazla olmalıdır [28]. Herhangi bir kazık kenarından en yakın kazık başlığı kenarına olan mesafe 25.00 cm'den az

olmamalıdır. Kazıklar tüm hasar görmüş kazık malzemesi atıldıktan sonra başlık betonu içine en az 30.00 cm girmelidir. Gevşek kumlu zeminlerde yapılan örnek deneylerde, çakma kazık grubunun yük taşıma kapasitesinin tek tek kazıkların taşıma gücü toplamına oranı olarak tanımlanacak çakma kazık grup etkinlik faktörünün her zaman η_g>1 olduğunu ve maksimum değerinin d/D (d kazık merkezleri arasındaki uzaklık) oranının 2 olduğu durum için elde edildiğini göstermektedir.

Gruptaki kazık sayısının artmasıyla grup etkinliğinin arttığı da gözlenmiştir. Sıkı kum zeminlerde ise genelde η_g>1 olmakla birlikte dilatans (genleşme) nedeni ile η_g<1 durumu oluşabilir. Su jeti yöntemi ile yerleştirilen hazır kazıklarda da aynı sonuçlar söz konusu olmaktadır.

Günümüzdeki uygulamada;

♦Kum zeminlerde, çakma kazıklarda güvenli tarafta kalmak amacıyla üst sınır için η_g=1

♦Fore kazıklar için de η_g=0,67 olarak alınmaktadır.

Killi zeminlerde yapılan örnek deneylerde, grup etkinliğinin η_g<1 olduğu ve kare gruplarda d/D<2 olması halinde blok göçme eğilimi gözlenmiştir. Kazıklarda blok şeklinde göçme olmadıkça ve çakma sonucunda meydana gelen boşluk basınçlarının sönümlenmesi için yük etkimesinden önce yeteri kadar beklenmesi durumunda η_g=1 alınması söz konusu olabilmektedir.

Vesic günümüzdeki koşullar dikkate alındığında, kazıklarda grup taşıma gücü tahmininin fazlaca olduğunu, blok göçme olmadan da kazıkların zemine tek tek gömüldüğünü gözlemlediğini belirtmektedir [29].

Blok göçme olasılığını araştırmanın yanında d/D=2 koşulu için η_g=0,7 alıp, d/D =8 koşulu için de η_g=1 alınmasını, kayaçlarda ise kazık eksenleri arasında en az D (Kazık Çapı)+30.00 cm oldukça etkinliğin 1 alınması gerektiği genel bir uygulamadır [25].

2.4 Baret Kazıklar

İnşa edilmesi planlanan yapının özellikleri ile birlikte inşaatın yapılacağı alan/bölge, kazıklı temellerin inşaat maliyetlerini etkilemekte olup, bunun normal düzeylere indirgenmesi gerekmektedir. Bu ihtiyaçlar nedeniyle derin temel elemanı olarak nitelendirilen ve Baret Temeller olarak adlandırılan yeni bir temel sistemi ortaya atılmıştır. Baret temeller, dairesel kesitli kazıkların dikdörtgen ve eşdeğeri kesitlerde imal edilmesiyle oluşturulan kazıklar olarak tanımlanabilir. Bu kazıkların en önemli avantajı aynı miktardaki beton ve donatı ile %35'lere varan miktarda daha yüksek yük taşıma kapasitesine ulaşılabilmesidir. Özellikle kaya birimlerinde soketleme yapmak için soket boyunun kolay bir şekilde temin edilebilmesi yapıların güvenli ve ekonomik olarak inşaa edilmesini sağlamaktadır.

Dolayısıyla bir baret kazıkta, tasarıma bağlı kazık kapasitesi ve kazığın emniyetle taşıyacağı yük aşağıdaki gibi ifade edilebilir [21], [30].

$$Q_d \leq Q_{emn} = Q_p/(F.S_p) + Q_s(F.S_s) \qquad (2.7)$$

denklemi ile belirlenebilir.

Burada;

Q_d = tasarım kapasitesi

Q_{emn} = emniyetli taşıma kapasitesi

Q_p = maksimum kazık uç direnci

$F.S_p$ = Kazık uç direnci güvenlik sayısı

$F.S_s$ = Kazık sürtünme direnci güvenlik sayısı, olarak ifade edilebilir.

Kazıklar tasarlanırken kazıkların kendi ağırlıkları da dikkate alınması gereken bir faktördür. Özellikle büyük çaplarda tasarlanan ve imal edilen betonarme kazıklar ile H kesitli olarak imal edilen kazıkların toplam ağırlıkları dikkate alınacak kadar fazladır. Donatılı betonun birim hacim ağırlığı 25 kN/m^3 iken çeliğin birim hacim ağırlığı 78 - 80 kN/m^3 kadardır. Bu sebeple kazıkların yer altı suyu tabakası altındaki ağırlıkları da dikkate alındığında kendi ağırlıkları, emniyetle taşınacak

toplam yükten çıkarılmalıdır [21].

$$Q_d \leq Q_{emn} = Q_p/(F.S_p) + Q_s(F.S_s) - Q_w \quad (2.8)$$

Burada,

Q_w: Suyun kaldırma kuvveti etkisinde kazığın zati ağırlığı

Kazıkların inşası sonrasında, kazığın çevresinde yer alan zeminde zamanla ve ani olarak nitelendirilebilecek oturmalar meydana gelebilir. Bu oturmalar; killi zeminlerde konsolidasyon, kumlu zeminlerde ise sıkışma etkisiyle meydana gelebilir. Henüz konsolidasyonunu tamamlamamış yeni bir dolgunun eski bir kil üzerinde yer alması, kazık ucunun sağlam olarak nitelendirilen bir tabakaya girmiş olup, yeni dolgunun kendi ağırlığı altında, yumuşak kil tabakasının ise; hem üzerindeki yeni dolgunun hem de yeraltı suyunun indirilmesi gibi nedenlerle oturuyor olması durumunda kazığın uç direncinin kazıktaki oturmaya direnmesi sebebiyle çevredeki zemin kazıktan daha fazla oturma yapar ve kazık ile birlikte aşağı yönlü hareket eder. Çevre sürtünmesi kazığa uygulanan yük ile aynı yönlü etkimeye başlar. Böyle durumlarda oluşan bu kuvvete Negatif Çevre Sürtünmesi denilmektedir.

30.00 – 40.00 m derinlikte yumuşak kil üzerine yapılan 10.00 – 15.00 m dolgu nedeni ile bir kazık üzerinde 200–270 ton ek yük geldiğinin ölçüldüğü belirtilmiştir [32]. Dolayısıyla kazık taşıma gücü hesaplarında negatif çevre sürtünmesi dikkate alındığında, kazığın emniyetli taşıma gücü;

$$Q_d \leq Q_{emn} = Q_p/(F.S_p) + Q_s(F.S_s) - (Q_w - Q_{nsf}) \quad (2.9)$$

şeklini alacaktır [30].

Burada,

Q_{nsf}= Negatif çevre sürtünmesidir.

Derin temellerin yapılması gereken durumlarda zeminlerin cinsine bağlı olarak, kazık sürtünme direncinin etkin olabilmesi için kazık çapının %1'i civarında, kazık

uç direncinin etkin olabilmesi için de kazık çapının %10'u - 25'i kadar oturma meydana gelmelidir [15]. Bu nedenle derin temel tasarlanırken kazıkların maksimum ve izin verilebilir oturma sınırları içerisinde kalacak şekilde olması unutulmamalıdır.

Baret kazıklar, diğer kazık türlerinin bir kısmı gibi sadece betondan imal edilebilmelerine rağmen genelde donatılı olarak tasarlanırlar. Beton ve çelik malzemesinin taşıma gücü kapasitesi kazığın davranışını etkilerken, temel tasarımında da izin verilebilir oturma sınır değerleri içerisinde kalacak şekilde yük taşıma kapasitesinin sağlanması hesaplarda dikkate alınır.

Kazık tasarlanırken uç ve sürtünme direncinin hesaplandığı gibi gerçekleşmesi istenir. Bu durumda kazık imalatı yapılırken ki teknik uygulamalar ve tecrübe etkenleri dikkate değerdir. Özellikle istenen yük taşıma kapasitesine izin verilir oturma sınır değerleri içerisinde ulaşılması tasarımı destekleyici nitelikte olur.

Bir kazığın uç taşıma kapasitesi ve sürtünme direncinin toplanmasıyla, kazığın toplam yük taşıma kapasitesi belirlendikten sonra, her bir kazık için izin verilen toplam yükün elde edilmesi amacıyla, uygun bir emniyet faktörü kullanılır.

Genellikle nihai yükün hesaplanması ile ilgili belirsizliklere bağlı olarak uygun olan bu güvenlik faktörü 2.5 - 4 arasında kullanılır [15].

Kazığın güvenle taşıyabileceği yükün, aynı zamanda kazık çalışma yükü olarak da ifade edilebilmesi için, bu yük değerindeyken kazık malzemesinde oluşacak gerilmelerin izin verilen değerleri aşmaması ve beklenen oturma değerlerinin de izin verilen sınır değerlerin içinde kalacağının bir nevi ispatlanması gerekir. Dolayısıyla uygulanacak güvenlik sayısı kazığın inşası sırasındaki denetime ve maksimum olarak taşınacak yük tahminine bağlı olarak değişir ve önerilen değerler **Tablo 2.1**'de verilmektedir.

Tablo 2.1 Kazık taşıma güçlerine göre önerilen güvenlik sayıları [34]

Kontrol ve Tahmin	Artan Yapım Kontrolü				
Zemin incelemesi	X	X	X	X	X
Statik analiz	X	X	X	X	X
Çakma eşitlikleri	X	-	-	-	-
Dalga yayılma analizi		X	X	X	X
Dinamik ölçüm			X	-	X
Yükleme deneyi		-	-	X	X
FS	3,5	2,75	2,25	2	1,90

Çizelgede yer alan değerler uzun süreli deney ve arazi araştırmaları neticesinde belirlenmiştir.

Güvenlik faktörünün uygulanmasını gerektiren durumlar aşağıda açıklanmaktadır [35].

♦Kullanılan hesap yöntemindeki belirsizlikleri kontrol edebilmek,

♦Zeminin dayanımında ve sıkışabilirliğindeki değişimleri sağlamak,

♦Servis yüklerinin güvenli ve tekil ve/veya grup kazıklarının toplam oturma miktarlarının da izin verilir sınır değerler içerisinde kalmasını sağlamak,

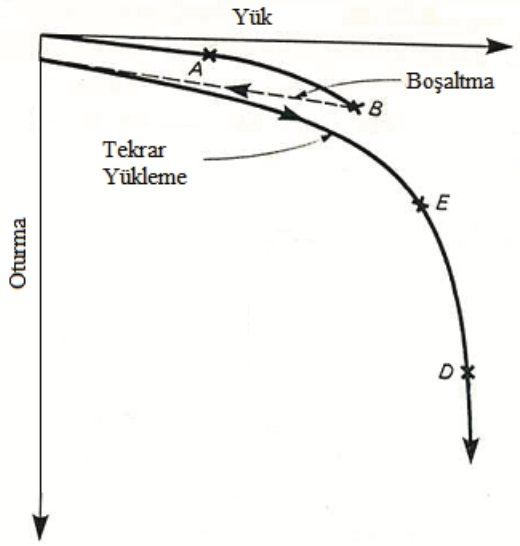
♦Komşu kazıklar ile diğer grup kazıklarında oluşması muhtemel farklı oturma miktarlarının izin verilir sınır değerler içerisinde kalabilmesini sağlamak için uygulanmalıdır.

3
Baret Kazıklarda Oturma

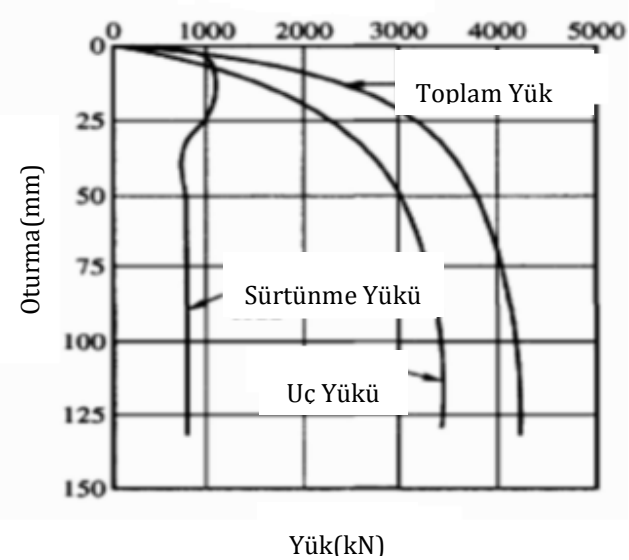
3.1 Düşey Yükler Altında Kazık Davranışı

Kazığın zemine yerleştirilmesinden kaynaklı olarak zeminde meydana gelen örselenmeyle birlikte kazıktan zemine aktarılan gerilmelerin dağılımı ve maksimum gerilmenin nerede oluştuğuna dair belirsizlik kazık davranışının incelenmesi konusunu karmaşık hale getiren temel etkenlerin başında gelmektedir.

Çalışma yükünde bir kazıktaki oturma miktarı, kazık malzemesinde meydana gelen elastik kısalma ile kazık ucundaki ve çevresindeki yüklerin neden olduğu oturmaların toplamı şeklinde ifade edilebilir. Yükleme hızının dikkate alındığı ve kademeli bir şekilde yük artışına bağlı olarak bir kazıkta meydana gelen oturma - yük eğrisi **Şekil 3.1**'de verilmektedir.



Şekil 3.1 Kazıklardaki yük - oturma eğrisi [35]



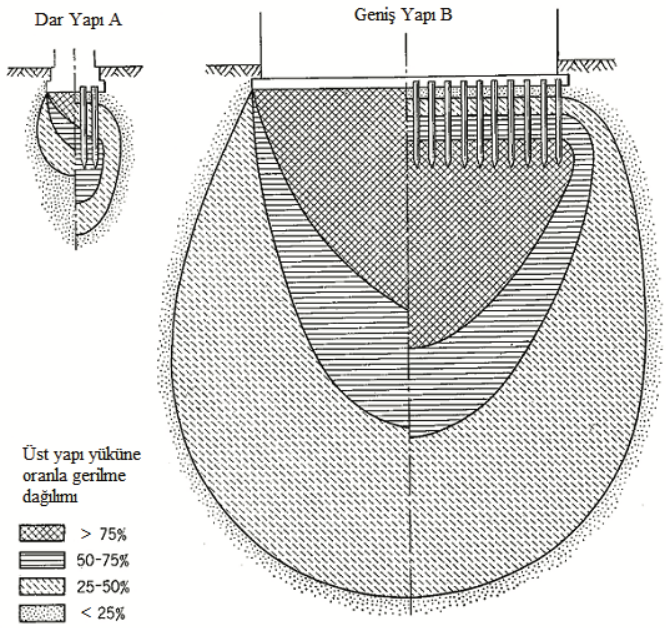
Şekil 3.2 Büyük dairesel kesitli kazıklardaki yük - oturma eğrisi [36]

Yüklemenin ilk aşamalarında oturma çok az olmakta ve hemen hemen sadece kazıktaki ve çevre zemindeki elastik hareketten meydana gelmektedir. Yani yüklemenin ilk durumunda kazık - zemin arasında elastik bir davranış hakimdir. **Şekil 3.1**'deki A noktasına kadar lineer bir durum söz konusudur ve bu yük kaldırılırsa kazık başlığı önceki seviyesine geri döner ve yükün neredeyse tamamının kazık gövdesinin üst kısmında yer alan çevre sürtünmesiyle taşındığı anlaşılır. Yük A noktasından öteye B noktasına kadar çıkarılırsa eğri biraz daha dikleşir ve yük boşaltılırsa (kaldırılırsa) yine bir miktar elastik dönüş olur, fakat kazık başlığı orijinal seviyesine gelmez ve kalıcı deformasyonlar meydana gelir, eğriden okunan yük verilen yüke eşit olmaz ve bu durum kazık ucunun da yük taşımaya başladığını gösterir. B noktasından sonra yük boşaltılırsa, C noktasında küçük yük artışlarında daha hızlı oturmalar meydana gelir ve yükün artmasıyla birlikte kazık gövdesinin taşıdığı yükün taşınan toplam yüke oranı giderek azalır. Uç direnci ile çevre sürtünmesi direnci tarafından taşınan yüklerinin bir birbirlerine oranı zeminin kayma mukavemeti ile elastisitesine bağlıdır.

Genelde uç direncinin etkin olması için gerekli olan düşey kazık hareketi, sürtünme direncinin tamamının etkin olması için gereken düşey hareketten daha fazladır. Dolayısıyla D noktasında çevredeki sürtünme direnci bir pik noktasından sonra yük artmasına rağmen düşer ve belli bir oturma değerinden sonra sabit kalır, buna karşı uç direnci kazıkta göçme meydana gelinceye kadar düzenli bir şekilde artar.

Zayıf semin tabakalarının geçilerek üst yapıdan gelen gerilmelerin, oturmaların da az olacağı veya hiç olmayacağı düşünülen daha derinlerdeki sıkı ve sert zemin tabakalarına iletilmesi amacıyla sürtünme kazıkları kullanılmaktadır.

Kohezyonlu zeminlerde yük altında kazığın yapacağı oturma miktarı kazığın genişlik/çapı ile orantılıyken kumlu zeminlerde oturma miktarı uygulanan yükün alanından hemen hemen bağımsızdır. Bir kazık grubunda yer alan tek kazıkların gerilmeleri kazık aralığına bağlı olarak örtüşür ve tek bir kazığın gerilme soğanı grup kazıklarla birlikte çok daha büyük bir gerilme soğanına dönüşür. Bu şekilde kazık tabanındaki aynı gerilmenin çakıştığı noktalar daha derinlerdeki tabakalara aktarılmış olur. Genel olarak yumuşak zeminlerde sıkışabilirlik derinlikle azalırken dayanım artar. Bu sebeple derinlerdeki sağlam tabakalarda gerilmelerin önemli bir kısmı taşınır, dolayısıyla oturmaların azalması ile güvenliğin artması beklenebilir. Öte yandan derine inildikçe zayıf zemin tabakalarının olması durumunda kazıktan istenilen yükü taşıması beklenemez. Dolayısıyla yapı genişliğinin kazık boyuna oranının artması durumunda kazıklı temel yüzeysel bir temel gibi davranacak ve anlamını yitirecektir. Bu durum, (**Şekil 3.3**) sol tarafta dar, sağ tarafta ise geniş bir yapının radye ve kazıklı temel üzerine oturtulmaları kıyaslanmak sureti ile görülebilecektir.



Şekil 3.3 Kazık boyu ile temel genişliğinin kazıktaki gerilme dağılımına etkisi [37]

Aynı boydaki kazıkların dar bir yapının temeli altında kullanılması halinde gerilmeler açışından farklı bir durum söz konusu olacaktır. **Şekil 3.3**'te simetri ekseninin solunda radye sağında da kazıklar için gerilme soğanı yörüngeleri mevcuttur.

Dar A yapısında kazıklar yükleri daha derinlerdeki tabakalara aktarabilirken, geniş yapı B'de kazıklar yükleri radye temeldeki duruma bağlı olarak daha derinlerdeki tabakalara aktarmada etkili olamamaktadır. Ayrıca kazık gruplarında, ortadaki kazıkların çevresindeki zeminde meydana gelen gerilmeler, kenarlarda yer alan kazıkların çevresindeki zeminde meydana gelen gerilmelerden daha büyüktür. Bu nedenle esnek bir kazık başlığı durumunda ortadaki kazıklarda daha fazla oturma meydana gelecektir. Kazık başlığının rijit olması durumunda ise kenardaki kazıklar ortadaki kazıklara oranla %20'si - 30'u kadarlık bir farkla daha fazla yük taşıyacaktır.

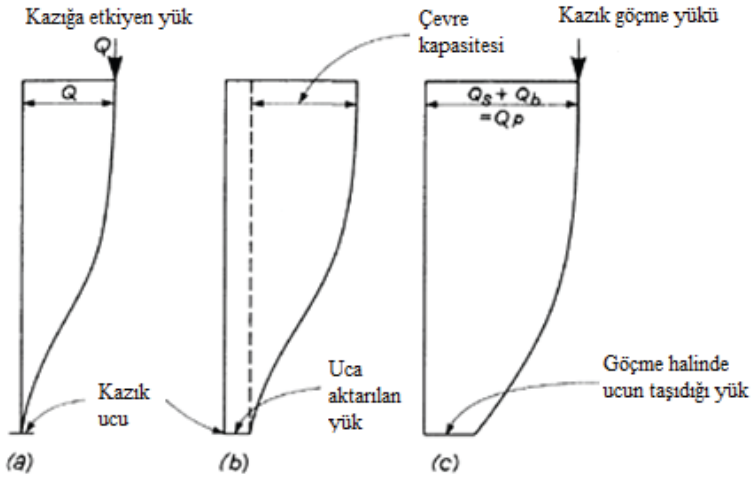
Dolayısıyla yapı temellerinin toplam taşıma gücü, tekil kazık taşıma gücüne bağlı değildir gibi bir yargıya varılabilir [22].

3.1.1 Kazıkların Yük Aktarım Mekanizması

Kazıklı temellerin üst yapı yüklerini kazık uzunluğu (L) boyunca zemine aktarması oldukça karmaşıktır ve bu konudaki araştırmalar halen devam etmektedir.

Kazık üzerindeki yük, sıfırdan başlayarak kademeli bir şekilde artıp zemin yüzeyinde $Q_{(Z=0)}$'dır. Bu Q yükünün bir kısmı kazık şaftı boyunca gelişen ve yanal çevre sürtünmesi ile karşılanan yük Q_1 ve bir diğer kısmı da kazık ucunun altında kalan zemin tarafından karşılanan yük Q_2'dir. Herhangi bir z derinliğinde kazık şaftı tarafından karşılanan Q_z yükünü elde etmek için deformasyon ölçerlerle ölçüm yapılırsa; **Şekil 3.4**(a)'daki eğri elde edilir. Kazığa gelen yükün tamamı kazık çevresi tarafından taşınmakta olup, kazık ucuna yük aktarımı olmamaktadır. Kazığa uygulanan yük ilk yüklemeden daha fazla olduğunda kazık şaftı boyunca maksimum sürtünme direncinin mobilize olması için kazığın büyüklüğü ve L uzunluğuna bağlı olarak zemin ile kazık arasında bir yer değiştirme oluşur. Çevre sürtünme direnci maksimum değerine ulaşırken **Şekil 3.4**(b)'deki eğri elde edilir ve kazık ucuna da bir miktar yük aktarılır. Sonraki yükleme kademelerinde kazı çevresi tarafından taşınan yükte herhangi bir artış olmazken oturmaların da devam etmesine bağlı olarak **Şekil 3.4**(c)'deki gibi kazık ucuna aktarılan yük maksimum seviyeye ulaşır.

Kazıklarda, sürtünme ve uç direnci statik taşıma gücü hesaplarında ayrı ayrı değerlendirilmelidir.

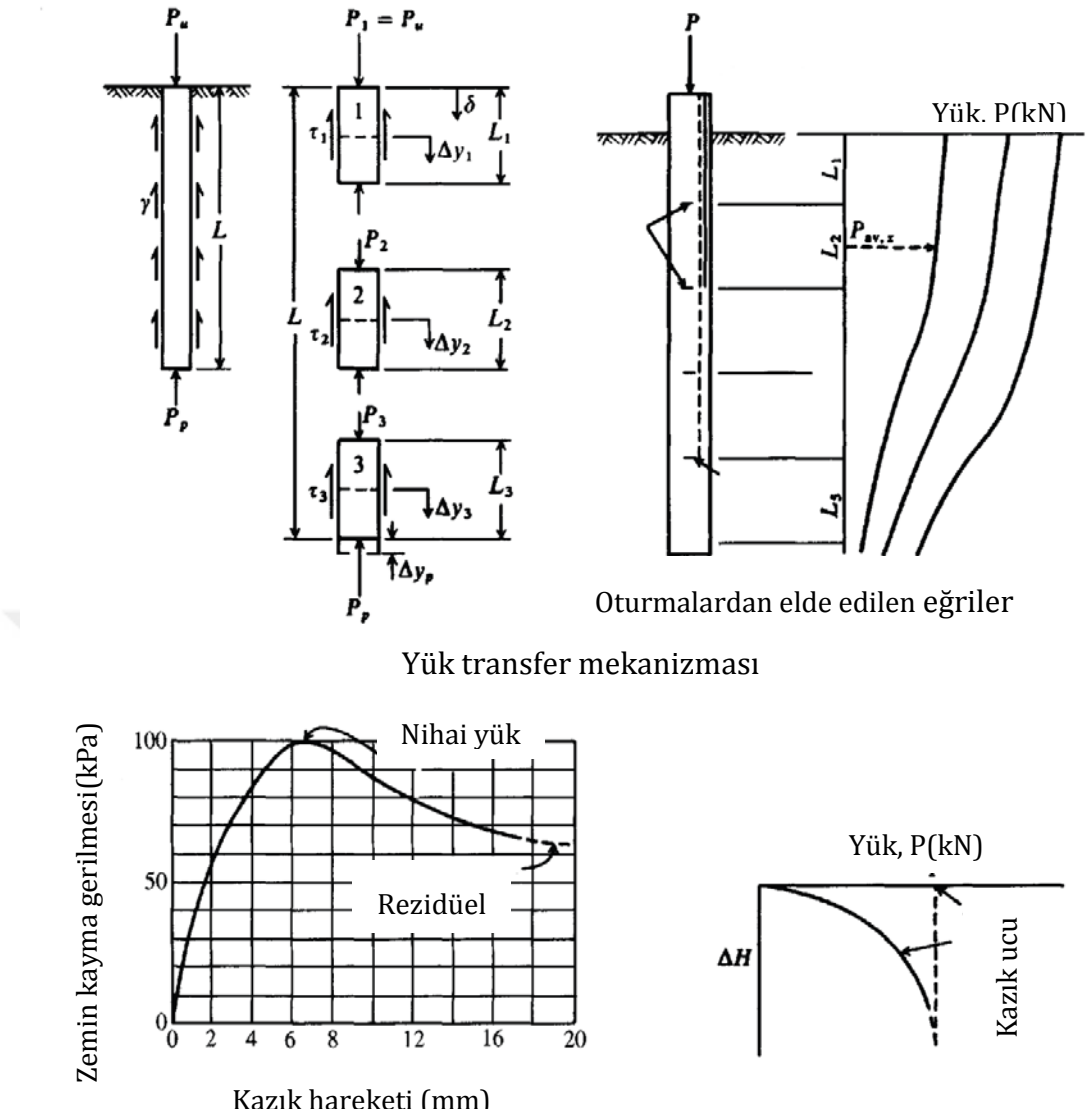


Şekil 3.4 Kazıklarda yük aktarma mekanizması [15]

Yük testleri kazıkların inşasından belli bir süre sonra yapılmalıdır. Killi zeminlerde imal edilen kazıklar zeminde belli bölgelerde sıkışma meydana getirerek drenajsız kayma mukavemetinde azalmalara neden olabilir ve zamanla birlikte bir kısmı veya tamamen geri kazanılır. Kum zeminlerde fazla olan negatif gözenek suyu basıncı kazığın inşası sırasında zamanla artar ve kazık taşıma kapasitesinde azalmaya sebep olur. Kazık taşıma kapasitesinin artmasıyla birlikte aza indirgenmiş olur.

Kazık oturma - yük eğrisinden yola çıkılarak herhangi bir Q yükündeki net oturma miktarı eğriden okunabilirken, aynı zamanda net oturmaya denk gelen nihai taşıma kapasitesi de belirlenebilir.

Kazığın çevre uzunluğu ile iki nokta arasındaki mesafe dikkate alınarak kayma dayanımı hesaplanır, buna bağlı olarak da yük - oturma eğrisi elde edilebilir (**Şekil 3.5**) [14].



Şekil 3.5 Killi bir zeminde eksenel yük altındaki bir kazıkta yük - oturma eğrisi hesap yöntemi [14]

Bir kazığın kesit alanında büyük oranda ekonomiklik ve maksimum taşıma kapasitesini sağlamak adına kazığın derinlerdeki sağlam bir kaya tabakası üzerine inşa edilmesi tercih edilir. Dolayısıyla bu şekilde imal edilen kazıklar uç kazıkları gibi davranırlar ve çevre sürtünmesiyle herhangi bir yük aktarımı söz konusu olmaz. Gerçek penetrasyon derinliğine ulaşmak herhangi bir zayıf ya da kaya tabakasında kırıklıkların bulunduğu malzemenin kalınlığına bağlıdır. Kazık üzerindeki güvenli çalışma yükü kayaya yakın bir noktada bir şekilde reddedilirse, kazığın üzerindeki malzeme izin verilen çalışma yükünü minimum enine kesit noktasına yöneltir, yani kazık çevredeki zeminin tarafından burulmaya karşı

direnen bir kısa kolon gibi kabul edilir. Kazıkların sulu veya sıvı kıvamındaki siltli zeminler ile çok yumuşak killi zeminlerde inşa edilmesi durumunda uzun bir destek sisteminin burulması şeklinde çöktüğü düşünülür.

Kazık - zemin arasında yük aktarımı Vesic tarafından "n" adet sıkışabilir ve birim uzunluktaki kısa kolonlardan oluşan bir sistemle açıklanmıştır [29]. Zemin bir birinden etkilenmeyen, doğrusal olmayan yay modeli şeklinde modellenmiştir. Bu modülün kazıklarda kullanımı kazığın eksenel ve yanal olarak yüklenmesi hallerinde yük - ötelenme ilişkisini tanımlamak için kullanılmakla birlikte modellenen bu kısa kolonlara eksenel yük ile çevre sürtünmesi etkitilmiştir.

Kolondaki elastik sıkışma miktarı çevre sürtünmesi denklemi yardımıyla;

$$\Delta l_i = l_{i+1} - l_i = [Q\Delta(\imath)]/(E_{p.}A_p) \quad (3.1)$$

bulunur.

L= kazık kesit uzunluğu

Q= yük

E_p=kazığın elastisite modülü

A_p= kolon (kazıkların) kesit alanı

Kazığa etkiyen eksenel yüklerin hesaplanması için Tomlinson tarafından bir aktarım fonksiyonu tanımlanmıştır [28].

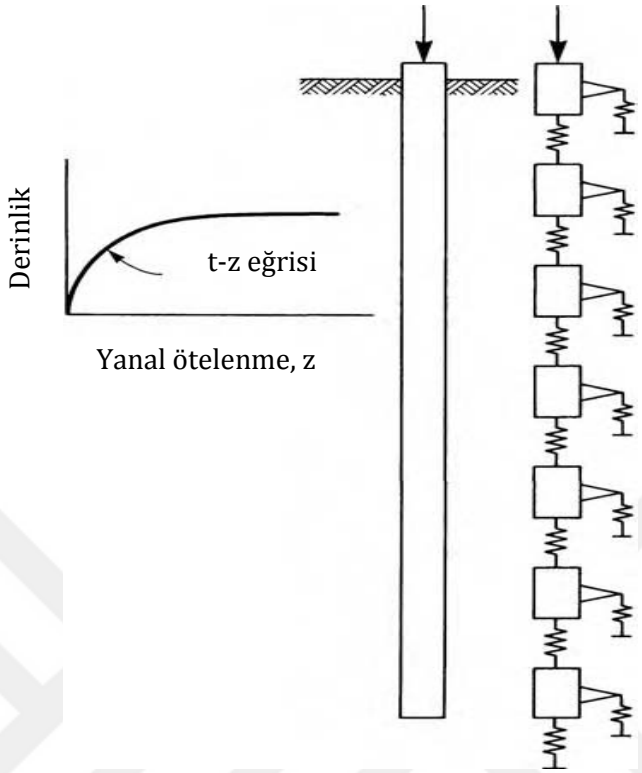
$$\Delta Q = Q_i - Q_{i-1} = k.\Delta(l_i) \quad (3.2)$$

Burada,

k= Aktarım fonksiyonu

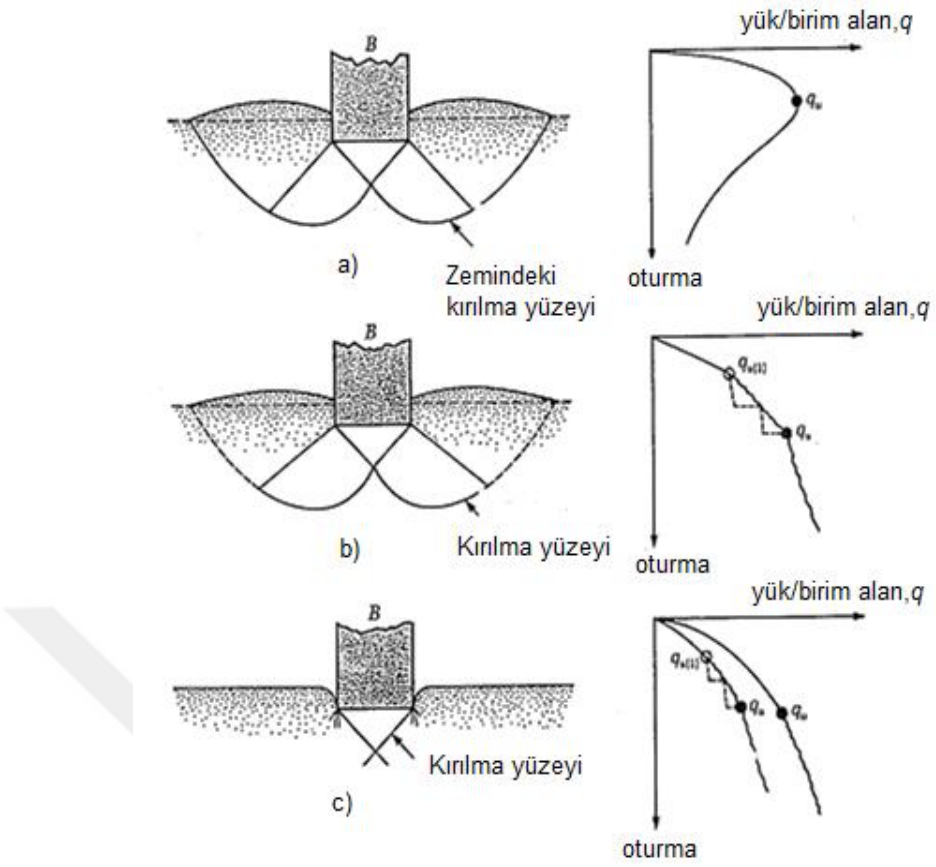
Aktarım fonksiyonu zeminin bir birinden bağımsız ve bir birinden etkilenmediği esasına bağlı bir yöntemdir. Fakat kazıktaki yük aktarma mekanizmasını yine de

tam olarak açıklayamamaktadır. Bu nedenle kazık taşıma kapasitesinin arazi deneyleri ile kontrol edilmesi gerekmektedir.



Şekil 3.6 Aktarım fonksiyonu yöntemine oturma aktarım analizi [38]

Kazık en büyük yük taşıma kapasitesine ulaştığında, kazık ucunun altında yer alan zeminde meydana gelebilecek göçme durumları **Şekil 3.7**'de gösterilmektedir. Genel olarak derin temellerde zımbalama türü kayma meydana gelir ve kazık ucundaki zemin göçer, başka bir göçme türü oluşmaz.



Şekil 3.7 Zeminlerde taşıma kapasitesi a) genel kayma göçmesi; b) lokal kayma göçmesi; c) zımbalamaya bağlı kayma göçmesi [39]

3.1.2 Kazıklarda Elastik Oturma

Kazık taşıma kapasitesinin hesaplanmasında kullanılan güvenlik sayısı, zemindeki belirsizliklerden kaynaklanan zemin parametrelerinin değişimlerine karşı önlem almak ve zeminde oluşması muhtemel farklı ve toplam oturmaların üst yapının tolere edebileceği izin verilir sınırlar içerisinde kalmasını sağlamak amacıyla uygulanır.

Genel olarak taşıma gücü hesaplarında 3 olarak alınan güvenlik sayısı, çapı ve genişliği 60,00 cm ve bu değerlerden daha az olan kazıklarda oturma miktarının izin verilir sınırlar içerisinde kaldığını göstermiştir. Fakat kazık ebatlarının/çapının daha büyük olması sebebiyle kazık ucundaki zeminde meydana gelecek oturma miktarlarının tahmin edilmesinde uç ve sürtünme direnciyle oluşan oturmalar ayrı ayrı hesaplanmalı ve sonuçlar birlikte değerlendirilmelidir.

Kazıklarda oturma tahminlerinde bulunmak oldukça zordur ve sonuçların izin verilir sınır değerler içerisinde kalmasını belirlemek amacıyla derin ve sığ temellerde analizler yapılmaktadır.

Düşey çalışma yükü altında bir kazıkta meydana gelecek oturma miktarı [15];

$$s_e = s_{e(1)} + s_{e(2)} + s_{e(3)} \tag{3.3}$$

$s_{e(1)}$=kazığın elastik kısalması

$s_{e(2)}$=kazığın uç direncinden kaynaklı oturma miktarı

$s_{e(3)}$=kazığın çevre sürtünmesinden kaynaklı oturma miktarı

Kazık malzemesinin elastik olduğu varsayılırsa, kazık şaftının deformasyonu, malzeme mekaniğinin temel prensiplerine uygun olarak değerlendirilebilir. Bu durumda kazığın elastik kısalması aşağıdaki denklem ile belirlenebilir [15].

$$s_{e(1)} = \left[\left(Q_{wp} + \xi . Q_{ws}\right). L\right]/(A_p . E_p) \tag{3.4}$$

Q_{wp}= uygulanan servis yükü altında kazık uç direnci

ξ=sürtünme mukavemeti katsayısı

Q_{ws}= uygulanan servis yükü altında toplam sürtünme direnci

L= kazık boyu

A= kazık ucu kesit alanı

E= kazığın elastisite modülü

Her malzeme için elastisite modülü farklı olmaktadır. Kısa kazıklarda elastik sıkışma ihmal edilebilecek kadar küçüktür.

ξ kazık şaftı içinde birim çevre sürtünme direnci dağılımına bağlı bir katsayı olup, gerilme dağılımının üniform ve parabolik olması durumunda 0.5, üçgen bir dağılımda ise 0.67 alınır. Gerilme dağılımının üniform ve üçgen bir dağılım olması

durumunda oluşması muhtemel oturma tahminlerinin ξ değerine bağlı olmadığı ve uygulamalarda ξ'nin iki değerinin de kullanılabileceği belirtilmiştir [39], [40].

Çakma kazıklarda ise kazığın uzun olması durumunda ξ için daha küçük değerler gözlenmiş olmakla birlikte sıkı kum zemine çakılan kazıklarda bu değer 0.1 mertebesinde olmaktadır.

Kazık uç direncine bağlı olarak meydana gelen oturma aşağıdaki gibi hesaplanabilir [15].

$$s_{e(2)} = (q_{wp}.D)/E_s(1-\mu_s^2).I_{wp} \quad (3.5)$$

Burada;

D= kazık çapı veya genişliği

q_{wp}=birim alandaki uç direnci=Q_{wp}/A_p

E_s= kazık ucundaki zeminin elastisite modülü (0,15-0,40)

μ_s= zeminin poisson oranı

I_{wp}=etki faktörü (yaklaşık 0,85 alınır).

Oturmaların büyüklüğünü elde etmek için yarı deneysel bir yöntem önerilmektedir [29].

$$s_{e(2)} = (Q_{wp}.C_p)/(q_p.D) \quad (3.6)$$

Burada;

q_p= kazık nihai uç direnci

C_p= ampirik katsayı

Tablo 3.1 Farklı zeminler için önerilen Cp katsayıları [15]

Zemin Cinsi	Çakma Kazık	Fore Kazık
Kum zemin(gevşek-sıkı)	0.02-0.04	0.09-0.18
Killi zemin(katı-yumuşak)	0.02-0.03	0.03-0.06
Siltli zemin(gevşek-sıkı)	0.03-0.05	0.09-0.12

Tablo 3.1'de yer alan C_p değerleri kazık ucunun altında taşıyıcı tabaka diye adlandırılan tabakanın en az kazık çapının ya da genişliğinin 10 katı kadar devam ettiği bir uzunluk ve kazık ucundaki zemin kadar sıkı olduğunda meydana gelecek uzun süreli oturma durumları içindir. Kazık çapının ya da genişliğinin 10 katından daha yakın bir mesafede kayaç ortamının bulunması durumunda C_p değeri daha küçük olup, oturmanın belli katları olarak dikkate alınır. Kazık ucunun altında yer alan zemin fazla sıkışabilme özelliğine sahip değilse genelde konsolidasyon neticesinde meydana gelen oturma miktarı, toplam oturma miktarının %15'ini geçmez, tersi bir durumda hesaplanıp toplam oturma miktarına eklenmelidir [16].

Kazık çevre sürtünme direncinden meydana gelen oturma şöyle hesaplanabilir [15];

$$s_{e(3)} = (Q_{ws}.D)/E_s.P.L)(1-\mu_s^2).I_{ws} \qquad (3.7)$$

Burada;

P= kazığın çevresi

L= kazığın uzunluğu

I_{ws}= kazık etki faktörü

Etki faktörü kazık çapına/genişliğine ve uzunluğuna bağlı olarak ampirik bir yaklaşımla ifade edilmektedir [29].

$$I_{ws} = 2 + 0{,}35\sqrt{L/D} \tag{3.8}$$

Ayrıca; kazık çevre sürtünme direncinden meydana gelen oturmanın aşağıdaki bağıntıyla da hesaplanabileceğini belirtmiştir [29].

$$s_{e(3)} = (Q_{ws}.C_s)/(q_p.L) \tag{3.9}$$

C_s= ampirik katsayıyı da aşağıdaki denklem ile tanımlamıştır [29].

$$C_s = \left(0{,}93 + 0{,}16\sqrt{L/D}\right)C_p \tag{3.10}$$

Kazıklı temeller zeminlerdeki oturmayı engellemek veya oturma miktarını minimum düzeye indirgemek amacıyla inşa edilirler. Dolayısıyla uç ve sürtünme direnci ile yük taşıyan bir kazıktaki toplam oturma miktarı;

$$\rho = (W_s + 2W_b).\frac{L}{2.A_s.E_p} + \left(\frac{\left[\pi.W_b B.(1-\mu^2).I_p\right]}{4}.A_b.E_b\right) \tag{3.11}$$

ifadesi ile hesaplanabilir.

Burada;

W_s= Kazığın çevresindeki yük

W_b= Kazığın ucundaki yük

L= Kazığın boyu

A_s= Kazığın çevre alanı

A_b= Kazık kesit alanı

E_p= Kazığın imal edildiği malzemesinin elastisite modülü

B= Kazığın genişliği

μ= Zemin Poisson oranı

I_p= L/B oranına bağlı etki faktörü

E_b= Kazık ucunda yer alan zemin deformasyon modülü

Kazıktaki toplam oturma miktarının, kazık uzunluğu boyunca meydana gelen elastik kısalma ile kazık ucundaki zemin tabakasında oluşan sıkışmanın toplamı şeklinde tanımlayabiliriz. Kazıklardaki oturma miktarının çok fazla olduğu durumlarda bir takım değişiklikler yapılarak oturma miktarının azalması sağlanabilir [35].

•Kazık üzerindeki çalışma yükünü azaltmak,

•Kazık çevresindeki sürtünme direncinin artmasını sağlamak, kazık çapını arttırarak dolayısıyla kazık ucu tarafından taşınan yükü azaltmak,

•Kazık boyunu arttırarak kazık çevre direncini arttırıp, kazık ucunun daha az sıkışabilme özelliği gösteren zemin tabakasına ulaşmasını sağlamak.

Kaya formasyonu üzerinde yer alan bir kazık veya kazık grubunun stabilitesi kazık ucunun altındaki yıpranmış kaya çatlakları tarafından yönetilmektedir. Kazıklar eğimli kaya formosyonu üzerinde sınırlandırılmadıkça eğime doğru yükleme yapılması durumunda kil dolgulu bir zemin, yatak düzlemi üzerinde kayarken göçme olmaması riskinden söz edilemez. Dolayısıyla zemin tabakalarının jeolojisi hakkında araştırmalar yapılmalıdır. Bir kazık grubundaki yer değiştirme (oturma) kazıkların aşırı yüklenmesi durumunda çok daha önemli olmaktadır.

Kayaya soketlenmiş kazıklarda sürtünme direnci sebebiyle meydana gelen oturma miktarı aşağıdaki ifade ile hesaplanabilir [38].

$$\rho = (Q.I_p)/(B.E_d) \qquad (3.12)$$

Burada,

Q= Kazığın taşıyacağı toplam yük

I_p= L/B oranına bağlı etki faktörü

B= Kazık soket genişliği

E_d= kaya deformasyon modülü

Soket çevresindeki kayanın deformasyon modülü kayaçların tek eksenli basınç deneyine göre değerlendirilen ve j= kaya kütle faktörüne bağlı ampirik bir ilişki ile açıklanır [38].

$$E_d = j.M_r.q_c \tag{3.13}$$

J= kaya kütle faktörü (RQD ve kaya çatlak sayısına göre alınan katsayı)

M_r= elastisite modülü oranı

Tablo 3.2 Kayaç sınıflarına göre Mr değerleri [38]

Grup Numarası	Kayaç Sınıfları	M_r Değerleri
1	Düşük poroziteye sahip karbonatlı kumtaşları ile ham kireçtaşları ve dolomitler,	600
2	Volkanik kayaçlar ve kireçtaşları ile iyi çimentolanmış kumtaşları, Sert karbonatlı kiltaşları ve metamorfik kayaçlar	300
3	Marnlı kireçtaşları ile düşük derecede çimentolanmış kumtaşları, Çimentolanmış kiltaşları ve şeyller	150
4	Çimentolanmamış kumtaşları ve şeyller	75

3.2 Yanal Yüklü Kazıklar

Yanal ve yukarı yönlü kaldırma kuvvetlerine karşı tasarım gerektiren en yaygın durum; kazıkların; yapıların devrilmesine ve kaymasına neden olan kuvvetleri ortadan kaldırması gerektiği durumlarda ortaya çıkar. Yanal kuvvetler toprak basıncıyla, rüzgârla, depremlerle, veya frenli araçların çekişi durumlarıyla etkiyebilmektedir. Deniz yapılarında yanal kuvvetler yanaşma gemilerinin etkisiyle, halatların çekilmesiyle, dalgaların ve yüzer buzun baskısıyla meydana gelir. Dikey bir kazık, yanal yüklere karşı çok düşük bir dirence sahiptir ve ekonomi için önemli olan yükler eğimli ve yan yatan kazık grupları tarafından direnç gösterecek şekilde tasarlanmaktadır [38].

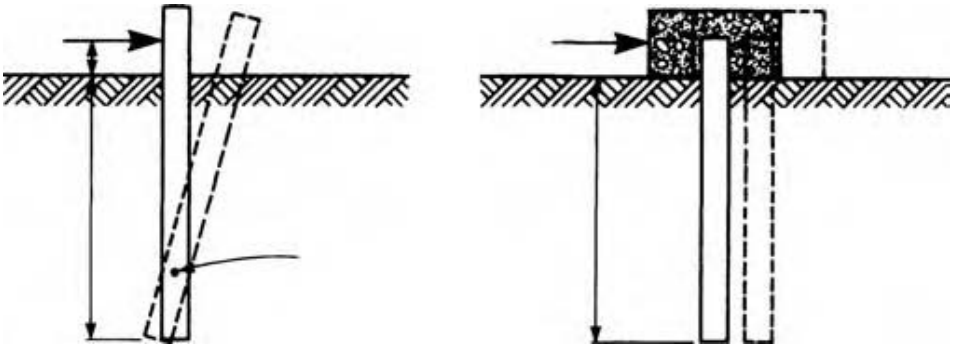
Yanal yükle yüklenmiş kazıklar, boyları ve baş kısımlarının dönmesi koşulu dikkate alınarak sınıflandırılmaktadırlar. Kazıklar tekil veya genel olarak grup kazıkları şeklinde kullanılmakta olup, yanal kuvvetler rüzgar gibi bir yükleme durumunda zemin yüzeyine yakın ve/veya zemin yüzeyindeki kazık başlığı tarafından kısmen ya da tamamen taşınabilmektedir. Grup kazıkları kendi ağırlığı altında veya ek bir basınç altında kalan dolgu veya sıkıştırılabilir zeminde imal edilirse, kazıklarda önemli bükülme gerilmeleri meydana gelebilir, bu da kombine eksenel ve eğilme momenti gerilmelerine bağlı olacak yüksek bir moment direnci gerektirir.

3.2.1 Yanal Yüklü Tek Kazık Davranışı

Dikey bir kazığın yanal bir yüke karşı nihai direnci ile yükün maksimum olduğu değere kadar ulaşması, yarı elastik bir yapı elemanı ile kısmen elastik ve kısmen de plastik olarak deforme özelliği gösteren zemin arasındaki etkileşime bağlı karmaşık bir konudur. Sabit başlı olmayan dikey bir kazıkta yanal yükleme başlangıçta zemin yüzeyine yakın olan zemin tarafından taşınır. Düşük bir yükleme durumunda zemin elastik olarak sıkışırken ötelenme ile kazıktan zemine derinlik boyunca bir miktar yük aktarımı gerçekleşir ve daha sonraki aşamada plastik davranışla birlikte yük daha derinlerdeki tabakalara aktarılır.

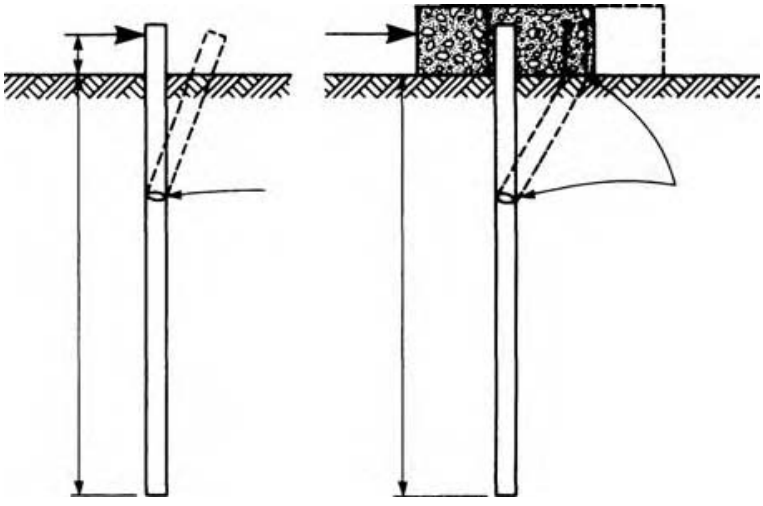
Başlık kısmından sabitlenmemiş ve uzunluk/genişlik oranı 10,00 – 12,00'den daha küçük olan serbest başlı kısa rijit bir kazık grubu yüklendiğinde dönme eğilimi gösterir ve zemin yüzeyine yakın olan zeminin direncini arttırmak için zıt yönlü bir

pasif zemin direncinin doğmasına sebep olur. Yüklemenin sonunda kazık başı ile ucu arasındaki zeminin pasif direnci aşıldığında sert kazık dönme hareketine maruz kalıp göçecektir [28].



Şekil 3.8 Yanal yük altında kısa kazıklarda hareket [38]

Sonsuz uzun bir kazığın göçme mekanizması farklıdır. Kazığın alt kısmındaki pasif direnç sonsuzdur ve bu nedenle kazık dönme hareketi yapamaz dolayısıyla kazığın alt kısmı dik olarak kalırken üst kışında deformasyon meydana gelir. Kazığın maksimum eğilme momentine ulaştığı kırılma noktasında makaslama yapabilen bir plastik mafsalın oluştuğu düşünülür. Başlık kısmından sabitlenmiş olan uzun bir kazık durumunda kazık başlığının hemen altında kırılma noktasında yüksek eğilme gerilmeleri oluşur ve kazık kırılabilir. **Şekil 3.9**'da uzun kazıkların çalışması gösterilmektedir.



Şekil 3.9 Yanal yükleme altında uzun kazık hareketi [38]

Kazık ve/veya kazık grubunun desteklediği yapının tolere edilebilir limitleri aşması durumunda, kazık başlığı kazığın dönmesinden veya göçmesinden önce fark edilir bir yatay ötelenme yapabilir. Bu nedenle en yüksek yükün hesaplanıp uygun güvenlik faktörü ile kazık için verilen sapmasının aşılıp aşılmadığının kontrol edilmesi gerekmektedir.

Yanal yüklü kazıkların davranışını etkileyen ve bir biri ile ilişkili bir çok faktör vardır. Kısa ve rijit bir kazığın yanal ötelenmesi ve göçmesi durumu ile uzun bir kazığın bükülüp kırılması ve göçmesi durumunu belirleyen parametre kazığın sertliğidir. Yanal yüklü kazıklardaki hesaplama modellerinde genel olarak kazık gömme derinliği ve kazık sertliği dikkate alınmalıdır [38].

Bu tür kazıklarda tasarımdaki kriter kazıktaki son taşıma gücünden ziyade kazıkta meydana gelen maksimum ötelenme ve deformasyondur. Dolayısıyla bir kazıklı sisteme gelebilecek izin verilir yükü bulmakta iki durum söz konusudur [41].

a) Zeminde göçme yaratacak yük yeterli bir güvenlik sayısına bölünebilir.
b) İzin verilebilir yatay yer değiştirme yaptıracak büyüklükteki yatay kuvvet bulunur.

3.2.2 Kazık Yanal Son Taşıma Gücünün Bulunması

3.2.2.1 Brinch Hansen (1961) Yöntemi

Zemin basıncı kuramına bağlı ve kısa sert kazıkların nihai yanal direncini hesaplamak için c - φ'si olan zeminlere uygulanmakla birlikte hem tek tip hem de katmanlı zeminlerde kullanılabilen basit bir yöntemdir. Rijit kazığın dönme noktasının saptanması için deneme-yanılma çözümleri yapılarak kazık analizi yapılabilmektedir.

Taşınabilir maksimum yatay yük $Q_g$ve moment M_g son zemin direncinin (P_z) derinlikle değişiminin belirlenmesi ve denge şartlarında bulunabilir [41].

$$P_z = p'_{0z}.K_{qz} + c.K_{cz} \tag{3.14}$$

Burada;

p'_{0z}= z derinliğindeki düşey efektif gerilme

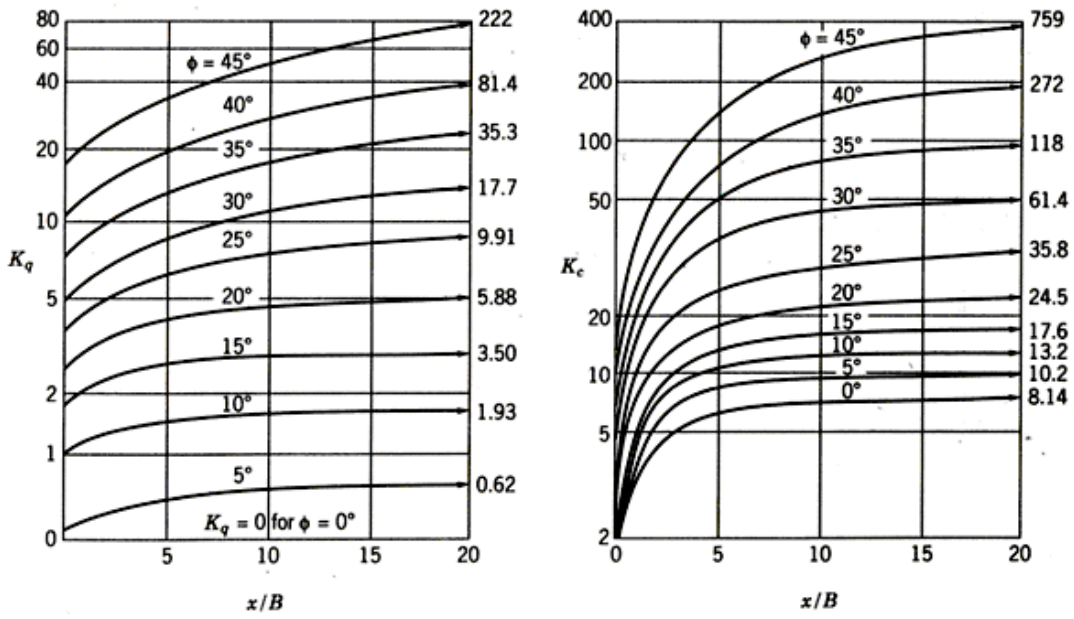
c= z derinliğindeki kohezyon

z= kazığın kohezyon ve içsel sürtünme açısının olduğu derinlik

B= kazığın dönme hareketi yönündeki genişliği

K_{qz} ve K_{cz} ise z derinliğinde içsel sürtünme açısı φ ve kohezyon ile z/B (x/B) oranına bağlı pasif basınç katsayılarıdır ve aşağıdaki tablolarda verilmiştir.

Kazık dönme mekanizması, kazığa etkiyen bütün yüklerin kazıktaki dönme noktasına göre momentlerinin alınması ve sıfıra eşitlenmesi ile bulunur. Kazığa etkiyen yatay yükten X uzaklığındaki bir noktada bir dönme merkezinin var olduğu tahmininde bulunulur. Tahmin edilen bu dönme merkezinin kesin yerinin belirlenebilmesi için yanal yükün bulunduğu noktaya göre alınacak momentin sıfır olması gerekmekte olup, dönme yeri olan X'in bulunmasından yola çıkılarak bu noktaya göre toplam momentin sıfır olması koşulu ile göçme yükü hesaplanır. Yöntemin sadece kısa kazıklara uygulanabilmesi ile dönme noktasının belirlenebilmesi için deneme - yanılma yoluna başvurulması gerekliliği yöntemin dezavantajı olarak öne çıkmaktadır.



Şekil 3.10 Kq ve Kc değerleri tablosu [42]

Kohezyonsuz zeminlerde; c=0 olduğundan (3.14) bağıntısı aşağıdaki şekilde ifade edilebilir.

$$P_z = p'_{0z} . K_q \qquad (3.15)$$

Burada;

p'_{0z}= z derinliğindeki düşey efektif gerilme

K_q= **Şekil 3.10**'dan alınır.

Kohezyonlu zeminlerde; herhangi bir z derinliğinde meydana gelen nihai direnç (3.14) bağıntısı ile verilmektedir. Kohezyonlu zeminlerde φ=0 ve $c=c_u$ olduğundan ve **Şekil 3.10**'a göre içsel sürtünme açısı φ=0 durumunda K_q'da sıfır olduğu için nihai zemin direnci;

$$P_z = c . K_{cz} \qquad (3.16)$$

ile ifade edilir.

Zemin direncinin bu yöntemle bulunması için;

1)Zemin belli sayıda tabakalara ayrılır,

2)Her bir tabakaya ait Kc ve P_z hesaplanır.

3)Kazık uzunluğu boyunca dönmenin meydana gelebileceği derinlik için bir tahmin yapılır ve o noktaya göre kuvvetlerin momenti alınır.

4)Tahmin edilen dönme noktasına göre alınan momentin sıfır(0) ve/veya sıfır(0)'a yakın olması durumunda X noktası doğru belirlenmiştir. Fakat moment değeri 0 olarak bulunmamışsa, momentin 0(sıfır) ya da 0(sıfır)'a yakın olarak bulunacağı noktaya kadar varsayımlar yapılarak işlemler tekrarlanır.

5)Dönme noktası doğru olarak belirlendikten sonra o noktaya göre moment alınarak Q_g yükü bulunur.

Uzun süreli analiz yapılması gereken koşullarda c' ve $\emptyset'$ kullanılmalıdır, kısa süreli analiz durumlarında $\emptyset_u = 0$ olduğundan, c_u analizi yeterli olmaktadır [41].

3.2.2.2 Broms (1964) Yöntemi

Kazık uzunluğu boyunca gerekli zemin direnci için kolaylaştırıcı varsayımlar yapan ve zemin basıncı kuramına bağlı bir yöntem olup, kısa ve uzun kazıkların ikisi için de uygundur. Ancak bu yöntemde zeminin tam granüler (c=0) ya da tamamen kohezyonlu $\emptyset_u = 0$ kabul edilmesi zorunluluğu vardır. Tabakalı zeminler için uygulanabilirliği olmamakla birlikte kazık başlarının serbest ya da tutulu(sabit) olmasına göre ayrı çözümler sunmaktadır [41].

Yöntemde kazıklar kısa ve rijit kazıklar ile uzun ve elastik kazıklar adı altında iki grupta toplanmaktadır. Kazıkların ne şekilde davranacağından yola çıkılarak kazığın rijitlik faktörlerine (T - R) bağlı olarak analizler yapılmaktadır. Rijitlik faktörleri kazığın sertliği ve zeminin sıkışabilirliği tarafından kontrol edilen bir parametre olup, herhangi bir zemin tipi için sabit olmayan ancak kazık genişliği B'ye ve zeminin yüklenmiş kısmının derinliğine bağlı olan zemin modülü cinsinden ifade edilebilir. Zemin yatak katsayısı k, Terzaghi'nin yatay bir zemin modülü ile ilgilidir [38].

Kohezyonlu (sert ve aşırı konsolide killi) zeminler için;

$$R = \sqrt[4]{EL/(k.B)} \tag{3.17}$$

Kohezyonsuz (normal pekiştirilmiş killer) zeminler için;

$$T = \sqrt[5]{EI/n_h} \tag{3.18}$$

Burada;

E= kazık malzemesi elastisite modülü

I= kazık kesiti atalet momenti

k= yatay yatak/yanal yatak katsayısı sabiti

n_h= yanal yatak katsayısı sabiti

Kohezyonsuz zeminlerde (normal konsolide killi zeminlerde) yatak katsayısının derinlikle doğrusal olarak arttığı varsayılır. R ve T rijitlik faktörleri hesaplandıktan sonra; kazığın davranışı kısa - rijit ya da uzun - elastik bir kazık olarak kazığın gömülü uzunluğu L ile ilişkilidir.

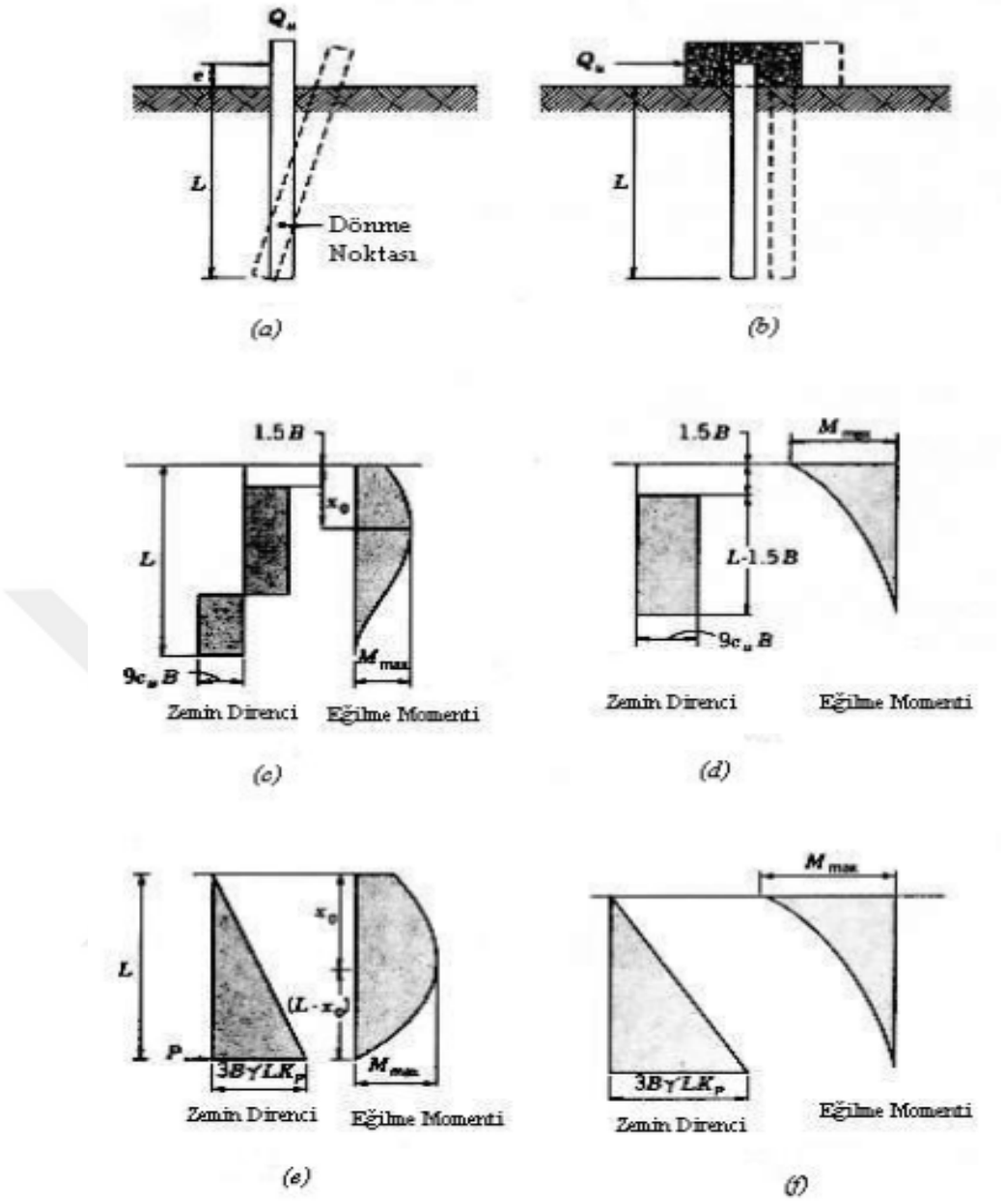
Tablo 3.3 Rijitlik faktörlerine göre gömülü kazık uzunlukları [38]

Kazık tipi	Zemin modülü	
	Lineer artan	Sabit
Rijit (tutulu)başlı	L≤2T	L≤2R
Elastik(serbest başlı)	L≥4T	L≥3.5R

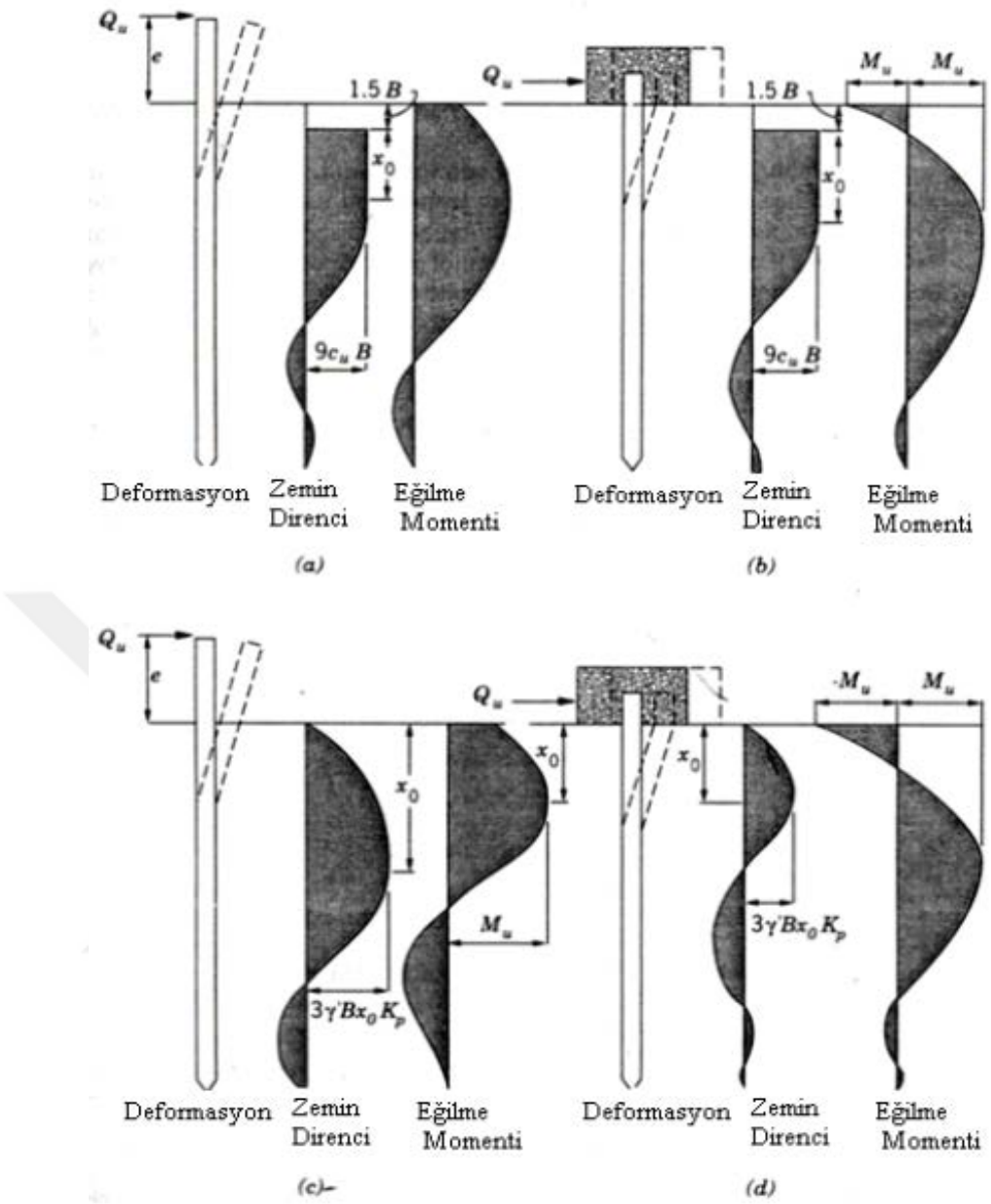
Kısa - rijit kazıklarda kazık başlarının tutulu(sabit) veya serbest olmasına bağlı olarak deformasyon durumları değişkenlik göstermektedir. Kazık başlarının serbest olması durumunda kazıklar belli bir noktaya göre dönme hareketi yaparken, kazık başlarının rijit olması durumunda ise kazıklar yükün uygulandığı yön ile aynı doğrultuda fark edilebilir bir ötelenme hareketi yapar. Kısa kazıklarda

hareketin farklılığı sebebiyle meydana gelen basınç dağılımı **Şekil 3.11**'de verilmektedir.

Uzun kazıklarda kazığın alt kısmında meydana gelen büyük ve aktif olmayan gerilmeler nedeniyle kazıkta herhangi bir dönme ve/veya ötelenme oluşmaz. Yanal yükün uygulandığı serbest başlı kazığın bir nokta etrafında tam olarak dönmesi oldukça zordur ve kazıkta en fazla momentin oluştuğu yerde moment kapasitesine ulaşılması sonucunda plastik mafsal oluşur. Kazık başının tutulu olması halinde kazık başına etkiyen negatif momente bağlı olarak kazık moment dayanım kapasitesine ulaşır, bu durumda da kazık kırılır ve kazık başında plastik mafsal oluşur. **Şekil 3.12**'de uzun kazıklardaki kazık boyunca meydana gelen basınç dayanımı gösterilmektedir.



Şekil 3.11 Kısa - tutulu başlı kazıkların, kazık başlığı durumuna göre: deformasyonu (a,b), kohezyonlu (c,d) ile granüler (e,f) zeminlerdeki zemin direnci ve moment dağılımı [42]



Şekil 3.12 Uzun - tutulu başlı kazıkların, kazık başlığı durumuna göre: deformasyonu (a,b), kohezyonlu (c,d) ile granüler (e,f) zeminlerdeki zemin direnci ve moment dağılımı [42]

Kısa kazıkların granüler zeminlerde olması durumunda kazığın arkasındaki aktif olan basınç ihmal edilir. Broms bu tür zeminlerde zeminin taşıma gücünü Rankine pasif basıncının üç misli olarak kabul etmiştir.

$$P_z = 3.B.p'_{0z}.K_{qz} = 3.\gamma'.B.L.K_p \qquad (3.19)$$

Burada;

P_z= Birim başına etkiyen zemin direnci

p'_{0z}= düşey efektif gerilme

γ'= zeminin hacim ağırlığı, (efektif)

L= zemin içine gömülü olan kazık boyu

B=kazığın çapı

$K_p = (1 + \sin\emptyset/1 - \sin\emptyset)$ (Pasif toprak basıncı katsayısı)

$\emptyset'$= efektif içsel sürtünme açısı

Reese ve Matlock yaptıkları deneysel çalışmalara bağlı olarak kohezyonlu zeminlerde imal edilen kazıklarda nihai zemin direncinin, zemin yüzeyinde $2c_u$'dan $3c_u$'ya, zemin yüzeyinden 2d - 3d derinliğinde $8c_uB$'den $12c_uB$'ye kadar arttığını belirtmişlerdir. Yumuşak bir kil tabakasında, bir kazığın yanal yük altında nihai taşıma gücünü belirleyebilmek amacıyla basit bir zemin profili için limit bir direnç dağılımı kullanılmaktadır. Bu dağılım kazık başı seviyesinden başlayarak 1.5B derinliğine kadar sıfır ve bu derinlikten başlayarak kazık tabanına kadar değişmeyerek sabit kalacak bir değer olarak 9c kabul edilmektedir [43]. **Şekil 3.11** (kısa kazıklar c, d)'de limit direnç dağılımı gösterilmektedir.

Kazıkların uzun kazık olması durumunda, granüler zeminlerdeki (3.19) bağıntısındaki L teriminin yerini zemin direncinin maksimum olduğu nokta x_0 terimi alır. Böylece granüler zeminlerde $9c_uB$ değeri $(1.5B+x_0)$ derinliği ile azalmaya başlar.

- **<u>Kohezyonlu Zeminler İçin Broms Yöntemi</u>**

<u>Serbest Başlıklı Kısa Kazık</u>

L/R oranı ≤ 2 olan kazıklarda yatay yük taşıma kapasitesi kazığın yanal olarak göstereceği dirence bağlı olmaktadır. Zemin yüzeyinden itibaren $(1.5B+x_0)$ kadarlık bir derinlik dikkate alınarak maksimum momentin oluşması muhtemel noktaya göre moment dengesinden yola çıkılarak denge denklemi yazılırsa;

$$M_{max} = Q_u(e + 1.5B + 0.5x_0) \quad (3.20)$$

olarak elde edilmektedir.

Burada x_0 kesme kuvvetinin sıfır olduğu nokta olup;

$$x_0 = Q_u/(9.c_u.B) \quad (3.21)$$

ifadesi ile bulunur. **Şekil 3.13**'te kısa kazık zemin direnci ve deformasyon yüzeyleri verilmektedir.

Tutulu Başlıklı Kısa Kazık

Kazık başının sabit olmasına bağlı olarak zemin direnci ile momentin maksimum olduğu durumlardaki denge denklemleri yazılarak gerekli analizler yapılabilir.

Zemin yüzeyinden 1.5B kadarlık bir derinlikten itibaren denge denklemleri yazılırsa;

$$Q_u = 9c_uB(L - 1.5B) \quad (3.22)$$

olarak elde edilir.

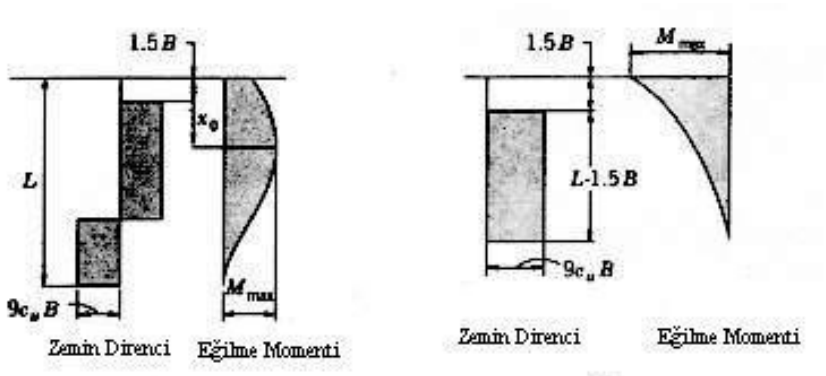
Momentin maksimum olacağı nokta dikkate alınarak moment denge denklemi yazılırsa;

$$M_{max} = Q_u(0.5L + 0.75B) \quad (3.23)$$

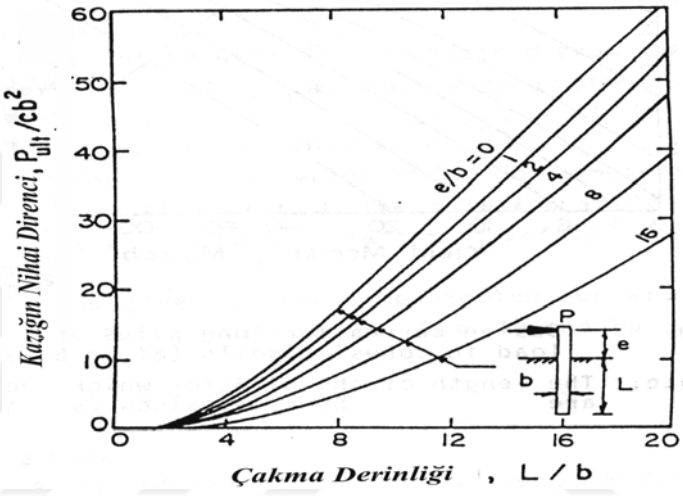
$$M_{max} = 4.5c_uB(L^2 - 2.25B^2) \quad (3.24)$$

yazılabilir.

Kohezyonlu zeminlerde kısa kazıkların çözümleri için (L/B) ile (e/B) oranlarının ve $Q_u/(c_uB^2)$'nin bilinmesine bağlı olarak da Q_u belirlenebilir (**Şekil 3.14**).



Şekil 3.13 Kohezyonlu zeminde serbest - tutulu başlı kısa kazık davranışı [41]



Şekil 3.14 Kohezyonlu zeminlerde kısa kazıklar için çözüm [37]

Serbest Başlı Uzun Kazık

Kohezyonlu zeminlerde serbest başlı uzun kazıklarda yatay yük altında kazık taşıma kapasitesi kazıkta maksimum momentin oluştuğu en kesitteki çeliğin akma dayanımı sınırına ulaşmasına bağlı olup, kazığın o dirençteki momenti dikkate alınarak çözüme gidilmektedir. Dolayısıyla bu kazıkların analizinde kazık akma momenti hesaba katılmaktadır. Kazık en kesitinin her noktasındaki gerilmenin akma gerilmesine ulaşması durumunda;

$$M_{max} = w.\sigma'_a \tag{3.25}$$

olarak bulunur.

Burada;

W= kazık mukavemet momenti olup, (3.20) ve (3.22) bağıntıları da geçerli olmaktadır.

Tutulu Başlı Uzun Kazık

Bu türden uzun kazıklarda zemin direnci ve moment dağılımı dikkate alınarak denge denklemleri yazılırsa;

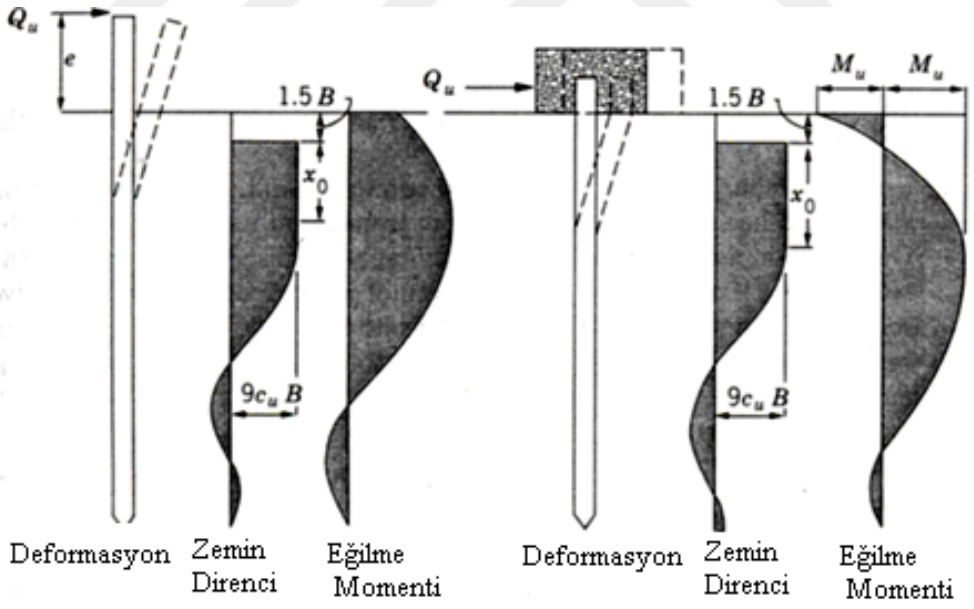
$$Q_u = 2M/(1.5B + 0.5x_0) \tag{3.26}$$

olarak elde edilir.

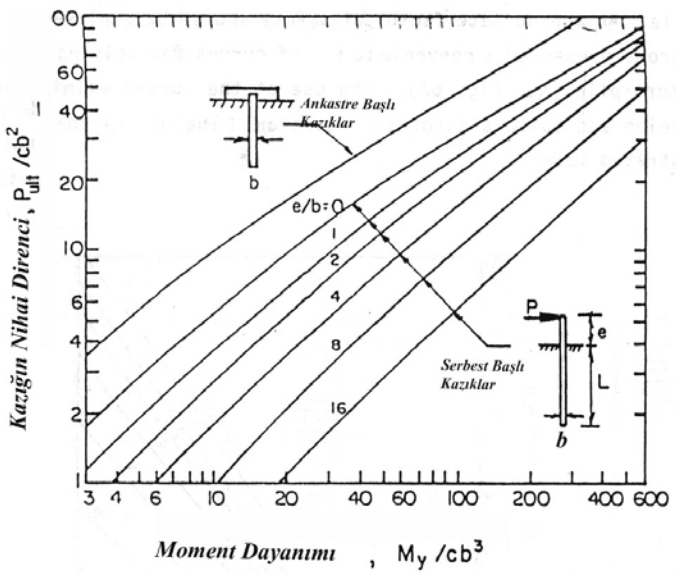
Zemin direncinin maksimum olduğu x_0 noktası;

$$x_0 = Q_u/(9c_uB) \tag{3.27}$$

olmaktadır.



Şekil 3.15 Kohezyonlu zeminde serbest - tutulu başlı uzun kazık davranışı [41]



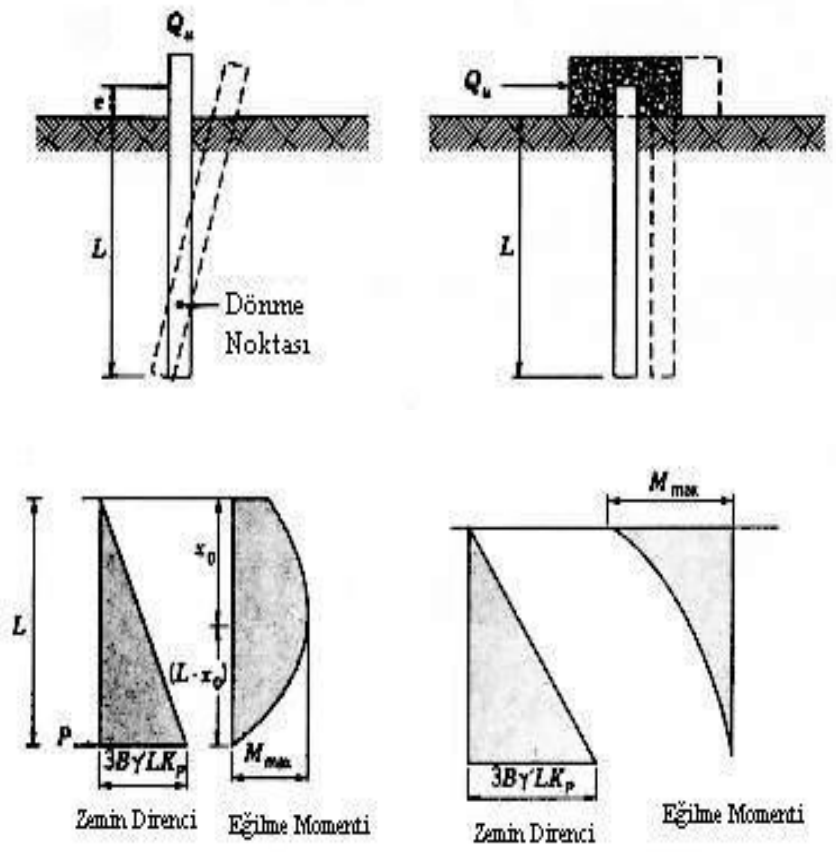
Şekil 3.16 Kohezyonlu zeminlerde uzun kazıklar için çözüm [37]

Uzun kazıklar için grafik çözümler **Şekil 3.16**'da verilmekte olup, grafik çözümlerinden elde edilen moment değerleri ile deneysel olarak yapılan çalışmalardan elde edilen moment değerleri karşılaştırıldığında moment oranlarının 0.88 - 1.19 arasında değiştiği belirtilmektedir [43].

- **Granüler Zeminlerde Broms Yöntemi**

Serbest Başlıklı Kısa Kazık

Granüler zeminlerde imal edilen kısa kazıklarda (L/T≤2)kazık arkasında meydana gelen aktif gerilmeler dikkate alınmamakta olup, serbest başlı durumlarda dönme noktası tabana yakın seçilip alt kısımda meydana gelen büyük toprak basıncı kuvveti çizgisel bir yük olarak dikkate alınmaktadır [41].



Şekil 3.17 Granüler zeminlerde serbest - tutulu başlı kazık davranışı [41]

Kohezyonsuz zeminlerde zeminin taşıma gücü pasif Rankine basıncının 3 katı olarak düşünülmektedir [43]. Dolayısıyla kazık tabanına yakın olan dönme noktasına göre moment dengesi yazılırsa;

$$Q_u = 0.5\gamma' L^3 B K_p/(e + L) \tag{3.28}$$

bağıntısı elde edilir. Maksimum moment kesme kuvvetinin sıfır olduğu x_0 noktasında oluşacağı düşünülürse;

$$x_0 = 0.82(Q_u/K_p B\gamma')^{0,5} \tag{3.29}$$

$$M_{max} = Q_u(e + 2x_0/3) \quad (3.30)$$

bulunur. Eğer bağıntı (3.28) ile hesaplanan Q_u değerine bağlı olarak elde edilen M_{max} değeri, kazık kesitinin taşıyabileceği maksimum moment M_u değerinden büyük bulunursa kazık, uzun kazık gibi davranıyor sonucuna varılır. Bu durumda M_{max}=M_u denkliğinden yola çıkılarak bağıntı (3.28)'e göre $Q_u$bulunur.

Tutulu Başlı Kısa Kazık

Kazık başının tutulu olması durumunda kazığa yük uygulandığında, kazık dönme hareketi yapmadan ilk konumunu koruyarak yanal ötelenme yapacaktır. Uygulanan yatay yük dengesinden;

$$Q_u = 1.5\gamma' L^2 B K_p \quad (3.31)$$

$$M_{max} = 2/3 Q_u L = \gamma' L^3 K_p B \quad (3.32)$$

olmaktadır.

Kısa rijit kazıkların çevresindeki zeminin davranışı ile presiyometre deneyi arasında bağlantı olduğu ve $Q_u = p_L B(L - B)$ ile bulunabileceği arazi deneyleri ile gösterilebileceği belirtilmekte olup, p_L limit basınç olarak dikkate alınmaktadır [41].

Kısa kazıklarda çözümlerin basit bir şekilde yapılmasını sağlayan $Q_u/(K_p B^3 \gamma')$ ve L/B boyutsuz terimleri ile oluşturulan eğrilerle de çözümler yapılabilmektedir.

Serbest Başlı Uzun Kazık

Bu tür kazıklarda kazık boyunun uzamasına bağlı olarak kazık boyunca belirli bir derinlikte plastik mafsal oluşacaktır. Kazık başının serbest olduğu uzun bir kazıkta en büyük eğilme momenti, kesme kuvveti değerinin sıfıra eşit olduğu noktada

oluşacağından kısa kazıklardaki çözümlere benzer bir şekilde; x_0 noktası bağıntı (3.29)'dan alınabilir. Bu durumda M_{max} ve Q_u;

$$M_{max} = Q_u(e + 2/3x_0) \leq M_u \tag{3.33}$$

$$Q_u = M_u/(e + 0{,}54)(Q_u/\gamma' BK_p)^{0,5} \tag{3.34}$$

bağıntılarıyla bulunmaktadır. Burada M_u kazığın malzeme olarak taşıyabileceği maksimum moment değeridir.

Tutulu Başlı Uzun Kazık

Kohezyonsuz zeminlerde tutulu başlı uzun kazık imal edilmesi durumunda kazık başında negatif ve kazık uzunluğu boyunca belli bir derinlikte de pozitif yönlü bir moment oluşacağından iki ayrı plastik mafsal durumu söz konusu olacaktır. Dolayısıyla maksimum moment değerine iki farklı noktada ulaşılabilecektir.

Sık rastlanan bir durum olmamakla beraber kesit donatısının simetrik olmaması durumu düşünülerek kazığın moment dayanımının pozitif ve negatif momentler için iki yönde farklı olabileceği olasılığına dikkat etmek gerekir [37].

$$Q_u = 2M_u/0{,}67x_0 \tag{3.35}$$

$$x_0 = 0.82(Q_u/K_p B\gamma')^{0,5} \tag{3.36}$$

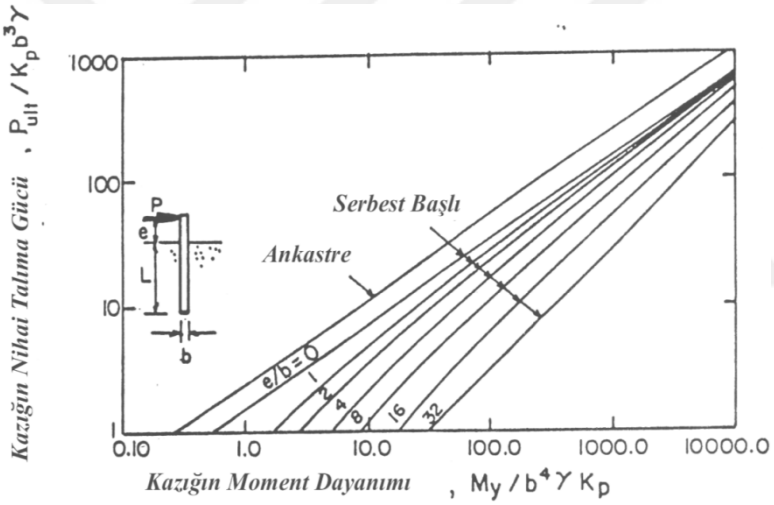
$$M_{max} = Q_u(e + 0.67x_0) \tag{3.37}$$

bağıntıları ile belirlenmektedir. Burada x_0, maksimum momentin meydana geldiği

derinliği ifade etmektedir.

Kohezyonsuz zeminlerde deneysel araştırmalar ile Broms yöntemi yaklaşımı arasında yapılan karşılaştırmalarda hesaplanan ve ölçülen momentler arasında oransal olarak 0.54 - 1.61 arasında (ortalama 0.93) bir fark olduğu görülmektedir [41].

Uzun kazıkların granüler zeminler içindeki davranışına bağlı olarak taşıma gücünü daha kolay hesaplamak için hazırlanmış abaklar da kullanılabilir. Ancak abakların kullanılabilmesi için kazık davranışının uzun kazıklardaki gibi olup olmadığının kontrol edilmesi gerekmektedir.



Şekil 3.18 Granüler zeminlerde serbest - tutulu başlı uzun kazık için çözüm [37]

3.2.3 Çalışma Yükünde Yatay Ötelenmenin Tahmin Edilmesi

Yanal yükler altında kazığın taşıma kapasitesi, genellikle kabul edilebilir yanal yer değiştirme göz önünde bulundurularak tasarımda dikkate alınmaktadır.

Bir kazık yanal yük ile yüklendiğinde ötelenme hareketi yaparken kendisini çevreleyen zemine de bir miktar yük aktarır. Kazığın yapmış olduğu yatay yer değiştirmenin matematiksel olarak modellenip hesaplanması karmaşık olmakla birlikte, aşağıdaki iki yaklaşım kullanılmaktadır.

a) Yatak katsayısı yaklaşımı

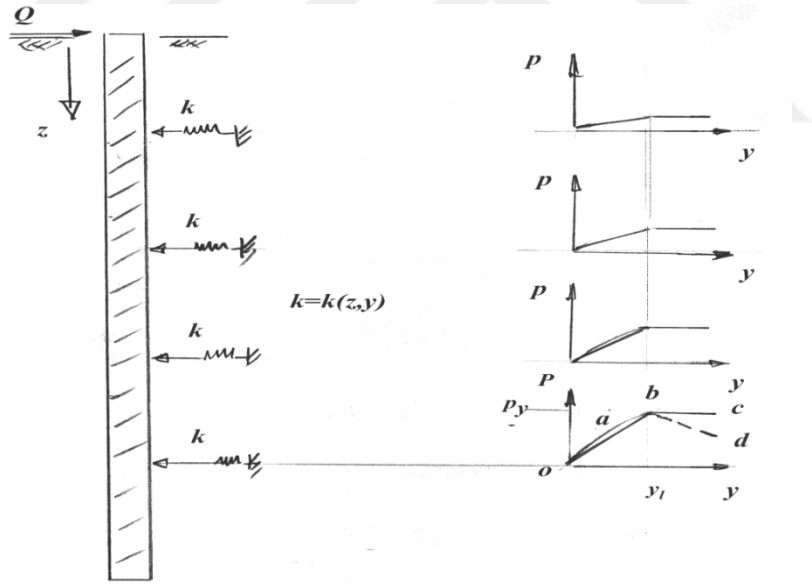
b) Elastik ortam yaklaşımı

3.2.3.1 Yatak Katsayısı Yaklaşımı

Yatak katsayısı yöntemi, yatay yük altında kazığın yaptığı yatay hareketlere bağlı olarak nihai kazık taşıma kapasitesinin belirlenmesi yöntemidir. Bu yaklaşımda kazık, elastik özelliklere sahip bir zemine oturan kiriş gibi düşünülmektedir. Literatürde Winkler zemin modeli olarak bilinen elastik zemin yerine, kazık boyunca düzenli aralıklarla yerleştirilen ve sıkışma ile uygulanan yükü birbirine aktarabilen elastik yayların oluşturduğu bir zemin kabul edilir ve analizler bu davranış dikkate alınarak yapılmaktadır.

Zeminin temsil edildiği yay modelinde iki önemli faktör dikkate alınmalıdır.

1) Yayın sertliğinin (rijitliğinin) zemin derinliğine bağlı olarak değişmesi,
2) Belirli bir derinlikte bulunan yay rijitliğinin yatay hareketin uygulanması sebebiyle meydana gelmesi muhtemel ötelenme ile değişmesidir.



Şekil 3.19 Yanal yüklenen bir kazıkta zemin davranışının temsili [37]

Belirli bir derinlikte bulunan kazık yanal olarak yüklendiğinde kazık ötelenmesi sırasında zemine yük aktarımı gerçekleşir ve zemindeki gerilmeler artar, **Şekil 3.19**'da da gösterildiği gibi p_y ile gösterilen nihai taşıma gücüne varır.

Derinlik boyunca aynı ötelenmenin oluşması için daha fazla yük aktarımı olmalıdır. Yani yay katsayısı derinlikle sertleşmektedir. Bu durum p-y eğrileri adı altında ifade edilmektedir. Analizin daha kolay yapılabilmesi açısından kazık davranışının doğrusal olduğu düşünülür. Dolayısıyla belli bir z derinliğindeki yatak katsayısı yayların rijitliği ile ifade edilirse;

$$k_h = P_z/y \tag{3.38}$$

olacaktır. Burada;

y= yatay ötelenme

p_z= z derinliğindeki birim kazık uzunluğundaki zemin gerilmesi

k_h= yatay yatak katsayısı

k_h yanal yatak katsayısı zeminin deformasyon özelliği dışında kazığın rijitliğine ve boyutlarına bağlı olarak değişkenlik gösterir.

Yay katsayısı granüler zeminler ile yumuşak killerde ve siltli zeminlerde derinlikle birlikte değişmektedir. Bu tür zeminler üzerindeki efektif örtü yükü, doğal çökelme ve konsolidasyon sebebiyle derinliğe bağlı değişen bir direnç artışı gösterirler. Derine gittikçe kazığın ötelenmesi azalır, buna bağlı olarak da zeminin direncini temsil eden yay katsayısı sertleşir.

Kohezyonlu zeminlerde ötelenme boyutsuz birim olan βL'ye bağlıdır.

$$\beta = \sqrt[4]{k_h . B/(E_p . I_p)} \tag{3.39}$$

Burada;

E_pI_p= kazık malzemesinin rijitliği

B= kazığın çapı/genişliği

k_h= yanal yatak katsayısı

βL değerinin 2.25'den büyük olduğu uzun kazıklarda;

$$k_h = 0{,}4k/B \qquad (3.40)$$

olmaktadır. Burada k yatak katsayısı ve B kazık genişliğidir.

Uzun - rijit başlı kazıklarda βL=2 ve serbest başlı kazıklarda da βL=1 durumlarındaki derinliklere kadar k_h'ın analizi özenle irdelenmelidir.

Zemin yatak katsayısı granüler zeminlerde zeminin tek eksenli basınç dayanımına bağlıdır. Siltli zeminler ile normal konsolide killer, zeminin serbest basınç direnci derinlikte birlikte artarken, aşırı konsolide killerde yatak katsayısı derinlikle değişmemekte olup, kilde meydana gelen kurumaya bağlı olarak yatak katsayısı derinlikle değişebilmektedir.

Tablo 3.4 Farklı zeminler için yatak katsayıları [37]

Zemin Cinsi	Yatak Katsayısı k_0, (kN/m^3)
Orta Sıkı Kum	9600-80000
Sıkı Kum	64000-128000
Gevşek Kum	4800-16000
(Killi)Orta Sıkı Kum	32000-80000
(Siltli) Orta Sıkı Kum	24000-48000
Killi Zemin; Taşıma Gücü<200kpa	12000-24000
Killi Zemin; 200<Taşıma Gücü<800kpa	24000-48000
Killi Zemin; Taşıma Gücü>800kpa	>48000

Kısa kazıklarda βL değerinin 2,25'den küçük olduğu durumlarda;

$$k_h = k(L + 3B)/(B.5L) \tag{3.41}$$

kullanılır.

Burada;

k= yatak katsayısı

L= kazığın boyu / uzunluğu

B= kazığın genişliği

Kazıkların kısa kazık şeklinde tasarlanması söz konusu olduğunda, yatak katsayısı (k) değerinin derinliğe bağlı olarak artması halinde serbest başlı kazıklarda 0.25L, rijit başlıklı kazıklarda ise 0.5L derinliğine tekabül eden k_h değeri kullanılmaktadır.

Kohezyonsuz zeminlerde yanal yatak katsayısı;

$$k_h = (n_h.z)/B \tag{3.42}$$

ile ifade edilmektedir.

Burada;

n_h= yatay yatak modülü sabiti olup, yatay yüklü kazıklarda yanal ötelenmeler ηL'ye bağlı olarak belirlenebilir.

$$\eta = \sqrt[5]{(n_h/(E_p I_p)} \tag{3.43}$$

ile bulunmaktadır. Kohezyonsuz zeminler için bazı n_h değerleri **Tablo 3.5**'te verilmektedir.

Tablo 3.5 Granüler zeminler için n_h değerleri [15]

Kumun Relatif Sıkılığı	Gevşek kum	Orta sıkı kum	Sıkı kum
$n_h(kN/m^3)$ kuru, nemli	1800-2200	5500-7000	15.000-18.000
$n_h(kN/m^3)$ suya doygun	1000-1400	3500-4500	9000-12.000

Verilen bu genel bilgiler ışığında kazık davranışı elastik zemine oturan kirişin analiz denklemlerinden;

$$d^4y/\partial dx^4 + k_h y/EI = 0 \qquad (3.44)$$

ile ifade edilir.

Burada;

E= kazık malzemesinin elastisite modülü

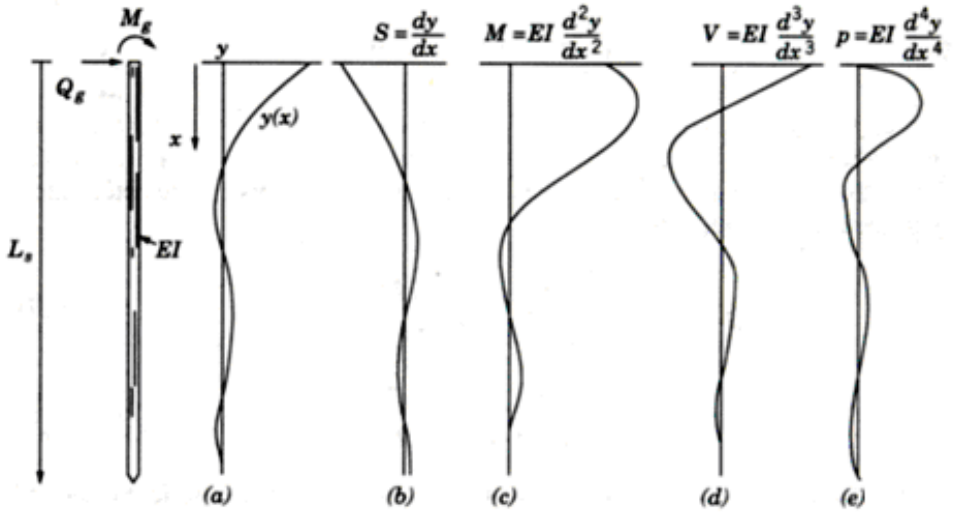
I= kazık kesitinin atalet momenti

$k_h . y = P$ zeminin gösterdiği dirençtir.

- **<u>Granüler(Kohezyonsuz) Zeminler İçin Yatak Katsayısı Yaklaşımı</u>**

<u>Serbest Başlıklı Kazık</u>

Serbest başlı bir kazıkta meydana gelen ötelenme (y) ve bu ötelenmenin derinlikle değişimi $(s = d_y/d_x)$, momenti (M), kesme kuvveti (V) ve zemin direnci (P) **Şekil 3.20**'de gösterilmektedir. Genel olarak kazık davranışı bağıntı (3.44) ile ifade edilmektedir.



Şekil 3.20 Kazıkta Q_g yatay yükü ve M_g momenti etkisinde, meydana gelen a) deplasman (y), b) eğim (S), c) moment (M), d) kesme kuvveti (V), e) zemin reaksiyonu (p) [41]

Bağıntı (3.44)'ün çözümü aşağıdaki gibidir.

$$y=f\,(x, T, L, k_h, EI, Q_g, M_g) \qquad (3.45)$$

Burada; x derinlik, T relatif rijitlik faktörü, L kazığın uzunluğu, k_h =(n_h.x) yatay yatak katsayısı, n_h yatay yatak katsayısı sabiti, B kazığın genişliği, EI kazık malzemesinin rijitliği, Q_g uygulanan yatay yük, M_g uygulanan momenti ifade etmektedir.

Kazık boyutlarına göre deformasyonların küçük olması durumu elastik davranış ile açıklanabilir. Böyle bir davranış durumunda birleştirme yöntemi kullanılmaktadır. Daha büyük deformasyonların oluşması durumlarında ise p-y eğrileri kullanılarak analiz yapılmaktadır. y_A yatay yönde uygulanan Q_g yükünden ve y_B M_g momentinden elde edilen yer değiştirmeler olmak üzere; x derinliğindeki toplam yatay yer değiştirme;

$$y_x = y_A + y_B \tag{3.46}$$

bağıntısı ile elde edilir. Analizlerde boyutsuz olarak kullanılan parametreler mevcuttur.

$$A_y = (y_A EI)/(Q_g T^3) \tag{3.47}$$

$$B_y = (y_B EI)/(M_g T^2) \tag{3.48}$$

olarak bulunur. Burada; A_y= yatay yük için ve B_y de moment için yatay ötelenme katsayıları olup, boyutsuz olan bu büyüklüklerin kullanılmasıyla toplam yatay yer değiştirme;

$$y_x = y_A + y_B = \left[\left(A_y Q_g T^3\right) + B_y\left(M_g T^2\right)\right]/(EI) \tag{3.49}$$

elde edilir.

Benzer şekilde moment, eğim, kesme kuvveti ve zemin direnci için de,

$$M_x = M_A + M_B = A_m Q_g T + B_m M_g \tag{3.50}$$

$$S_x = S_A + S_B = [(A_s Q_g T^2) + (B_S M_g T)]/EI \tag{3.51}$$

$$V_x = V_A + V_B = A_V Q_g + (B_V M_g)/T \quad (3.52)$$

$$p_x = p_A + p_B = (A_p Q_g)/T + (B_p M_g)/T^2 \quad (3.53)$$

bağıntıları yazılabilir. A_y, A_s, A_m, A_v, A_p, B_y, B_s, B_m, B_v, B_p parametreleri, Reese ve Matlock tarafından denklemlerin çözümüyle bulunmuş olup Z=X/T'ye bağlı olarak tablolar şeklinde verilmektedir [34]. Bu katsayılar ilgili **Tablo 3.6** ve **Tablo 3.7** 'den bulunabilir. Z derinlik katsayısı ve Z_{max}'da maksimum derinlik katsayısı olup,

$$Z = L/T \quad (3.54)$$

olarak ifade edilir. $Z_{max} \leq 2$ durumunda kazıkların rijit bir eleman gibi davrandığı ve Z_{max}= 5 ve 10 için deplasman katsayılarının aynı olduğu bulunmuştur. Bu nedenle Z_{max}=5'in ötesinde kazık boyu deplasmanları değişmemekte olup, kazık boyunun bir çok durumda L>5T olması için **Tablo 3.6** ve **Tablo 3.7**'deki A_y, A_s, A_m, A_v, A_p, B_y, B_s, B_m, B_v, B_p katsayıları kullanılabilir [41].

Tablo 3.6 Serbest başlı uzun kazıklarda Z_{maks} ≥5 durumunda elastik çözümlerde kullanılan A katsayıları [41]

Z	Ay	As	Am	Av	Ap
0	2,435	-1,623	0,000	1,000	0,000
0,1	2,273	-1,618	0,100	0,989	-0,227
0,2	2,112	-1,603	0,198	0,956	-0,433
0,3	1,952	-1,578	0,291	0,906	-0,586
0,4	1,796	-1,545	0,379	0,840	-0,718
0,5	1,644	-1,503	0,459	0,764	-0,822
0,6	1,496	-1,454	0,532	0,677	-0,897
0,7	1,353	-1,397	0,595	0,585	-0,947
0,8	1,216	-1,335	0,649	0,489	-0,973
0,9	1,086	-1,268	0,693	0,392	-0,977
1	0,952	-1,197	0,727	0,295	-0,962
1,2	0,738	-1,047	0,767	0,109	-0,885
1,4	0,544	-0,893	0,772	-0,056	-0,761
1,6	0,381	-0,741	0,746	-0,193	-0,609
1,8	0,247	-0,596	0,696	-0,298	-0,445
2	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283
3	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226
4	-0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201
5	-0,009	0,025	-0,033	0,013	0,046

Tablo 3.7 Serbest başlı uzun kazıklarda Z_{maks} ≥5 durumunda elastik çözümlerde kullanılan B katsayıları [41]

Z	By	Bs	Bm	Bv	Bp
0	1,623	-1,750	1,000	0,000	0,000
0,1	1,453	-1,650	1,000	-0,070	-0,145
0,2	1,293	-1,550	0,999	-0,028	-0,259
0,3	1,143	-1,450	0,994	-0,058	-0,343
0,4	1,003	-1,351	0,987	-0,095	-0,401
0,5	0,873	-1,253	0,976	-0,137	-0,436
0,6	0,752	-1,156	0,960	-0,181	-0,451
0,7	0,642	-1,061	0,939	-0,226	-0,449
0,8	0,540	-0,968	0,914	-0,270	-0,432
0,9	0,448	-0,878	0,885	-0,312	-0,403
1	0,364	-0,792	0,852	-0,350	-0,364
1,2	0,223	-0,629	0,775	-0,414	-0,268
1,4	0,112	-0,482	0,688	-0,456	-0,157
1,6	0,029	-0,354	0,594	-0,477	-0,047
1,8	-0,030	-0,245	0,498	-0,476	0,054
2	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
3	-0,089	0,057	0,059	-0,213	0,268
4	-0,028	0,049	-0,004	0,017	0,112
5	0,000	0,011	-0,026	0,029	-0,002

Tutulu Başlıklı Kazık

Bu tür kazıklarda zemin yüzeyindeki deformasyon eğrisi eğimi S=0 olduğundan; (3.51) bağıntısı,

$$S_x = S_A + S_B = (A_S Q_g T^2 + B_S M_g T)/(EI) = 0 \qquad (3.55)$$

şeklini alır. Bu eşitlikten, (Z=x/T ve x=0 için)

$$M_g/(Q_g T) = -(A_s/B_S) = -0.93 \qquad (3.56)$$

bulunur. $M_g/(Q_g T)$ ifadesi boyutsuz tutukluluk faktörü olarak tanımlanmıştır [45]. Toplam yer değiştirme bağıntısı olan (3.49)'da $M_g = -0.93 Q_g T$ yazılırsa [41];

$$y_x = y_A + y_B = (A_y - 0.93 B_y)/(Q_g T^3/EI) = C_y (Q_g T^3)/(EI) \qquad (3.57)$$

eşitliği elde edilir. Aynı şekilde;

$$M_x = C_m Q_g T \qquad (3.58)$$

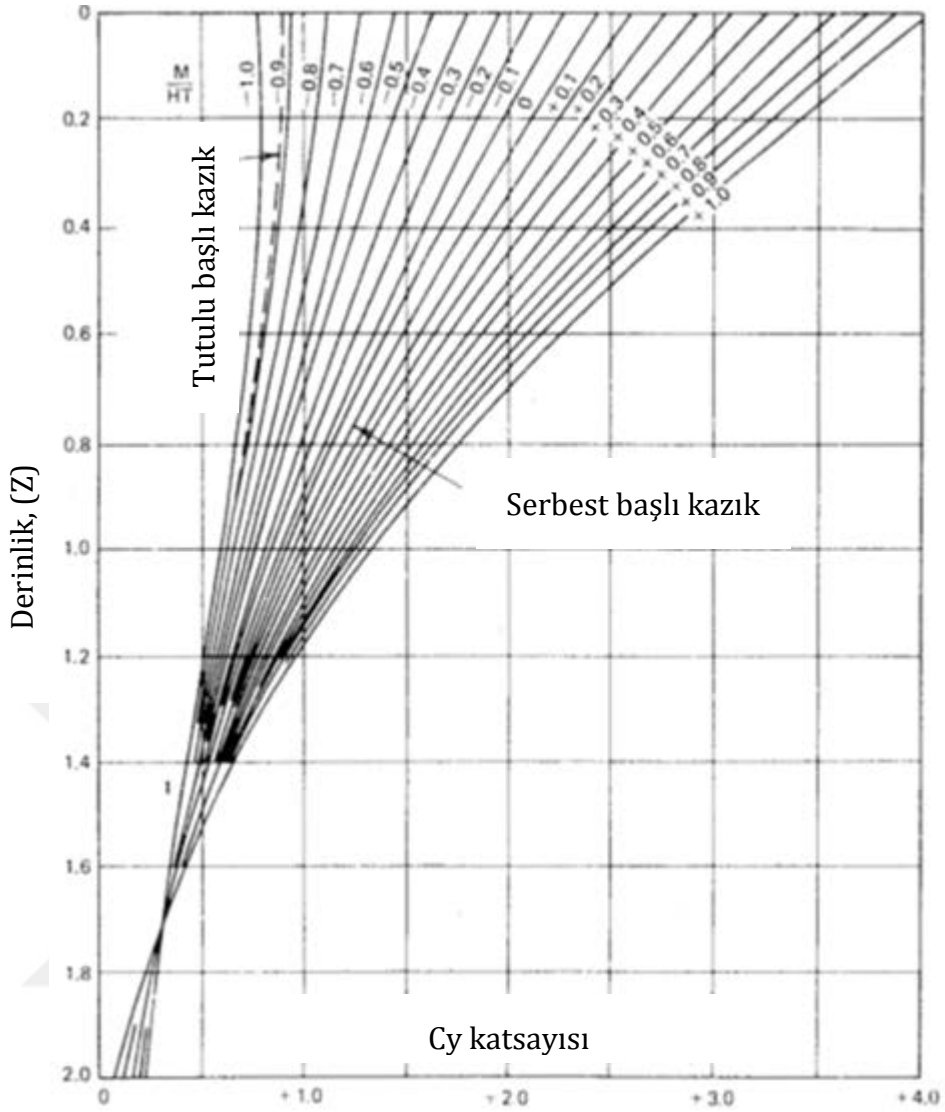
yazılabilir. C_m ve C_y değerleri **Şekil 3.21** ve **Şekil 3.22**'den alınabilir.

Kazık başında bazı koşullarda tam ankastrelik durum sağlanamazsa, kazık başı az da olsa dönme etkisinde kalabilmektedir. Dolayısıyla yukarıda verilen bağıntıların kullanılabilmesi için C katsayıları aşağıdaki gibi düzenlenebilir.

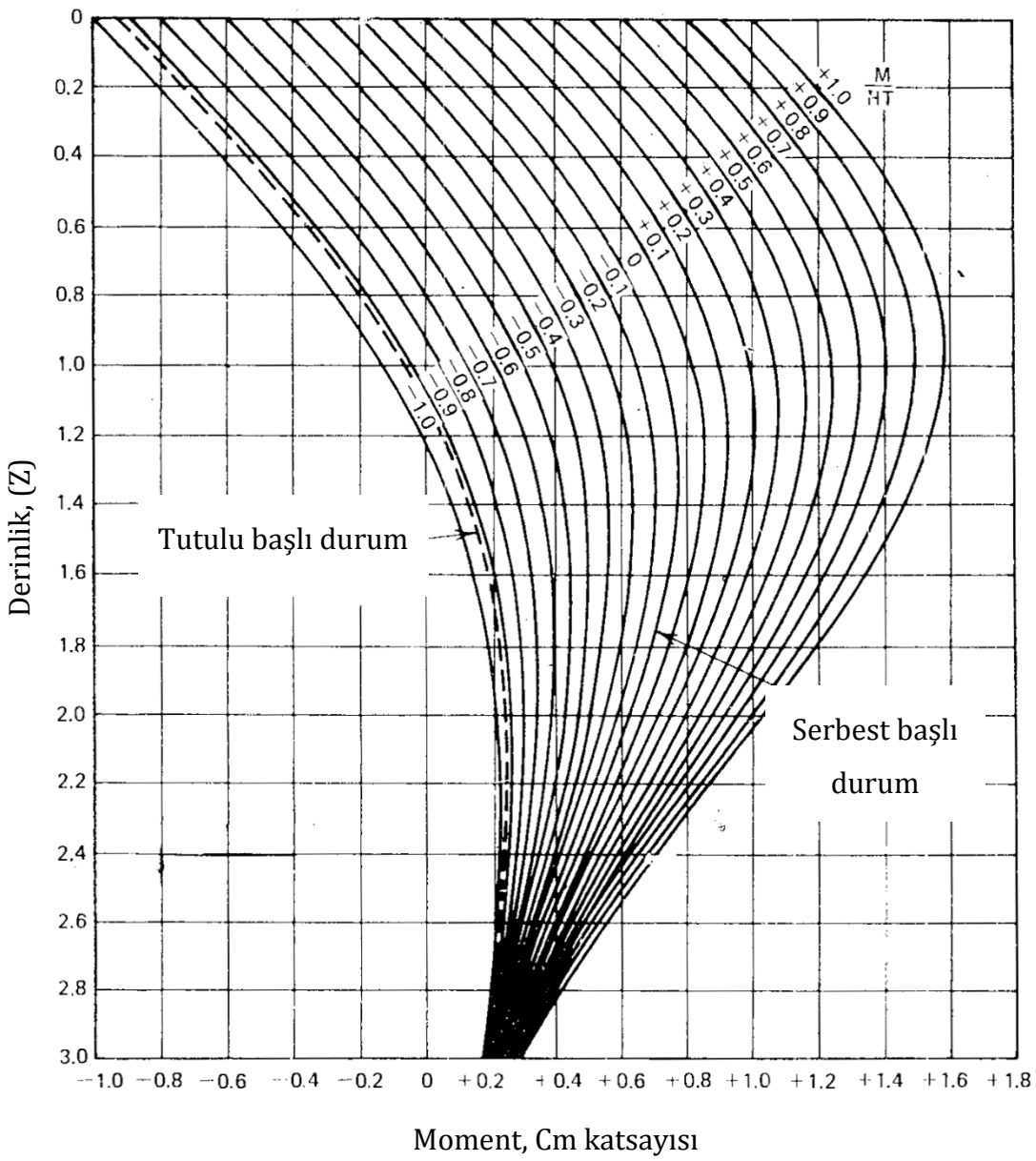
$$C_y = (A_y - 0.93 \lambda B_y) \qquad (3.59)$$

$$C_m = (A_m - 0.93\lambda B_m) \quad (3.60)$$

Burada; λ tutukluluk derecesini belirtmekte olup, kazık başının tamamen tutulu olması durumunda λ=1.0, kazık başının serbest olması durumunda da λ=0 alınır.



Şekil 3.21 Kohezyonsuz zeminlerde kazık başlarının rijit ve serbest olması durumunda yatak katsayısı yaklaşımı ile çözüm, deplasman - (Cy) katsayıları eğrisi [42]



Şekil 3.22 Kohezyonsuz zeminlerde kazık başlarının rijit ve serbest olması durumunda yatak katsayısı yaklaşımı ile çözüm moment - (Cm) katsayıları eğrisi [42]

- **<u>Kohezyonlu Zeminler İçin Yatak Katsayısı Yaklaşımı</u>**

Normal konsolide olan killi zeminlerde yanal yatak katsayısı daha önce de değinildiği gibi derinlikle birlikte doğrusal olarak artacağından, kazığın ötelenmesi kohezyonsuz zeminlerdekine benzer çözümlerle belirlenmektedir. Aşırı konsolide killerde yatak katsayısı sabittir ve yatay ötelenme katsayıları aşağıdaki gibi tanımlanabilir [41].

$$A_{yc} = y_A EI/(Q_g R^3) \quad (3.61)$$

$$B_{yc} = y_A EI/(M_g R^2) \quad (3.62)$$

Belirli bir derinlikteki y deplasman ve moment,

$$y = [A_{yc}(Q_g R^3) + B_{yc}(M_g R^2)]/(EI) \quad (3.63)$$

$$M = A_{mc} Q_g R + B_{mc} M_g \quad (3.64)$$

bağıntıları ile bulunur. Buradaki A_{yc}, B_{yc}, A_{mc}, B_{mc} katsayılarının derinlikle değişmektedir [46].

$Z_{max} = L/R < 2$ değeri için kazıklar rijit kazık gibi bir davranış gösterirken, $L/R \geq 4$ değerinde ise kazıkların sonsuz uzun kazık gibi davrandığı kabul edilmektedir [41].

Tutulu Başlıklı Kazık

Yanal yatak katsayısının derinlikle değişmediği kohezyonlu zeminlerde kazıkların tutulu başlı olması durumunda toplam deplasman ve moment,

$$y_x = C_{yc}(Q_g R^3)/(EI) \quad (3.65)$$

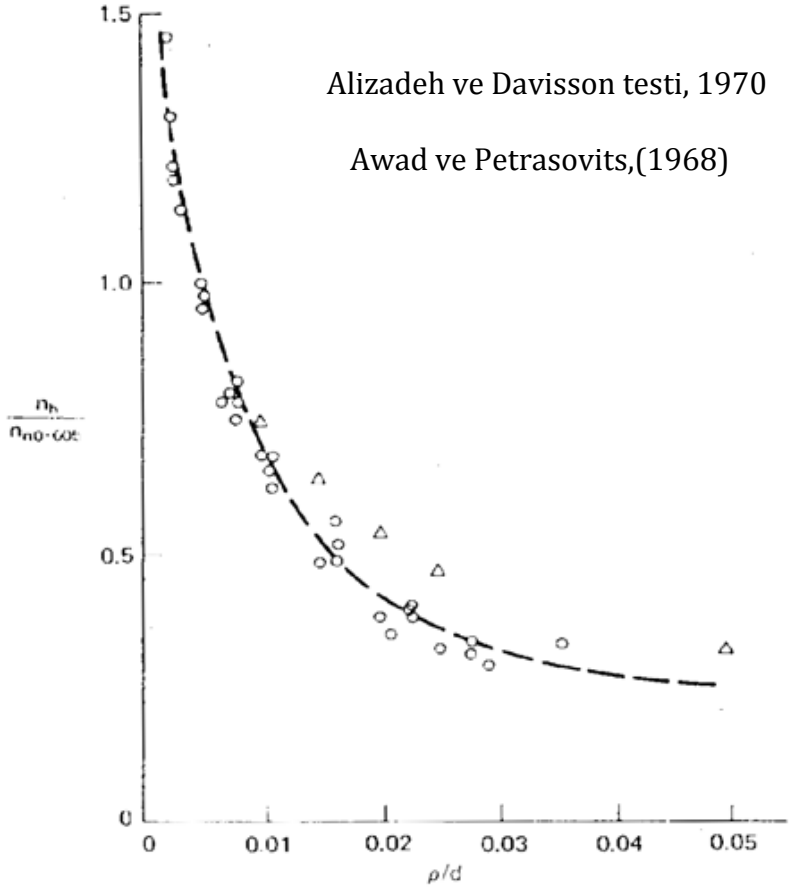
$$M_x=C_{mc}Q_gR \quad (3.66)$$

bağıntıları ile bulunabilir. İki tabakalı zemin yapılarında kazık başının hem serbest hem de tutulu olması durumlarında üst tabaka kalınlığının 0.1R, 0.4R, 0.8R ve yatak katsayısı oranlarının C_1=0, 0.5, 1, 2, 4, 6, 10 ve 20 için A_{yc}, B_{yc}, A_{mc}, B_{mc}, C_{mc} ve C_{yc} eğrileri Davisson ve Gill tarafından üretilmiş olup [36], tutulu başlı kazıkların üniform kohezyonlu zeminde yer alması durumunda C_{mc} ve C_{yc} sayıları eğrilerden C_1=0 eğrisine bağlı olarak alınmaktadır [41].

Yatak katsayısına etki eden faktörler aşağıdaki gibi açıklanabilir.

a) Kazık ötelenmesinin etkisi:

Yanal olarak yüklenmiş kazıklarda yanal yatak katsayısı uygulanan yük seviyesi ile büyük ölçüde kazıkta meydana gelen ötelenmeye bağlı olmaktadır. Kum bir zeminde yer alan kazık için yer değiştirme ile yatak katsayısı sabiti n_h'ın farklı varyasyonları için elde edilen eğriler zamanla kil zemin için de oluşturulmuştur [32].



Şekil 3.23 Kum zeminlerde yer alan kazıktaki deplasman - yatak katsayısı ilişkisi [32]

b) <u>Grup etkisi ve tekrarlı yükleme durumu:</u>

Grup hareketlerini tahmin etmek için yatak katsayısı teorisini kullanırken analizde kullanılan k_h değerine ampirik bir düzeltme yapılmalıdır. Grup kazıklarda yükleme yönündeki mesafeler önemli olmakla birlikte kazık merkezleri arasındaki mesafenin 8d gibi bir değer ve/veya bu değerden daha büyük olması halinde kazıkların bir birine etkisinin önemli olmadığı, ancak en az 2.5d gibi bir mesafe ile 8d'den daha az olan kazık merkezleri arasındaki mesafelerde yatak katsayısı k_h'ın efektif değeri k_{eff}'in değerinin tek kazığınkinden daha az olduğu belirtilmektedir [32].

Kum zeminde örnek modeller üzerindeki kazık deneylerinde de kazık aralıklarının 3d olması halinde efektif yatak katsayısı k_{eff}'in $0.25k_h$ olduğu bulunmuştur [45].

Tekrarlı yükler altında zemin direnci ile yatak katsayısında azalma meydana gelmektedir. Kazık 50 defa veya bu değerden daha fazla aynı yük ile yüklemeye tabi kalırsa, oluşacak gelen ötelenme miktarı, ilk yükün uygulanışı ile oluşan ötelenme miktarının yaklaşık iki katı kadar artmakta ve yine ilk yükleme durumundaki yatak katsayısı k_h'ın değerini yaklaşık %30 civarında azaltmaktadır [47].

Grup etkileri kombinasyonları ile tekrarlı yükleme durumlarında, yatak katsayısı tek kazığa uygulanan ilk yükleme durumuna göre %10 azalmaktadır [45].

a) Konsolidasyon ve ötelenme (kayma) etkisi

Yanal yüklü kazığı çevreleyen zemindeki ötelenme(kayma) ve konsolidasyon sonucunda zamana bağlı olarak yatay yönlü deplasmanlarda artışla birlikte zemin direnci dağılımında değişimler meydana gelmektedir. Broms tarafından çok katı killi zeminler için efektif yatak katsayısı k_{eff}'in nihai yatak katsayısı k_h'a oranının 1/2 ile 1/4 arasında, yumuşak killerde 1/3 ile 1/6 arasında değişkenlik gösterdiğini ve kum zeminler için ise bu oranın 1 alınabileceği belirtilmektedir [32], [43].

b) Kazık boyutlarının etkisi

Zeminin lineer elastik davrandığı göz önüne alındığında kazık genişliğinin yatak katsayısına bir etkisinin olmadığı, yanal yüklü kazıklarda yatak katsayısının deneysel bir veri olması sebebiyle daha çok kazığın yaptığı deplasman, derinlik, kazığın çapı, uygulanan yükleme tipi ile durumu vb. faktörlerden etkilendiği söylenebilir. Fakat yatak katsayısı, eğilme momentini dikkate alan analiz durumlarında zemin özelliklerine bağlı olan bir takım tablo veya korelasyonlardan alınabilir. Daha gerçekçi sonuçların elde edilmesi için yanal kazık yükleme deneylerinin yapılması sağlıklı olmaktadır [45].

- **Yatak Katsayısının Belirlenmesi Yöntemleri**

Yatak katsayısı aşağıda belirtilmiş olan yöntemlerden birinin kullanılmasıyla belirlenir.

1. Tam ölçekli yatay kazık yükleme deneyi
2. Plaka yükleme deneyi

3. Zemin özelliklerini kullanan ampirik korelasyonlar yöntemi

Yatay yüklü kazıklarda, kazık yükleme deneyleri zaman alıcı olmakla birlikte oldukça pahalı ve dikkat gerektiren bir yöntemdir. Zemin yüzeyindeki ötelenmeyi ve/veya dönmeyi belirlemenin en iyi yolu uygun bir derinlikteki yanal yatak katsayısı k_h değerini elde etmektir [32].

Plaka yükleme testlerinin kullanımı Terzaghi ve Broms tarafından tartışılmış olup, bir plaka için yapılmış olan deney sonuçlarının kazığa nasıl aktarılacağı önemli olmuştur. Terzaghi killi zeminler için yatak katsayısının düşeyde ve yatayda derinlikten bağımsız ve aynı olduğunu belirtmiş olup, k_h için aşağıdaki ifadeyi vermiştir [32], [43], [48].

$$k_h = (1/(1{,}5d)\overline{k_{s1}} \tag{3.67}$$

Burada;

d= kazık çapı ya da genişliği

$\overline{k_{s1}}$= kare plaka yatay katsayısı olup aşırı konsolide olan kil zeminler için Terzaghi tarafından tablo şeklinde verilmektedir.

Yatak katsayısı için Vesic, Baguelin ve diğ., Broms, Skempton, Davisson bazı bağıntılar önermişlerdir. Bunun yanı sıra yatak katsayısının tekrarlı yük altında azaldığı Alizadeh ve Davisson'un yaptığı deneylerin sonuçları ile Awad ve Petrasovits'in modellediği deney sonuçlarında da gösterilmiştir [32].

3.2.3.2 Elastik Ortam Yaklaşımı

Zemin için düşünülen elastik ortam teorisi araştırmacılar ve bilim insanları tarafından (örneğin; [49], [50]) farklı yaklaşımlarla ele alınmış ve genel olarak yaklaşımlarda aynı prensiplere bağlı olmakla birlikte büyük ölçüde kazık hareketinden kaynaklı detay farklılıkları dikkat çekmektedir.

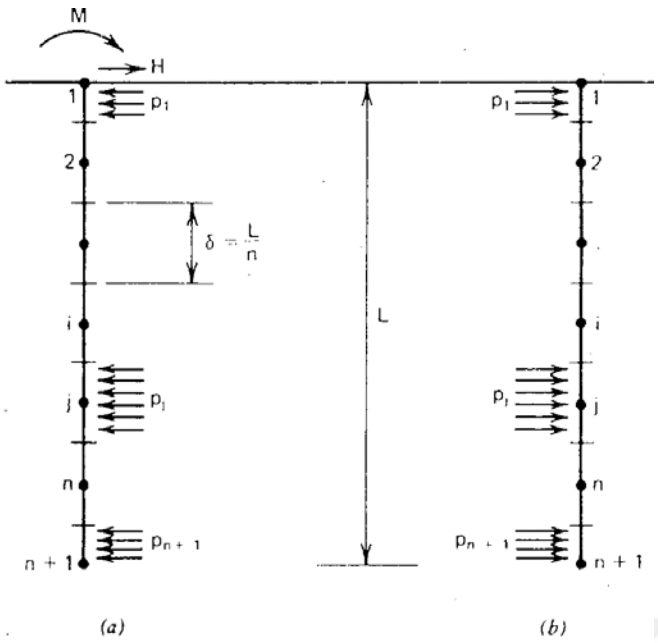
Yanal yüklü bir kazıkta meydana gelen deplasman ve moment yatak katsayısı yaklaşımıyla elde edilmektedir. Fakat zemin ağırlığının analizlerde dikkate

alınmaması sebebiyle bu yaklaşım yetersiz kalmaktadır. Elastik ortam yaklaşımı zeminlerin elastik ortam kabulünden yola çıkılarak yanal yüklü kazık davranışını ele almaktadır [32].

Kazığı çevreleyen zeminin elastik ortam olarak ele alınması gerçekçi bir yaklaşım olsa da problemlere uygulamasındaki en önemli sorun zemin elastisite modülü E'nin gerçek ve/veya gerçeğe yakın olarak belirlenebilmesidir. Dolayısıyla bu yaklaşımda yer alan teorik verileri problemlere uygulayabilmek için arazideki gözlem ve çalışmalardan elde edilmiş çok fazla sayıda veriye ihtiyaç vardır.

Kazıkların yatay yükler altındaki davranışının elastik ortam ile çözümlenebilmesi için yapılan kabuller aşağıda açıklanmaktadır.

1) Kazık (**Şekil 3.24**) L uzunluğunda, B genişliğinde ve EI rijitliğinde dikdörtgen olarak düşünülmektedir. (B olan kazık genişliği dairesel kazıklarda kazık çapı D olarak düşünülmelidir. Analizi basitleştirmek için kazık ile zemin çevresinde oluşması ihtimal yatay kesme kuvvetleri hesaba katılmamaktadır). Kazık, kazık başı ve sonu hariç olmak üzere uzunluğu $\delta/2$ olacak şekilde (n+1) sayıdaki eşit aralıklara bölünmektedir.
2) Eşit aralıklara bölünmüş olan her bir kazık elemanına yatay yönlü ve üniform dağılımlı P yükünün etkidiği düşünülmektedir.
3) Zeminin homojen ve izotropik bir yapıda, yarı-sonsuz ortamda elastik bir malzeme ve Young modülü (E) ile poisson oranı ν_s'e sahip olduğu ve kazığın varlığından etkilenmediği kabul edilmektedir.
4) Kazık arkasında yer alan zeminin kazığın yüzeyine olan yakınlığından dolayı kazık ile hem yüz yani bitişik olduğu kabul edilmektedir.



Şekil 3.24 Çevre zemindeki gerilmenin a) kazığa etkisi b) kazıktan, kazık çevresindeki zemine gerilme etkisi [32]

Zeminde tam elastik koşulların sağlanması durumunda kazık uzunluğu boyunca kazık ve zeminde meydana gelen deplasmanlar eşittir. Poulos her bir birim elemanının merkezinde kazık ve zeminde meydana gelen deplasmanları eşitlemekte olup, kazık ucu ile başındaki iki eleman için deplasmanları hesaplamaktadır. Ayrıca her (n+1) aralığına etki eden üniform yüke bağlı olarak kazık uzunluğu boyunca, kazık ve zeminde meydana gelen deplasmanlar uygun denge koşullarında eşitlenmektedir. Bu şekilde her bir elemanın yatay ötelenme miktarı da belirlenebilmektedir [32].

- **<u>Kohezyonsuz Zeminlerde Elastik Ortam Yaklaşımı</u>**

Kohezyonsuz zeminler için bu yaklaşımla zeminde meydana gelen yer değiştirmeler sonsuz ortamda Mindlin eşitliklerinin kullanılması ile bulunmakta ve kazıkta oluşan yer değiştirmeler de elastik bir zemine oturan kiriş çözümlerinden elde edilmektedir. Derinlikle birlikte artan elastisite modülüne bağlı olarak yatay deplasmanlar ve momentin maksimum değeri bulunmaktadır.

$$E_s = N_h x \tag{3.68}$$

Burada;

N_h, yatay yatak katsayısı modülü n_h'a benzer bir katsayı olup, E_s ve k_h'ın derinlikle artış oranı aynı ise N_h=n_h alınabilir. Kazık başlarının tutulu veya serbest oluşuna göre bağıntılar elde etmişlerdir [32].

Serbest Başlıklı Kazık

Kazığa uygulanan yanal yük sonucunda kazıkta meydana gelen toplam yer değiştirme;

$$y_g = [Q_g/(N_h L_2)(I_{pH} + I_{pM}.(e/L)]/F_p \tag{3.69}$$

ile bulunabilir.

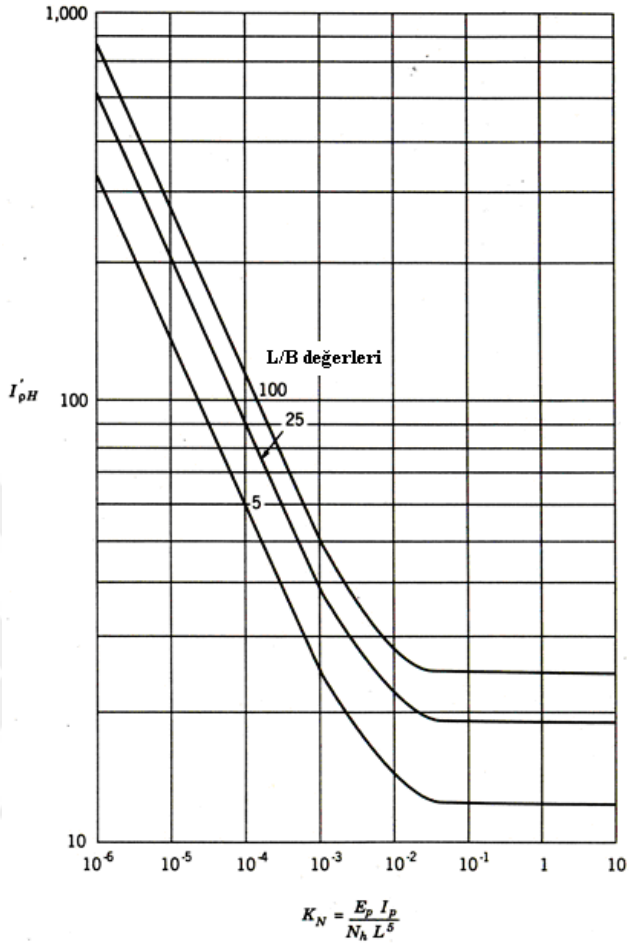
Burada, I_{pH}, I_{pM}, F_p **Şekil 3.25, Şekil 3.26** ve **Şekil 3.27**'de verilen eğrilerden alınan değerlerdir.

Rijit Başlıklı Kazık

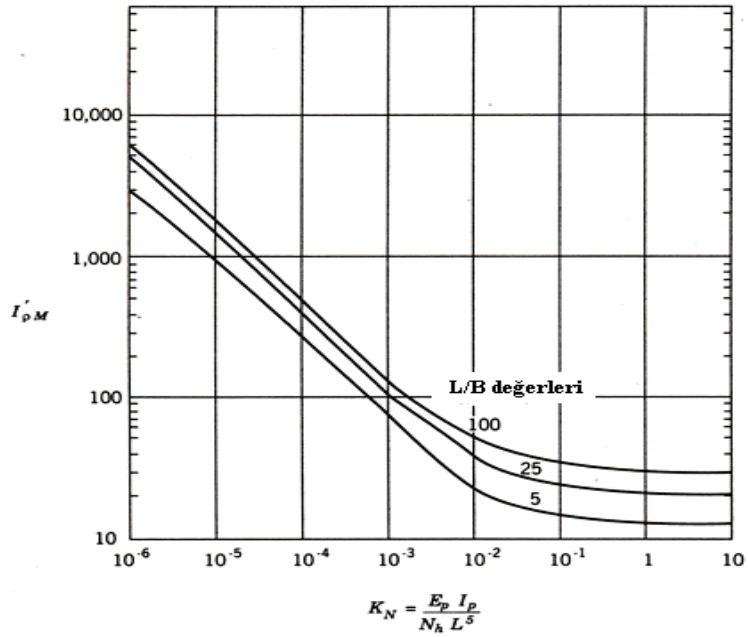
Yatay deplasmanlar rijit başlıklı kazıkta;

$$y_g = [Q_g I_{pF}/(N_h L_2)]/F_{pF} \tag{3.70}$$

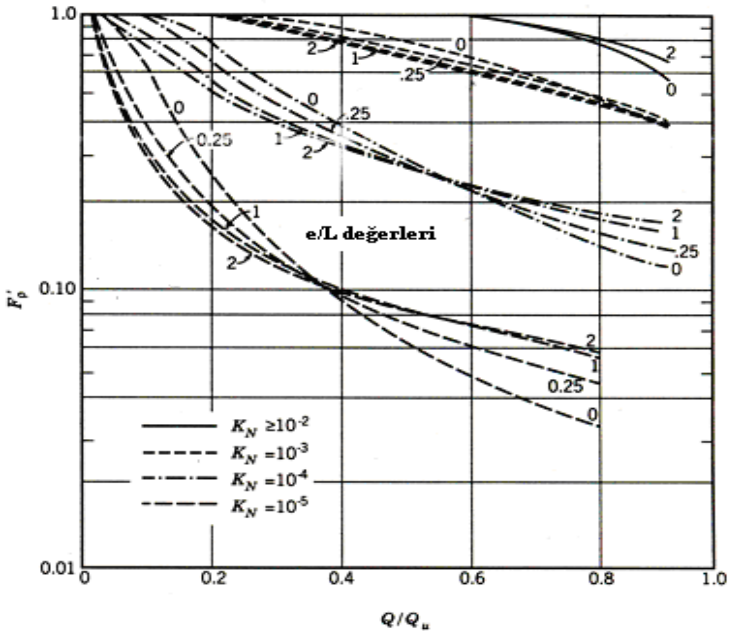
ile bulunabilir. Burada I_{pF} ve F_{pF} **Şekil 3.28** ve **Şekil 3.29**'da verilen eğrilerden alınan değerlerdir.



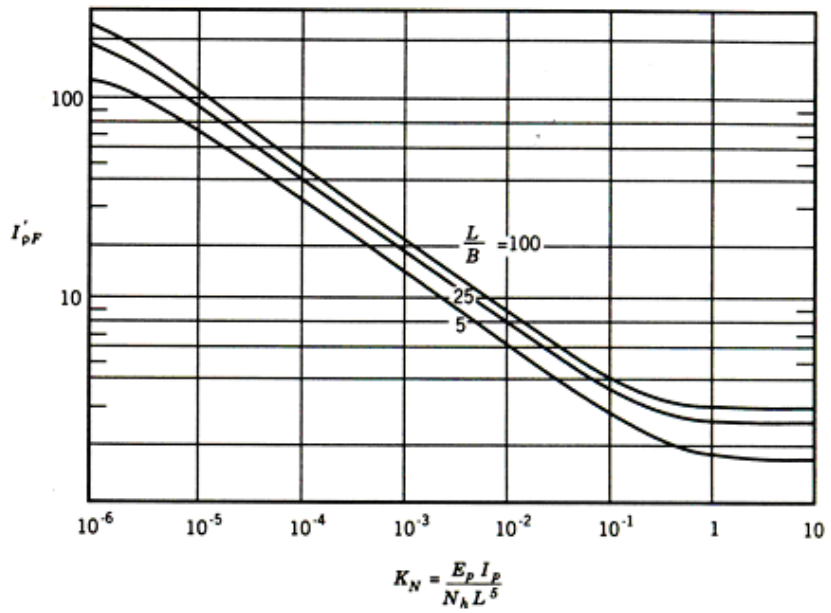
Şekil 3.25 Serbest başlı kazıklarda derinlikle birlikte doğrusal olarak değişen zemin modülü için I_{pH} eğrileri [32]



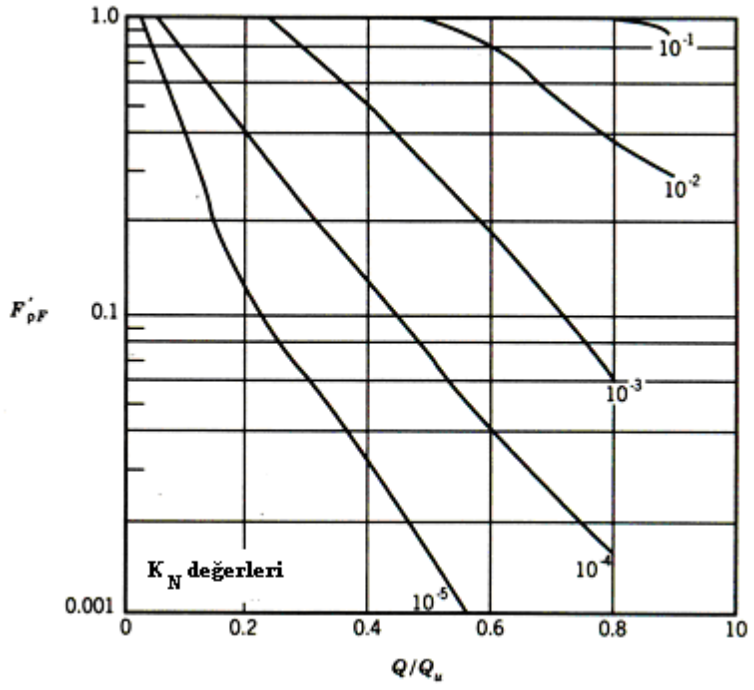
Şekil 3.26 Serbest başlı kazıklarda derinlikle birlikte doğrusal olarak değişen zemin modülü için I_{pM} eğrileri [32]



Şekil 3.27 Serbest başlı kazıklarda derinlikle birlikte doğrusal olarak değişen zemin modülü için F_p eğrileri [32]



Şekil 3.28 Rijit(tutulu) başlı kazıklarda zemin modülü için I_{pF} değerleri [32]



Şekil 3.29 Rijit(tutulu) başlı kazıklarda zemin modülü için F_{pF} değerleri [32]

- **<u>Kohezyonlu Zeminlerde Elastik Ortam Yaklaşımı</u>**

Normal konsolide killerde yanal yük altında kazıktaki ötelenme ile meydana gelen deplasmanlar ve moment ile ilgili çözümler kohezyonsuz zeminlerdekine benzer çözümlerden oluşmaktadır. Ancak zemin modülünün derinlikle değişmediği aşırı konsolide olan killi zeminlerde Poulos tarafından yatay yük etkimesi durumunda kazık deplasmanı ve momentinin elde edilmesi için çeşitli çözümler geliştirilmiştir.

<u>Serbest Başlıklı Kazık</u>

Bu tür kazıkta yatay deplasman;

$$y = (I_{pH}Q_g)/(E_sL) + (I_{pM}M)/(E_sL^2) \quad (3.71)$$

Kazığın dönmesi;

$$\theta = (I_{\theta H}Q_g)/(E_sL^2) + (I_{\theta M}M)/(E_sL^3) \quad (3.72)$$

bağıntısı ile bulunabilir.

Burada; I_{pH} **Şekil 3.30**(a)'dan, I_{pM} ve $I_{\theta H}$ **Şekil 3.30**(b)'den, $I_{\theta M}$ ise **Şekil 3.31**'den alınan katsayılar olup, bu katsayılar kazık bükülebilirlik katsayısı faktörü K_R'nin fonksiyonudur ve K_R aşağıdaki bağıntı ile belirlenebilir.

$$K_R = (E_pI_p)/(E_sL^4) \quad (3.73)$$

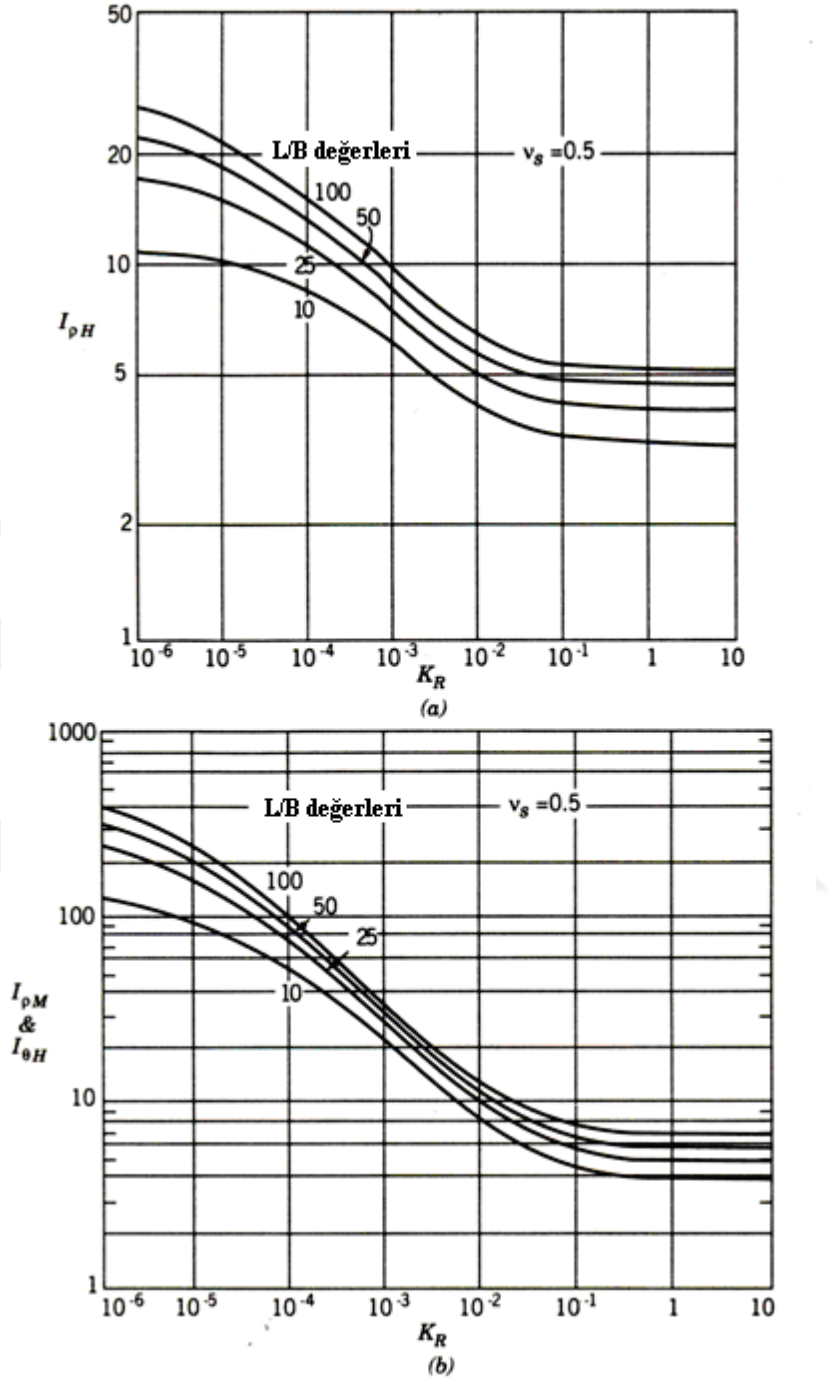
c_u drenajsız kayma mukavemeti olmakla birlikte E_s=40c_u ile bulunabilir.

<u>Rijit Başlıklı Kazık</u>

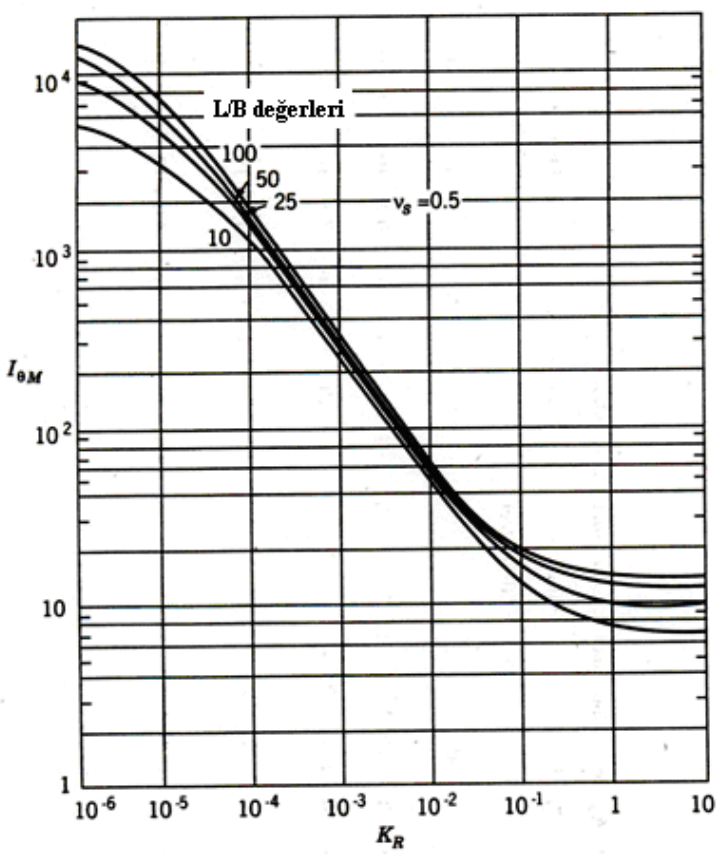
Yatay deplasman,

$$y = (I_{pF}Q_g)/(E_sLF_{pF}) \quad (3.74)$$

bağıntısıyla bulunabilir.



Şekil 3.30 Serbest başlı kazıklarda sabit zemin modülünde a) I_{pH}, b) I_{pM} ve $I_{\theta H}$ eğrileri [32]



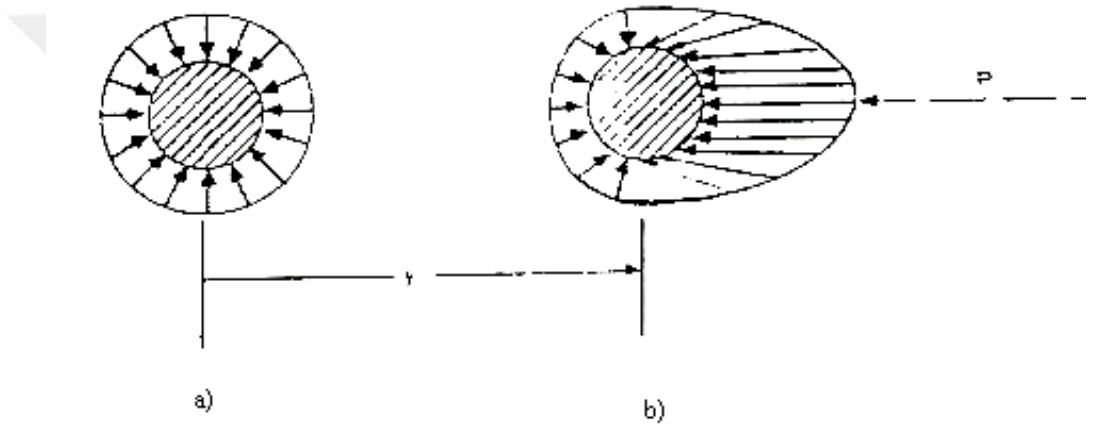
Şekil 3.31 Serbest başlı kazıklarda sabit zemin modülünde $I_{\theta M}$ eğrileri [32]

3.2.4 p-y Eğrileri ve Karakteristik Yük Yöntemi

Yatak katsayısı metodunda zeminin elasto - plastik davranışı göz önüne alınmamakla birlikte yöntemin sürekliliğinden de söz edilmesi mümkün olmamaktadır. Pratik olarak uygulamalarda daha çok uzun kazıklar kullanılmaktadır. Dolayısıyla göçme yüküne çok daha büyük ötelenme miktarı ve moment değerlerinde ulaşılmaktadır. Kazık - zemin davranışının doğrusal olmaması sebebiyle kazık davranışının daha anlaşılır olarak ifade edilebilmesi için p-y eğrileri yöntemi daha uygun olmaktadır. Daha çok açık deniz yapılarında çakma kazıkların tasarım parametrelerinin belirlenmesi için kullanılan bu yöntemde; kazık boyunca meydana gelen gerilme - şekil değiştirme eğrisinden yola çıkılarak elde edilen bağıntılar için bit takım kabuller yapılmaktadır. Bu yöntemde zeminin elastisite modülünün derinlikle birlikte doğrusal olarak artacağı veya bir fonksiyonun etkisiyle değiştiği kabul edilmekte olup, modülün derinlikle doğrusal

artmadığı durumlarda ise elasto-plastik bir davranıştan yola çıkılarak çözüme ulaşılması gerekmektedir.

Dairesel kesitli bir kazıkta yatay yükleme öncesi üniform bir gerilme dağılımı gözlemlenirken, kazığa yatay yük etkimesi durumunda kazık arkasındaki gerilme azalarak ön kısımda gerilmeler artar ve kazığın yapacağı yatay ötelenme y, ve kazık birim uzunluğu için de P kuvveti oluşur. Burada; y kazığa etkiyen yatay yük sebebiyle kazığın yaptığı yatay ötelenme, p ise kazığa etkiyen yatay yüke karşı zeminde meydana gelen birim tepki kuvvetidir.



Şekil 3.32 a) Yatay yüklenme öncesi zemin tepki kuvveti dağılışı (b) kazıktaki yatay yükleme sonrasında zemin tepki kuvveti davranışı [51]

Yanal yüklü ve lineer elastik bir zemine oturan kiriş gibi düşünülen bir kazığın denklemi;

$$(EId^4y)/(dx^4) + (P_x d^2y)/(dx^2) - p = 0 \qquad (3.75)$$

bağıntısı ile ifade edilmektedir.

Burada;

P_x= uygulanan eksenel yük

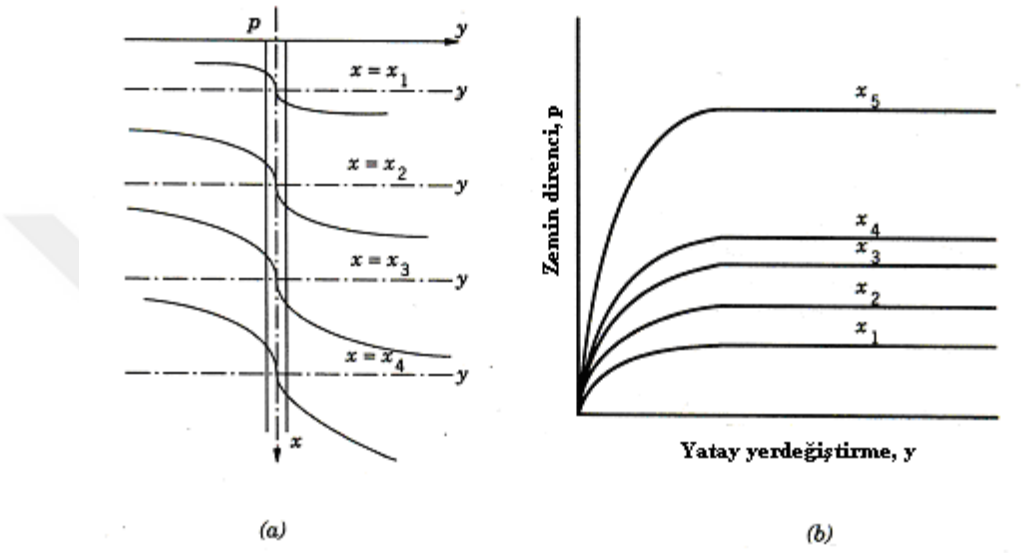
EI= kazık malzemesinin eğilme rijitliği

y= kazığın yatay yer değiştirmesi

x= kazık uzunluğunca herhangi bir nokta

p= ($k'_s y$) kazık birim boyunda meydana gelen reaksiyon kuvveti

Farklı zeminler için elde edilmiş olan p-y eğrileri kullanılarak diferansiyel denklemin çözümü yapılabilir. **Şekil 3.33**(a)'da verilmiş olan kazık - zemin sistemine ait p-y eğrileri ile zeminin lineer olmayan davranışı yorumlanabilir.



Şekil 3.33 Yanal yük etkisindeki kazıklarda p-y eğrileri; (a) zemin yüzeyi altında farklı derinliklerdeki p-y eğrileri, b) p-y eğrilerinin x-y eksenlerindeki gösterimi [42]

Şekil 3.33(a)'da gösterildiği gibi p-y eğrileri lineer olmadıklarından ve derinlikle değişkenlik gösterdiklerinden yanal yüklenmiş kazıkların davranışının belirlenmesinde bir takım kabuller yapılmalıdır.

Denklemin çözümünde izlenilen yol aşağıdaki gibi sıralanabilir

1) Zemin modülü k'_s için kazık boyunca bazı değerler seçilir ve genelde ilk yaklaşımda zemin modülünün derinlikle arttığı varsayılır.
2) Her bir düğüm noktasına denk gelen derinlikteki k'_s değerleri hesaplanır ve bağıntı (3.75) çözümlenerek kazık yer değiştirmesi y_n hesaplanır.
3) Her bir düğüm noktasına ait y değerleri, o düğüm noktasındaki derinliğe bağlı olan p-y eğrisinde ilgili noktaya yerleştirilerek, o noktadaki p zemin reaksiyonu belirlenir.

4) Bütün düğüm noktalarında belirlenen p–y değerleri p=(k'_sy) bağıntısında kullanılarak yeni k'_s değerleri elde edilir.
5) Bir önceki adımda belirlenmiş olan k'_s değerleri ile denklemin çözümü yeniden yapılır.
6) Hesaplanan k'_s zemin modülü değerleri bir önceki hesaplanan değerlere eşit veya aradaki fark kabul edilir bir seviyede ise bu durumunda iterasyona son verilir.
7) Kabul edilebilen sınırlar içinde kalan nihai k'_s değerlerinden yararlanılarak eğim, eğilme momenti, kesme kuvveti ve zeminde meydana gelecek gerilme davranışı değerleri sonlu farklar yöntemiyle elde edilir.

P-y eğrileri doğrusal olmayan ve kazık derinliğine, zemin türüne, yapıya, gerilme-gerinim ilişkisi ile yükleme çevrimleri sayısına bağlı olarak değişkenlik gösterirler. Bu eğrilerin oluşturulmasında çok sayıda öneri vardır ve çözüm için sonlu farklar yöntemini içeren bilgisayar yazılımı gereklidir. Duncan ve arkadaşları ile Evans ve Duncan tarafından Karakteristik Yük Metodu, CLM olarak tanımlanan bir yöntemle de çözümler yapılabilmektedir. Bu yöntemde kazığın eğilme rijitliğine, çapına, zeminin mukavemetine ve gerilme – şekil değiştirme davranışına bağlı özellikleri dikkate alan karakteristik bir yük ile moment tanımlanmaktadır [41]. Karakteristik yük,

Kil zeminlerde;

$$P_c = 7{,}34B^2\left(E_pR_I\right)[(S_u/(E_pR_I)]^{0{,}68} \tag{3.76}$$

Kum zeminlerde;

$$P_c = 1{,}57B^2\left(E_pR_I\right)[(\gamma' B\varphi K_p)/(E_pR_I)]^{0{,}57} \tag{3.77}$$

Ve karakteristik moment

Kil zeminlerde;

$$M_c = 3{,}86B^3\left(E_pR_I\right)[(S_u/(E_pR_I)]^{0{,}46} \quad (3.78)$$

Kum zeminlerde;

$$M_c = 1{,}33B^3\left(E_pR_I\right)[(\gamma' B\varphi K_p)/(E_pR_I)]^{0{,}40} \quad (3.79)$$

bağıntıları ile tanımlanmaktadır. Burada, R_I atalet momenti oranı olup,

$$R_I = I_p/I_{daire} \quad (3.80)$$

ile ifade edilmektedir. Burada,

I_p= kazık atalent momenti,

I_{daire}= aynı çaplı dolu dairesel kesit atalet momenti

γ'= yer altı suyu bulunması durumunda su altındaki, yer altı suyu üzerinde ise toplam birim hacim ağırlık

K_p= rankine pasif itki katsayısı

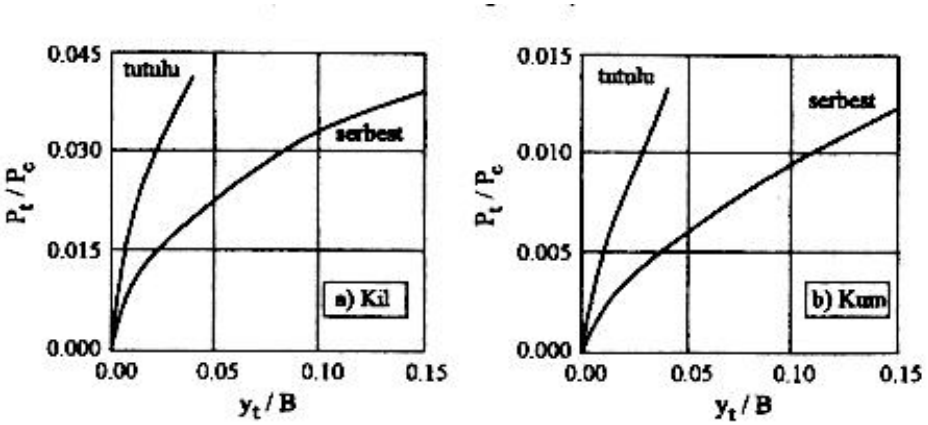
S_u= drenajsız kayma mukavemeti

φ= içsel sürtünme açısı

B(D)= kazık çapı/genişliği

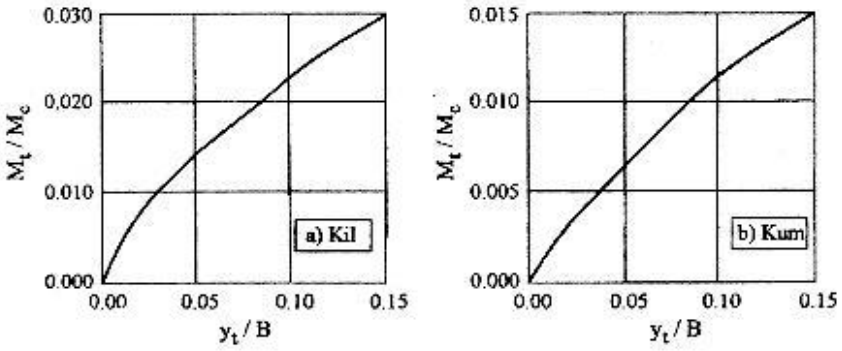
S_u drenajsız kayma mukavemetinin, arazi veyn üç eksenli basınç deneyi ve φ'nin de arazi deneyleri ile bulunması önerilmekte olup, yanal yük etkisinde kazık başına yakın çevredeki davranış önemli olduğundan zemin yüzeyinden 8B derinliğe kadar ortalama S_u ve φ almak yeterli olmaktadır. Donatılı kazıklarda eğilme rijitliği E_pI_p'nin kesit tesirlerinin çatlama yaratacak büyüklükte olması durumunda azaltılmalıdır [41].

Duncan ve diğ. tarafından killi ve kumlu zeminlerde hem tutulu hem de serbest başlı kazıklar için zemin yüzünde etkiyen yatay yük ve moment nedeniyle oluşacak ötelenmeler boyutsuz olarak eğriler şeklinde verilmektedir [41].



Şekil 3.34 CLM (karakteristik yük) yönteminde yatay yönlü yükleme nedeni ile meydana gelen ötelenmeler [41]

Şekil 3.34'teki eğriler yatay yük nedeniyle meydana gelen ötelenmeler ile izin verilebilir bir ötelenme için yükün sınırlandırılması türündeki çözümlerde de kullanılabilmektedir. Ayrıca eğrilerde kazık başının tutulu olması durumunda deplasmana olan etkisi de görülebilmektedir. Uygulamalarda kazıkların, kazık başlıklarına yeteri kadar gömülü olması için moment aktarımı gerekli olan donatı yerleştirilen durumlarda kazık başının tutulu olduğu varsayılır. Kazık başında moment etkimesi ile meydana gelen yatay ötelenmeler boyutsuz eğriler olarak **Şekil 3.35**'de verilmektedir.



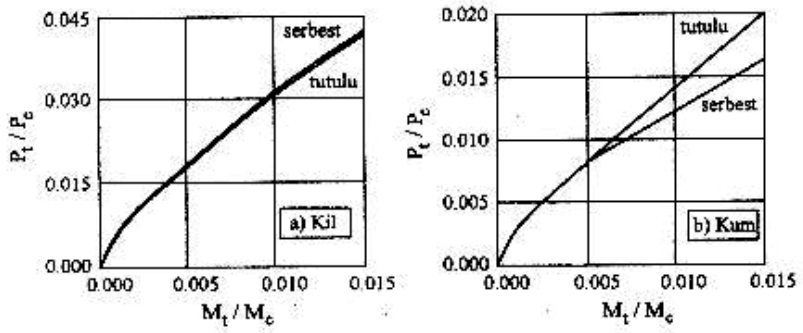
Şekil 3.35 CLM (karakteristik yük) yönteminde momente bağlı olarak meydana gelen ötelenmeler [41]

Yatay kuvvetin zemin yüzünden daha yukarıda etkimesi durumunda bu yatay kuvvetin ve momentin zemin yüzüne indirgenmesi gerekmektedir. Kazıkların yük ve moment etkisinde davranışı doğrusal olmadığından doğrusal bir süperpozisyon yerine aşağıdaki yollar izlenerek süperpozisyon yapılabilir [41].

1) Sadece yükün etkimesi durumunda ötelenme Y_{tp} ile sadece momentin etkimesi durumunda ötelenme Y_{tm} **Şekil 3.34** ve **Şekil 3.35** eğrilerinden alınabilir.
2) Momentin uygulanması ile ötelenmeyi meydana getirecek yük P_m ve yükün uygulanması ile de ötelenmenin elde edileceği moment M_p eğrilerden ters işlemler yapılarak belirlenir.
3) P_m+P_t yükü ile M_p+M_t momentlerine karşılık gelen Y_{tmp} ve Y_{tpm} ötelenmeleri belirlenir.
4) Zemin yüzeyinden yukarıda etkiyen yük için muhtemel ötelenme;

$$Y_{birleşik} = 0{,}5(Y_{tmp} + Y_{tpm}) \tag{3.81}$$

olarak bulunabilir. Kazık başının rijit olması ile en büyük moment değerine de kazığın başında ulaşılır ve momentin bulunması için **Şekil 3.36**'da verilmiş eğriler kullanılır.



Şekil 3.36 Yük - moment eğrileri [41]

Zemin seviyesinin daha bir üst seviyesinde yatay yükle yüklenen serbest başlı kazıklarda en büyük moment değeri, rijit başlı kazıkların aksine kazığın belli bir derinliğinde oluşur. Bu momentin yeri ve büyüklüğü yatak katsayısı yaklaşımı ile tahmin edilebilir. Momentin derinlikle değişimi Matlock ve Reese [52]'nin bağıntılarına istinaden CLM ile tahmin edildikten sonra, yük ve momente bağlı olarak zemin seviyesinde meydana gelecek ötelenme [41],

$$Y_{\text{Birleşik}} = (2{,}43P_tT^3 + 1{,}62M_tT^2)/(E_pI_p) \tag{3.82}$$

yazılabilir. Bağıntı (3.82) 'de yer alan 2,43 ve 1,62 katsayıları A_y ve B_y katsayıları olup eşitlikten karakteristik uzunluk olarak ifade edilen T çekilirse momentin derinlikle değişimi,

$$M_z = A_mP_tT + B_mM_t \tag{3.83}$$

bağıntısı ile bulunabilir. Burada, A_m ve B_m değerleri **Tablo 3.6** ve **Tablo 3.7**'de verilmiştir. Kazık başına sadece yük etkimesi durumunda zemin yüzünde z=1,3T derinliğinde maksimum moment oluşur. Aynı şekilde sadece bir momentin etkimesi durumunda, bu moment değeri en büyük moment değeri olacaktır. Zemin yüzeyinden daha yukarıdaki bir seviyeden yatay yük etkimesi durumunda z=0 ile z=1,3T arasındaki herhangi bir derinlikte maksimum moment oluşur. Karakteristik

yük yönteminin sağlıklı bir şekilde uygulanabilmesi için kazık uzunluklarının kazık davranışını etkileyemeyecek bir yeterlilikte olması gerektiği ve bu durumda en küçük derinliğin kazık ve zeminin göreceli rijitlikleri oranına bağlı olarak belirlenebileceğini Duncan ve diğ. belirtmektedirler [41].

Farklı zemin cinsleri ve kazık özellikleri için önerilen minimum derinlikler aşağıdaki **Tablo 3.8**'de verilmektedir.

Tablo 3.8 CLM (karakteristik yük) yöntemi için minimum uzunluklar [41]

Zemin Cinsi	Koşullar		Minimum Uzunluk
Killi	EpRı/Su	100.000	6B
		300.000	10B
		1.000.000	14B
		3.000.000	18B
Kumlu	EpRı/(ɣ'Bφ'Kp)	10.000	8B
		40.000	11B
		200.000	14B

Kazığın önerilen en küçük boydan daha kısa bir kazık olması durumundaki ötelenme miktarı CLM(karakteristik yük) yöntemi ile hesaplanan ötelenme miktarından daha fazla ve momentin de daha az olması öngörülmektedir.

Karakteristik yük yöntemi, yatay yükleme sonuçlarına uygulandığında, killi zeminlerde tahmin edilen ötelenme miktarının ölçülen ötelenme miktarından %70 kadar fazla olduğu, ölçülen ve tahmin edilen momentlerin ise bir biri ile uyum içinde olduğu, kumlu zeminlerde ise hesaplanan ve ölçülen ötelenmeler arasında sadece %10 kadarlık bir farkın olduğu, moment değerlerinin ise oldukça yakın bulunduğu gerçekleştirilen deney ve araştırmalarla bulunmuştur [41].

3.2.4.1 Kazıklarda Yatay Kuvvetler İçin Basitleştirilmiş Yöntem (SALLOP)

Basit bir yöntem olup, yöntemde presiyometre deney sonuçları kullanılmaktadır [53].

Aktarma boyu olarak;

$$I_0 = \sqrt[4]{(4EI)/K} \tag{3.84}$$

tanımlanmaktadır. Burada, E kazık malazemesinin elastisite modülü ve I kazığın atalet momenti, k ise zeminin yay sabiti (kN/m^2)'dir.

Kazıkta kayma kuvvetinin sıfır olacağı derinlik sıfır kayma derinliği D_v olarak tanımlanmakla birlikte, uzun bir kazıkta ($L>3I_0$) durumunda;

$$D_v = I_0 \tan^{-1}[I_0H_0/(I_0H_0 + 2M_0) \tag{3.85}$$

ile bulunmaktadır. $\tan^{-1}$ radyan cinsinden olmalıdır.

Burada,

H_0= kazık başına etkiyen kuvvet

M_0= moment olup,

Moment değerinin (M_0) 0 olması durumunda;

$$D_v = l_0\,(\pi/4) \tag{3.86}$$

olmaktadır.

Kazığın kısa bir kazık olması durumunda ise ($L<I_0$);

$$D_v = H_0L^2/3(H_0L + 2M_0) \tag{3.87}$$

olmaktadır. Moment değerinin (M_0) 0 olması durumunda ise $D_v = L/3$ olmaktadır ve bazı koşullarda uzun kazık durumları geçerlidir.

Kazık çapı ve/veya genişliğinin %10'u kadarlık yatay yer değiştirmesine karşılık gelen yükün, kazığın yatay taşıma gücü olarak ifade edilebileceği belirtilmektedir [53].

$$H_{ou} = 3/4(P_t B D_v) \tag{3.88}$$

bağıntısı ile verilmektedir. P_l daha önceki delerek elde edilen presiyometre limit basıncıdır ve sıfır kayma derinliği olarak tanımlanan D_v derinliği boyunca ölçülmelidir. P_l presiyometre probunun başlangıçtaki boşluk hacminin iki katına ulaştığı hacimdeki basınç olup, P_l verilerinin olmadığı durumda SPT(standart penatrasyon), CPT(koni penatrasyon) veya s_u (drenajsız kayma mukavemeti) ölçümleri ile geliştirilmiş bağıntılarla bulunabilir. (3.89) bağıntısı, elde edilen presiyometre verilerine göre ölçülen ve tahmin edilen değerlerin optimasyonu sonucunda ampirik olarak elde edilmiştir [41].

20 adet kazıkta yapılmış kazık yükleme deneyinin sonuçlarından zemin yay sabiti,

$$K = 2{,}3(E_0) \tag{3.89}$$

olarak belirlenmiştir. Burada, E_0 presiyometre ilk yükleme modülü olup D_v boyunca ölçülen değerlerin ortalamasıdır. E_0 ve D_v birbiri ile bağlantılı olduğu için çözümlerde iterasyona gidilmektedir. Bir kazıkta ölçülen ve tahmin edilen değerlerin oranı 1.42 olduğu için bu yöntemle tahmin edilen değere 3 gibi bir güvenlik sayısı uygulanması önerilmiştir [41]. Deney sonuçlarının yük – yatay yer değiştirme eğrilerinde $H_{ou}/3$'e eşit yüklerde kazık başı hareketi 0.009B ile 0.034B arasında değiştiğinden dolayı,

$$y_0 = 0{,}02B \tag{3.90}$$

olarak alınmasının doğru olacağı ileri sürülmektedir. Ancak bu tahminlerde regresyon iyi olmamıştır ($r^2 = 0{,}082$). Daha iyi bir tahmin yapmak için yay katsayısı kullanılarak,

Uzun kazıkta;

$$y_o = 2H_0/(I_0K) + 2M_0/I_0^2K \tag{3.91}$$

Kısa kazıkta;

$$y_o = 2(2H_0L + 3M_0)/(L^2K) \tag{3.92}$$

bulunabilir [31]. Presiyometre veri tabanında tahmin edilen referans yükü $H_{ow} = H_0/3$ için (3.91) ve (3.92) bağıntıları ile tahmin edilen y_0 değerleri arasında daha iyi bir ilişki olduğu ($r^2 = 0{,}355$) belirlenmiştir. Kazıktaki maksimum moment değeri yay katsayısı çözümü ile aşağıdaki gibi bulunarak kazık kesiti kontrol edilmelidir.

Uzun kazıklarda;

$$M_{max} = H_0I_0e^{-(z_{max}/I_0)}\sin(z_{max}/I_0) + M_0e^{-(z_{max}/I_0)}(\cos(\frac{z_{max}}{I_0}) + \sin(z_{max}/I_0) \tag{3.93}$$

$$z_{max} = l_0\tan^{-1}(I_0H_0)/(I_0H_0 + 2M_0) \tag{3.94}$$

Kısa kazıklarda;

$$M_{max} = M_0 + H_0 z_{max} + (\frac{H_0 L + 2M_0}{L^3})(z_{max})^3 - (\frac{2H_0 L + 3M_0}{L^2})(z_{max})^2 \quad (3.95)$$

$$z_{max} = H_0 L^2 / 3(H_0 L + 2M_0) \quad (3.96)$$

Momentin (M_0) sıfır olması durumunda kazık başı hareketi bağıntı (3.90), (3.91) ve (3.92) ile $H_0/3$ yüküne göre tahmin edilmektedir. Yatay kuvvet ve momentin aynı anda uygulanması durumunda etki diyagramının çizilmesi gerekmektedir. M_0=0(sıfır) olduğunda $H_{ou}/3$ yükü izin verilebilir yer değiştirme y_{oa} olmaktadır. H_0=0 olduğunda, bu değer,

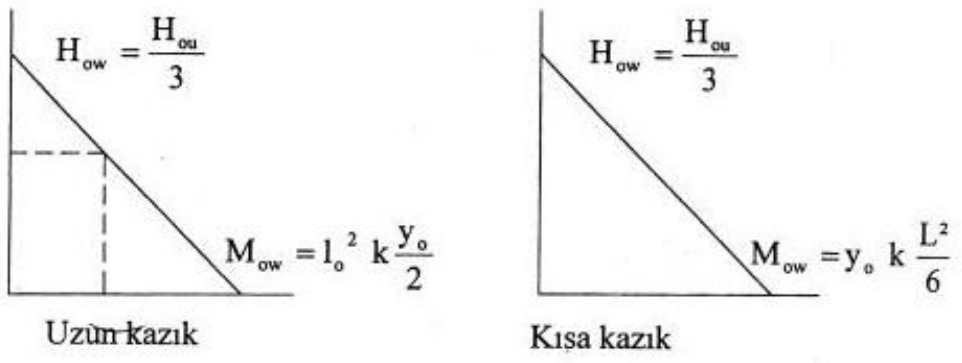
Uzun kazıklarda;

$$M_{ow} = 1/2[y_{oa}(l_o)^2 k] \quad (3.97)$$

Kısa kazıklarda;

$$M_{ow} = 1/6[y_{oa} L^2 k] \quad (3.98)$$

olmaktadır. Bağıntı (3.91) ve (3.92) doğrusal olduğundan bu bağıntılarla doğrusal etkileşim ilişkisi kurulabilmektedir. H_{ow} ve M_{ow}'nun etki diyagramında herhangi bir noktadaki değerlerinde izin verilebilir bir kazık başı hareketi meydana gelmektedir [41].



Şekil 3.37 Doğrusal etkileşim bağıntısı- SALLOP [41]

Yöntem, boyları 4.6 m ile 36.6 m arasında değişen, ahşap, çelik ve beton malzemeden ve 0.273 m ile 0.915 m arasındaki çaplarda imal edilen kazıkların kum, kil ve kil üstü kum tabakasının olduğu koşullarda elde edilen verilere dayanıyor olması sebebi ile her koşulda kullanılabilmektedir [41].

Zemine gömülü kazıklarda yatay yük etkisinde burkulma sorun olmamaktadır. Ancak kazık uzunluğu (L)>4T olması durumundaki uzun kazıklarda burkulma yaratabilecek düşey yük serbest başlı kazıklarda aşağıdaki (3.99) bağıntısı ile verilmektedir.

$$P_{cr} = 0{,}78T^3 n_h \tag{3.99}$$

Kazık başının tutulu olması durumunda bu değer %13 kadar arttırılabilirken, kazık başının mafsallı varsayılmasında %62 gibi bir yük arttırımı yapılmalıdır.

Kazığın bir kısmının gömülü olması durumunda ise kazığın zemin yüzünden 1,8T (sabit yatak katsayısı olması halinde de 1,4R) derinlikte kazığın tutulu olduğu düşünülüp kolonlar için kaynaklarda verilmiş olan burkulma hesabı eşitlikleri ile değerlendirmeler yapılabilir. Grup kazıklarında, çevre kazıkları 8B gibi bir uzaklıkta etkili olmazken, 3B gibi bir aralıkta burkulma yükü için zemin modülü tek kazık zemin modülünün %25'ine kadar azaltılmalıdır [54].

3.3 Yanal Yük Etkisindeki Kazık Grupları

Kazıkların grup olarak yatay yük etkisinde kalması, tek kazık davranışında olduğu gibi kazıkların yapısal göçmesi, gruptaki yer değiştirme ve kazıkların etrafında yer alan zeminin son taşıma gücüne ulaşması ile göçme olasılığı birlikte değerlendirilmesi gereken durumlardır. Kazık gruplarında karşılaşılan problemlerde genel olarak en çok yük alan kazıkta meydana gelen maksimum eğilme momenti ve/veya maksimum yer değiştirmeler dikkate alınmaktadır.

Kazıklar gruplar halinde oluşturulduklarında, gruplar geniş ve dar aralıklı olabilmektedir. Geniş aralıklarda bir kazığın yaptığı yer değiştirme öteki bir kazığı etkilememekte olup, gruba etkiyen yatay yük kazıklara eşit bölünerek daha sonra tek kazık davranışı için analiz yapılabilir. Kazık gruplarında kazık aralıklarının dar olması durumunda bir kazığın davranışı diğer bir kazığın davranışını etkilemekte olup, bu davranış kazık-zemin-kazık etkileşimi olarak ifade edilmektedir. Özellikle kazık başlığının varlığı ve zemin ile ilişkisi durumu bu davranışı etkilemektedir. Kazık başlarının serbest ya da tutulu olması halinde kazıktaki rijitlik de bu etkenlerden sayılabilir.

Tekil kazık için kazık başının serbest ve/veya tutulu olması durumunda kazıkta meydana gelen yanal ötelenme 4:1 oranında olduğundan, bir kazık grubunda kazık başlığının, kazık başlarına sağladığı rijitlik özellikle göz önünde bulundurulmalıdır. Ayrıca kazığın zemine yerleştirilme biçimi de (çakma ve/veya delme) zemindeki gerilmeleri farklı şekilde değiştirdiğinden kazık grubunun davranışında etkili olması beklenmektedir [41].

3.3.1 Grup Azaltma Faktörü Yöntemi

Kum zeminler üzerinde yapılan model deneylere dayanan bir yöntem olup, 8B'den daha fazla bir aralıkta kazık–zemin-kazık etkileşimi davranışı söz konusu olmamaktadır [55].

Grup kazıklarında yanal yük etkisinin hesaplanmasında;

1) Kazıkların yapısal göçmesi,
2) Gruptaki yer değiştirme,
3) Kazıkların etrafında yer alan zeminin son taşıma gücü,

4) En çok yük alan kazıkta meydana gelen maksimum eğilme momenti ile yer değiştirme durumları dikkate alınmalıdır.

Grup kazıklarında yatay yük taşıma gücünü bulmak için yatak katsayısı (kumlu ve normal konsolide killi zeminlerde yatak katsayısı değişim çarpanı n_h veya aşırı konsolide killi zeminlerde değişmez yatak katsayısı k_h) yatay yük yönündeki aralığa göre azaltılmalıdır [41].

Tablo 3.9 Grup azaltma faktörleri [56]

Yük yönünde kazık aralığı	n_h veya k_h'da grup azaltma faktörü
3B	0.25
4B	0.40
6B	0.70
8B	1.00

Kazıkların yanal yük taşıma güçlerini deplasman ile sınırlandırmak için yapılan analizde yukarıdaki **Tablo 3.9**'da verilen azaltılmış grup etkinlik faktörlerine göre tek bir kazık için taşıma gücü bulunduktan sonra grup için tek kazık taşıma güçleri toplanmalıdır. Bir diğer yöntem de grubun yanal taşıma gücünü bulmak için tek kazık taşıma gücü toplamına bir grup etkinlik faktörü uygulanmaktadır [41].

Kohezyonsuz zeminler için grup etkinlik faktörleri **Tablo 3.10**'da verilmektedir [57].

Tablo 3.10 Kohezyonsuz zeminler için grup etkinliği [57]

S/B	G_e
3	0.50
4	0.60
5	0.68
6	0.70

Kohezyonlu zeminler için aynı grup etkinlik faktörü aşağıdaki **Tablo 3.11**'de verilmektedir [56].

Tablo 3.11 Kohezyonlu zeminler için grup etkinliği [56]

S/B	G_e
3	0.40
4	0.50
5	0.55
6	0.65
8	1.00

Kazık grubunda grup taşıma gücü,

$$(Q_u)_g = G_e n Q_u \tag{3.100}$$

bağıntısı ile bulunabilir. Burada,

$(Q_u)_g$= güveli grup yükü,

n= gruptaki kazık sayısı (n=9 veya daha az, deneysel çalışmalar 9 kazıklı grup ve daha az sayıdaki kazıklar için yapılmıştır).

Q_u= tek kazık yanal taşıma gücü

3.3.2. Grup Büyütme Yöntemi

Grup içinde yer alan kazıklardan birinin yer değiştirmesine bağlı olarak kazık çevresindeki zeminde de yer değiştirme meydana gelmektedir. Dolayısıyla zemindeki yer değiştirme diğer kazıkların yer değiştirmesine ek bir etki yapmaktadır. Grup için bu yer değiştirme tek kazıktakinden daha fazla olacağından kazıklardaki eğilme momentleri de daha fazla olacaktır. Bu nedenle tek bir kazığın yanal ötelenmesi ve eğilme momenti değerlerine grup için bir büyütme faktörü uygulanmaktadır [41].

$$y_g = C_y y_s \tag{3.101}$$

$$M_g = C_m M_s \tag{3.102}$$

Burada, y_s ve M_s tek bir kazık için bulunacak yanal ötelenme ve moment, C_y ve C_m ise ötelenme ve moment büyütme faktörleridir.

Ooi ve Duncan tarafından birçok kazık grubunda farklı kazık sayısı, farklı kazık aralığı, farklı kazık boyutu, farklı kazık rijitliği ile farklı zemin mukavemet ve rijitliği için araştırmalar yapılmış ve parametrik çalışmalar neticesinde [41], [58],

$$C_y = (A + N_k)/B'[\left(\frac{S}{B}\right) + (\frac{P_s}{CN_p})]^{0,5} \tag{3.103}$$

bulunmuştur. Burada A kil zeminde 16, kumda 9 alınması gereken boyutsuz bir katsayı, N_k gruptaki kazık sayısı, B′ kil zeminde 5.5, kum zeminde 3.0 alınması gereken boyutsuz bir katsayı, S ortalama kazık aralığı, B kazık çapı, P_s bir kazığa

gelen ortalama yük (toplam yük/kazık sayısı), C kil zeminde 3 kum zeminde 16 olan boyutsuz katsayı, P_N kil için $S_u B^2$, kum için $K_p \gamma B^3$'tür. γ üstteki 8B bölgesinde toplam birim hacim ağırlığı, K_p ise 8B bölgesindeki ortalama φ'ye göre bulunacak pasif itki katsayısıdır.

Serbest başlı kazık gruplarında maksimum moment ön sıra kazıklarda meydana gelirken en fazla yük ise köşe kazıklar tarafından taşınmaktadır. Momentin maksimum olduğu yer ile büyüklüğü, etkiyen yükün büyüklüğüne ve statik ya da çevrimli etki etmesine bağlı olmakta birlikte değişkenlik göstermekte olup, herhangi bir basit yaklaşımla tam olarak tahmin edilememektedir [59].

Kazık gruplarında grubun yer değiştirmesi bulunduktan sonra, zemindeki φ ve/veya S_u değerleri azaltılarak zemin yumuşatılır ve tek kazık yer değiştirmesinin grubunkine eşit olması sağlanmaktadır. Yumuşatılmış bu zemin parametrelerine göre bulunan maksimum moment, grubun yapmış olduğu fazla deplasman ile uyumlu olacak ve grubun en fazla yüklenmiş olan kazığının maksimum momentini verecektir. Bu şekilde moment büyütme faktörü [41],

$$C_m = (C_y)^n \tag{3.104}$$

olarak bulunmaktadır. Buradaki n sayısı, kil zeminlerde,

$$n = \frac{P_s}{150 P_N} + 0{,}25 \tag{3.105}$$

kum zeminlerde ise,

$$n = \frac{P_s}{300 P_N} + 0{,}30 \tag{3.106}$$

alınmaktadır.

Üniform zemin koşullarında 8B bölgesindeki ortalama değerler kullanılarak farklı ortamlar için de uygulanabilir bir yöntem olup, dairesel gruplar ile eğik kazıklar için uygun olmamaktadır. Yöntemde kazık başlığı rijit kabul edilmektedir,

dolayısıyla bütün kazıklarda aynı yanal ötelenmenin meydana geleceği de söz konusudur. Grup içindeki sıralamayı gözetmeksizin aynı sayıdaki kazık grupları için aynı sonuçları vermektedir [37], [41].

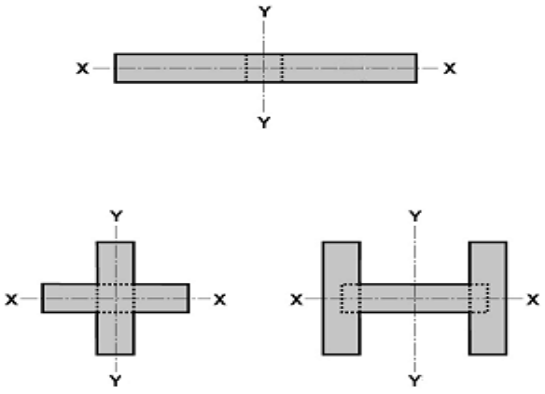
4
Baret Kazık ve İmalatı

4.1 Baret Kazık

Fore kazığa göre farklı kesitlerde oluşturulan baret kazıklar da zeminde delgi ile açılan bir kuyuya donatının yerleştirilip, kuyu içinin betonla doldurulması ile imal edilir. Bu kazıkların Çakma kazıklardan farkı sadece betonarme olarak imal edilebilmesidir. Teknolonin zamana bağlı olarak gelişmesi sebebi ile fore kazıklar çakma kazıklara göre yıllar sonra kullanılmaya başlanmış olmakla birlikte baret kazıklar da fore kazıkların özel kesitli hali olup, özellikle kazı tekniğinin farklılıkları sebebiyle son yıllarda yaygın bir şekilde tercih edilmektedir.

Günümüz şartlarına göre, önceki yıllarda imal edilebilir fore kazıklar daha çok 30.00 - 100.00 cm çaplarında ve 30.00 m boylarında imal edilebiliyorken, teknolojik gelişmelerle güçlü makinaların üretilmesi ve kazı yöntemlerindeki farklılıklarla birlikte 3.00 m – 5.00 m çaplarında ve yaklaşık 100.00 m uzunluğa varan boylarda kazıklar üretilebilmektedir. Baret kazıklar fore kazıkların dikdörtgen kesitli halidir. Genişlikleri 60/80/100/120 cm uzunlukları da 220.00/280.00 cm arasında değişmektedir.

Baret kazığın kesit ölçüleri imalat aşamasında kullanılan kazı ekipmanının boyutlarına göre değişiklik göstermektedir. Bu kazıkları fore kazıklardan ayıran en önemli özellikleri, şekil açısından sahip olduğu geometri ile kazı yapım yöntemidir. Uygulanacak proje koşullarına bağlı olarak **T**, **H**, **L, Π ve hac işareti** vb. şekillerde imal edilebilmektedirler. Baret kazığa ait tip kesitleri aşağıdaki **Şekil 4.1**'de verilmektedir [1].



Şekil 4.1 Uygulamalarda kullanılan baret kazık kesitleri [1]

Baret kazıkların imalatı sırasında donatının kuyuya indirilmesi ve beton dökümü sırasında zamanla geliştirilmeye de olanak sağlayan farklı kazı destek sistemleri kullanılarak kuyu cidarının stabil olması sağlanmaktadır.

En basit haliyle bir baret kazık imalatı hiçbir kazı destek sistemine ihtiyacın duyulmadığı katı kil zeminler ile zayıf kayalarda yapılabilen ve genellikle de kazı desteği gerektirmeyen koşullarda yapılanıdır.

Fore kazıklarda kuyu stabilitesini sağlamak amacıyla kazı kenarlarının desteklenmesi durumunda, klasik olarak genellikle muhafaza borusu kullanılmaktadır. Kullanılan bu muhafaza borusu çoğu zaman kuyu içinde kazık donatısı görevini de üstlenir. Baret kazıklarda kuyu stabilitesini bentonit süspansiyonu ile de sağlamak mümkün olmaktadır. Bentonit süspansiyonu içinde imal edilen kazıklardaki en sıkıntılı durum sert kaya veya benzeri formasyonlarla karşılaşılmasıdır.

Fore kazıkları çakma kazıklardan ayıran avantajlı ile dezavantajlı yönleri aşağıdaki gibi açıklanabilir.

<u>Avantajları:</u>

•Farklı zemin koşullarına bağlı olarak kazıkların boy, çap ve uzunlukları ayarlanabilir,

•Kazı yapımı sonrası kuyudan çıkarılan zemin incelenerek gerekli görülmesi durumunda yerinde zemin deneyleriyle zemin parametreleri belirlenebilir,

•İmalatın kontrollü bir şekilde yapılması ile kazığın hasar görme riski azaltılabilir,

•Konsolide olmuş killi zeminlerde kabarma durumları olmaksızın imal edilebilirler,

•Killi zeminlerde ve yumuşak kayaçlarda son bulan uçları özel aletlerle genişletilerek uç taşıma güçleri arttırılabilir,

•Kazığın imal edildiği malzeme, taşıma ve çakma gerilmelerinden etkilenmez,

•Kazık yapımı sırasında çevreye iletilen gürültü ve titreşim çok düşük düzeyde olmaktadır,

•Çevrede zemin kabarması oluşmaz,

•Her türlü zemin koşulunda imalatı yapılabilir,

•Donatı kafesine yerleştirilen ekipmanlar ile kalite kontrolleri ve ispat deneyleri yapılabilir.

Dezavantajları:

•Yumuşak ve sıkışabilme özelliğine sahip zeminlerde boğulma olasılığı söz konusudur,

•Yer altı su seviyesi altında beton dökümü zordur ve betonun denetimi az olmaktadır,

•Foraj sırasında granüler zeminlerde gevşeme meydana gelmektedir,

•Kazık ucunun altındaki zeminde örselenme ile istenilen uç direnci kapasitesine ulaşılamayabilir,

•Zayıf kayaçların bozuşması olasılığı ile kazık tabanı altında yer alan zeminde su akışına bağlı olarak gevşeme ve kabarma durumlarının oluşması ihtimali olumsuz ve özen gösterilmeyi gerektiren taraflarıdır,

•Başarılı yapım yapan kişilerin deneyimlerine ve yeteneklerine bağlıdır,

•Zeminde deplasman olmaması nedeniyle düşük yüzey sürtünmesi meydana gelir,

•Üst kısımda zeminde sıkışma olmaz,

•Gerçek büyüklüklerde birebir yükleme testi yapmak yüksek maliyetlidir.

Klasik daire kesitli kazıkların avantajları göz önüne alındığında, baret kazıkları bu kazıklardan ayıran özellik ve avantajlar aşağıdaki gibi açıklanabilir.

→Kesit alanlarının aynı olduğu dairesel bir kazığa göre sürtünme yüzeyi daha fazla olmaktadır. Basit bir örnekle aşağıdaki gibi açıklanabilir [1].

2.80 m x 0.80 m bir baret kazığın kesit alanı=2.24 m^2 olup, bu durumda baret kazığın birim sürtünme alanı a_{sb}=2x(2,8+0,8)=7,20 m^2/m olarak elde edilir.

Aynı kesit alanına sahip kazığın çapı $d_{eş}=\sqrt{(4x2,24)/\pi} = 1.69$ m

Eş değer çaplı dairesel kesitli kazığın birim sürtünme alanı a_{sp}=πx1,69=5,31m^2/m

→Birim alanların oranı a_{sb}/a_{sp}=7,20/5,31=1,35 olarak bulunmaktadır. Dolayısıyla düşey doğrultudaki yük taşıma kapasiteleri yüksektir.

→İmal edildikleri sırada yük doğrultusu dikkate alındığında yatay yönlü yük taşıma kapasiteleri de yüksektir. Bu özellik depremsellik açısından oldukça fayda sağlamaktadır.

→Farklı kesitlerde imal edilebilirler.

→Kazık ucunda yer alan sağlam kaya tabakasının derinlerde olduğu ve kayaya soketlemenin gerektiği koşullarda diğer kazı yöntemlerinden çok daha fazla kontrollü bir kazı yapılabilmekte ve kullanılan kazı makinalarının farklılığı ile ciddi boyutlarda kolaylık sağlamaktadır.

→Kazıklardaki bütünlüğün sağlanması açısından klasik dairesel kesitli fore kazıklı sistemlere göre daha uygundurlar.

Fore kazıklar zemin tabakasında imalatı sürdürülen yapı elemanlarıdır. Kazıklar üzerine gelen çalışma yükü ile özellikle deprem durumlarında ihtiyaç duyulan yüksek taşıma kapasitesine sahip olmak zorundadırlar. Bu nedenle zemin tabakasında imal edilen bu tip yapıların kalite kontrolleri taşıdıkları yük ile orantılıdır. Dolayısıyla kazıklarda yapısal bütünlüğün sağlanması için bütünlük deneyleri yapılmalıdır. Bu deney ile kazıklardaki problemler hızlı ve daha az masraflı bir yöntemle belirlenmektedir. Bütünlük deneyi sonucuna göre arızalı olduğu tespit edilen kazıklarda onarım veya yenileme düşünülebilir.

İmalatı gerçekleştirilen bir kazıkta yapısal bütünlüğü ve kaliteyi etkileyen durumlar aşağıda özet halinde verilmektedir [60].

•Muhafaza borusunun kullanıldığı durumlarda borunun kuyudan çekilmesi sırasındaki hız ile beton dökümünün uyumlu bir şekilde ilerlemesi gerekmektedir. Aksi bir durumda kuyuda yıkıntı oluşması halinde kazık kesitindebetonun olmadığı tam tersine kuyunun zeminle dolu olduğu bir bir kesit oluşabilir,

•Tremie borusu vasıtasıyla serbest düşüş şeklinde gerçekleştirilen beton dökümü sırasında segregasyonun oluşması sebebi ile istenen şekilde bir beton mukavemeti sağlanamayabilir,

•Ters basıncın az olmasına bağlı olarak kazık için yapılan kuyu delgisinin alt seviyelerindeki kuyu yüzeyinde göçmeler meydana gelebilir.

Baret kazık imalatı aşağıdaki sıralamada yapılmalıdır.

1)Zeminde delgi yapılması, (zemin koşulları, kazık çapı ve boyu, delgi yeri koşulları dikkate alınmalıdır).

2)Muhafazasız/kısmi muhafazalı imalat,

3)Bentonit süspansiyonu destekli imalat,

4)Donatı kafesi indirilmesi,

5)Betonlama,

6)Kazık yükleme deneyleri şeklinde açıklanabilir.

4.2 Baret Kazıkların Yapım Aşamaları

Dairesel kesitli fore kazığın farklı kesitlerinden biri olan baret kazıklar zeminde kazı yapılarak açılan bir kuyuya donatı yerleştirilerek, kuyunun tremi boruları kullanılarak betonlanması ile imal edilmektedirler. Baret kazık imalatında klasik fore kazıklarda kullanılan ekipmanlardan farklı olarak grab, hidrofreze (cutter) tipi delgi ekipmanları kullanılmakta olup, grab makinaları mekanik ve hidrolik grab olarak iki çeşittir. Hydrofreze tipi makinalar genellikle kaya ortamlarında kazı yapılabilmesi için özel olarak geliştirilmişlerdir.





Hidrolik kazı makinası Mekanik kazı makinası

Şekil 4.2 Kazı işleminde kullanılan makina çeşitleri [1]



Şekil 4.3 Hydrofreze (cutter) tipi delgi makinası [1]

4.2.1 Zeminde Kuyu Açılması

Kazıkların imalatında yapılacak olan delgi işlemi dört değişkene bağlı olduğundan, kazı sırasında bu değişkenlerin dikkate alınması imalatın kalitesi açısından faydalı olmaktadır.

4.2.1.1 Kazık Yapılacak Zemin Koşulları

Kazı zemininin homojen veya heterojen olması durumuna göre kullanılacak kazı ekipmanları ve yöntemleri değişmekte olup, gevşek kumlu zeminler, katı veya yumuşak killi zeminler, kuvarsit türü kalkerli ortamlar vb. kazıyı zorlaştıran türden zeminlerdir. Özellikle karstik yapıda bulunan ortamlarda zemin boşluklarında yer alan suyun kaybolması delgi işlemini zorlaştırır.

4.2.1.2 Kazık Çapı

Kazık çapı kuyu için yapılacak olan delgi işlemini etkileyen önemli parametrelerden biridir. Çapın artması durumunda kazı için gerekli olan kazı ekipmanları ağırlaşacak ve ağırlaşan makinaların kapasite açısından yüksek bir verimliliğe sahip olması gerekecektir. Böyle bir durumda da makinaların nakliyesi ve maliyeti zorlayıcı bir etkiye sebebiyet verecektir.

4.2.1.3 Kazık Yeri Koşulları

Kazık imalatının yapılacağı kuyunun kazılması işlemleri sırasında kullanılacak makinaların manevra yapabilmesi için yeterli bir alanda çalışması gerekmektedir. Ayrıca kazı ekipmanlarına ulaşım kolaylığı da sağlanabilmelidir.

4.2.1.4 Kazık Boyu

Kazık tasarımında kazık boyunun ne kadar olacağı konusu araştırmacılar için geoteknik mühendisliğinde önemli noktalardan biri olmuştur. Kazık boyunun artması yapılması gereken kazının miktarını artırmakta olup, özellikle sağlam zemin tabakalarının derinlerde olması durumunda maliyeti artırmakta ve güçlü ekipmanların kullanılmasını gerektirmektedir. Kuyu dibinde kazı işlemiyle birlikte dışarı atılması gereken zemin için kullanılacak sirkülasyon sistemi kazık boyunun dolayısıyla derinliğin artmasıyla birlikte yüksek basınçlı pompaların kullanımını da gerektirdiğinden ilave bir maliyet artışına sebep olacaktır. Bu nedenle kazık boyu dikkatli bir şekilde belirlenmelidir.

4.2.2 Muhafazalı / Muhafazasız İmalat

Zemin özelliklerine bağlı olarak genelde klasik dairesel kesitli fore kazıklarda muhafaza borusunun kullanılmasıyla birlikte daha çok sert ve katı killerde ve zayıf kaya ortamlarında kazı işlemi muhafaza borusu olmadan da yapılabilmektedir. Klavuz muhafaza borusu genelde imalatın yapılacağı zeminin üstünde kendini tutabilen zayıf zemin tabakalarının bulunması durumunda kazı işleminin daha rahat ve sağlam bir şekilde yapılabilmesi için kullanılır. Fakat genel olarak baret kazıklar dikdörtgen kesitli imal edildiklerinden böyle bir muhafaza borusunu zemine itmek ve beton dökümüyle boruyu yukarıya çekmek pratik olmamaktadır. Dolayısıyla baret kazık imalatlarında ülkemizde bentonit süspansiyonu ile muhafaza borusuz imalat yaygın olarak uygulanmaktadır.

4.2.3 Bentonit Süspansiyonu ve Kullanımı

Baret kazıkların klasik kesitlerden farklı olarak dikdörtgen kesitli imal edilmesi sebebi ile aynı kesitli bir muhafaza borusunu zemine itmek ve sonrasında da

zeminden çıkarmak mümkün olmadığından, imalat yapılırken bentonit süspansiyonu ile kuyu cidarının stabil olması sağlanmaktadır.

Bentonit süspansiyonunun kazı sırasında ve beton dökümünde kazı duvarlarının göçmesini engelleyecek ölçüde tutularak etkin olması sağlanmalıdır.

Bentonit malzemesi, alüminyum ve magnezyum miktarı fazla olan volkanik küllerin, tüf ve lavların kimyasal tepkime ile ayrışması sonucunda oluşan ve içeriğinde daha çok montmorillonit bulunan kil grubunda yer almaktadır.

Bentonit, sanayi, mühendislik, mühendislik jeolojisi, tarım, madencilik gibi sektörlerde kullanılan kil malzemesi olmakla birlikte, Ca, Na ve Na - Ca montmorillonitlerini içeriğinde barındırmasına göre jeolojik özelliklerinin farklılığı sebebi ile kullanım yerleri de değişmektedir. Yüksek şişme kapasitesine sahip Na bentoniti su ile temas ettiğinde kendi hacminin 8 - 10 katı kadar şişerken, Ca bentonitlerinde şişme oranı hacimlerinin 2 - 3 katı kadar olmaktadır. Bentonitin sahip olduğu koloidal özelliği ve yüksek plastisitesi nedeniyle kumlarda bağlayıcılık etkisi oluşturmaktadır. Sondaj çamurunun ağdalı bir yapıya dönüşmesini, zeminden dökülen malzemenin yukarı taşınmasını sağlar ve su kaçaklarının oluşmasını engeller [61]. **Şekil 4.4**'te bentonitin toz ve sıvılaştırılmış haline ait fotoğraflar yer almaktadır.



Şekil 4.4 Toz bentonit ile bentonit süspansiyonu [61]

Bentonit montmorrillonit tipi bir kil olup fazlaca şişme özelliği gösterdiğinden bellirli oranlada kullanılarak süspansiyon haline getirilmelidir. Çünkü kuyu cidarında kullanılacak olan bentonit tekrar tekrar kullanılacaktır. Bu sebeple bentonit süspansiyonu belli koşullara uygun olmakla birlikte, TS EN 1538/2001 no'lu şartname standardında hazırlanmalıdır [62].

Tablo 4.1 Bentonit süspansiyonu şartnamesi [62]

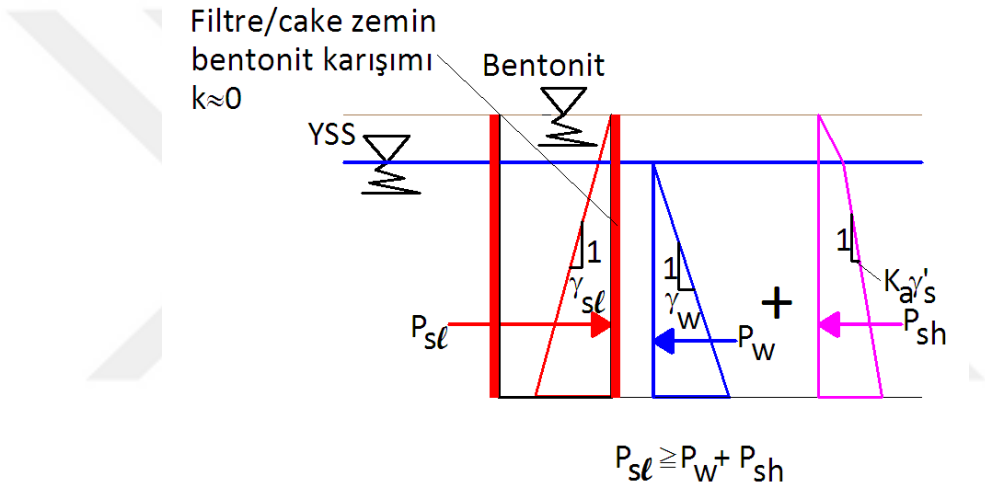
Bentonit Süspansiyonun Özellikleri TSE 1538/2001			
Özellik	Kullanım Sahfaları		
	Taze Bentonit	Tekrar Kullanım Aşamasındaki Bentonit	Betonlanmadan Önceki Bentonit
Birim Hacim Kütlesi	<1,10	<1,25	<1,15
Marsh Değeri (s)	32-50	32-60	32-50
Akışkan Kaybı(ml)	<30	<50	-
pH	7-11	7-12	-
Kum Muhtevası (%)	-	-	<4
Filtre Keki (mm)	<3	<6	-

Süspansiyon hazırlandığında toz bentonit temiz su ile tamamen karıştırılmalıdır. Karışımda kullanılacak bentonit miktarı kuyu cidarını stabil kılacak şekilde ağırlıkça belli bir oranda olup, uygun olması halinde ayrıca katkı maddeleri de kullanılabilir. Bentonit süspansiyonu hazırlandıktan sonra kalite kontrolleri deneylerle yapılmalı aksi bir durumun tespiti halinde önlemler alınmalıdır. Kazı işlemi öncesinde hazırlanan taze bentonitin yoğunluğu hergün mutlaka ölçülmelidir.

Kuyu içine doldurulan bentonitin yoğunluğu, pH değeri, akışkanlığı, mukavemeti ve kum içeriğinin bilinmesi amacıyla deneyler her kazık kuyusu için yapılmalıdır.

Ayrıca kazı işlemi sırasında bentonit süspansiyonu yoğunluğunun 1.25 kg/lt'den fazla olması durumunda süspansiyon içindeki malzeme miktarının fazla olduğu kanısı ortaya çıkar. Böyle bir durumda eski bentonit süspansiyonu kuyudan çekilerek taze bentonit süspansiyonu kuyuya aktarılmalıdır. Betonlama işlemi sırasında bentonit süspansiyonu yoğunluğunun 1.15 kg/lt olması sağlanmalıdır, yoğunluğun bu değerden büyük olması halinde eski-taze bentonit sirkülasyonu yapılarak yoğunluk 1.15 kg/lt değerine çekilmelidir.

Bentonit süspansiyonu kuyu içinin yüzeyini ince bir film tabakası gibi kaplayarak duraylılığı sağlayacak kapasitede çalışmalıdır. **Şekil 4.5**'te bentonitin çalışma prensibi ifade edilmektedir.



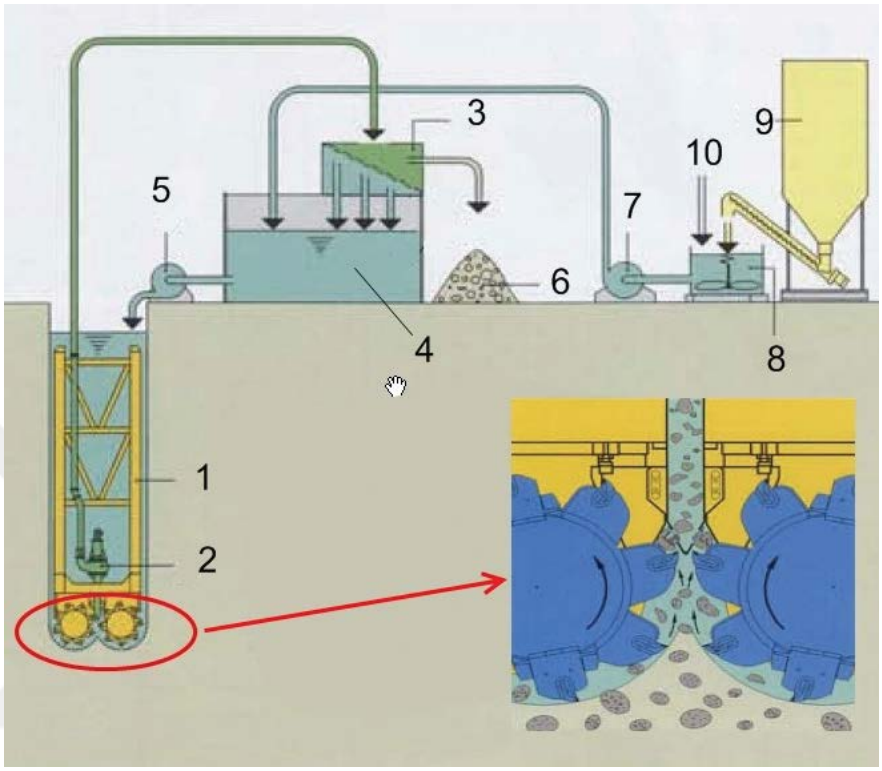
Şekil 4.5 Bentonit süspansiyonun çalışma kriteri [1]

İmalata başlamadan önce bentonit süspansiyonu hazırlanır ve kazı işlemi devam ederken bentonit süspansiyonu kuyu içerisine pompa aracılığıyla aktarılır. Kazı işlemi sona erdikten kuyu donatısı ve sonrasında da beton döküm işlemi için tremi boruları donatının yerleştirildiği kuyuya indirilir. Böylelikle kuyu tabanından başlayarak dökülen beton ile süspansiyon yukarı doğru çıkar.

İlk hazırlanmış bentonit süspansiyonuna göre zemin ile karışık halde olan kuyu tabanındaki bentonit kuyudan toplanarak depo görevi gören desander ünitesine aktarılır. Burada zemin ile karışmış olan süspansiyon içerisinde bulunan malzemeden arındırılarak tekrar kullanıma hazır hale getirilir. Bu şekilde pahalı

olan bentonit malzemesinin tekrar kullanımıyla ekonomiklik sağlanarak kazık yapım maliyeti azaltılmış olur.

Bentonit süspansiyonu kullanılarak yapılan kazı aşaması ve betonlama işlemi şeması aşağıdaki **Şekil 4.6**'da gösterilmektedir.



Şekil 4.6 Kazı ile bentonitin aynı anda çalışmasını ifade eden şematik gösterim [1]

1. Cutter tipi kazı makinası 2. Çamur pompası 3. Bentonit deposu

4. Bentonit süspansiyonu tankı 5. Santifrüj pompa 6. Kazılmış zemin 7. Santifrüj pompa

8. Bentonit karıştırıcısı 9. Bentonit silosu 10. Su

4.2.4 Donatı Kafesinin Yerleştirilmesi İşlemi

Baret kazıklarda donatıların yerleşimine ait projeye uygun olarak enine ve boyuna donatılar bir kafes oluşturacak şekilde kuyu dışında hazırlanır. Donatı kafesi betonlama sırasında kayıp dağılmayacak bir özenle kuyuya yerleştirilmelidir. Aksi durumda muhafaza borusu beton dökümüyle birlikte çekilip çıkarılırken takılıp betonun sıyrılmasına dolayısıyla kuyu içinde segregasyona neden olabilir Donatı kafesi dışarıda hazırlandıktan sonra kuyuya projede gösterildiği yönde yerleştirilmelidir. Donatının kuyuya indirilmesi ile kuyu betonlamaya hazırdır. Betonlama işleminde tremi borularının kullanılması hassasiyet gösterilmesi gereken bir konudur. Tremi borularının alt ucu betonlama işleminin yapıldığı sırada betonun içinden çıkmayacak şekilde sabit olmalıdır, aksi takdirde kuyu tabanından yüzeye doğru çıkan zemin malzemesi kazık bütünlüğünün bozulmasına sebebiyet verecektir.



Şekil 4.7 Donatı kafesinin hazırlanması [63]



Şekil 4.8 Hazırlanan donatı kafesinin kuyuya indirilmesi [63]



Şekil 4.9 Donatı Kafesinin yerleştirilmesi [63]

4.2.5 Betonlama İşlemi

Kuyunun betonlanması sırasında kullanılacak betonun mukavemet özellikleri projesinde belirtilen özelliklerde olmalıdır. Kazı işleminin bitimiyle birlikte donatı kafesi kuyuya projesinde gösterilen yöne göre yerleştirilmeli ve hemen sonrasında betonlama işlemine başlanmalıdır. Betonlama işlemi bir sonraki güne bırakılmamalıdır. Her hangi bir nedenden ötürü betonlamaya başlanmayacaksa ertesi gün kuyu tabanı ve duvarları mutlaka kontrol edilmeli şişme vb. durumların olup olmadığı tespit edildikten sonra kuyu tabanı temizlenmeli ve daha sonrasında betonlamaya geçilmelidir. Beton dökümü tremie boruları aracılığıyla yapıldığından bu boruların özellikleri de beton dökümünde dikkate alınmalıdır. Borular genellikle 195.00 – 275.00 mm çaplı, 10.00 m – 60.00 m boyunda bir birine eklemeli bir şekilde imal edilmektedirler. Tremi boruları beton mukavemetine dayanıklı ve bükülmez olmakla birlikte ek yerlerinde su sızdırmazlığını sağlayacak kalın manşonlarla bir birine eklenmiş olmalıdır. Ayrıca betonlama işlemi sırasında borunun tamamı kuyu tabanına indirilmemelidir. Beton dökümünde, betonun

döküm hızı ve sürekliliği sağlanmalı, boruların dökülmüş beton içerisinde belli bir uzunlukta kalmasına dikkat edilmelidir. **Şekil 4.10** ve **Şekil 4.11**'de betonlama işlemine ait fotoğraflar yer almaktadır.



Şekil 4.10 Betonlama işlemi [64]



Şekil 4.11 Gidaj duvarı imalatı [63]

5
Baret Kazık Deneyleri

5.1 Kazık Deneyleri

Kazıklarda taşıma gücü kapasitesi laboratuvar deneyleri ile arazi incelemeleri neticesinde elde edilen veriler doğrultusunda ampirik eşitliklere dayandırılarak belirlenmektedir. Teorik bilgilere göre yapılan hesaplar, zeminin heterojen ve karmaşık olan yapısı dikkate alındığında bazı koşullarda yetersiz bazı koşullarda da aşırı güvenli olabilmektedir. Bunun yanı sıra araştırmacılar tarafından önerilen teorik yaklaşımlar her zemin cinsine uygun olmamaktadır. Dolayısıyla hangi yöntemle belirlenirse belirlensin içinde bulunduğu ortamın karmaşıklığı sebebiyle elde edilen sonuçlara kuşkuyla yaklaşılması kaçınılmazdır. Bu sebeplerden dolayı özellikle büyük projelerde kazıkların statik yük taşıma kapasitelerinin belirlenmesi için en uygun yöntem kazık yükleme deneyleridir. Kazık grubu içerisinde belirli kazıklar belli sayılarda statik ve dinamik yükleme deneyleri ile denetlenirler. Kazık yükleme deneylerinin yapılmaması durumu ile imalatın yapım aşaması, harcanan zaman ve maliyet durumları bir biri ile karşılaştırılmalı ve kazık yükleme deneyinin göz ardı edilişiyle oluşması muhtemel riskler mutlaka değerlendirilmelidir. Zira bir kazık yapımı sonrasında yükleme deneyi ile denetlenmiyorsa ortaya çıkan risk kazık yapımı sonrasında incelenememesi sebebiyle riskin artmasına neden olmaktadır. Ülkemizde genel olarak deneyler kazıkların imalatı ile aynı zamanda ve bazen de imalat sonrasında yapılmaktadır.

Kazıklara uygulanan bütünlük deneyleri ile kazıkların nitelikleri ve asıl yükleme deneyinin yapılacağı yer belirlenmektedir. Kazık yapımı sırasında koşulların yetersiz olmasından dolayı yapımı hatalı olan kazıkların bulunabilmesi için sınırlı sayıda yükleme deneyi yapılması zorunluluğu ortaya çıkmaktadır ve olası kötü yapım tekniğinin denetlenmesinde bütünlük deneylerine başvurulmaktadır.

Kazığın gerçek boyutlarında yapılan arazi deneyleri, güvenilir taşıma gücü ve oturma miktarını en iyi şekilde vermektedir. Dolayısıyla kazık yükleme deneyleri özem arz etmektedir. Deneylerin yapılmasında kazığa yük uygulamayı sağlayacak

ve oturma miktarını belirleyecek bir düzeneğe ihtiyaç vardır. Bununla birlikte deneyin belli bir zamanı gerektirdiği de dikkate alınmalıdır. Deney amaçlı kullanılacak kazıkların yerinde dökülen kazık olması durumunda betonun en az 7 günlük olması ve beton dayanımının da deney sırasında meydana gelecek en büyük gerilmenin en az 2 katına ulaşması gerekmektedir.

Kazıklar üzerinde yapılan deneyler üç başlık altında toplanabilir.

a) Statik kazık yükleme deneyleri
b) Dinamik kazık yükleme deneyleri
c) Yanal yükleme deneyleri

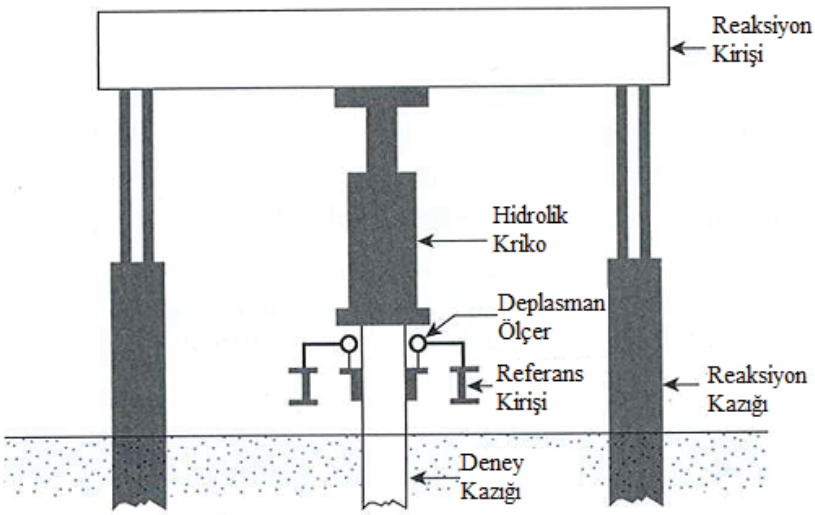
5.1.1 Kazıklarda Statik Yükleme Deneyi

Kazıklarda yapılan statik yükleme deneyleri aşağıda açıklanan amaçlar doğrultusunda yapılmaktadır [38].

1) Tasarım yapılırken dikkate alınmış olan parametreler ile bulunmuş olan kazık taşıma gücünü arazideki deneyden elde edilen gerçek taşıma kapasitesi ile karşılaştırmak,
2) Gerçek uç ve sürtünme direnci değerlerini belirlemek,
3) Taşıma gücü altında zeminde meydana gelen deformasyonu / kayma modülünü belirlemek.

Kazık yükleme deneylerinde iki kriter yöntem daha çok dikkate alınmaktadır. Bunlardan biri sabit oturma değerinde kazık ya da zeminde göçme meydana gelinceye kadar artan kademelerde yükleme yapılarak kazığın oturma artışı değerinin sabit tutulması, bir diğeri de sabit yük altında kazığın oturma davranışının incelenmesidir. Kazık üzerine uygulanacak minimum göçme yükü kazığa gelecek toplam yükün en az 1.5 - 2 katı kadar olmalıdır [65].

Her yükleme kademesinden sonra yük boşaltılmalı ve oturma miktarı ölçülmelidir. Bu şekilde her kademedeki yük-oturma grafiği elde edilir. Bu nedenle deney öncesi kazık taşıma gücünün belli teorilere göre belirlenmiş olması gerekmektedir.



Şekil 5.1 Klasik statik kazık yükleme deney düzeneği [18]

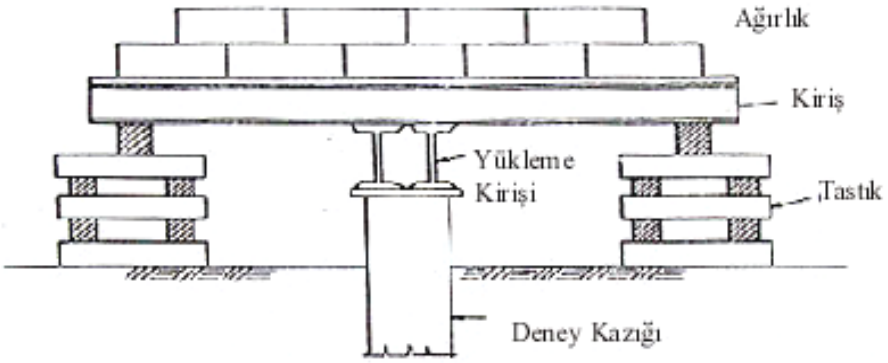


Şekil 5.2 Kazıklarda statik yükleme deney düzeneği [64]

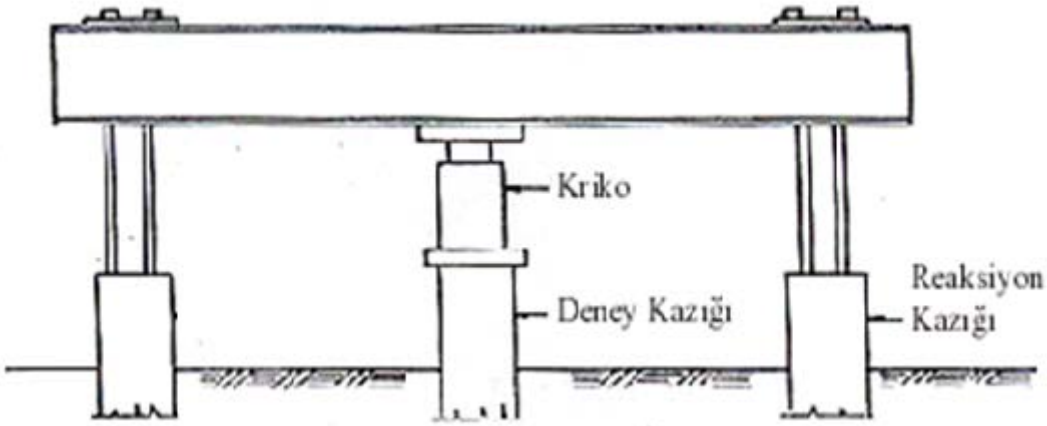
Sabit oturma artış değeri dikkate alınarak yapılan deneylerde, kazığın taşıma kapasitesi belirlenmektedir. Özellikle hızlı olmasının yanı sıra zeminde konsolidasyona fırsat vermeyip basit bir yük-oturma eğrisinin değerlendirilmesini sağlamaktadır. Maksimum oturma miktarının saptanması bu yöntemle mümkün olmamaktadır.

Sabit yük seviyelerinde yapılan yükleme deneyleri uzun süren fakat nihai kazık taşıma kapasitesinin belirlenmesinin yanında oturma miktarlarının da ölçülmesini sağlayan bir yöntemdir. Adından da anlaşılacağı üzere sabit yük artışlarında kazık yüklenir ve her yük kademeli olarak boşaltılır ve her yük kademesinde oturma hızı belli bir miktara düşünceye kadar beklenir. Deneyden elde edilen oturma eğrisinden göçme yükü tayin edilebilir. Yük artışlarının kademeli ve küçük artışlar şeklinde uygulanması neticesinde elde edilen göçme yükü düşük değerler olmaktadır.

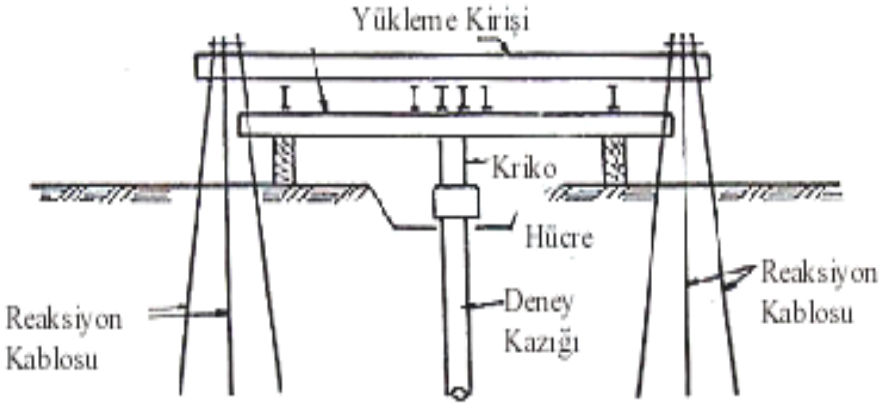
Kazık yükleme deneyinde yük reaksiyon sistemi, referans kirişleri, deney kazığı, test kirişleri, hidrolik kriko, hidrolik baskı sistemi, deney hücresi, reaksiyon kablosu, basınç saatleri vb. ekipmanları bu deney sisteminde kullanılmaktadır. Deneylerin gerçekleştirilmesi için bir yükleme aracına ve yükleme sırasında reaksiyon kuvvetini sağlayabilecek bir düzeneğe ihtiyaç vardır. Bu amaçla kullanılan bazı yöntemler **Şekil 5.3**, **Şekil 5.4** ve **Şekil 5.5**'te gösterilmektedir. Reaksiyon kuvvetlerinin çok fazla olmayacağı durumlarda bir platform oluşturulup üzerine ölü yük konulması ya da çimento torbalarının yük olarak kullanılması ile oluşturulan düzenekler kullanılabilir. Yükleme sistemi dengeli olmakla birlikte yatay hareketler önlenmelidir. Bunun yanı sıra yük uygulayan hidrolik bir kriko ile deney kazığının çevresindeki çekme kazıklarından destek alan bir yükleme düzeneğinden de söz edilebilir.



Şekil 5.3 Ölü yük kullanılarak kazık yükleme deneyi yapılması [37]



Şekil 5.4 Çekme kazıkları kullanılarak yükleme deneyi yapılması [37]



Şekil 5.5 Germe kabloları kullanılarak yükleme deneyi yapılması [37]

Literatürde çekme kazıklarının kullanılması halinde 15.000 kN kademesine kadar yükleme yapılabildiği belirtilmektedir. Çekme kazıkları kullanılarak yapılan deneyler ölü yük ile yapılan deneylere göre genellikle daha ekonomik olmaktadır [37].

Sabit Oturma Artışına Göre Yükleme Deneyi

Kazığın oturma hızını belli bir aralıkta sabit tutmak amacıyla hazırlanan deney düzeneğinde, oturma hızı; kohezyonlu zeminlerdeki sürtünme kazıklarında göçme sırasındaki oturma miktarı 25 mm'den az ise 0.75 mm / dak. civarında, granüler zeminlerdeki bir uç kazığında ise daha büyük oturmalar beklendiğinden 1.5 mm / dak. olarak düşünülür. Belli bir değerden sonra kazıkta meydana gelen oturma sabitleşerek devam ederken uygulanan yükte yapılacak artışa bağlı olan son değerine kadar yükleme devam ettirilir. Elde edilen eğride %10 çap girişine karşılık gelen yük son taşıma gücü olarak alınmakta olup, çok uzun kazıklarda elastik kısalmaların bu değerlere ulaşabileceği, büyük çaplı kazıklarda ise kazık çapının %10'u kadar bir deformasyona ulaşmanın güçlüğü uygulamalarda göz önüne alınarak değerlendirmeler yapılmalıdır.

Çekme kazıklarının deney kazığından, önerilen minimum uzaklığında düzenlenmemesi halinde ölçülen oturmaların %20 mertebesinde, gerçekten daha küçük okuma değerleri verebileceği göz önünde tutulmalıdır. Kazıklarda yapılan çekme deneylerinde, kazıklar kazık çapının dörtte biri oranında veya en az 200 mm kadar çekilmelidir ve çekme hızı 0.5 - 1.0 mm / dk arasında olmalıdır [66].

Kazık yükleme deneylerinde önemli olan bir diğer husus süre, yük ve oturma miktarının sürekli olarak ölçülmesi gerektiğidir. Deney verileri elektronik ölçüm aletleri ile izleniyorsa veriler mutlaka kayıt altına alınmalıdır. Yükleme durumu için yapılan veri kayıt işlemi aynı şekilde yükün boşaltımı sırasında da devam ettirilmeli ve kazık üzerindeki yükleme bütünüyle kaldırılarak, bir saat sonrasındaki okumalar alınarak deneye son verilmelidir [67].

Sabit Yük Kademe Artışına Göre Yükleme Deneyi

Uzun süreli bir deney olup, tasarım yükünün belirli oranlarda arttırılmasına bağlı olarak gerçekleştirilen bir deneydir. Bu yöntemde tekil kazıklar tasarımdaki yükün

2 katı kadar, grup kazıklar ise grup kazık tasarımındaki yükün 1.5 katı kadar yüklenmekte olup, yük seviyeleri güvenli yönde kalınması amacıyla hesaplanan kazık tasarım yükünün %25'i oranında arttırılmaktadır. Her adımda deney kazığı oturma hızı 0.25 mm/saat değerine düşünceye kadar ancak 2 saatten fazla olmamak koşulu ile beklenir.

Yük kademesinde en büyük değere ulaşılması durumunda kazıkta meydana gelen oturma miktarının bir saat için 0.25 mm'den daha küçük olmasına bağlı olarak 12 saat sonrasında yük boşaltma aşamalarına başlanılabilir. En büyük yük seviyesinde oturma miktarı saatte 0,25 mm'den daha büyük olursa bu durumda yük boşaltma işlemlerine başlamak için 24 saat beklenmesi gerekmektedir. Yükün en büyük değerinde bekleme süresi tamamlandıktan sonra, yük boşaltma işlemleri %25'lik seviyeler halinde başlatılır. Yük boşaltımı yapıldığında her boşaltma kademesi arası bir saat olmalıdır. Deney sırasında kazıkta göçme meydana gelirse, oturmalar kazık çapının %15'ine ulaşıncaya kadar deney devam ettirilir. Bu yöntem genellikle ASTM standart deney yöntemi olarak bilinir. Tasarım kazıkları için yönetmelik hazırlamakta arazi incelemesinin bir parçası olarak yapılır. Olumsuz yanı 40 – 70 saat veya fazla sürmesidir [41].

Tablo 5.1 Sabit yük kademe artışı deneyi CIRIA önerisi [68]

Yük artışı(%)	25	50	75	100	75	50	25	0	100
Bekleme	1h	1h	1h	1h	10 d	10d	10d	1h	6h
Yük artışı(%)	100	125	150	125	100	75	50	25	0
Bekleme	6h	1h	6h	10d	10 d	10d	10d	10d	1h

Hareketin durmasında kriter 0.10-0.5 mm / saat arasında verilmekte olup araştırma amaçlı deneylerde 0.01 mm/saat kadar az olabileceği de belirtilmektedir. Gözlem süresi olarak 10-15 dakika kullanılmakla birlikte 30 dakika – 1 saat daha genel bir uygulamadır. Uygulamada 30 dakikalık gözleme

süresinde 0.1 mm'ye düşen oturmaların yeterli olduğu varsayılmaktadır.

CIRIA bazı yüklerin hareketin durması kriterinden daha fazla tutulabileceğini, tasarım yükü veya katlarında 24 saatlik beklemenin genel uygulama olduğunu belirtmektedir. Bu yöntem konsolidasyon oturmalarının büyük kesiminin elde edilmesini sağlarken oturma-yük eğrisinin biçiminde de değişikliklere neden olmaktadır [41].

Deneylerin Yorumlanması

Kazık yükleme deneylerinin sonlanmasıyla birlikte elde edilen sonuçlar yük, oturma ve zaman parametreli ile ilgilidir. Yük - oturma eğrileri deney sırasında yapılan her yükleme ve boşaltma durumları için ayrı ayrı kayıt altına alınmaktadır. Deney sonuçlarının yorumlanması noktasında genelde yük - oturma, yük - zaman ve oturma - zaman eğrileri dikkate alınmaktadır. Araştırmalara konu olup en çok bilinen ve atıfta bulunulan yük - oturma eğrisi kullanılarak kazıkta oluşan elastik ve plastik oturma ile kazık uç direnci okunabilir.

Sabit oturma ve sabit yük aşamaları artışında kazık yükleme deneyi sonuçlarından elde edilen ve literatürde en çok atıfta bulunulan tipik yük - oturma eğrileri **Hata! Başvuru kaynağı bulunamadı.**'de verilmektedir.

Kazığın sahip olacağı nihai taşıma kapasitesi ile kazıkta göçmeyi yaratan yük bazı koşullara bağlı olarak değerlendirilebilir. Göçme yükü koşulları **Şekil 5.6**'ya göre aşağıda açıklanmıştır [38].

♦Sabit yüke bağlı olarak oturma miktarının arttığı yükün değeri A noktası,

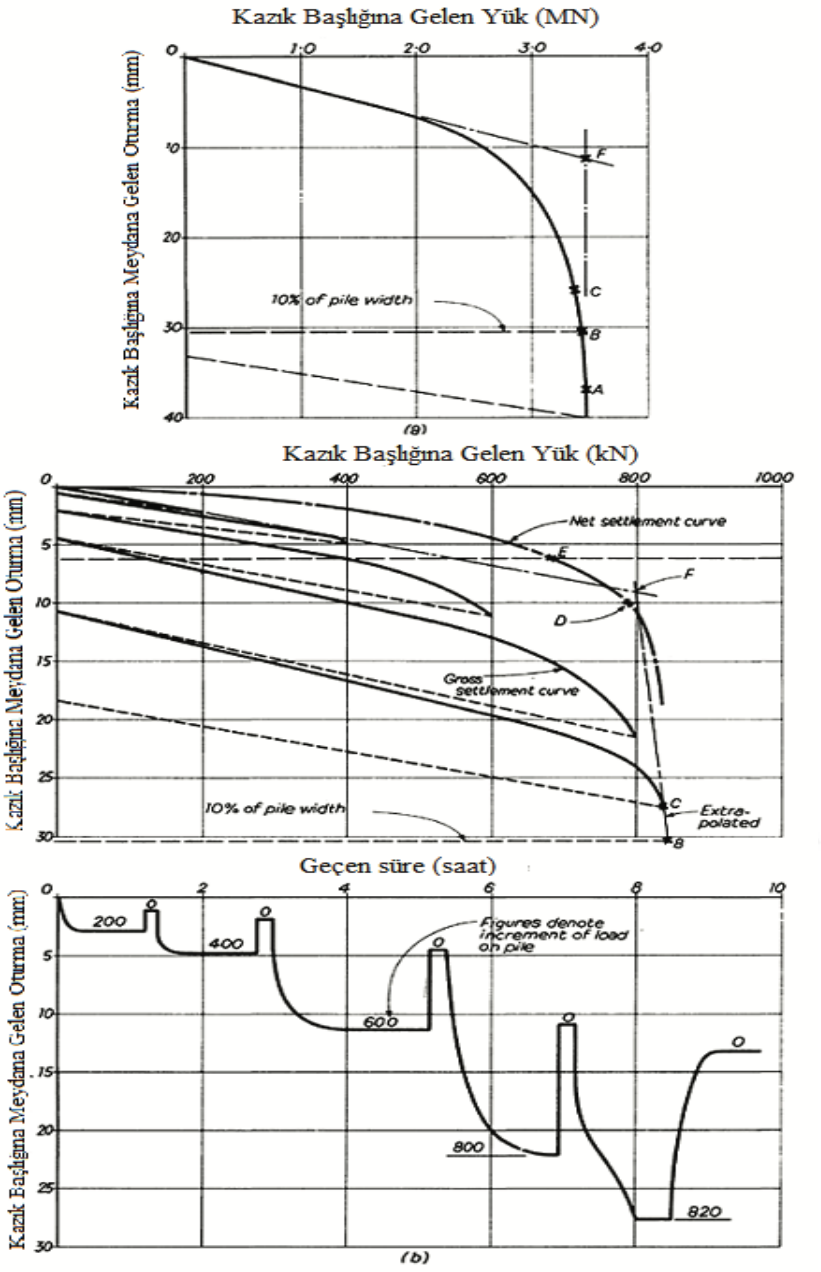
♦Kazık çapının %10'una karşı gelen toplam oturma miktarındaki yük B noktası,

♦Düşük seviyelerdeki yük artışında toplam oturma miktarındaki büyük artışa neden olan yük C noktası,

♦Zeminde akma durumunun gözlendiği ya da plastik oturmanın (6 mm) meydana geldiği yük E noktası,

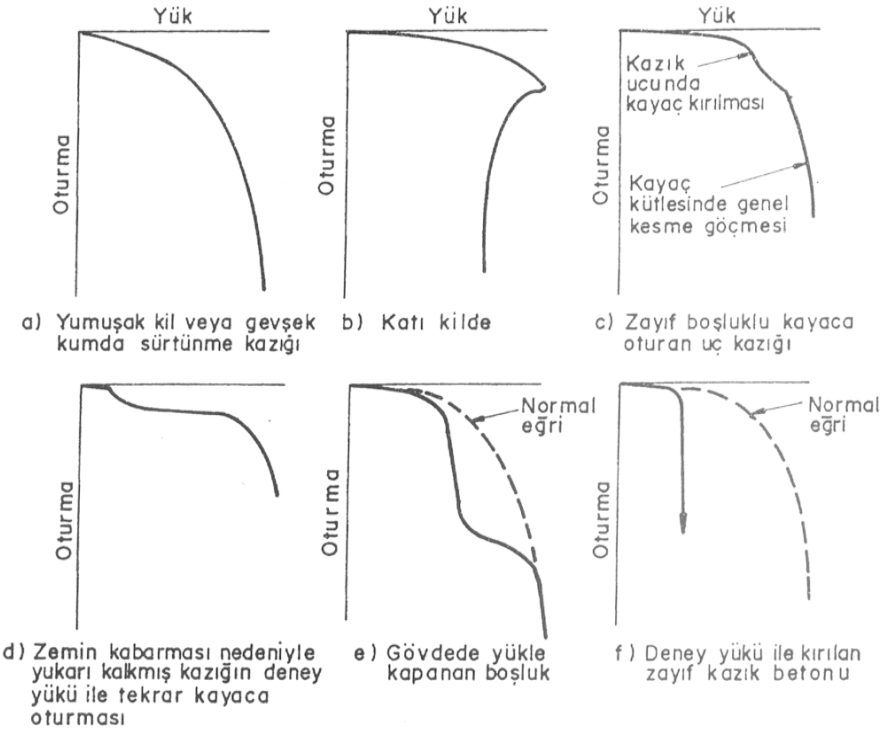
♦Oturma - yük eğrisindeki en büyük ve en küçük teğetlerin kesiştiği noktaya denk gelen yük F noktası,

♦Plastik oturmanın oluştuğunu gösteren eğride 10 kN'luk deney yükünde meydana gelen 0.25 mm'lik oturma değerini veren noktadır.



Şekil 5.6 Klasik yük - oturma eğrileri [38]

Kazıklardaki statik yükleme deney sonuçlarından elde edilen yük - oturma eğrilerine bağlı olarak göçmenin meydana geliş şekli ile ilgili değerlendirmeler yapılabilir. Kazık yapımında her hangi bir nedenden ötürü çatlamış, kırılmış veya özürlü bir kazığın ayırt edilmesi de bu eğriden anlaşılabilir. **Şekil 5.7**'de statik kazık yükleme deneylerinden elde edilen eğrilerin yorumları yer almaktadır.



Şekil 5.7 Tipik yük - oturma eğrilerinin yorumu [37]

Şekil 5.7'e ait açıklamlar aşağıda yer almaktadır [37].

(a) Şekli normal koşullar altında yapımı tamamlanmış ve iyi derecede verimli olan bir sürtünme kazığından elde edilen yük – oturma eğrisi

(b) Şekli katı – sert ve fissürlü bir kil tabakasında meydana gelen gevrek bir kırılma sonrasında kazığın toparlanması ile göçme durumu

(c) Şeklinde zayıf ve boşluklu bir yapıya sahip kaya birimlerindeki uç kazıklarında, meydana gelebilecek iki durum birlikte ifade edilmiştir. İlk durum kazık ucundaki gerilme yoğunluğuna bağlı bir kırılma ile oluşan oturmayı ve kazığın sağlam kalan kayaya tekrar basması ile yeniden toparlanmasını, ikinci durum da (a) şeklinde ifade edildiği gibi bir göçme davranışını ifade etmektedir.

(d) Şeklinde kazı yapılması sırasında kabarmış bir zemine yerleştirilen kazığın yerine yeniden oturması durumu gösterilmiştir.

(e) Şeklinde özellikle dairesel kesitli fore kazıklarda beton dökümünde yapılmış bir hatadan dolayı kazıkta boşluk oluşması durumunda, yüklemeye bağlı bir şekilde bu boşluğun kapanması ve tipik bir yük – oturma

davranışına dönülmesi durumu ifade edilmektedir.

(f) Şeklinde ise kazık malzemesinin zayıf olmasına bağlı olarak yükleme durumunda kazık kesitinde meydana gelen ani bir göçme eğrisi görülmektedir.

Yukarıdaki açıklamalardan anlaşılacağı üzere "e ve f" şekillerinde yapımdan kaynaklı hataların olduğu söylenebilir.

Kazık taşıma gücü kapasitesinin belirlenmesi için en güvenilir çözüm kazık yükleme deneyleridir. Yükleme deneyi sonrasında elde edilen oturma-yük eğrilerinden göçme yükünün bulunması bazı araştırmacılar tarafından farklı yöntemlere dayandırılarak değerlendirilmiştir. Bu yaklaşımlar aşağıda sıralanmaktadır [37].

- Terzaghi Yöntemi,
- Boston Şartnameleri,
- % 10 Kuralı,
- Brinch Hansen Yöntemi,
- De Beer Yöntemi,
- Fuller Ve Hoy Yöntemi,
- Davisson Yöntemi,
- Mazurkiewicz Yöntemi,
- Chin Yöntemi

5.1.2 Osterberg Hücresiyle Kazık Yükleme Deneyi

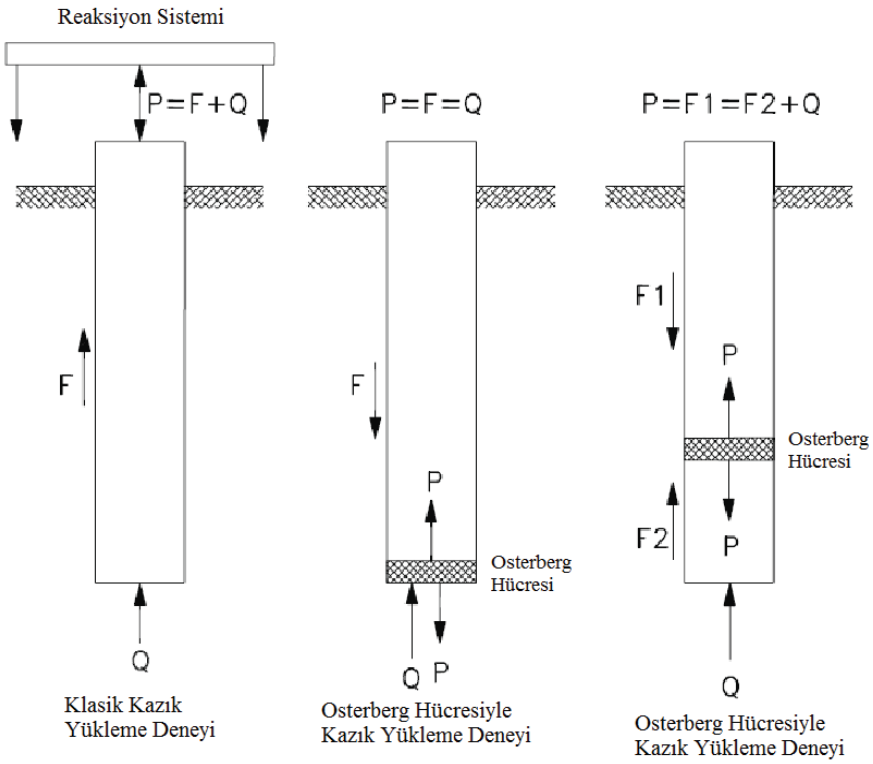
Büyük projelerde yüksek taşıma kapasitesine sahip kazık ve/veya baret kazıklı temellerim tasarlanması sebebiyle kazık temellerin ne kadar gerçekçi bir çalışma kapasitesi ile tasarlandığının bilinmesi önemlidir. Dolayısı ile gerçek veya gerçeğe yakın kazık taşıma kapasitesinin belirlenmesi için tam düzenekli kazık deneylerinin yapılması gerekliliği ortaya çıkmıştır. Büyük yük gerektiren deneylerde reaksiyon sisteminin ağırlığına bağlı olarak deney düzeneğinin tasarlanması ve kurulumunun doğru bir şekilde yapılmaması durumunda güvenlik tehlikesi ile karşılaşılacağı, dolayısı ile dairesel ve/veya kare en kesitli yer değiştirme kazıklarında Osterberg deney hücresinin kazığın alt kısmına

yerleştirilmesi ile böylesine bir tehlikenin oluşumunun engellenebileceği araştırmacılar tarafından ifade edilmektedir.

Genellikle yüksek kapasiteli klasik fore kazıklarda 10 MN'u aşan reaksiyon sistemlerinde maliyetin yüksek olması sebebi ile kazık yükleme deneylerinde rutin kontrollerin bile imkansızlaşabildiği, O-Cell yükleme hücresinin, kazıklardaki statik kazık yükleme deneylerindeki yüksek maliyetlerin uygun düzeylere indirgenmesi açısından çok daha avantajlı olduğu, böylelikle fore ve baret kazıkların test aşamasında alternatif bir yöntem olduğu belirtilmiştir [69].

Osterberg deneyi klasik kazık yükleme deneylerine nazaran oluşması muhtemel hataların bertaraf edilebilmesi açısından çok daha güvenli bir yöntemdir. Osterberg yük hücresi yöntemi ile deney yapmanın en önemli iki avantajı, kazıkların taşınması, yerleştirilmesi, maliyet ve reaksiyon sisteminin oluşturulması konusunda sağladığı tasarruf ile güvenli yönde kalınması konusunda sunduğu rahatlıktır [70].

Dr. Jorj O. Osterberg tarafından geliştirilip ilk kez 1984 yılında bir fore kazık üzerinde Osterberg deney hücresi ile kazık yükleme deneyi gerçekleştirilmiştir. Bu yöntemde gerçek boyutlarda bir kazık üzerinde statik yükleme deneyi hem ekonomik hem de güvenli bir şekilde yapılabilmektedir [2]. Osterberg hücresi ile klasik kazık yükleme deneylerinde kazık ile çevresindeki ve ucundaki zeminde meydana gelen kuvvetlerin şeması **Şekil 5.8**'de gösterilmektedir.



Şekil 5.8 Osterberg deney hücresi ile kazık yükleme deney düzeneği ve klasik kazık yükleme deneyine ait yük şeması [70]

Osterberg deneyi kazık donatısının içine ya da kazık alt ucuna yakın bir noktaya yerleştirilen hidrolik krikonun deney kazığına çift yönlü olarak yük uygulaması neticesinde oluşan gerilme, yük-oturma miktarlarının ölçülmesini kapsamaktadır. Hidrolik kriko, üzerinde deney yapılacak kazık için gerekli olan yükü sağladığından diğer kazık yükleme yönteminde olması gereken ilave bir reaksiyon yüküne ihtiyaç kalmamaktadır. Deneyin başlamasıyla birlikte Osterberg hücresi genişler. Böylelikle hücrenin altında kazık uç direnci ile üstündeki kazık gövdesinde meydana gelen çevre sürtünmesi birbirine zıt yönlü çalışarak tek kazık iki ayrı kazıkmış gibi davranır. Bu kazıklardan birinin yük taşıma kapasitesine erişmesi ve/veya Osterberg yük hücresi O-Cell'in taşıma kapasitesine ulaşması ile deney sonlandırılır [69].

Uç direnci ile çevre sürtünme direncinin en yüksek değerlerinin elde edilebilmesi amacıyla Osterberg deney hücresi kazığın ucuna ve/veya ucana yakın bir bölgede konumlandırılmalıdır [2].

5.1.2.1 Deneyde Kullanılan Ekipmanlar

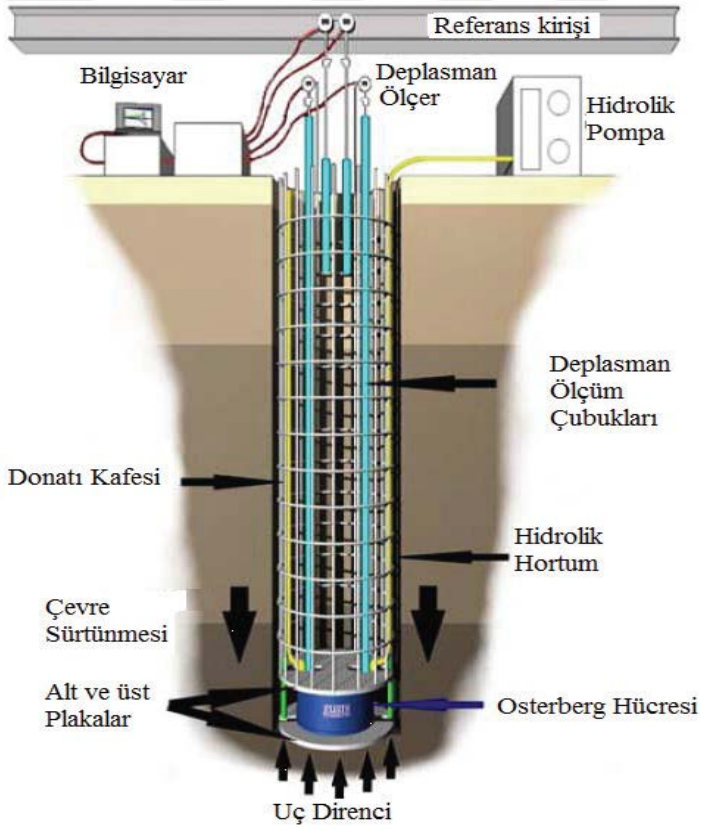
Deneyde; yeterli kapasiteyi sağlayacak sayıda O-Cell yük hücresi, hidrolik hortumlar, taşıma levhaları, basınç oluşturmak için pomp, basınç ölçerler, düşey hareketleri ölçmeye yarayacak elektronik deplasman ölçerler, ekstansometreler ve deformasyon ölçerler (strain gauge) temel ekipmanlar olup, bunların yanı sıra kaynak işlemleri için kaynak makinası, hava kompresörü, işçiler, elektrik, referans kirişi oluşturacak yeterli miktarda malzemeye de ihtiyaç vardır [71].

Deney kazığının donatı kafesi yüklenicisi tarafından uygun bir alanda projesine göre hazırlandıktan sonra yeterli sayıdaki O-Cell yük hücreleri donatı kafesinin içinde deneyde uygulanacak yüke göre et kalınlıklarının değişkenlik gösterdiği çelik plakalar arasına yerleştirilir. Hücreler alt ve üst plakalara tam temas edebilecek şekilde kaynaklanır ve belirlenmiş olan alt kota denk gelecek şekilde donatı kafesi parçalarından birine kaynatılarak sabit konuma getirilir (**Şekil 5.9**).



Şekil 5.9 Osterberg deney hücresinin montajı [64]

Düşey hareketleri ölçmek için elektronik ölçüm aletleri, ekstansometreler ve deformasyon ölçümü yapabilen "strain gauge" kullanılmaktadır. Osterberg hücresiyle oluşturulan düzlemin alt ve üst kısmında kalan kazık parçalarının sıkışmasını ve kazık ucundaki gerçek yer değiştirmeyi ölçmek amacıyla ekstansometreler kullanılmaktadır. Strain Gauge (deformasyon ölçer), özellikle Osterberg hücresinin altındaki veya üstündeki kazık parçalarında meydana gelen sürtünme direncinin ölçülmesinde kullanılmaktadır. Deformasyon ölçerler, her yükleme kademesinde bir birine karşılık gelecek şekilde yerleştirilmelidir. Referans kirişlerine bağlı olan deplasman ölçerler aracılığı ile kazıktaki yukarı yönlü hareketin ölçümü yapılabilmektedir. Kazıkta meydana gelen toplam uzuma miktarından O-Cell hücresinin yukarı yönlü yaptığı hareketin miktarı çıkarılırsa, deney kazığının aşağı yönlü yaptığı hareketin miktarı elde edilir [72]. Osterberg deney hücresine ait şema aşağıdaki **Şekil 5.10**'da verilmektedir.



Şekil 5.10 O-Cell hücresinin kullanımı ile kazık yükleme deneyi şeması [70]

5.1.2.2 Deney Düzeneği Kurulumu

Kazı delgisi işlemi sonrasında kuyu dibindeki malzeme vs. temizlenir ve çelik kazık donatı kafesine bağlı hidrolik Osterberg hücresi, donatıların da zarar görmeyeceği bir şekilde kuyu içine indirilir. Sonrasında tremie boruları kuyuya indirilerek betonlama işlemine başlanır. Beton dökümü sırasında O-Cell deney hücresinin hasar görmemesi için boruları geçebileceği kadarlık boşluk bırakılmalıdır. Tremie borusunun boyu, Osterberg hücresini geçecek şekilde kazık alt ucuna kadar ulaşmalıdır.

Deney hücresinin kazık içinde düşey doğrultudaki konumu kazığın yer aldığı zemin tabakasının mukavemet özelliklerine göre belirlenmekte olup, O-Cell hücresinin konumu kazığın ucunda ve üstünde oluşacak kuvvetlerin birbirine yakın olmasını sağlayacak şekilde ayarlanmalıdır. Meydana gelecek zıt yönlü kuvvetlerin büyüklükleri aynı değilse, deney belli bir kapasiteye ulaşılması sonrasında bitirilir [73].

5.1.2.3 Deney Prosedürü ve Ölçümler

Yükleme deneyi, kazık için belirlenmiş olan proje şartnameleri ve standartlarla kabul görmüş en küçük basınç dayanımına sahip olunması sonrasında gerçekleştirilebilir. O-Cell yük hücresi kullanılarak yapılan statik eksenel yükleme deneyi, Kazık ve İstinad Duvarları Şartnamesi (ICE Specification for Piling and Embedded Retaining Walls)'ne göre ve England ve Fleming [74] tarafından verilen öneriler de dikkate alınarak yapılmaktadır.

Yüklemenin kademeli olarak test yüküne ya da O-Cell hücresinin maksimum taşıma kapasitesine ulaşması deneyde izlenen yolu ifade etmektedir. Test yükü genelde kazık kapasitesinin iki katı alınmaktadır. Her yük seviyesinde en az 10 dakika ya da öncesinden belirlenmiş oturma miktarı elde edilinceye kadar beklenir.

Boşaltma işlemi ise deney yükünün maksimum değerine ya da O-Cell hücresinin maksimum taşıma kapasitesine ulaşması sonrasında her birinde ortalama 10 dakika bekleme süresinin uygulandığı 4 eşit aşamada yapılmaktadır. Yük boşaltım

işlemi tamamlandıktan sonra, sıfır yük durumuna gelinmesi için en az 1 saat süreyle gözleme devam edilmelidir.

Aşağıdaki belirtilen durumlardan her hangi birine ulaşılması durumunda yük boşaltılır ve;

a) Deney kazığının yukarı ve aşağı yönlü olarak en büyük yük taşıma kapasitesine ulaşması,
b) Hidrolik yük hücresinin en büyük yükleme kapasitesine ulaşması,
c) Hidrolik yük hücresinin uzama/açılma sınırının en yüksek olduğu noktada deney sonlandırılır.

5.1.3 Dinamik Kazık Deneyleri

Çakma kazıklarda daha çok kullanılan deneyde kazığın başı bir çekiçle darbelenir. Darbe sonrasında oluşan basınca bağlı olarak meydana gelen basınç dalgası kazık uzunluğu boyunca aşağı iner ve dalga hareketi kazık başına yerleştirilmiş olan akselometre ile izlenir. Dalgaların yayılma hızlarına göre kazıkta meydana gelen değişiklikler incelenir.

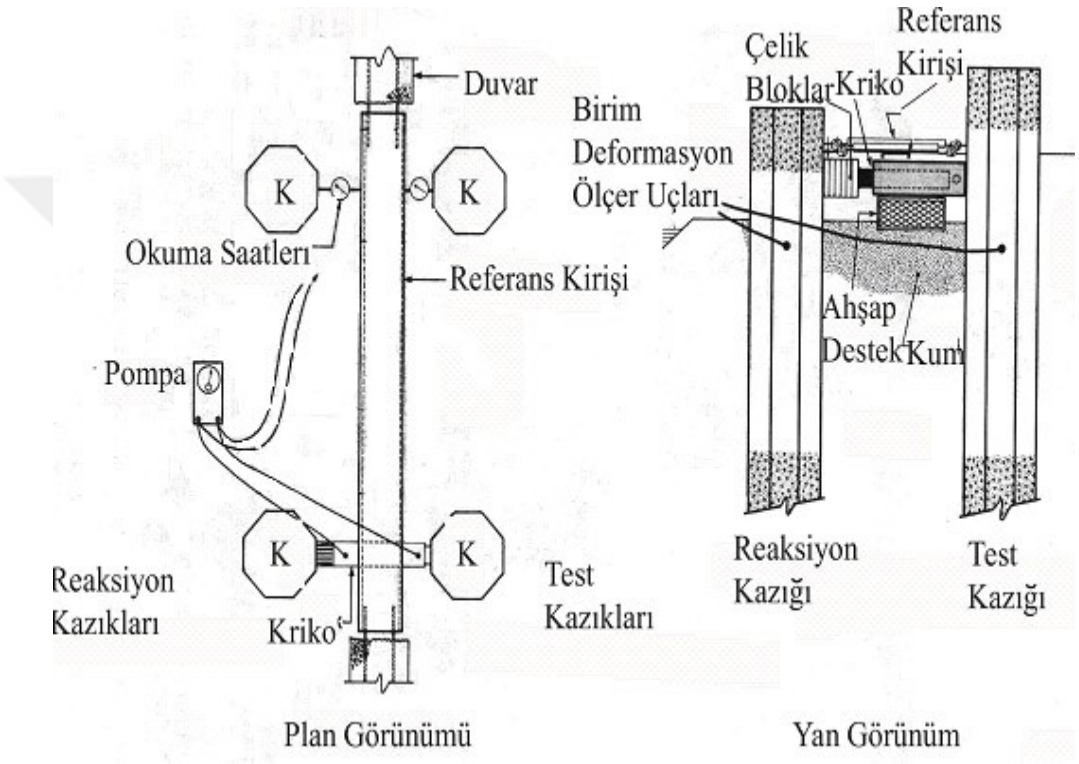
5.1.4 Yatay Yükleme Deneyleri

Yanal yük taşıyan kazıklarda yanal yükleme deneyleri yapılarak kazıklarda meydana gelmesi muhtemel ötelenmeler deformasyon ölçerlerin aracılığıyla belirlenebilmektedir. Bu deneylerde kullanılan en elverişli düzenek iki kazığın yan yana çakılıp aralarına konulacak bir kriko ile yükün uygulanmasıyla referans kirişi ve okuma saatlerindeki ötelenme miktarının saptanması için oluşturulan düzenektir. Kazıkların yapısal davranışı ile ilgili bilgi alabilmek amacı ile farklı ölçüm aletleri de kullanılabilir. Bu türlü yükleme düzenekleri ve kullanılan yük aralıkları ile diğer bilgiler literatürde mevcuttur. Kapsamlı bir deney düzeneği ve uygulanışı Los Angeles limanındaki bir şevli dolgu üzerine yapılacak olan rıhtımın kazıklarının şevli dolguda ne şekilde davranacaklarını tespit etmek amacı ile yapılmıştır. Her yük kademesinde birim deformasyon ölçerden okumalar dijital olarak kayıt edilmiş ve her kademede, okuma kazık başı hareketi duruncaya kadar devam ettirilmiştir. İnklinometre kullanılarak kazıkta meydana gelen eğilme noktaları ile bu bilgilere istinaden ankastrelik noktası ötelenmeleri de

irdelenmiştir. Ayrıca elde edilen verilerin kullanılmasıyla kazığın bünyesinde oluşan gerilmeler gerekli teorilere göre yorumlanarak elde edilmiştir.

Yanal yükleme deney sonuçlarına göre genellikle şu iki kriterden en az olanı yanal son taşıma gücünü verir [41].

1) 6.25 mm yanal ötelenmeye karşılık gelen yük,
2) Yük-yanal ötelenme eğrisinde başlangıç ve sonuç teğetleri elde edilen yük.



Şekil 5.11 Yanal yük düzeneği [65]

6
Vaka Analizi: İzmir İli Çiğli İlçesi Heyelan Önleme Çalışması

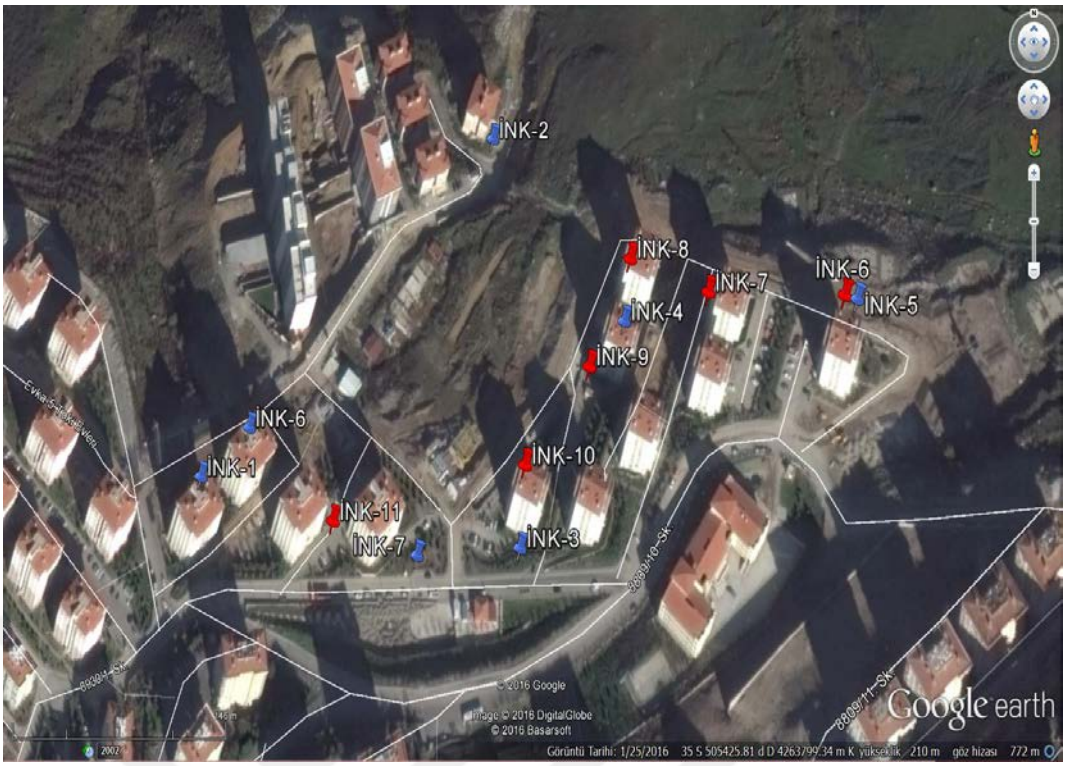
Bu bölümde; İzmir ili Çiğli İlçesi Evka-5 Atatürk mahallesinde 10 yıl kadar önce tamamlanarak iskana açılmış olan konutların yer aldığı bölgede 2015 yılının ilk bahar aylarında başlamış ve bugün itibariyle kontrol altına alınmış olan heyelanın önlenmesi çalışmaları üzerine inceleme yapılmıştır.

Heyelanın meydana geldiği bölgede zemin etütü yapılarak, inklonemetrik çalışmalar 2 kısımda tamamlanmıştır. 1. kısımda derinlikleri 50 m, toplamda 350 m olan İNK-1-2-3-4-5-6 ve 7 kuyuları (yer bulduru haritasında "mavi" renk ile gösterilmiştir) ve 2. kısımda yer alan çalışmalar ise İNK-6-7-8-9-10 ve 11 olarak (yer bulduru haritasında "kırmızı" renk ile işaretlenmiştir) isimlendirilmiştir (**Şekil 6.1**). 1. kısımda yapılan sondaj çalışmalarından sadece İNK-1 ve İNK-2 kuyuları karotlu bir şekilde açılmış olup, diğer kuyular eritmeli (karotsuz) olarak açılmıştır. 2. kısımda yer alan inklinometrik çalışmalar kapsamında açılan sondajlar karotlu ve İNK-6: 70,00 m, İNK-7: 60,00 m; İNK-8-9-10 ve 11: 50'şer m olarak açılmışlardır. Bu kuyulara inklinometre boruları indirildikten sonra, ilgililer tarafından inklinometre cihazıyla hareket ölçümleri belirlenmeye çalışılmıştır.

6.1 İnceleme Alanının Tanıtılması

6.1.1 Jeomorfolojik ve Çevresel Bilgiler

Etüt alanı, İzmir İli, Çiğli İlçesi, Evka-5 Mah. K18-D4 paftasında yer almaktadır. İnceleme alanı çok katlı yapıların bulunduğu yerleşim alanından oluşmaktadır.



Şekil 6.1 Heyelan alanının uydu görüntüsü ve açılan inklinometre kuyuları [75]

Heyelanın meydana geldiği alanda yapılan zemin etüdünden, jeolojik ortamı tanımlanmış, birimlerin stratigrafik yapısı saptanmış, jeoloji haritası ve kesiti hazırlanmış olmakla birlikte alandaki su bilançosunun hesaplanabilmesi için, bölgesel potansiyel ve gerçek buharlaşma değerlerinin, nispi nemin ve rüzgar hızı gibi parametrelerin de bilinmesi gerekmektedir. Bu amaçla ilgili gözlem evinde alınmak olan bazı verilere bağlı olarak yıllık gerçek buharlaşma miktarı 205,98 mm su/yıl olarak belirlenmiştir.

6.2 Jeoloji

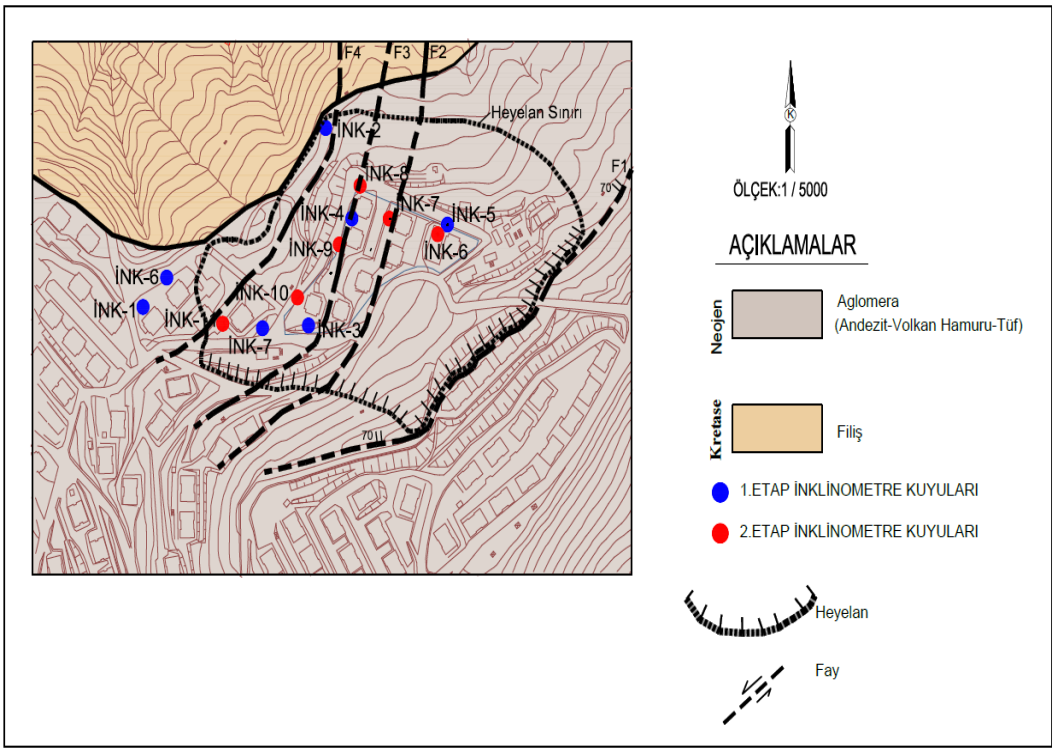
6.2.1 Bölgenin Jeolojisi

Bölgede alt tabakadan üste doğru; Üstte Kretase - Paleosen yaşlı Bornova Karmaşığı, Neojen Formasyonları ve Kuvaterner yaşlı alüvyonları bulunmaktadır.

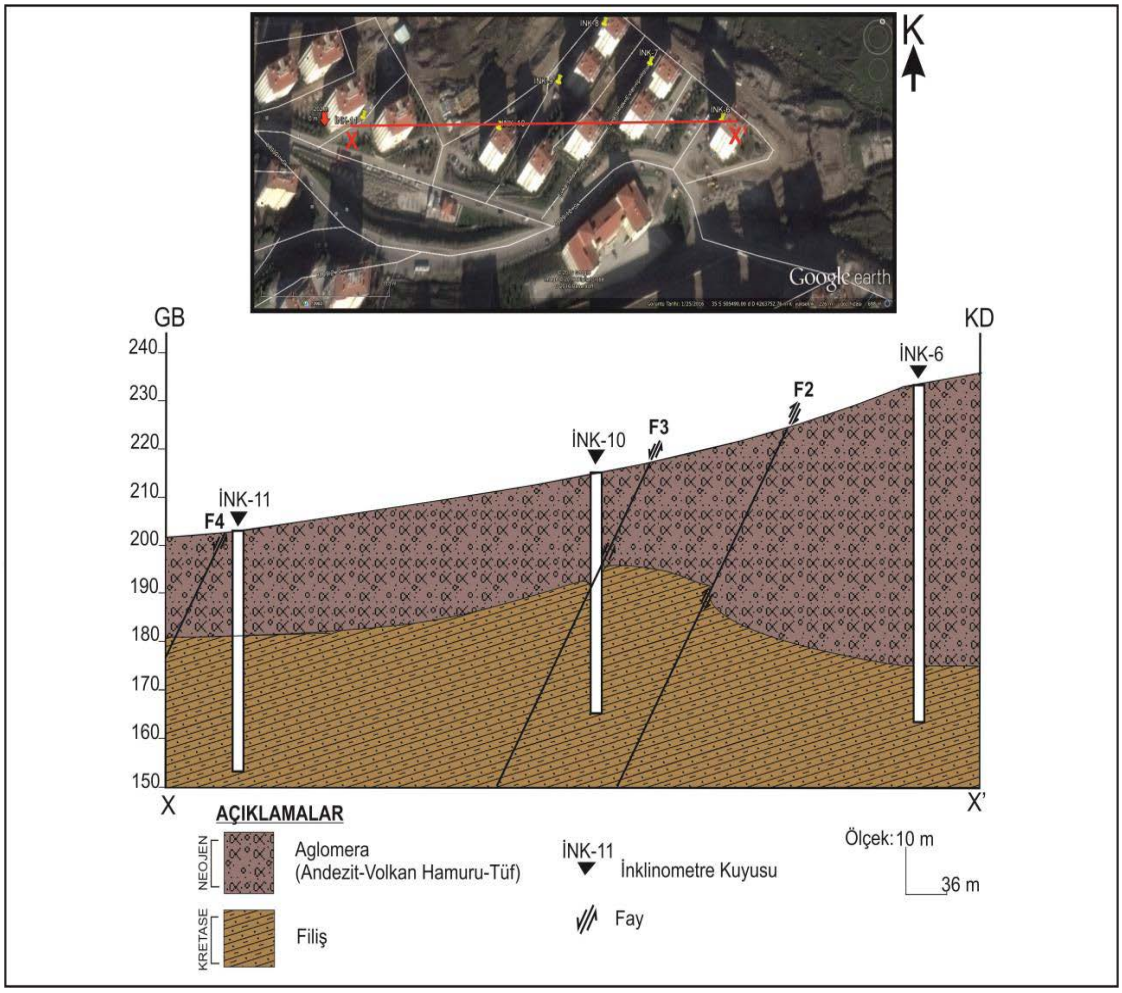
6.2.2 Etüt Alanının Mühendislik Jeolojisi

Etüd alanında en üstte dere yataklarında yer aldığı gözlenen Kuvaterner yaşlı alüvyon, güncel sedinemtlerin altında Neojen yaşlı Andezit-Tüf-Aglomeradan oluşan volkanitler ve temel kaya olarak Üst Kretase-Paleosen yaşlı Kumtaşı-Şeyl

ardalanması (Filiş) yer almaktadır. Aglomera birimi gri renkli ara seviyeleri koyu pembemsi-gri renkli olup; yer yer çok parçalı kırıklı, yer yer çok ayrışmış gaz boşluklu zayıf dayanımlı koyu kahverengimsi Volkan malzemesidir. Andezit ve Volkan Hamuru olan seviyelerin tamamen ayrışmış kısımları kırmızı renkli orta-yüksek plastisiteli kil özelliğinde olup, Tüflü seviyelerin tamamen ayrışmış kısımları koyu gri renkli ince taneli kumlu ve siltli özelliktedir. Genel olarak zemin formasyonu düşük dayanımlı W5 özelliğinden oluşmaktadır. Volkan hamuru içerisinde yer alan andezit blokları ise vesüküler boşluklara ve yüksek dayanıma sahip iyi çimentolanmış özellikte olup; yer yer W4-W3 özelliği göstermektedir. Genel olarak Aglomera Volkan malzemesinin karmaşığı olmasıyla birlikte bir bütünlük göstermemekte olup, heterojen volkanik malzemenin karışımını temsil etmektedir.



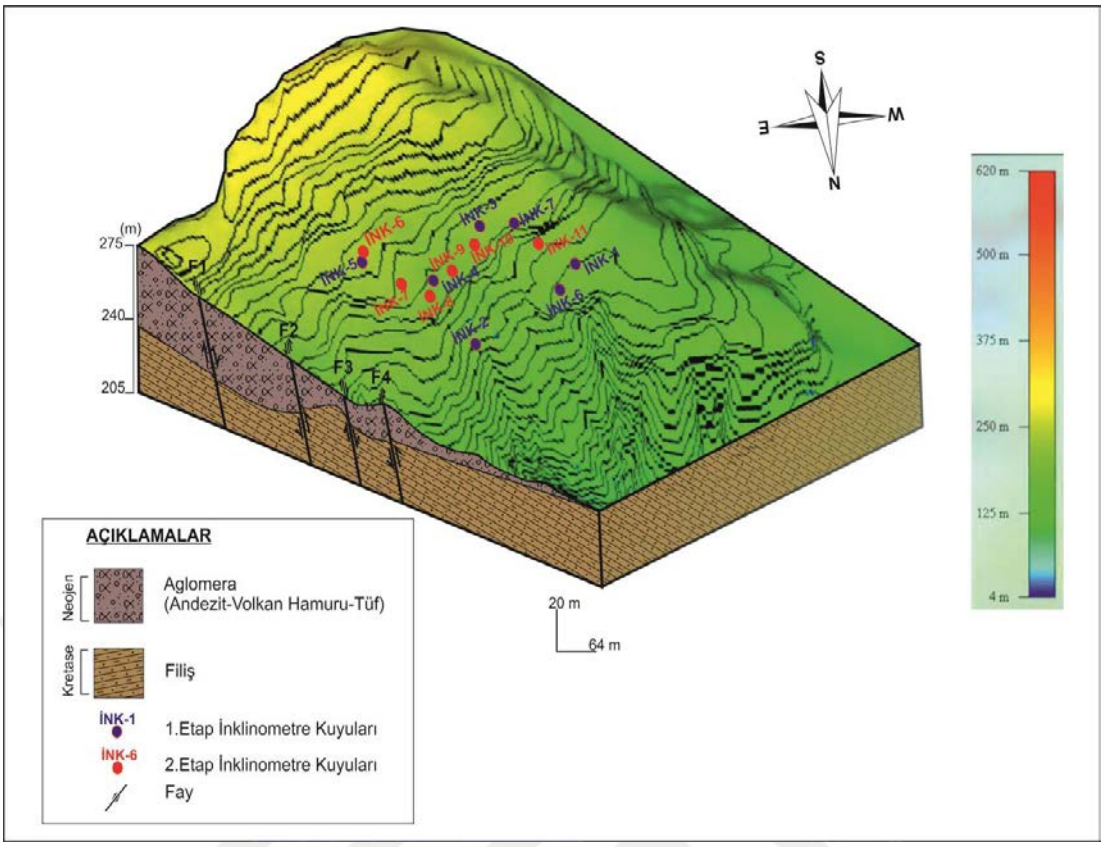
Şekil 6.2 Heyelan bölgesinin genel jeolojik haritası [75]



Şekil 6.3 Etüt alanında yapılan sondaj yerleri ve X-X' jeoloji kesiti [75]

Heyelanın meydana geldiği alanda yapılan arazi çalışmaları sonrasındaki heyelan sahası **Şekil 6.4**'te verilmekte olup, kayma derinliği ise karotlu sondaj çalışmaları ile inklinometrik ölçümler sonrasında belirlenmeye çalışılmıştır. Kayma derinliğini temsil eden killi seviyeler ve kaya birimlerinden numuneler alınarak ilgili laboratuvarda mühendislik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla deneyler yapılmıştır.

Çalışma alanında var olduğu tespit edilen fayların yerleri ve yönleri MTA fay haritaları çerçevesinde jeolojik kesitlere işlenmiştir. İnceleme alanında 4 adet fayın bulunduğu, bunlardan 3'ünün eğim atımlı normal fay olduğu diğerinin ise ters fay özelliğinde olduğu belirlenmiştir.



Şekil 6.4 Çalışma alanında açılan ve inklinometrik okumaların yapıldığı sondaj kuyu yerleri (Bakış yönü: KB'dan GD'ya doğru) [75]

Yapılaşma öncesi topografya incelenmiş ve temel birimin tüfit olduğu, ayrıca kuzeybatı - güneydoğu yönünde birbirine paralel bir şekilde uzanmış dere yataklarının yer aldığı, zeminde herhangi bir akma, sıvılaşma ve kayma türünden şev stabilitesinin bozulmasına sebebiyet verecek türden durumların gözlenmediği belirtilmiş olup, buna ek olarak şev stabilitesinin sağlanması amacıyla derin kazıların uygun proje ve iksa yapıları ile desteklenmesi gerektiği de vurgulanmıştır.

6.2.3 Yeraltı ve Yerüstü Suları

Zemin etüdünün yapıldığı heyelan bölgesinde yer alan kaya birimlerinin W4 - W5 ayrışma derecesine sahip volkanitler ve filiş biriminden oluşması ve özellikle 28,50 - 30,00 m derinliklerde tamamen ayrışmış - killeşmiş zeminin yer alması nedeniyle kuyuların açılması sırasında kuyu cidarlarında çökmeler yaşanmıştır. Kuyu cidarlarında meydana gelen bu çökmeleri önlemek için su – bentonit karışımı kullanılarak kuyu açım işlemleri yapılmış olmakla birlikte, bu durum zemin

içerisindeki kılcal boşlukların tıkanmasına ve yeraltı suyu seviyesinin ölçülememesine sebep olmuştur. Gerek arazi çalışmaları gerekse yöre halkından edinilen bilgilere bağlı olarak etüt alanında özellikle belirlenmiş fay hattı boyunca su çıkışlarının olduğu tespit edilmiştir [61], [75].

Etüt alanında kazık uygulamaları sırasında yeraltı suyuna girilmemesinin nedeni, çok - orta derecede ayrışmış kayalarda uzun yıllar boyunca oluşmuş akiferin çok düşük basınçlı olması sebebi ile açılan kuyularda kuyu cidarlarındaki sıvamalara bağlı olarak akifer ortamları kapatılmış ve bu kuyularda yeraltı suyu seviyesi ölçülememiştir.

6.3 Arazi Araştırmaları ve Deneyleri

6.3.1 Arazi İle Laboratuar Çalışma Yöntemlerinin Kısaca Tanıtılması ve Kullanılan Ekipmanlar

Heyelanın meydana geldiği alan ve çevresinde zemin etüt raporunun hazırlanması için 20.01.2016 tarihinde gerçekleşen arazi çalışmalarında etüt alanında Atalay Hidrolik ve D500 sondaj makinaları ile toplamda 330,00 m derinliğinde 6 adet karotlu temel sondajı açılmış, kuyular ilk etapda 66,00 mm T tipi karotiyerle açılarak kuyu tabanına kadar 89,00 mm HQ Muhafaza borusu sürülerek tamamlanmıştır. Daha sonra 76,00 mm (manşonları ile yer yer 84 mm) çapında inklinometre borusu indirebilmek için kuyular 101,00 mm Rockbit ile genişletilmiş ve kayma hareketini ölçmek amacıyla kullanılan inklinometre cihazının kuyu içerisinde ölçüm alması için klavuz inklinometre indirilmiştir. Sondaj yerlerinin koordinatları GPS ile belirlenerek arazide sondajlardan alınan numuneler ilgili bakanlığın onayladığı laboratuarda birtakım deneylere tabii tutulmuştur.

6.3.2 Sondaj Kuyuları

Zemin etüdünün yapıldığı alanda iki kısım halinde açılan toplam 13 adet İnklinometre kuyusu 2 farklı dönemde açılmıştır. İlk dönemde (Eylül - Kasım 2015) açılan (tabloda mavi renkli kuyular) 7 adet kuyudan 2 adeti karotlu temel sondajı olarak açılmış olup, kalan 5 adet kuyu karotsuz olarak tamamlanmıştır. 2. Dönemde (Ocak - Mart 2016) açılan 6 adet kuyunun tamamı karotlu temel

araştırma sondajı niteliğinde açılmış olup sondajlardan alınan karotlara göre kaya türleri sınıflandırılarak jeolojik değerlendirme yapılmıştır. Kuyulardan karot numuneleri alındıktan sonra, kuyular genişletilerek inklinometre boruları indirilmiştir.

Tablo 6.1 Açılan inklinometre kuyularının koordinatları ve kuyuların derinliği [75]

Kuyu No	Koordinat	Kuyu derinliği(m)
İNK1 (YKS-1)	35 S 505215D-4263744K	50
İNK2	35 S 505399D-4263918K	50
İNK3	35 S 505417D-4263712K	50
İNK4	35 S 505480D-4263822K	50
İNK5	35 S 505606 D-4263815K	50
İNK6	35 S 505245D-4263769K	50
İNK7	35 S 505354D-4263707K	50
İNK6	35 S 505610D-4263816K	70
İNK7 (YSK-7)	35 S 505532D-4263844K	60
İNK8	35 S 505483D-4263864K	50
İNK9 (YSK-9)	35 S 505455D-4263806K	50
İNK10 (YSK-10)	35 S 505420D-4263752K	50
İNK11 (YSK-11)	35 S 505301D-4263723K	50

6.4 Arazi Deneyleri

6.4.1 İnklinometre Çalışmaları

Etüt alanında 50,00 - 70,00 m derinlikler arasında açılan kuyularda inklinometre borusu indirilerek kuyu - boru arasına çimento enjeksiyonu uygulanmıştır. Çimentonun priz almasından sonra düzenli aralıklarla inklinometre cihazı ile kuyu içerisinde olası hareket ölçümleri ilgililer tarafından yapılmıştır. Ölçümler 12/12/2015 ile 31/03/2016 tarihleri arasında yapılmış ve 9 adet ölçüm alınarak durumun izlenmesine devam edilmiştir. Zaman/deplasman miktarlarına bağlı grafik çizimleri 1. grupta yer alan İNK-1 ve İNK-2 numaralı kuyulara ve 2. grupta yer alan İNK-6-7-8-9-10 ve 11 numaralı kuyulara ait olup, çalışma alanında yapılan inklinometrik ölçümler değerlendirildiğinde; iki farklı yönde hareketin olduğu belirlenmiştir. İNK-1-7-9 ve 11 numaralı kuyuların inklinometrik okumalarında pozitif yönlü artış; İNK-10 numaralı kuyuların inklinometrik okumalarında ise negatif yönlü bir artışın söz konusu olduğu saptanmıştır.

Tablo 6.2 Çalışma alanında yapılan inklinometrik ölçümlere göre kayma yüzeyi derinlikleri ve iki farklı yöndeki hareket miktarları [75]

Kuyu Adı	Max. Hareketin Meydana Geldiği Tarih	Kayma Yüzeyi Derinliği(m)	Max. Hareket Miktarı(mm)
İNK 7(YSK-7)	31/03/2016	25,00	+8,0
İNK 9(YSK-9)	31/03/2016	15,00	+4,0
İNK 11(YSK-11)	14/03/2016	13,00	+7,0
İNK 10(YSK-10)	31/03/2016	42,50	-4,0
İNK 1(YSK-1)	01/03/2016	2,50	+7,0

6.5 Laboratuvar Deneyleri ve Analizler

Çalışma alanında genel olarak gri renkli - koyu kahverengimsi görünümlü yer yer çok parçalı ve kırıklı, çok ayrışmış, zeminleşmiş (W4 - W5 ayrışma özelliğinde olan) özelliğe sahip Andezit ve Volkan hamuru yer almakta olup, Tüflü seviyelerin tamamen ayrışmış kısımları koyu gri renkli, ince taneli kumlu ve siltli özelliktedir. Anglomeranın altında yer alan Kretase yaşlı Filiş ise sarımsı kahve renkli olup, W5 ayrışma derecesine sahip, tamamen ayrışmış zeminleşmiş bir özelliktedir. Çalışma alanındaki kayma yüzeylerini temsil eden ve tamamen ayrışmış, zeminleşmiş kısımlardan alınan numuneler üzerinde zemin parametrelerinin belirlenmesi deneyleri, üç eksenli basınç deneyleri, kesme kutusu deneyleri yapılmıştır. Ayrıca ayrışmış olan yüzeyler dışındaki birim değişimlerinin gözlendiği seviyelerden de numuneler alınarak kaya birimlerde nokta yükleme ve serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Alınan sonuçlar aşağıdaki **Tablo 6.3**'te sunulmaktadır.

Çalışma alanında yer alan ve genel olarak W4 - W5 ayrışma derecesine sahip birimlerin zeminleşmiş kısımlarının zemin sınıfları genel olarak CL-CH tipinde olduğu belirlenmiştir.

Tablo 6.3 Zemin etüdü alanından alınan numuneler üzerinde yapılan deneyler ve sonuçları [75]

Numune			Doğal su Muhtevası (%)	Doğal Birim Hacim Ağırlık (kN/m3)	Elek Analizi		Atterberg Limitleri			USCS	Nokta Yükleme	Serbest Basınç(Kaya)	Üç eksenli Basınç(UU)		Kesme Kutusu(UU)-REZİDÜEL	
Sondaj Kuyu Adı	Tipi ve Adı	Derinlik (m)			#10 Kalan(%)	#200 Geçen (%)	LL(%)	PL(%)	PI(%)		*Is=kgf/cm2)	*(kgf/cm2)	*Cup(kN/m2)	*Fup(°)	*Cup(kN/m2)	*Fup(°)
İNK-6	CR-	11,50-11,70									7,13					
İNK-6	CR-	26,40-26,60										21,93				
İNK-6	CR-	31,30-31,60	41,58	16,90	0,00	88,61	69,00	22,30	46,70	CH					28,60	3,00
İNK-6	CR-	33,80-34,00	37,23	16,70	0,00	88,30	58,40	24,10	34,30	CH					25,88	4,00
İNK-6	CR-	35,00-35,30	29,91	16,68	0,00	92,99	59,70	20,80	38,90	CH					29,28	3,00
İNK-6	CR-	47,60-47,90										22,67				
İNK-7	CR-	5,50-5,60									5,54					
İNK-7	CR-	10,40-10,45									6,95					
İNK-7	CR-	18,40-18,50	28,67	19,20	0,00	80,33	57,20	25,00	32,20	CH			33,25	6,00		
İNK-7	CR-	29,00-29,60	32,74	16,98	0,00	88,05	63,20	24,00	39,20	CH					25,14	5,00
İNK-7	CR-	31,30-31,60	41,58	16,90	0,00	88,61	69,00	22,30	46,70	CH					28,60	3,00
İNK-7	CR-	32,50-32,70	22,22	18,38	9,88	74,69	55,50	24,70	30,80	CH					13,62	8,00
İNK-7	CR-	39,40-39,50									7,46					
İNK-7	CR-	48,50-48,60									5,64					
İNK-8	CR-	11,00-11,50	22,34	19,96	16,49	60,37	40,20	19,60	20,60	CL			20,80	10,00		
İNK-8	CR-	24,00-24,50	23,21	19,83	17,41	67,86	42,20	21,60	20,60	CL			24,74	9,00		
İNK-8	CR-	27,00-27,30	18,95	19,61	19,61	50,33	39,30	19,60	19,70	CL					14,71	11,00
İNK-8	CR-	28,50-28,80	19,48	19,58	0,00	87,01	41,10	19,00	22,10	CL			39,62	5,00		
İNK-8	CR-	33,00-33,50	20,00	19,40	0,00	85,00	41,00	19,90	21,10	CL			44,78	5,00		
İNK-8	CR-	49,90-50,00									5,52					
İNK-9	CR-	8,00-8,40	27,56	19,27	0,00	91,35	56,60	23,60	33,00	CH			30,93	4,00		
İNK-9	CR-	10,50-11,00	27,74	16,68	0,00	92,26	57,00	23,00	34,00	CH					35,41	3,00
İNK-9	CR-	28,00-28,40	18,79	19,63	20,00	58,18	42,20	17,80	24,40	CL					14,03	10,00
İNK-9	CR-	35,50-35,60									6,21					
İNK-10	CR-	18,00-18,40	27,43	19,23	0,00	91,15	44,20	21,40	22,80	CL			42,65	4,00		
İNK-10	CR-	20,00-21,00	12,30	20,43	54,01	36,10	37,60	18,90	18,70	GC					8,17	18,00
İNK-10	CR-	21,00-21,20									40,51					
İNK-10	CR-	24,00-24,40	20,08	19,47	35,63	50,20	50,20	24,30	25,90	CH					16,75	10,00
İNK-10	CR-	27,50-28,00	25,00	19,56	12,08	60,42	54,20	24,10	30,10	CH			28,43	9,00		
İNK-10	CR-	35,50-36,00	23,49	19,83	14,43	65,44	43,20	20,50	22,70	CL			39,58	8,00		
İNK-11	CR-	10,70-11,00	32,42	19,97	8,24	56,04	45,20	22,30	22,90	CL			19,62	10,00		
İNK-11	CR-	17,80-18,10	21,38	19,71	7,59	57,24	40,50	20,20	20,30	CL			52,42	9,00		
İNK-11	CR-	23,00-23,50	40,00	19,41	0,00	75,00	47,50	23,20	24,30	CL			68,12	6,00		
İNK-11	CR-	39,00-39,50	36,81	19,54	0,00	78,13	46,50	22,50	24,00	CL			70,20	6,00		

6.5.1 Kayaların Mekanik Özelliklerinin Belirlenmesi

Zemin etüt çalışmasında, heyelanın meydana geldiği konut yerleşiminin bulunduğu bölgede yapılmış olan sondaj çalışmalarından alınan numuneler üzerinde nokta yükleme deneyleri ile kaya birimlerinin sahip olduğu dayanım değerleri aşağıdaki **Tablo 6.4**'te gösterilerek değerlendirmesi yapılmıştır.

Tablo 6.4 Tek eksenli basınç ile nokta yükleme direnci arasındaki bağıntı

Kaya Direnci	Tek Eksenli Basınç Direnci(kg/cm^2)	Nokta Yükleme Direnci(I_s) (kg/cm^2)
Çok az	<250	<10
Az	250-500	10-20
Orta	500-1000	20-40
Çok	1000-2000	40-80
Çok Fazla	>2000	>80

Heyelanın meydana geldiği alandaki çalışmalarda, kaya birimlerinin sert ve dayanımlı kısımlarından numuneler alınmış ve nokta yükleme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deney sonuçları aşağıdaki **Tablo 6.5**'de sunulmaktadır. Çalışma alanında yer alan kaya birimlerinin nokta yükleme deney sonuçlarının <10kgf/cm^2olmasından dolayı kaya direnci çok az derecesinde olarak saptanmıştır. Sadece 21,00 - 21,20 m derinlikteki İNK-10 numaralı sondaj kuyusundan alınan numunenin nokta yükleme deney sonucuna göre kaya direnci çok derecede olarak belirlenmiştir.

Tablo 6.5 Nokta yükleme deneyi sonuçları [75]

Numune			Nokta Yükleme
Sondaj Kuyusu	Tipi ve Adı	Derinlik(m)	Is=(kgf/cm^2)
İNK-6	CR	11,50-11,70	7.125
İNK-7	CR	5,50-5,60	5,537
İNK-7	CR	10,40-10,45	6,952
İNK-7	CR	39,40-39,50	7,458
İNK-7	CR	48,50-48,60	5,639
İNK-8	CR	49,50-50,00	5,522
İNK-9	CR	35,50-35,60	6,213
İNK-10	CR	21,00-21,20	40,514

Kayaçların tek eksenli yükleme altında sıkışma ve çekme dayanımlarını belirlemek, malzeme özelliklerini dikkate alarak dayanımlarına göre sınıflandırma yapmak, kayanın anizotropisini saptamak, RMR kaya kütle sınıflaması vb. durumlar da nokta yükleme dayanım indeksi kullanılmaktadır. İki konik uç arasına yerleştirilen kayaç numunesi uygulanan yük ile sıkıştırılarak, yenilme yükü ve boyutlarına bağlı olarak nokta yükleme dayanım indeksi belirlenmektedir [76]. Genel olarak nokta yükleme ($I_{s(50)}$) ve tek eksenli basınç (σ_C) arasında aşağıdaki ampirik bağıntı kullanılmaktadır.

$$I_{s_{(50)}} = \sigma_c x 12 \tag{6.1}$$

Yukarıdaki ampirik bağıntının kullanılması ile elde edilmiş olan tek eksenli basınç mukavemeti değerleri aşağıdaki **Tablo 6.6**'da verilmektedir.

Tablo 6.6 Çalışma alanında yer alan kaya birimlerine ait direkt ve indirekt yöntemlerle hesaplanan tek eksenli basınç dayanımları [75]

Numune			Nokta Yükleme	Tek Eksenli Basınç Dayanımı(kgf/cm^2)	Litoloji
Açılan Sondaj Kuyusu	Tipi ve Adı	Derinlik(m)	I_s(kgf/cm^2)		
İNK-6	CR	11,50-11,70	7.125	85,50	Aglomera
İNK-7	CR	5,50-5,60	5,537	66,44	Aglomera
İNK-7	CR	10,40-10,45	6,952	83,42	Aglomera
İNK-7	CR	39,40-39,50	7,458	89,49	Filiş
İNK-7	CR	48,50-48,60	5,639	67,67	Filiş
İNK-8	CR	49,50-50,00	5,522	66,26	Filiş
İNK-9	CR	35,50-35,60	6,213	74,56	Filiş
İNK-10	CR	21,00-21,20	40,514	486,17	Filiş
İNK-6	CR	26,40-26,60		21,93	Aglomera
İNK-10	CR	47,60-47,90		21,60	Filiş

Tablo 6.6'dan elde edilen veriler değerlendirilerek çalışma alanındaki kaya birimlerinin çok düşük dayanımlı olduğu belirlenmiştir.

Tablo 6.7 Tek eksenli basınç mukavemetine göre kayaç sınıflandırılması [77]

Kayaç Sınıfı	Tek Eksenli Basınç Mukavemeti(kgf/cm^2)
Aşırı Yüksek Dayanımlı	>2000
Yüksek Dayanımlı	2000-1000
Orta Dayanımlı	1000-500
Düşük Dayanımlı	500-250
Aşırı Düşük Dayanımlı	<250

6.6 Mühendislik Analizleri ve Değerlendirmesi

6.6.1 Bina – Zemin İlişkisinin İrdelenmesi

Etüt alanında yapılan sondajlarda mühendislik parametrelerinin belirlenebilmesi için RMR sınıflaması yapılmış olup, yapılan sınıflama sonuçlarının değerlendirilmesi aşağıda verilmiştir.

C ve φ değerlerinin hesaplanması:

RMR sınıflama sistemine göre kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (φ) değerlerinin hesaplanması ile bu sistemin oluşturulabilmesi amacıyla RQD (kaya kalite göstergesi), çatlak sıklığı (süreksizlik aralığı), tek eksenli basınç ve nokta yükleme değerleri kullanılmıştır.

Aglomera volkanik kökenli olup bir kayaç olup, daha çok volkan bombalarının şekil olarak tamamen yuvarlaklaşmamış ve sıcaklığın da etkisi ile iyi derecede çimentolanması sonucu oluşmuş volkanik tüftür.

Filiş, şely, çamurtaşı, kiltaşı ve marn gibi ince taneli sedimanlar ile kumtaşı gibi daha iri taneli sedimanların ardalanması şeklinde oluşan, içeriğinde yer alan kumtaşları sebebi ile belli oranlarda kil malzemesi de bulunduran çökellerdir.

Kaya Birimi: AGLOMERA

Sınıflama Parametreleri ve Puanları

Tablo 6.8 RMR kaya kütlesi sınıflama sistemi [78]

1	Kaya malzemesinin dayanımı	Nokta yükü dayanım indeksi	> 10 MPa	4-10 MPa	24 MPa	1-2 MPa	Düşük aralıklar için tek eksenli dayanım		
		Tek eksenli sıkışma dayanımı	>250MPa	100-250MPa	50-100MPa	25-50MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
	Puan		15	12	7	4	2	1	0
2	Kaya kalite göstergesi,RQD(%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Puan		20	17	13	8	3		
3	Süreksizlik aralığı		>2m	0.6-2m	200-600mm	60-200 mm	<60mm		
	Puan		20	15	10	8	5		
4	Süreksizlik koşulu		Çok kaba yüzeyler Sürekli değil Ayrılma yok Sert eklem yüzeyleri	Az kaba yüzeyler Ayrılma <1 mm Sert eklem yüzeyleri	Az kaba yüzeyler Ayrılma <1 mm Yumuşak eklem yüzeyleri	Sürtünme izli yüzeyler veya fay dolgusu <5 mm veya 1-5 mm açık eklemler, sürekli eklemler	Yumuşak fay dolgusu >5 mm kalınlıkta veya açık eklemler >5 mm devamlı süreksizlikler		
	Puan		30	25	20	10	0		
5	Yeraltı-suyu	Tünelin 10m'lik kısmından gelen su	Yok	10lt/dk	< 25 lt/dk	25-125 lt/dk	>125 lt/dk		
		Eklemdeki su basıncı / ORANI / En büyük asal gerilme	Veya 0	Veya 0.0-0.1	Veya 0.1-0.2	Veya 0.2-0.5	Veya >0.5		
		Genel koşullar	Tamamen Kuru	Nemli	Islak	Damlama	Su akışı		
	Puan		15	10	7	4	0		

Kaya Sınıfları ve Puanları [78]

Sınıf No.	I	II	III	**IV**	V
Tanımlama	Çok iyi	İyi	Orta	**Zayıf**	Çok zayıf
Puan	100-81	80-61	60-41	**40-21**	<20

Kaya Sınıflarının Bazı Özellikleri [78]

Sınıf No.	I	II	III	**IV**	V
Ortalama desteksiz kalabilme süresi	15 m açıklık için 20 yıl	10 m açıklık için 1 yıl	5 m açıklık için 1 hafta	**2.5 m açıklık için 10 saat**	1 m açıklık için 30 dakika
Kaya kütlesinin kohezyonu (kPa)	>400	300-400	200-300	**100-200**	< 100
Kaya kütlesinin içsel sürtünme açısı(φ)	>45	35-45	25-35	**15-25**	<15

Kaya Birimi: FİLİŞ

Sınıflama Parametreleri ve Puanları [67]

Tablo 6.9 RMR kaya kütlesi sınıflama sistemi [78]

1	Kaya malzemesinin dayanımı	Nokta yükü dayanım indeksi	> 10 MPa	4-10 MPa	24 MPa	1-2 MPa	Düşük aralıklar için tek eksenli dayanım		
		Tek eksenli sıkışma dayanımı	>250MPa	100-250MPa	50-100MPa	25-50MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
	Puan		15	12	7	4	2	1	0
2	Kaya kalite göstergesi,RQD(%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Puan		20	17	13	8	3		
3	Süreksizlik aralığı		>2m	0.6-2m	200-600mm	60-200 mm	<60mm		
	Puan		20	15	10	8	5		
4	Süreksizlik koşulu		Çok kaba yüzeyler Sürekli değil Ayrılma yok Sert eklem yüzeyleri	Az kaba yüzeyler Ayrılma <1 mm Sert eklem yüzeyleri	Az kaba yüzeyler Ayrılma <1 mm Yumuşak eklem yüzeyleri	Sürtünme izli yüzeyler veya fay dolgusu <5 mm veya 1-5 mm açık eklemler, sürekli eklemler	Yumuşak fay dolgusu >5 mm kalınlıkta veya açık eklemler >5 mm devamlı süreksizlikler		
	Puan		30	25	20	10	0		
5	Yeraltı-suyu	Tünelin 10m'lik kısmından gelen su	Yok	10lt/dk	< 25 lt/dk	25-125 lt/dk	>125 lt/dk		
		Eklemdeki su basıncı / ORANI / En büyük asal gerilme	Veya 0	Veya 0.0-0.1	Veya 0.1-0.2	Veya 0.2-0.5	Veya >0.5		
		Genel koşullar	Tamamen Kuru	Nemli	Islak	Damlama	Su akışı		
	Puan		15	10	7	4	0		

Kaya Sınıfları ve Puanları [78]

Sınıf No.	1	II	III	**IV**	V
Tanımlama	Çok iyi kaya	İyi kaya	Orta kaya	**Zayıf kaya**	Çok zayıf kaya
Puan	100-81	80-61	60-41	**40-21**	<20

Kaya Sınıflarının Bazı Özellikleri [78]

Sınıf No.	I	II	III	**IV**	V
Ortalama desteksiz kalabilme süresi	15m açıklık için 20 yıl	10m açıklık için 1 yıl	5m açıklık için 1 hafta	**2.5m açıklık için 10 saat**	1m açıklık için 30 dakika
Kaya kütlesinin kohezyonu (kPa)	>400	300-400	200-300	**100-200**	< 100
Kaya kütlesinin içsel sürtünme açısı	>45	35-45	25-35	**15-25**	<15

Tablo 6.10 Kayaç kütle sınıflaması (RQD) ile kitle faktörü arasındaki bağlantı [79]

Kayaç Kalite Sınıflaması	RQD(%)	Kitle Faktörü (j)
Çok Zayıf	**0-25**	**<0,2**
Zayıf	25-50	0,2
Orta	50-75	0,2-0,5
İyi	75-90	0,5-0,8
Çok iyi	90-100	0,8-1,0

RMR ile GSI (Jeolojik dayanım indeksi) arasındaki bağıntıya göre, RMR≥23 ise, GSI=$RMR_{89} - 5$ ile hesaplanır. Fakat çalışma alanındaki kaya birimlerinin RMR değeri 21 olarak bulunmuştur. $RMR_{89} < 23$ ve $RMR_{76} < 18$ koşullarında Bieniawski'nin 1976 ile 1989 sınıflamaları kullanılamamış olup, bu durumda Q sisteminin kullanılması ile parametreler belirlenmiştir.

GSI değerinin kolay bir şekilde belirlenmesi amacıyla Hoek tarafından verilen öneride jeolojik tanımlamalar da dikkate alınmakta olup, eklemli kaya kütleleri, oluşumunda yer alan kaya parçalarının bağlayıcı özelliklerine (bloklu, çok bloklu, parçalı) göre sınıflandırılırken yüzey koşullarının birlikte ele alındığı Q bağıntısı aşağıdaki gibi olmaktadır [80].

$$Q' = (RQD J_r)/(J_n J_a) \tag{6.2}$$

Burada,

RQD= kaya kütle sınıflaması

J_n= eklem takımı sayısı

J_r= eklem pürüzlülük sayısı

J_a= eklem ayrışma sayısı

Yukarıdaki bağıntı çalışma alanında yer alan kaya birimlere uygulanmış ve,

$$Q'_{aglomera} = 0{,}0625 \tag{6.3}$$

olarak belirlenmiştir.

İnceleme alanında yer alan filiş birimi aglomera ile benzer özellik gösterdiğinden $Q'_{filiş}$=0,0625 alınmış ve bu değerler GSI değerlerinin belirlenmesinde aşağıdaki bağıntıda kullanılmıştır.

$$GSI = 9 \ln Q' + 44 \tag{6.4}$$

Q''nün minimum değeri formüle göre 0,0208 olup, ezilmiş kaya zonunu temsilen yaklaşık GSI=9'a karşılık gelmiştir.

Çalışma alanında yer alan aglomera ve filiş kaya birimlerinin GSI değerleri = 15 alınmış ve kaya kütlesinin etkin makaslama dayanımı parametrelerinin hesaplanması için aşağıdaki yöntem kullanılmıştır.

Aglomera için m_i= 20; Filiş birimine ait m_i=11 alınmıştır.

Tablo 6.11 m_i parametresinin belirlenmesi [80]

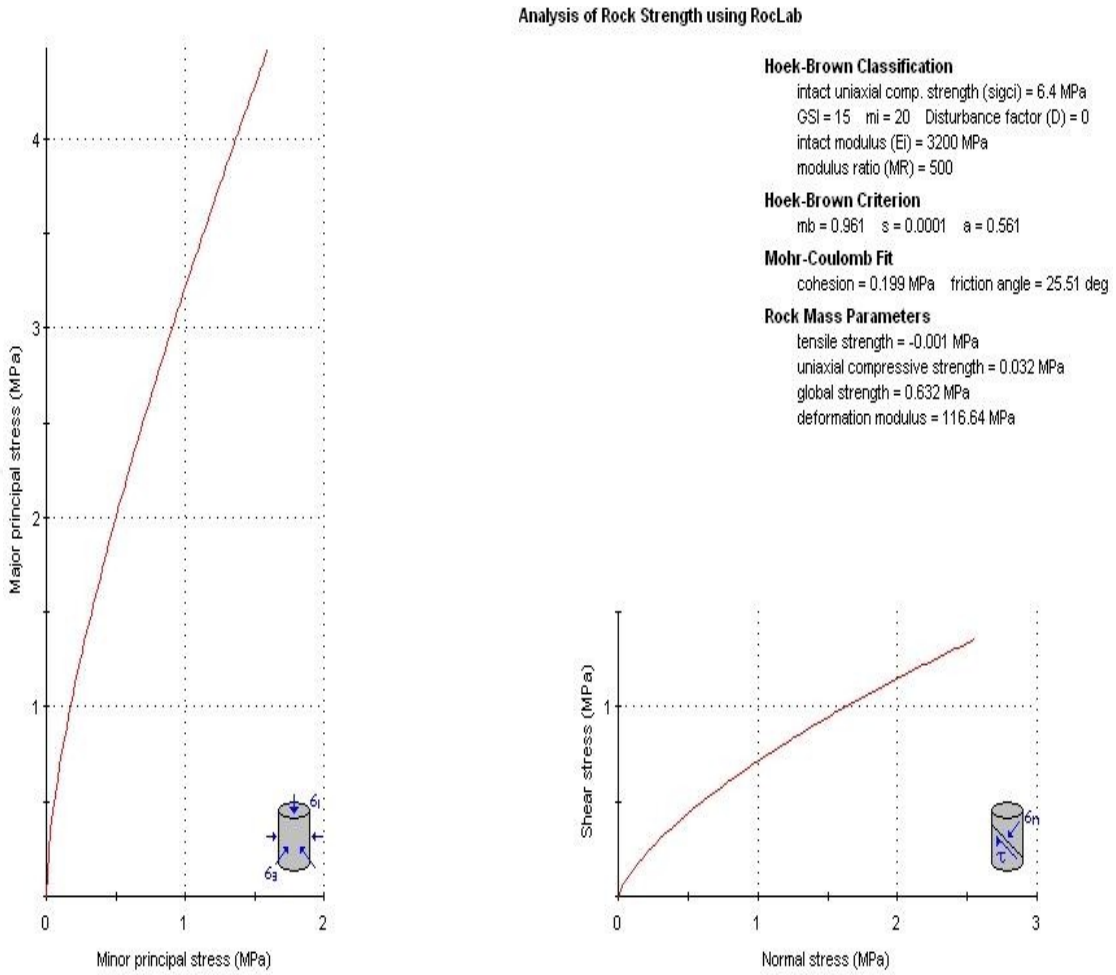
Kaya türü	Sınıf	Grup	İri	Orta	İnce	Çok ince
SEDİMANTER	Klastik		Konglomera (22)	Kumtaşı (19)	Silttaşı (9)	Kiltaşı (4)
				← Grovak → (18)		
	Klastik Olmayan	Organik		← Tebeşir Taşı → (18)		
				← Kömür → (18)		
		Karbonatlı	Breş (20)	Sparitik Kireçtaşı (10)	Mikritik Kireçtaşı 8	
		Kimyasal		Jips (16)	Anhidrit (13)	
METAMORFİK	Foliasyonsuz		Mermer (9)	Hornfels (19)	Kuvarsit 24	
	Düşük foliasyonlu		Migmatit (30)	Amfibolit 31	Milonit (6)	
	Foliasyonlu*		Gnays 33	Şist (10)	Fillit (10)	Sleyt 9
MAĞMATİK	Açık Koyu		Granit (33) Granodiyorit (30) Diyorit (28) Gabro 27 Norit 22	Dolerit (19)	Riyolit (16) Dasit (17) Andezit 19 Bazalt (17)	Obsidyen (19)
	Püskürük piroklastik		Aglomera (20)	Breş (18)	Tüf (15)	

Gözlemlere dayalı bir şekilde kazı davranışı geri analizi dikkate alınarak zayıf kaya birimlerinde tek eksenli basınç dayanımının σ_c<100 kgf/cm^2 olduğu ortamlarda kaya yenilme parametreleri RocLab programında değerlendirilmiştir. Aşağıdaki **Şekil 6.5** ve **Şekil 6.6**'da yer alan grafiklerde, analizden elde edilen veriler sunulmaktadır.

Kullanılan parametreler;

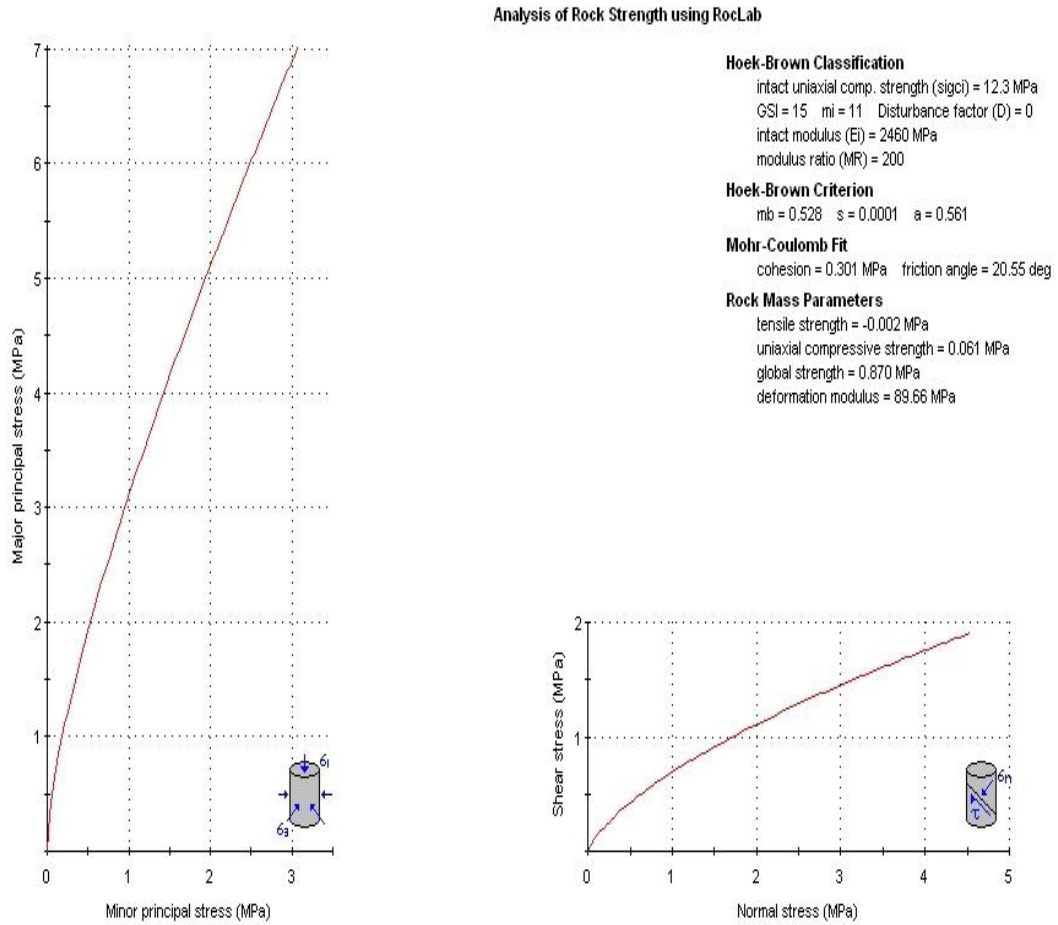
$m_{i(aglomera)} = 20$; GSI=15; $\sigma_{c(ort)} = 6{,}423$ Mpa $= 64{,}23$ kg/cm^2

$m_{i(filiş)} = 11$; GSI=15; $\sigma_{c(ort)} = 12{,}341$ Mpa $= 123{,}41$ kg/cm^2



Şekil 6.5 Jeolojik dayanım indeksi (GSI) ve m_i ye bağlı aglomera biriminin yenilme parametrelerinin roclab programında hesabı [75]

Şekil 6.5'e göre çalışma alanında yer alan Aglomera biriminin yenilme parametreleri; kohezyon; c= 0,199 MPa ve içsel sürtünme açısı; Ø= 25,51° olarak saptanmıştır.



Şekil 6.6 Jeolojik dayanım indeksi (GSI) ve mi ye bağlı filiş biriminin yenilme parametrelerinin roclab programında hesabı [75]

Şekil 6.6'dan çalışma alanında yer alan Filiş biriminin yenilme parametreleri; kohezyon ; c= 0,301 MPa ve İçsel Sürtünme açısı; Ø= 20,55° olarak belirlenmiştir.

Tablo 6.12 Mühendislik parametreleri [75]

Litoloji	Tek eksenli basınç deneyi(ortalama) kg/cm^2	GSI puanı	φ(İçsel Sürtünme Açısı, °)	C (kohezyon) kg/cm^2
Aglomera	64,23	15	25,51	1,99
Filiş	123,415	15	20,55	3,01

6.7 Kaya Değerlendirmesi

6.7.1 Kaya Türleri Sınıflaması

Çalışma bölgesinde genel olarak gri – koyu kahverengimsi renkli yer yer parçalı kırıklı, çok ayrışmış, zeminleşmiş (W5 ayrışma özelliğinde olan) Andezit ve volkan hamuru yer almaktadır. Tüflü seviyelerde tamamen ayrışmış kısımları koyu gri renkli ince taneli kumlu ve siltli özellikte olup, aglomeranın altında bulunan Kretase yaşlı filiş ise sarımsı kahverenkli olup, W5 ayrışma derecesinde tamamen ayrışmış zeminleşmiş özellikte bulunmuştur.

6.7.2 Oturma Durumu

Etüt alanında yapılan incelemeler neticesinde tamamen zeminleşmiş (W4 - W5) kaya birimlerinin olması nedeni ile oturma önemsiz görülmüştür.

6.7.3 Sıvılaşma Durumu

Etüt alanının kaya olmasından dolayı sıvılaşma riski söz konusu olmamıştır.

6.7.4 Kazı Güvenliği ve Önerilen Önlemler

Temelin oturduğu alanın eğiminin %15 - %30 arasında olması bakımından yarma kazıya girilmesi gerekmiş ve yarma kazısı esnasında yüzey akmaları ve kaymalarının görülebilecek olmasından zayıf zonun iksa yapıları ile desteklenmesi uygun görülmüştür.

6.7.5 Heyelan

Evka-5 Heyelan sahasında kayma derinliğini tespit etmek amacıyla 2 kısımda tamamlanan eritmeli (karotsuz) ve karotlu bir şekilde sondaj kuyuları açılarak inklonemetrik çalışmalar yapılmıştır. 1. kısımda yer alan çalışmalarda derinlikleri 50 m olan, toplamda 350 m'lik 7 kuyu açılmıştır. 1. kısımda yapılan sondaj çalışmalarından sadece İNK-1(YSK-1) ve İNK-2 kuyuları karotlu açılmış, diğer kuyular eritmeli (karotsuz) açılmıştır. 2. Kısımda yer alan inklinometrik çalışmalar kapsamında İNK-6: 70,00 m, İNK-7(YSK-7): 60,00 m; İNK-8=50 m; İNK-9 (YSK-9)=50 m; İNK-10(YSK-10)=50 m ve İNK-11(YSK-11)=50 m olarak açılmış olup, bu kuyulara inklinometre boruları indirildikten sonra, ilgililer tarafından inklinometre

cihazıyla hareket ölçümleri alınmıştır.

Karotlu açılan sondajlardan heyelanın kayma dairesinden numuneler alınmış ve dayanım parametrelerini tespit etmek için laboratuvara gönderilmiştir. Ayrıca açılan 6 kuyu daha sonra genişletilerek inklinometre boruları indirilmiş ve kuyu cidarı ile boru arasına çimento enjeksiyonu yapılmıştır. Kuyularda çimento enjeksiyonunun kabul edilebilir priz alma süresi sonrasında belirlenen aralıklar ve zaman dilimlerinde inklinometre cihazı ile düzenli olarak hareket ölçümü alınmıştır.

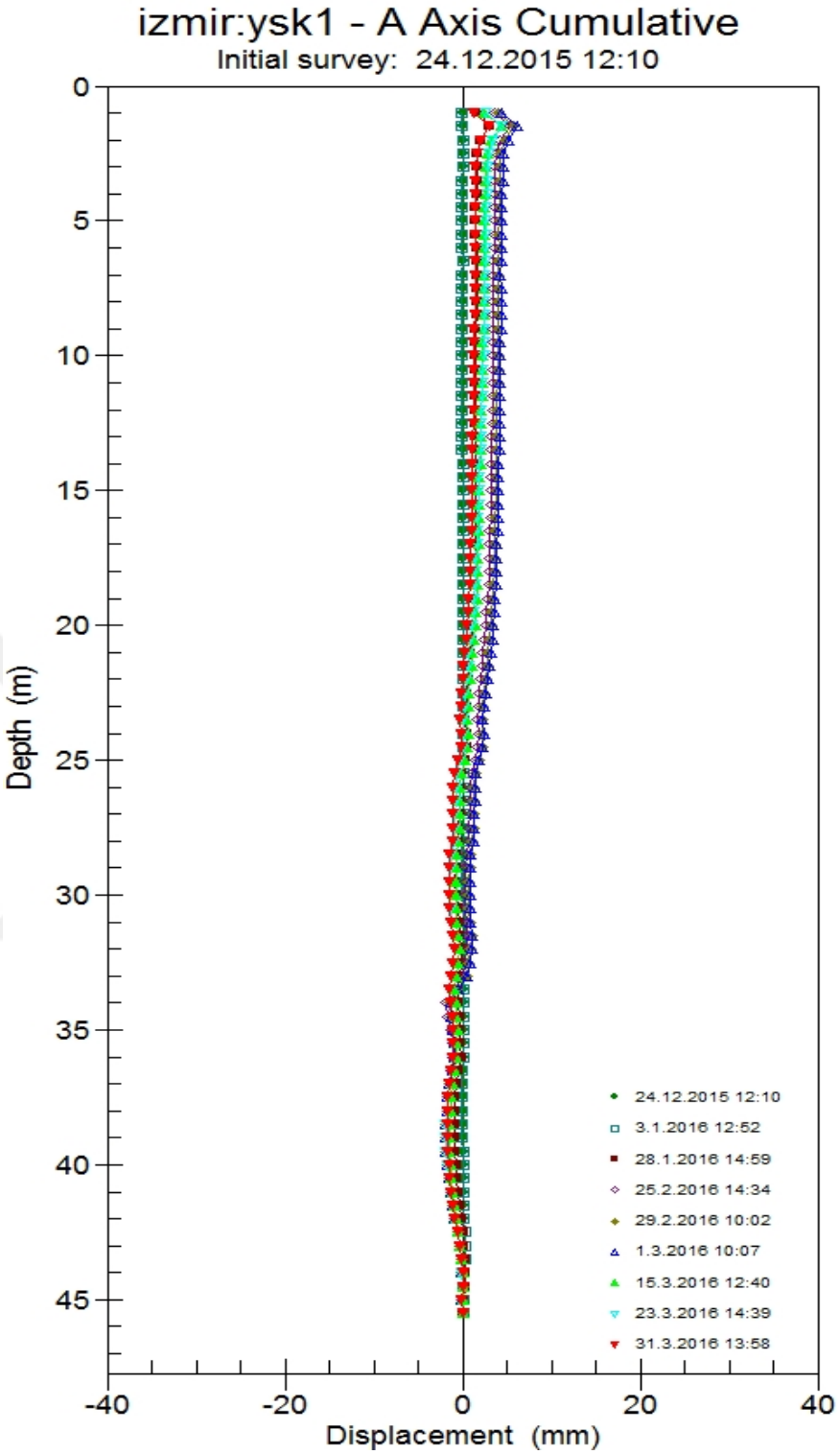
Ölçümler 12/12/2015 ile 31/03/2016 tarihleri arasında 9 ölçüm alınarak izlenmiştir. Zaman/Deformasyon miktarlarına bağlı olarak alınan ölçümlerin sonuçları aşağıda değerlendirilmiştir.

Tablo 6.13 İnklinometre kuyularından alınan ölçümlere göre maksimum hareket miktarı [75]

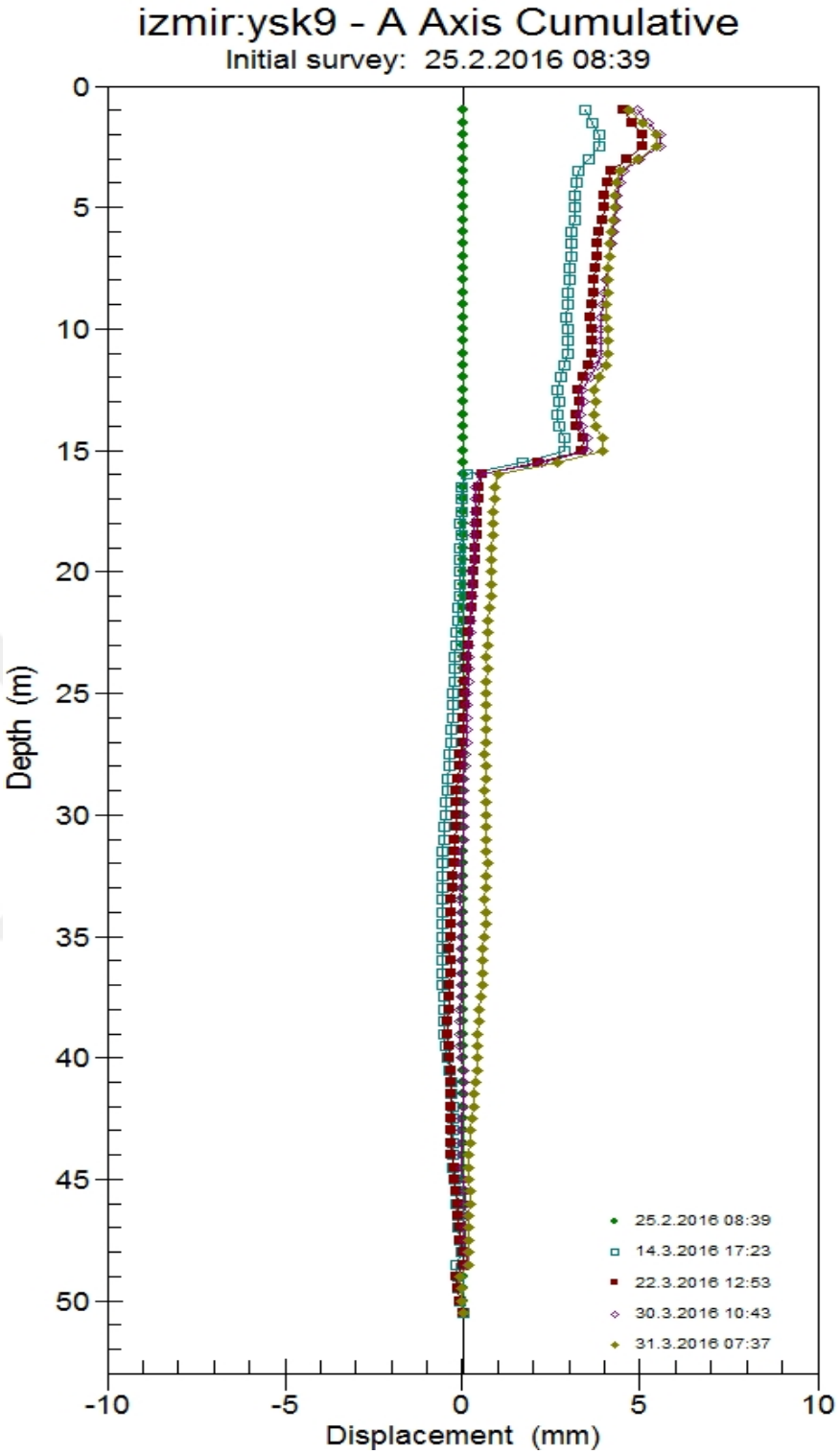
Kuyu Adı	Maksimum Hareketin Olduğu Tarih	Kayma Yüzeyi Derinliği(m)	Maksimum Hareket Miktarı(mm)
İNK-7(YSK-7)	31.03.2016	25,00	+8,0
İNK-9(YSK-9)	31.03.2016	15,00	+4,0
İNK-11(YSK-11)	14.03.2016	13,00	+7,0
İNK-10(YSK-10)	31.03.2016	42,50	-4,0
İNK-1(YSK-1)	01.03.2016	2,50	+7,0

Çalışma alanında yapılmış olan inklinometrik okumalarda YSK-1 kuyusunda 24/12/2015 ile 31/03/2016 tarihleri arasında toplam 9 adet okuma yapılmış ve 2,50 m derinlikte maksimum okuma (+)7,0 mm olarak belirlenmiştir. YSK-9 kuyusunda 25/02/2016 ile 31/03/2016 tarihleri arasında toplam 5 okuma yapılmış ve 15,00 m derinlikte maksimum okuma (+)4,0 mm olarak belirlenmiştir. YSK-7 kuyusunda 24/02/2016 ile 31/03/2016 tarihleri arasında toplam 5 okuma

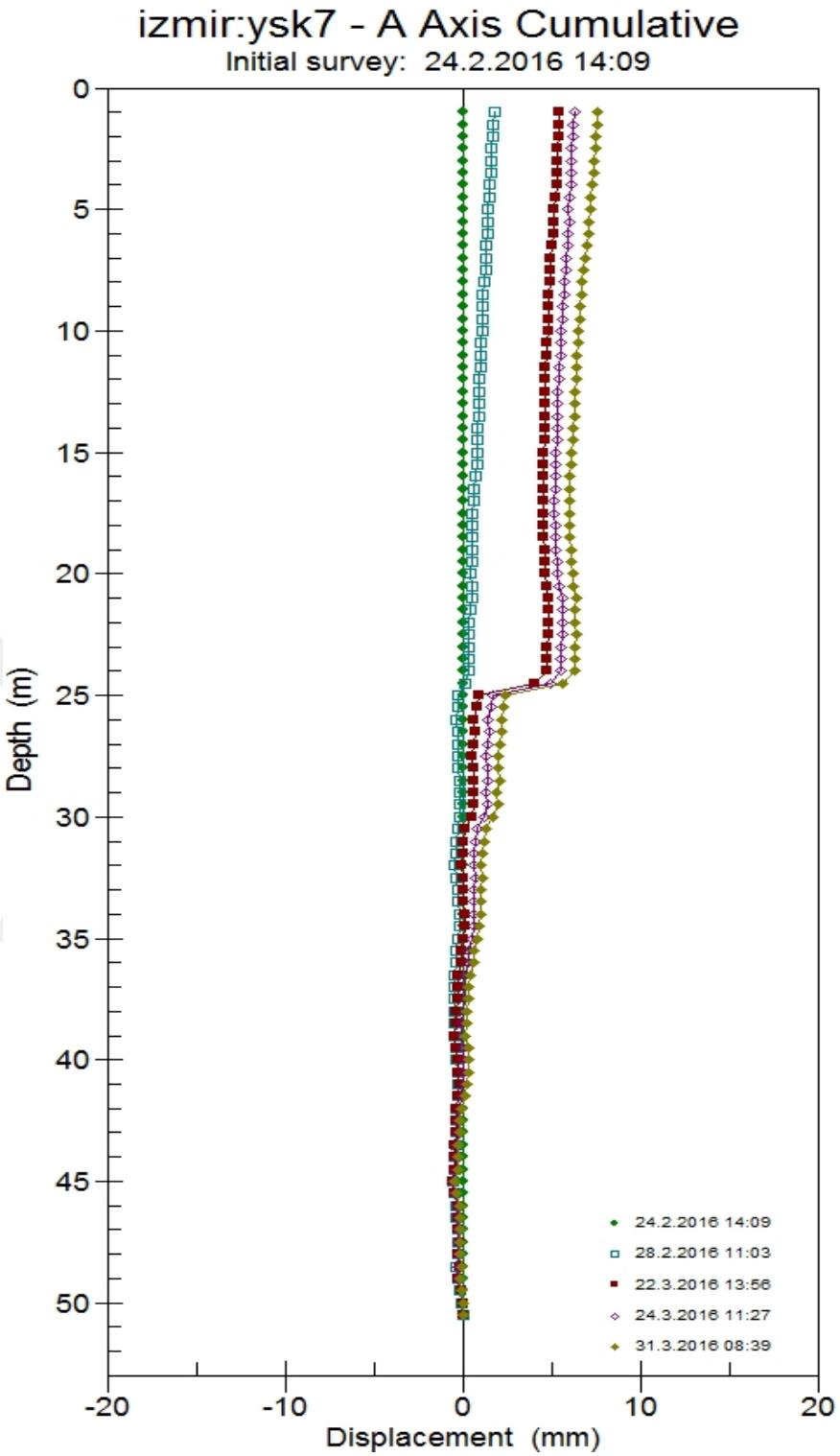
yapılmış ve 25,00 m derinlikte maksimum okuma (+)8,0 mm olarak belirlenmiştir. YSK-10 kuyusunda 22/03/2016 ile 31/03/2016 tarihleri arasında toplam 3 okuma yapılmış ve 42,50 m derinlikte maksimum okuma (-)4,0 mm olarak belirlenmiştir. YSK-11 kuyusunda 24/12/2015 ile 31/03/2016 tarihleri arasında toplam 4 okuma yapılmış ve 13,00 m derinlikte maksimum okuma(+)7,00 mm olarak belirlenmiştir. Aşağıdaki **Şekil 6.7**, **Şekil 6.8**, **Şekil 6.9**, **Şekil 6.10** ve **Şekil 6.11**'de inklinometre okumaları verilmektedir [75].



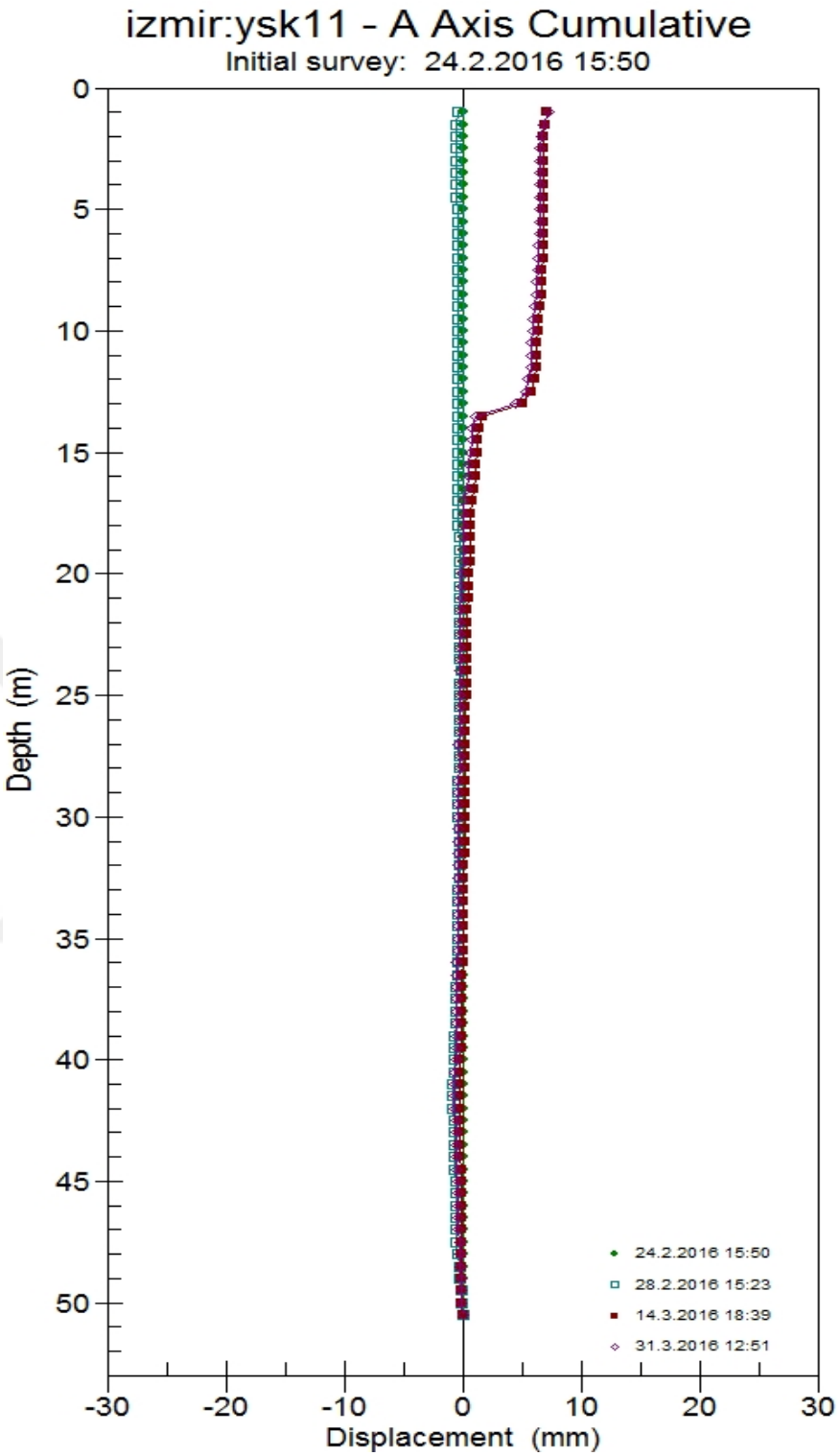
Şekil 6.7 Heyelan alanındaki inklinometre kuyusu ve ölçümü (YSK-1) [75]



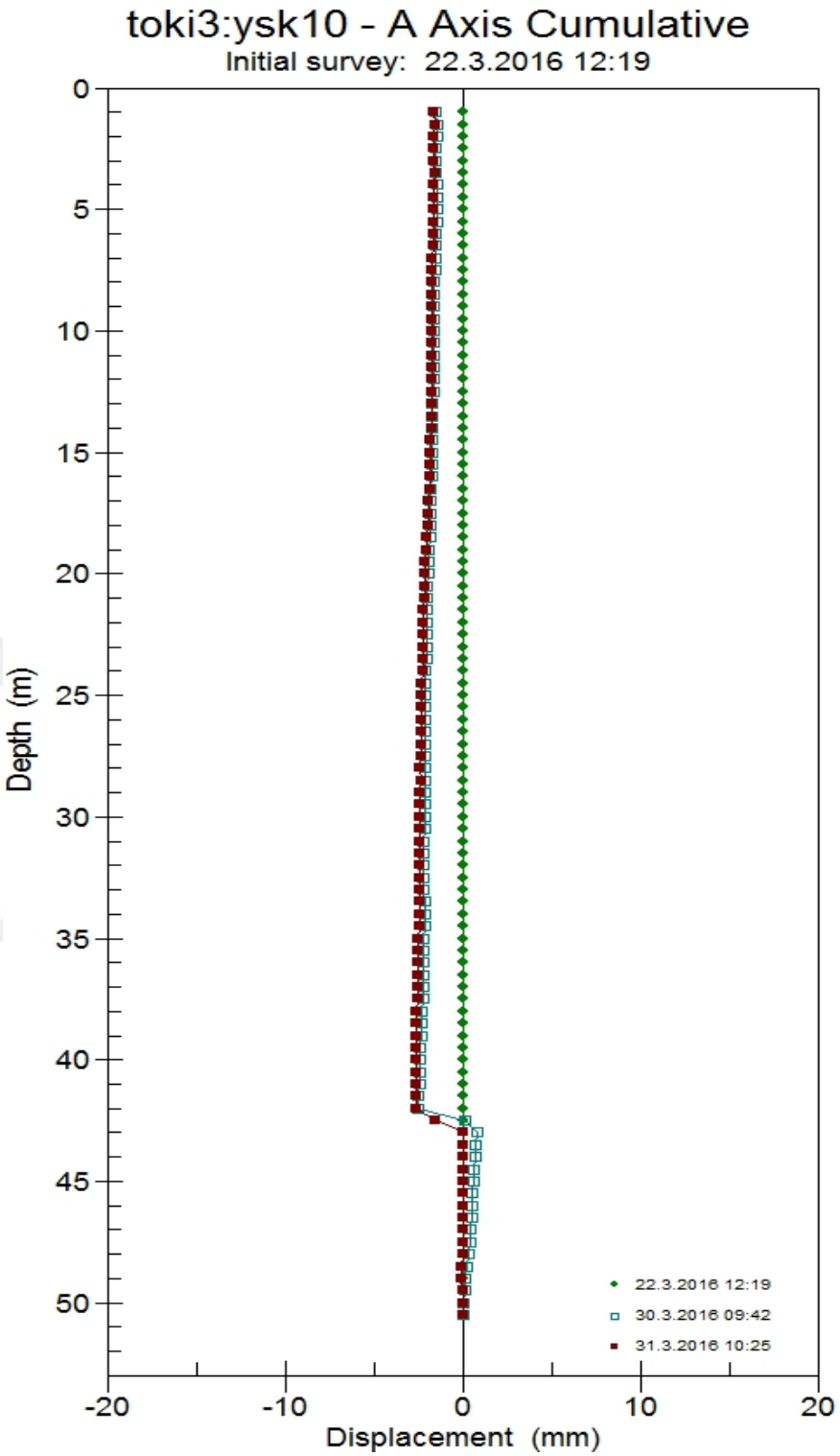
Şekil 6.8 Heyelan alanındaki inklinometre kuyusu ve ölçümü (YSK-9) [75]



Şekil 6.9 Heyelan alanındaki inklinometre kuyusu ve ölçümü (YSK-7) [75]



Şekil 6.10 Heyelan alanındaki inklinometre kuyusu ve ölçümü (YSK-11) [75]



Şekil 6.11 Heyelan alanındaki inklinometre kuyusu ve ölçümü (YSK-10) [75]

Şev duraylılık analizleri için ilgili arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilen sonuçlar neticesinde belirlenmiş olan jeoteknik ve zemin – kaya birimlerine ait parametreleri dikkate alan ve (kayma mukavemeti, zemin – kaya elastisite modülü ve Poisson oranı vb.) sonlu elemanlar yöntemini kullanan, Phase2 (Plastic Hybrid Analysis of Stress for Estimation of Support, Rocscience, 2010) adlı bilgisayar programı ile çözümler yapılmıştır [81]. Temel olarak, sonlu elemanlar yönteminde (FEM), süreklilik durumu nod adı verilen noktalarla (düğüm noktaları) birleşen elemanlar kullanılarak tanımlanır. Bu çalışmada kapsamında yer alan modeller, 6 adet düğüm noktasına sahip ve homojen dağılım gösteren 100 adet ağ elemanına bölünerek nümerik analizler gerçekleştirilmiş ve süreksizlik içeren çatlaklı kaya kütleleri için geliştirilmiş Hoek - Brown bağıntıları da kullanılmıştır. Genel olan Hoek - Brown Ölçütü ile sonlu elemanlar yöntemi (FEM) kullanılarak yapılan analizler için gerekli diğer parametreler aşağıdaki **Tablo 6.14**'te verilmektedir. Çalışma alanında Z-Z' hattı boyunca jeolojik kesit alınarak (**Şekil 6.12**), Phase 2 programında yatay yönde maksimum hareket miktarı analizi yapılmıştır.

Tablo 6.14 Genelleştirilmiş Hoek - Brown Ölçütü Dikkate Alınarak Nümerik Analizlerde Kullanılan Kaya Birimleri ve Kaya Kütle Özellikleri (SRF=1)

Kaya Tipi	Kaya Malzeme Özellikleri			Kaya Kütle Özellikleri		
Aglomera	Birim Hacim Ağırlık: 0.0170 MN/m^3			Poisson Oranı: 0.3		
	m_i	Sigmaci (MPa)	Young Modülü (MPa)	GSI	s	mb
	20	6.4	2000	15	0	0.8
Filiş	Birim Hacim Ağırlık: 0.01900 MN/m^3			Poisson Oranı: 0.3		
	m_i	Sigmaci (MPa)	Young Modülü (MPa)	GSI	s	mb
	11	12.3	2000	15	0	0.66



Şekil 6.12 Z – Z' hattına ait jeolojik kesiti [75]

6.8 Bölüme Dair Değerlendirmeler ve Yapılan Çalışmalar

Heyelan sonrasında yapılmış olan zemin etüd raporu çalışmaları Bölüm 6.7'ye kadar ki başlıklarda açıklanmış olup, konu ile ilgili değerlendirmeler aşağıda ifade edilmektedir.

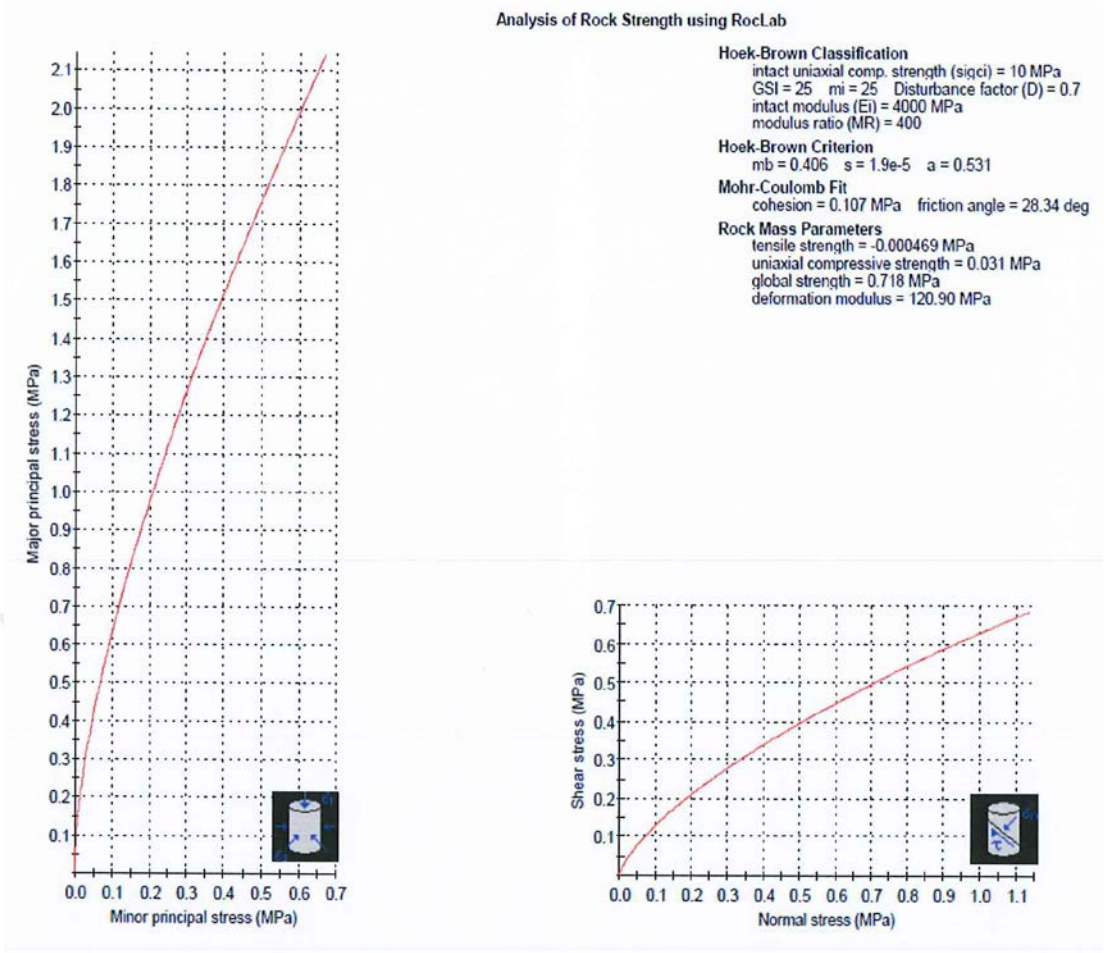
Blokların yer aldığı sahada kayma yüzeylerinin aglomera(andezit-volkan hamuru-tüf) formasyonu içerisinde ve/veya bu tabakanın alt sınırını teşkil eden filiş formasyonu ara yüzünde olduğu, ayrıca ilgili sondaj loglarında kayma yüzeylerinin bulunduğu derinliklerde RQD değerlerinin sıfır, kaya kalite indeksinin ise W5(ileri derece ayrışmış kayaç) olarak tanımlandığı belirlenmiştir. Detaylı bir şekilde yapılmış olan araştırmalar neticesinde yer altı su seviyesinin ölçümü tam olarak yapılamamış olmakla birlikte yer yer sızıntı niteliğinde su bulunduğu tespit edilmiştir. 2015 Mayıs ayı başında meydana gelen heyelanda inklinometrik ölçümlerde deformasyonun günlük 1mm miktarında arttığı gözlenmiş, ancak Ağustos ayında deformasyon hızında önemli bir azalmanın meydana gelmesi sebebi ile inklinometre kuyularında ölçümlerin yapılmasına önlemler sonrasında da devam edilmesi gerekliliği hasıl olmuştur.

Yapılan arazi gözlem ve çalışmaları ile arazide açılan sondaj kuyularından alınan karot numuneler üzerinde laboratuvar ortamında yapılan deneysel çalışmalar neticesinde zemin ve kaya birimlerine ait mühendislik parametreleri, zemin mukavemet değerleri ve mekanik özellikleri belirlenmiş ve bu doğrultuda heyelanı önleyecek zemin iyileştirme yöntemi belirlenerek projelendirme ve uygulama çalışmalarına başlanmıştır.

Sahada yapılan arazi gözlemleri ve inklinometre ölçümlerinden arazi kesitleri oluşturulmuş ve geri analiz ile kesitlerde stabilite analizleri yapılmıştır. Güvenlik sayısının 1.20'nin altında kaldığı kayma daireleri belirlenerek zemin parametreleri seçilmiş ve heyelanın meydana geldiği alan ile ilgili değerlendirmeler yapılmıştır. Hesaplarda kullanılacak idealize zemin parametreleri aşağıdaki **Tablo 6.15**'de verilmektedir [75].

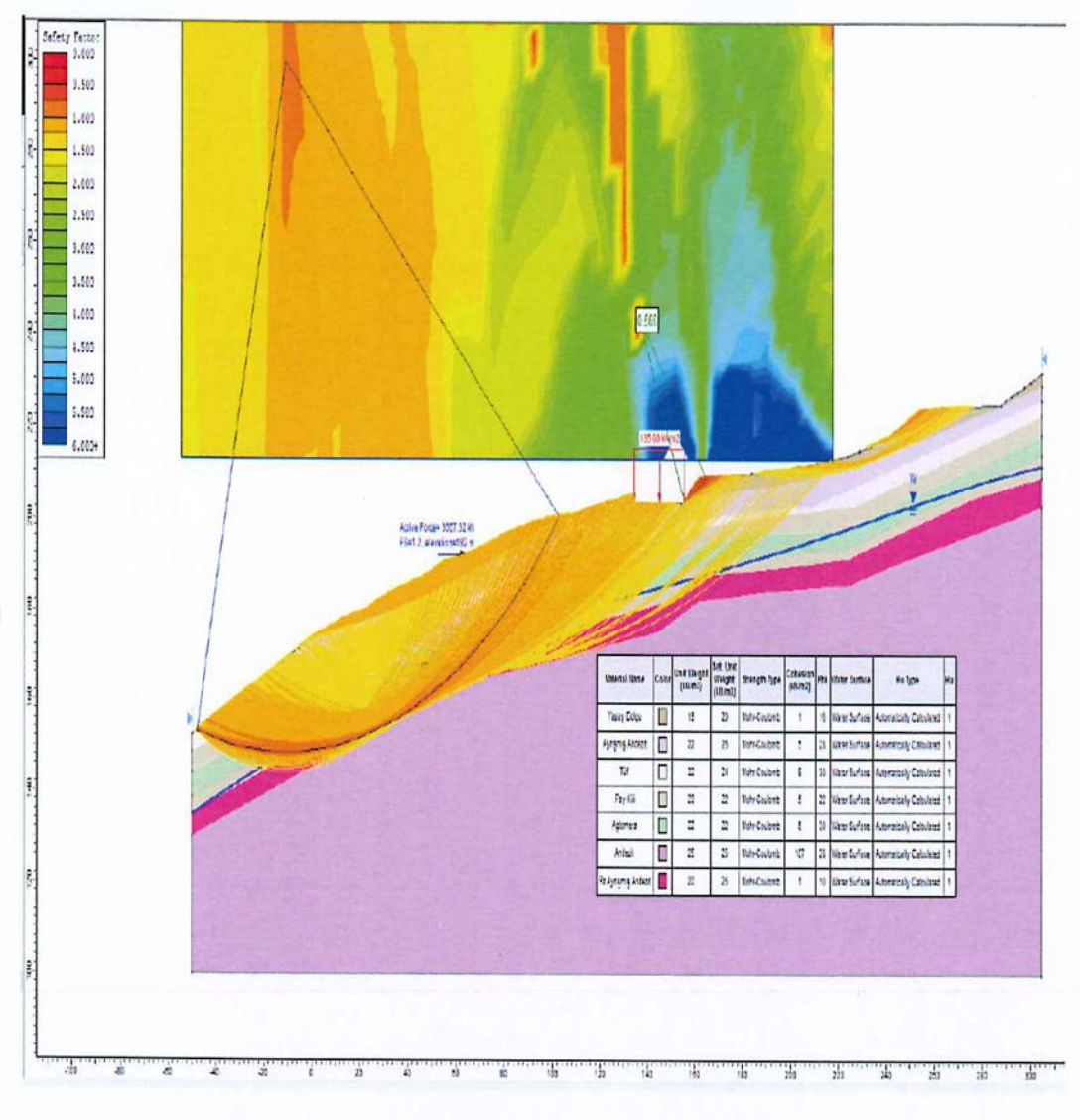
Tablo 6.15 Arazide barek kazığın imal edildiği zemin tabaklarına ait parametreler [75]

Birim Adı	Birim Hacim Ağırlığı(γ)(kN/m^3)	Kohezyon(c) (kN/m^2)	İçsel Sürtünme Açısı(φ)	Model
Yapay Dolgu	19	1	16	Mohr-Coulomb
Ayrışmış Andezit	22	5	28	Mohr-Coulomb
Tüf	22	8	30	Mohr-Coulomb
Fay Kili	20	5	22	Mohr-Coulomb
Aglomera	22	5	30	Mohr-Coulomb
Rz Andezit	20	1	10	Mohr-Coulomb
Andezit	25	107	28	Mohr-Coulomb



Şekil 6.13 RocLab programında orta ayrışmış andezit birimi için bulunan zemin parametreleri [75]

İdealize zemin parametrelerine göre mevcut durumda güvenlik katsayısının 1.20'nin altında kaldığı koşullar için Slide programında geri analiz yöntemi uygulanarak, eşdeğer kuvvet ve kayma daireleri (**Şekil 6.15**) belirlenmiş ve statik hesaplarda eşdeğer kuvvet 3.567,32 kN/m olarak elde edilmiştir [75].



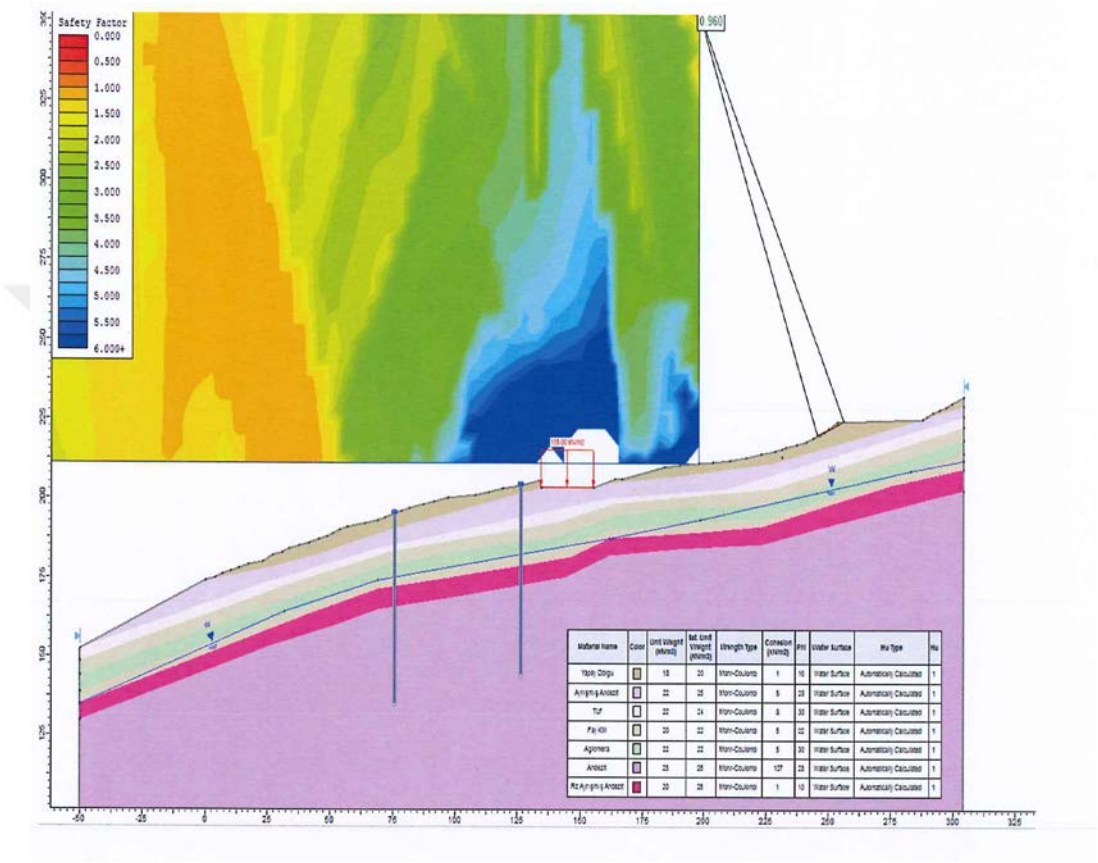
Şekil 6.14 Güvenlik sayısının 1.20 olma durumundaki geri analiz [75]

6.9 Heyelan Önleme Projesi Hesapları

Slide programında geri analiz yönteminden elde edilen zemin parametreleri kullanılarak imal edilmesi düşünülen heyelan kazıklarının stabilite analizleri yapılmış ve heyelan hareketini durdurmak için geri analiz yöntemi sonucundan elde edilen eşdeğer kuvveti karşılayacak şekilde 55,00 - 60,00 m derinliğinde baret kazıkların kullanılması ile ön tasarım yapılmıştır. Kazıkların blok önlerine ve şev yatağına yerleştirilmesi ön görülerek baret kazıkların PLAXİS 2D ile modellenmesi

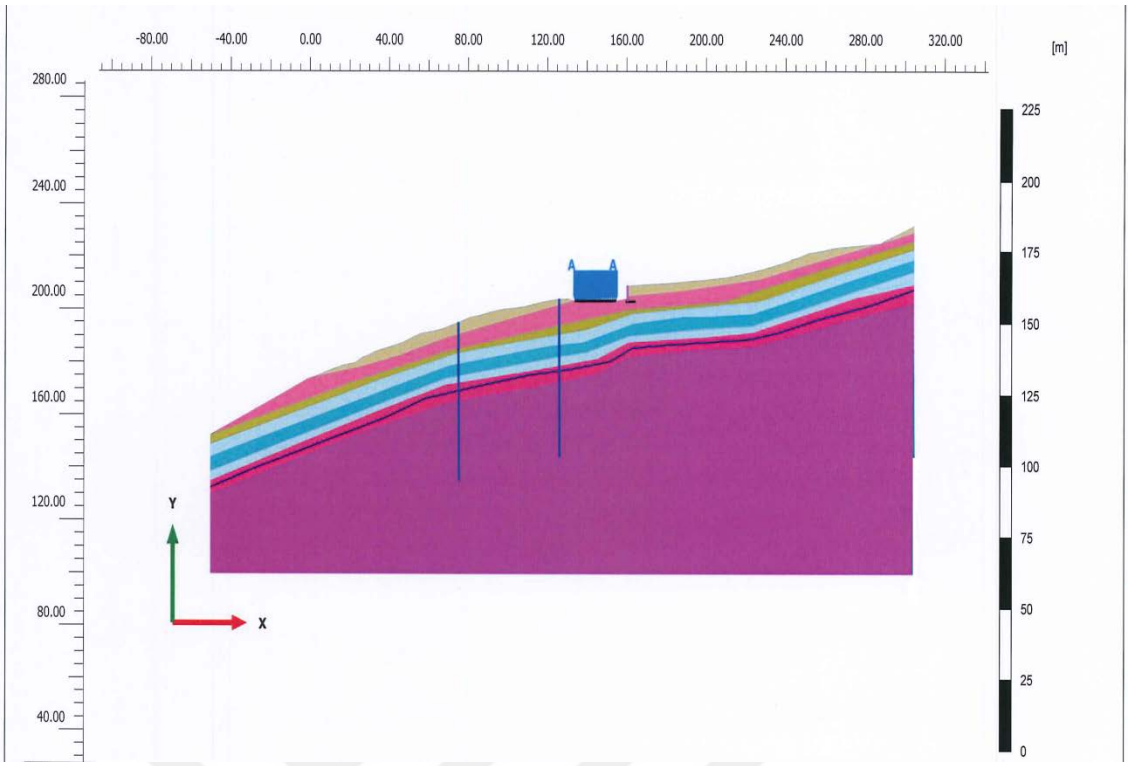
gerçekleştirilmiştir. Heyelan alanında sırasıyla Slide, PLAXİS 2D ve Sap2000 Programları ile analiz sonuçları karşılaştırılmıştır.

Slide Analizi: Slide programında baret kazıklar kullanılarak stabiliteyi kontrol amaçlı analizler yapılmıştır.



Şekil 6.15 Slide programında GS=1.20 koşulundaki analiz [75]

Plaxis 2D Analizi: PLAXİS programında sistem yeniden modellenerek baret kazık yapılması durumunda kazıklarda meydana gelmesi muhtemel deformasyon ve kesit tesirleri belirlenmiştir. **Şekil 6.16**'da PLAXİS 2D ile oluşturulan model yer almaktadır.



Şekil 6.16 PLAXİS 2D ile oluşturulan zemin modeli ve kazıkların konumu [75]

SAP2000 Analizi: Slide programından elde edilen eşdeğer kuvvete bağlı olarak baret kazıklarda kesit tesirlerini saptamak amacıyla statik durum için analiz yapılmış ve baret kazık yapımında kullanılacak betonun dayanım sınıfı, donatının cinsi ve miktarı belirlenmiştir.

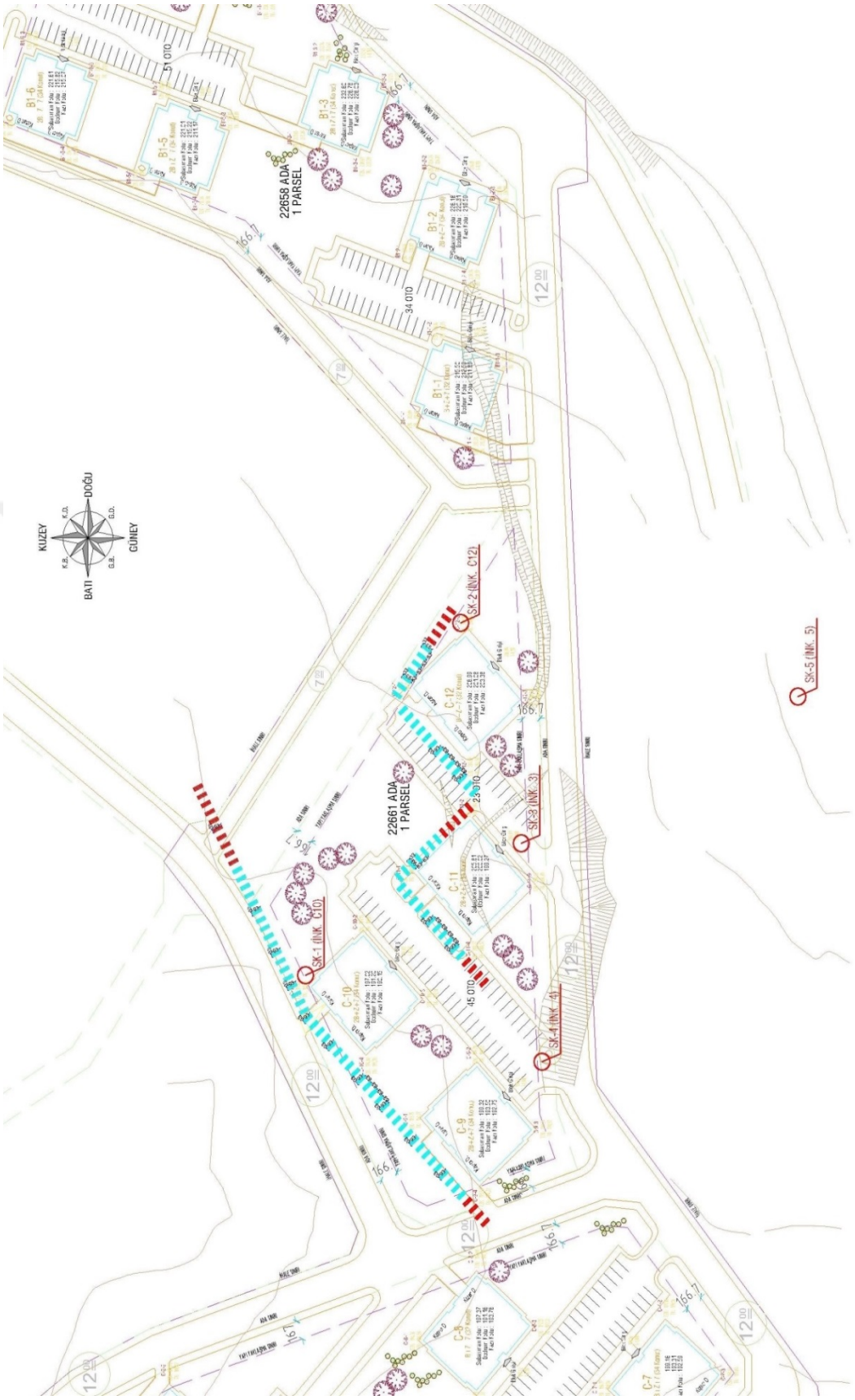
Yapılmış olan analizlerden elde edilen sonuçlar doğrultusunda, 55,00 - 60,00 m boyunda ve 2,80 / 1,00 m ebatlarında, beton sınıfı C35 ve çelik sınıfı S420 (donatı) baret kazıkların imal edilmesi uygun görülmüştür. Bunun yanı sıra heyelan sahasında belli aralıklarda birkaç ay boyunca inklinometrik ölçümlerin özellikle yağışların sık görüldüğü zamanlarda devam etmesi de uygun görülmüştür.

6.10 Heyalan Sahasında Yapılan İmalat Çalışmaları

Heyelanın meydana geldiği bölgede yapılan zemin etüd çalışmaları ve sondajlardan elde edilen ilk bilgiler ışığında binaların önlerine ve şev yatağına boyları 26 m ile 45 m uzunluğunda değişen 100.00cm çaplı çift sıra fore kazık imal edilmesi öngörülmüştür. Fakat yapımı başlamış olan fore kazık imalatının heyelana engel olmadığı, inklinometre kuyularında yapılan ölçümlerden tespit edilmiş ve baret kazık imalatı ile heyelanın durdurulabileceğinden yola çıkılarak ilk etapta 73 adet 60.00 m uzunluğunda baret kazık imal edilmiştir. Baret kazıkların boyutları 2.80 / 1.00 m olarak seçilmiştir. Vaziyet planı ve baret kazık yerleşimi **Şekil 6.17**'de verilmektedir.

Kullanılacak malzemelerin imalat öncesi, imalat aşaması ve imalat sonrası aşamalarındaki kontrolleri uygun ekipmanlar kullanılarak yapılmış olmakla birlikte, ayrıca kazı işlemi, donatı kafesi hazırlanması, donatının yerleştirilmesi ve betonlama işlemi kontrolleri de yapılarak kalite kontrolü sağlanmıştır.

Kazık başına etkiyen yükün büyüklüğü ile fore kazık imalatında özellikle taban kayaya soketleme imalatındaki zorluklar sebebi de göz önüne alındığında heyelanın durdurulması için baret kazıklarla çözüm yapılması en uygun sonuç olarak değerlendirilmiştir.



Şekil 6.17 Heyelanın meydana geldiği yerleşim bölgesine ait vaziyet planı [75]



Şekil 6.18 Kazı makinası ile kuyu açılması [63]



Şekil 6.19 Donatı kafesinin hazırlanması [63]



Şekil 6.20 Donatı kafesinin kuyuya indirilmesi [63]



Şekil 6.21 Tremie boruları vasıtası ile betonlama işlemi [63]



Şekil 6.22 Gidaj duvarı imalatı [63]

7
Geoteknik Mühendisliğinde Sonlu Elemanlar Yönteminin Kullanımı

7.1 PLAXİS'in Tanımı

PLAXİS programı Delft Teknik Üniversitesi'nde Hidroloji Bölümü'nde 1987 yılında Hollanda'daki akarsu önüne yapılmış setlerin sonlu elemanlar yöntemi ile çözümü için kullanılmaya başlanmıştır. Teknolojik gelişmelerle birlikte bilgisayarlı analiz programlarına duyulan ihtiyaçlara da bağlı olarak geoteknik mühendisliğinde farklı alanlarda ve farklı amaçlar için de kullanılmaya başlanmış olup, 1993 yılında gelişen çalışmalar sonucunda PLAXİS bir firma olarak ortaya çıkmıştır.

PLAXİS programının kullanım amacı geoteknik mühendisliğinde herhangi bir dizayn çalışmasında yapılacak olan uzun hesaplamaları en kısa şekilde çözümlemeyi sağlamaktır. Geoteknik mühendisliğinde problemlerin çözümünde kullanılan hesap yöntemlerinin uzunluğu sebebi ile PLAXİS programını araştıran merkez konu üzerinde etkili olarak nitelendirilecek çözümler geliştirmişlerdir. Yapılan araştırmalar ve çalışmalar sonucunda dünyanın birçok yerinde genel olarak geoteknik mühendisleri tarafından kullanılan bir dizayn ve analiz programı olmuştur. Program birçok üniversite tarafından desteklenmekle birlikte özellikle İnşaat Mühendisliği Araştırma ve Kod Üretme Merkezi (CUR Center For Civil Engineering Research & Codes) tarafından da destekleniyor olması ile başarılı çalışmalar yürütülmektedir.

Deformasyon ve stabilite analizleri için sonlu elemanlar yönteminin (FEM) kullanılması PLAXİS programının çalışma prensibini oluşturmaktadır. Modellemelerin CAD çizimi ile yapılabilmesine bağlı olarak daha gerçekçi ve detaylı sonuçların ortaya çıkması söz konusudur. Çizim ile oluşturulan model geometride sonlu elemanlar ağı otomatik bir şekilde program tarafından oluşturulurken, program kullanıcıları sonlu elemanlar ağına müdahale edip istedikleri nokta ya da çizgi etrafında veya herhangi bir alanda ağı sıkıştırabilmektedirler.

SEPRA tarafından geliştirilerek kullanılan üçgen şeklindeki ağ sisteminde, program kullanıcıları 6 veya 15 düğümlü sonlu elemanlar ağı ile çalışabilmektedirler. Zemin ile yapı arasındaki etkileşimin sağlanabilmesi için "Interface" olarak tanımlanan ara eleman kullanılmakta olup istinat duvarları, tünel kuyusu ve diğer narin yapı elemanları için "Beam" elemanı tanımlanmaktadır.

Destek ve ankraj modellemesinde elastoplastik yay elemanı olan "Anchors", tünel tasarımları için özel olarak hazırlanmış "Tunnel" ve çekme elemanı olarak da "Geotextiles" menüleri program içerisinde bulunan menülerdendir.

Zeminlerde modelleme yapılırken "Mohr-Coulomb" modeli kullanılabildiği gibi programın kullanıcıları ikincil konsolidasyon sebebi ile meydana gelen oturmayı da dikkate alan "Cam-Clay", "Hardening Soil Model" ya da "Soft Soil Creep Model"i de kullanabilmektedirler.

PLAXİS programında "phi-c reduction" analizi kullanılarak güvenlik fakötürünün (FS) tespit edilmesi de sağlanmaktadır. Her bir adımdaki FS (factor of safety) tespit edilebilmektedir.

PLAXİS programında belirli bir zamana ya da boşluk suyu basıncının minimum olacağı seviyeye ulaşılıncaya kadar ki zamana göre konsolidasyon oturması analizleri de yapılabilmektedir. Ayrıca "Automatic load stepping" düğmesi ile otomatik yük artım değerini dikkate alan analiz de yapılabilir.

PLAXİS programı ile yapılan analizlerin sonuçları grafikler şeklinde de görülebilmektedir.

7.1.1 PLAXİS Programında Modelleme Özellikleri

Çözümlenmesi istenen problemlerde öncelikli olarak probleme uygun geometriye sahip modeli oluşturmak gerekmektedir. Gerçek bir geometri modeli noktalardan, çizgilerden ve hücrelerden oluşurken, içinde farklı parametrelerden oluşan zemin tabakalarını, yapı elemanlarını, bu elemanların inşa aşamalarını ve yüklerini de bulundurmalıdır. Çözüme yönelik olarak elde edilen sonuçların etkilenmemesi için modelin eterli geniş sınırları olmalıdır. Modelin geometrisini oluşturan üç ana etken aşağıda açıklanmaktadır.

Noktalar: Çizgilerin başlangıç ve bitişlerini oluşturan elamlar olup, bunun yanı sıra ankraj ve nokta kuvvetler gibi durumların belirtilmesi için de kullanılmaktadırlar.

Çizgiler: Model geometrinin fiziksel olan sınırlarını, süreksizlik durumunu, tabakaların bir birinden ayrılabilmesini ve yapının inşa aşamalarını belirlemek amacıyla kullanılırlar.

Hücreler: Etrafı çizgilerle kapatılan alanlar hücre olarak isimlendirilmektedir. PLAXIS programı, model geometrisi için çizgilerin oluşturulması meydana gelen alanı hücre olarak tanımlar. Hücre içinde yer alan zemin homojen olduğundan, zemin tabakasını oluşturan her parçacık hücre olarak düşünülebilir. Bu nedenle hücrelere etkiyen durumlar hücre içinde yer alan bütün elemanlara etkimektedir.

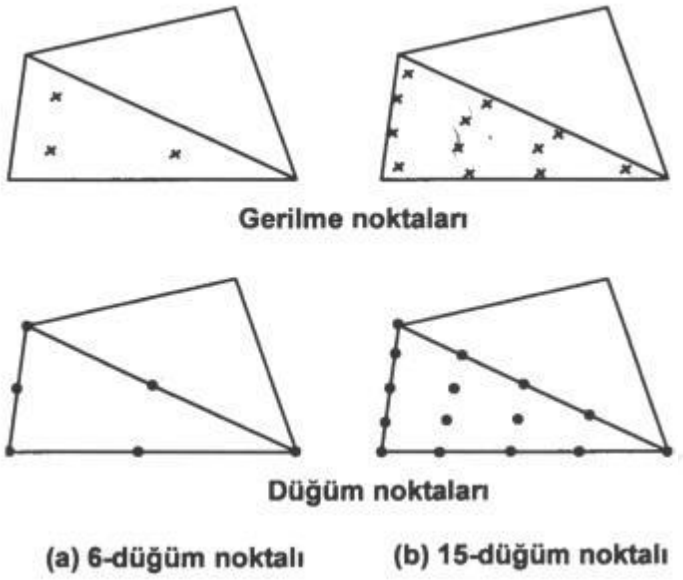
Model oluşturulması ile sonlu elemanlar modeli (FEM) hücre ve çizgilerin bileşimi ile birlikte program tarafından otomatik olarak algılanarak oluşturulur. Sonlu elemanlar ağını oluşturan bileşenlerden sadece üçü ayırt edilebilir. Bunlar aşağıda açıklanmaktadır.

Elemanlar: Sonlu elemanlar ağı oluşturulurken hücreler otomatik olarak üçgen elemanlara bölünür. PLAXİS programında üçgen elemanlar 15 düğümlü olmakla birlikte ayrıca 6 düğümlü de olabilmektedir. Program kullanıcıları aynı sonlu elemanlar ağında 15 düğümlü elemanlara göre yapılan çözümlerin 6 düğümlü elemanlara göre daha detaylı ve daha esnek olduğunu, fakat hesaplamaların daha uzun bir zaman aldığını bilerek hareket etmelidir.

Düğüm Noktaları: Üçgen elemanlar 15 ve 6 düğüm noktalı olabilirler. Üçgen elemanların sahip olduğu düğüm noktalarını gösteren şema **Şekil 7.1**'de gösterilmektedir. Sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan hesaplarda yer değiştirmeler düğüm noktalarında hesaplanır ve yük – yer değiştirme eğrilerini elde etmek için bu noktalar önceden de seçilebilir.

Gerilme Noktaları: Yer değiştirmelerin aksine, gerilmeler düğüm noktaları yerine her biri Gauss diye tanımlanan noktalarda hesaplanmaktadır. **Şekil 7.1**(a)' da 15 düğüm noktalı üçgen elemanda 12 gerilme noktası oluşurken **Şekil 7.1**(b)'de gösterilen 6 düğüm noktalı üçgen eleman 3 gerilme noktasına sahip olmaktadır.

Gerilme izlerini ve/veya gerilme - şekil değiştirme eğrilerini oluşturmak amacıyla gerilme noktaları önceden de seçilebilmektedir.



Şekil 7.1 Düğüm - Gerilme Noktaları Arasındaki İlişki [82]

7.2 Sonlu Eleman Tipleri

7.2.1 Plak Eleman

Plaklar (Plate); eğilme ve normal rijitliğe sahip olan yapısal elemanları modellemede kullanılmaktadırlar. Bu elemanların yardımı ile duvar etkileri, döşeme, kazık gibi tasarımlar modellenebilmektedir.

Plakların malzeme özelliklerinden en önemli parametreler eğilme rijitliği (EI) ile eksenel rijitliktir (EA). Bu iki parametre dikkate alınarak eşdeğer kalınlık d_{eq} aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilmektedir.

$$d_{eq} = \sqrt{12(EI/EA)} \tag{7.1}$$

Plak elemanlar PLAXİS 2D programında elasto plastik davranış sağlamaktadırlar ve bu elastik davranış aşağıdaki parametrelerle ifade edilmektedir.

EA_1= Normal rijitlik

EA_2= Düzlem dışındaki rijitlik

EI= Eğilme rijitliği

N= Poisson oranı

Her düğüm noktasında üç serbestlik derecesine sahip çizgisel elemanlar plak elemanları oluşturmaktadır. Düğümlerdeki serbestlik derecelerinden ikisi düşey ve yatay doğrultudaki yer değiştirmeler (u_x) ve (u_y) iken bir diğeri de x-y eksenindeki dönme durumudur. Plak elemanlarda dönmeye bağlı olarak kesme kuvveti ve eğilme rijitliği davranışı oluşmaktadır. Bunun yanı sıra eksenel kuvvet uygulandığı zaman elemanın boyutlarında değişiklikler de olabilmektedir. Plak elemanlar maksimum eğilme momenti ve eksenel kuvvete ulaşıldığında, elemanlar elastik davranıştan plastik davranışa geçmiş olur ve böylece plastik davranış söz konusu olabilecektir.

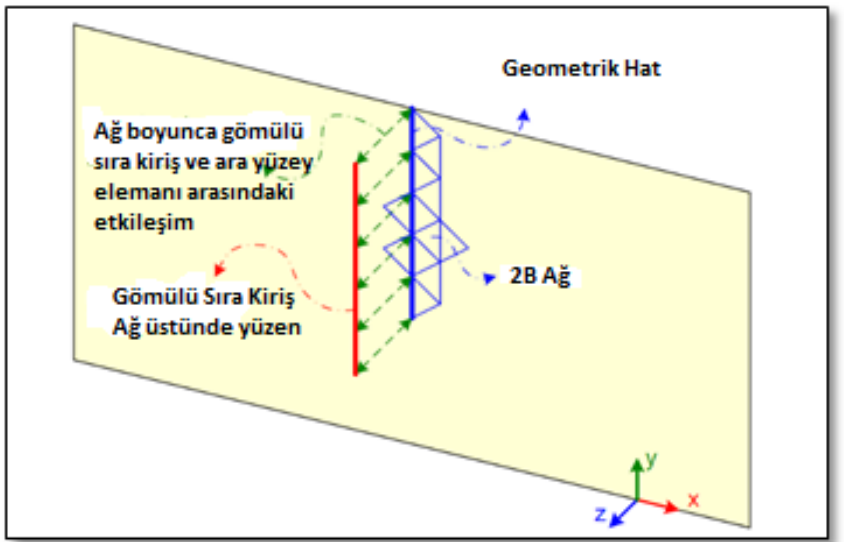
7.2.2 Gömülü Sıra Kiriş (Embaded Beam Row) Eleman

Sonlu elemanlar (FEM) yöntemi zemin mekaniği problemlerinin çözümü noktasında kullanışlı bir sayısal analiz programı olmakla birlikte, kazık grupları, ankrajlar ve benzeri yapısal elemanların gerçeğe en yakın şekilde doğru analiz edilebilmesi için üç boyutlu (3B) modellenmelidir. Fakat üç boyutlu modellemenin ve analizlerin değerlendirilmesi zorluğu kullanıcıları iki boyutlu (2B) analizlere yönlendirmektedir. İki boyutlu (2B) sonlu elemanlar analizinde dairesel kesitli kazıklar plak elemanlarla modellenmekte ve kazık – zemin etkileşimini modellemek için de ara yüzey elemanlar kullanılmaktadır. Bu durumda iki boyutlu analiz ile kazık – zemin etkileşiminin düzlem şekil değiştirmeye bağlı olarak modellenemeyeceği ortaya çıkmaktadır. Gerçeğe yakın sonuçların elde edilebilmesi için bir ara yüzey tanımının yapılması gerektiğinden son yıllarda zemine gömülü sıra kiriş elemanlar geliştirilmiştir. Bu şekilde eleman sayısı azaltılarak zaman açısından ekonomi sağlanmakta ve zemin içindeki kazık ve benzeri yapısal elemanların kesit tesirlerinin de belirlenmesi mümkün kılınmaktadır.

Gömülü sıra kiriş elemanlar, kazık ile kazığın çevresindeki ve ucundaki zeminin etkileşimini ara yüzeylerle modellemektedir. Gömülü sıra kiriş elemanları yaklaşımı, üç boyutlu kazık ve benzeri sıralı elemanların davranışını iki boyutlu

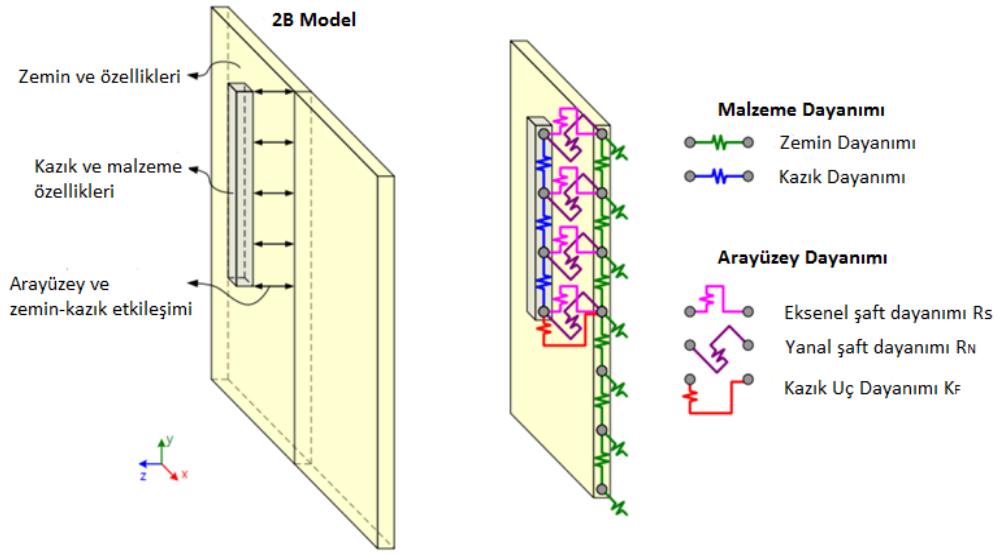
düzlem – gerilme modeli ile çözebilmek için düzlem dışında kalan kazıkların da göz önüne alınmasını sağlayan basit bir yaklaşımdır. Dolayısıyla sürekli olan sonlu elemanlar ağından farklı olarak gömülü sıra kiriş elemanlar iki boyutlu ağda olmayan fakat ağ üzerine eklenip çözümlenmektedir. Bu elemanda düzlem dışında ve içinde tanımlanan ara yüzey elemanları ile kiriş ve çevresindeki zeminin yanı sıra kiriş alt ucundaki zemin ile etkileşim de dikkate alınmaktadır. Etkileşimin gerçeğe yakın olabilmesi için modellemede kazıklardaki, kazık uç ve çevre direnci ile kazık aralıkları gibi parametreler hesaplama öncesi veri girişi olarak verilmektedir.

Kazıkların çevresinde oluşması muhtemel deplasman ve gerilme durumlarını gerçeğe yakın olacak şekilde üç boyutlu analizlerle modellemek gerektiğinden iki boyutlu analizler gerçekçi sonuçlar vermemektedir. Bu nedenle iki boyutlu düzlem - gerilme analizinde düzlem dışında kalan kirişlerin de çözümlenmesi için iki boyutlu (2B) gömülü sıra kiriş elemanı yaklaşımından yararlanılmaktadır. Düzlem dışındaki ara yüzeyler, kiriş ile kirişin altında yer alan zemin elemanları ile bağlantı kurup, düzlem dışındaki ortalama zemin deplasmanları, zemin elemanlarının deplasmanları olarak kabul edilmektedir. Kiriş ise kazık grubu dışındaki tekil kazıkların düzlem dışı deformasyonlarını ifade etmektedir. Ara yüzeyin rijitliği, kazık ile zeminin yük transferi sırasında meydana gelen karşılıklı deplasmanları arasındaki farka bağlı olarak seçilebilmelidir. Ayrıca düzlem dışı kazık aralıkları, kazık çapı dikkate alınarak belirlenmelidir.



Şekil 7.2 Gömülü Sıra Kiriş Elemanın Şematik Gösterimi [82]

Gömülü sıra kirişlerin aracılığı ile yük aktarımı sağlanmaktadır. Kazık – zemin arasında meydana gelen etkileşim sonucunda bir uç ve çevre direnci oluşmaktadır. Dolayısıyla düzlem dışı ara yüzey elemanların aracılığı ile kazık ve çevresinde yer alan zemin arasında bir bağlantı kurulmaktadır. Bu elemanlar kazık için enine ve boyuna doğrultuda yaylardan oluşmakta iken, boyuna doğrultuda da bir kaydırıcıya sahiptirler.



Şekil 7.3 Gömülü sıra kiriş - zemin etkileşimi [82]

Gömülü kirişe ait olan malzeme parametreleri tanımlanırken yüzey ve uç dayanım parametreleri birbirlerinden ayrı olarak ifade edilebilmektedir.

A=Kazık en kesit alanı

I=Kazık ekseninin etrafında eğilme momenti

E=Eksenel yönde elastisite modülü

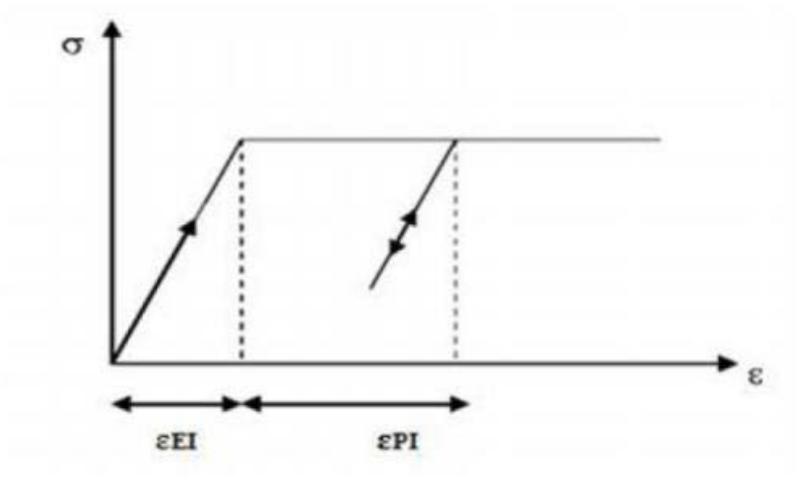
Fmax=Gömülü kiriş elemanının uç kısmında izin verilebilir maksimum kuvvet

Tmax=Gömülü kiriş elemanın yüzeyinde izin verilebilir maksimum sürtünme kuvveti

7.3 Zemine Ait Malzeme Modelleri

Zeminlerde gerilme – şekil değiştirme davranışını incelerken, zeminin hangi malzeme modülüne göre kabul edildiği önemli faktörlerden biridir. Sonlu elemanlar yöntemi kullanan PLAXİS 2D yazılım programında zeminin lineer elastik ve elastoplastik olduğunu kabul eden Mohr - Coulomb modelinin yanı sıra zeminin elastik - plastik davranışını da dikkate alan pekleşen zemin modeli (Hardening Soil) gibi farklı durumları da dikkate alacak şekilde zemin malzeme modellemesi yapılabilmektedir.

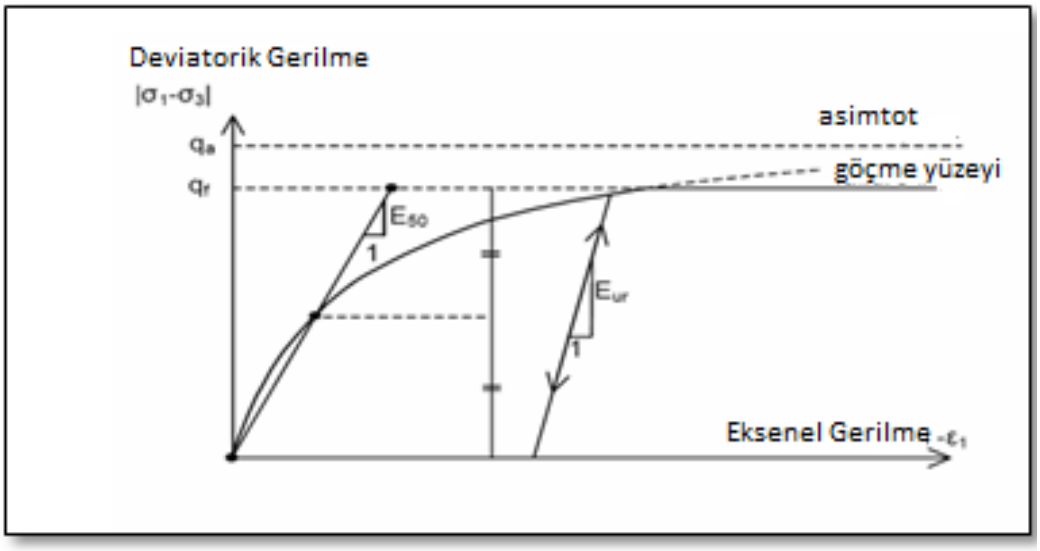
Modeller içerisinde yer alan Mohr – Coulomb malzeme modeli zeminin elastik - plastik davranışını simgeleyen ve genellikle geoteknik problemlerin çözümünde sıklıkla kullanılan bir modeldir. Bu modelde poisson oranı (ν), içsel sürtünme açısı (φ), elastisite modülü (E), kohezyon (c), genleşme açısı (ψ), zeminin kuru ve doğal birim hacim ağırlıkları (γ_{sat}, γ_{unsat}), permaabilite katsayıları ve ara yüzey elemanları tanımlanmaktadır. Kullanılan parametrelerden elastisite modülü (E) ve poisson oranı (ν) zeminin elastik davranışını etkileyen parametreler iken, içsel sürtünme açısı (φ) ve kohezyon (c) plastik davranışı ve hacimsel genleşme açısı (ψ) da hacim özelliklerini etkileyen parametrelerdendir. Elastisite modülünün zemin içinde lineer arttığı durumlarda kullanılabilen bir modeldir. Geoteknik bir problemin ilk aşamasında bu modelin kullanılmasıyla gerçeğe en yakın zemin davranışı gözlemlenmektedir.



Şekil 7.4 Mohr – Coulomb malzeme modelinde gerilme - şekil değiştirme davranışı [82]

Zeminin elastoplastik davranışını incelemek amacıyla kullanılan bir diğer malzeme modeli Pekleşen Zemin modeli(Hardening Soil) olup, Mohr – Coulomb modelinden farkı akma yüzeyinin asal gerilme aralığından bağımsız bir şekilde plastik şekil değiştirmeye bağlı olarak genişleyebilmesidir. Üç eksenli basınç deneyinden elde edilen gerilme–şekil değiştirme eğrisi Mohr – Coulomb modelinde lineer(doğrusal) olarak ifade edilirken, Pekleşen zemin modelinde(Hardening Soil) bu eğri hiperbolik bir hal almaktadır. Dolayısıyla gerçek zemin davranışına en yakın sonuçların elde edilmesi sağlanmaktadır. Bunun yanı sıra zeminin rijitliğinin,

zemine etki eden gerilme artışına bağlı olarak arttığından yola çıkılarak hesaba katılmakta ve bütün rijitlikler referans bir rijitlik göz önünde bulundurularak belirlenmektedir. Mohr – Coulomb zemin modelindeki parametrelere ilave olarak, Pekleşen Zemin modelinde üç eksenli basınç deneyinden elde edilmiş olan üç ayrı elastisite modülü dikkate alınmaktadır. Böylelikle zeminin davranışı çok daha büyük bir hassasiyetle incelenmektedir.



Şekil 7.5 Üç eksenli basınç deneyinden elde edilen elastisite modülü E_{50}'nin belirlenmesi [82]

Tekrarlı yük altında yapılan deneylerde yükleme – boşaltma yapılması durumundaki elastisite modülü E_{ur} olarak isimlendirilmekte olup, aşağıdaki (7.2) bağıntısı ile hesaplanabilmektedir.

$$E_{ur} = 3xE_{50} \tag{7.2}$$

Ödometre deneyinden elde edilen gerilme – şekil değiştirme eğrisinin doğrusal kısmının eğiminden rijitlik modülü E_{oed} elde edilmektedir. Gerilme artışının, zemin rijitliği ile ne deredece artış gösterdiğinin belirlenmesinde kullanılan m parametresi aşağıdaki (7.3) bağıntısı ile hesaplanmaktadır.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref}(c.\cos\varphi - \sigma_3'.\sin\varphi)/(c.\cos\varphi + p^{ref}.\sin\varphi)^m \tag{7.3}$$

Burada, p^{ref} referans alınacak gerilmeyi, c kohezyonu, E^{ref} referanas gerilmesindeki elasisite modülünü temsil etmektedir.

8
Baret Kazığın Sonlu Elemanlar Yöntemi İle Modellenmesi

Geoteknik bir problem, sonlu elemanlar yöntemi (FEM) kullanan bir program ile modellenirken bazı kabuller yapılarak problemin basite indirgenmesi sağlanabilir. Çözüme yönelik en önemli adım, gerçek probleme uygun olacak analiz modelinin oluşturulmasıdır. Bir diğer ifadeyle, problem, doğru zemin parametreleri kullanılarak iyi bir sonlu elemanlar ağı ve buna uygun elemanlarla modele aktarılmalıdır.

PLAXİS programında dairesel ve/veya dikdörtgen kesitli kazıklar gibi tasarlanan yapı elemanları, yükleme ve yapının biçimi gereği merkezlerinden geçtiği düşünülen eksene göre simetrik kabul edildiklerinden eksenel simetrik olarak modellenebilirler.

Analiz modelinde kullanılacak zemin ve yapı elemanına ait parametrelerin doğru seçilmesi çok önemlidir. Özellikle, zemin elastik parametreleri ile kayma mukavemeti parametreleri analiz sonuçları üzerinde önemli bir oluşturmaktadır. Yapısal elemanlarda ise davranışı etkileyen ana unsur eğilme rijitliği ve eksenel rijitliktir.

8.1 Çalışma Alanının Tanıtılması

Tez çalışması kapsamında vaka analizi şeklinde sunulan ve 6. Bölüm'de ele alınan İzmir İli Çiğli ilçesinde şevli bir alanda meydana gelen heyelanın önlenmesi çalışmalarına bağlı olarak geoteknik bir inceleme yapılmıştır.

Etüt alanı, İzmir İli, Çiğli İlçesi, Evka-5 Mah. K18-D4 paftasında yer almaktadır. İnceleme alanı çok katlı yapıların bulunduğu yerleşim alanından oluşmaktadır. Heyelanın meydana geldiği alanda yapılan zemin etüdünden, jeolojik ortamı tanımlanmış, birimlerin stratigrafik yapısı saptanmış, jeoloji haritası ve kesiti hazırlanmıştır. Bu amaç doğrultusunda, araziden alınmış topoğrafik bilgi ve ölçümlerden yararlanılarak, heyelanın meydana geldiği bölgeye ait sondaj ve

inklinometre çalışmalarından elde edilen raporlar incelenerek zemin tabakalarının geoteknik parametreleri belirlenmiştir. Heyelanın meydana geldiği çalışma alanı sonlu elemanlar yöntemine dayalı PLAXİS 2D sayısal analiz programı ile modellenerek statik ve dinamik durumdaki yükleme koşullarındaki davranışı analiz edilmiştir.



Şekil 8.1 Çalışma alanında yer alan sondaj ve inklinometre kuyuları lokasyonları[75]



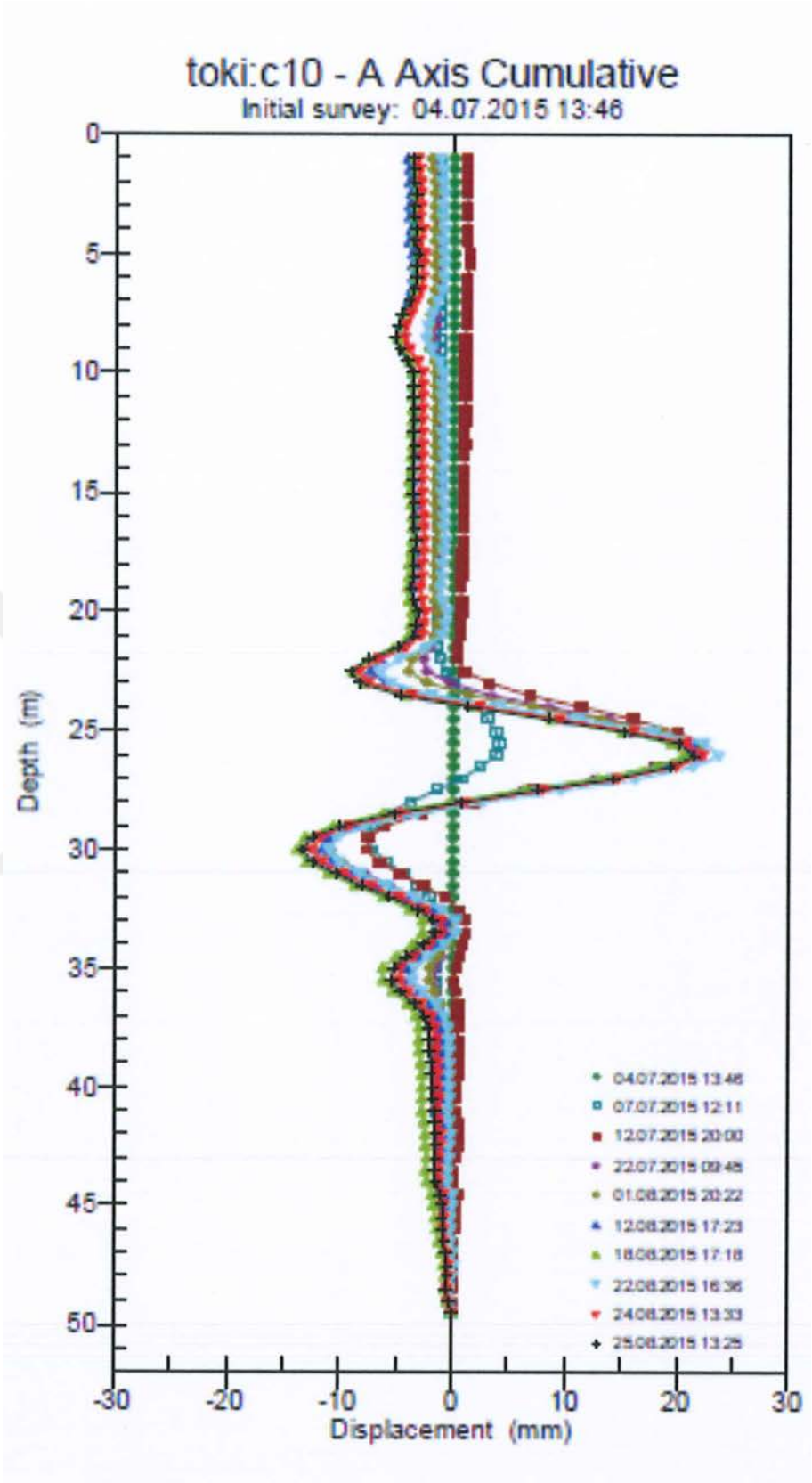
Şekil 8.2 Heyelan alanının uydu görüntüsü ve inklinometre kuyuları [75]

Zemin etüdünün yapıldığı heyelan bölgesinde yer alan kaya birimlerinin W4 - W5 ayrışma derecesine sahip volkanitler ve filiş biriminden oluşması ve özellikle 28,50 - 30,00 m derinliklerde tamamen ayrışmış - killeşmiş zeminin yer alması nedeniyle kuyuların açılması sırasında kuyu cidarlarında çökmeler yaşanmıştır. Kuyu cidarlarında meydana gelen bu çökmeleri önlemek için su – bentonit karışımı kullanılarak kuyu açım işlemleri yapılmış olmakla birlikte, bu durum zemin içerisindeki kılcal boşlukların tıkanmasına ve yeraltı suyu seviyesinin ölçülememesine sebep olmuştur. Gerek arazi çalışmaları gerekse yöre halkından edinilen bilgilere bağlı olarak etüt alanında özellikle belirlenmiş fay hattı boyunca su çıkışlarının olduğu tespit edilmiştir [61], [75].

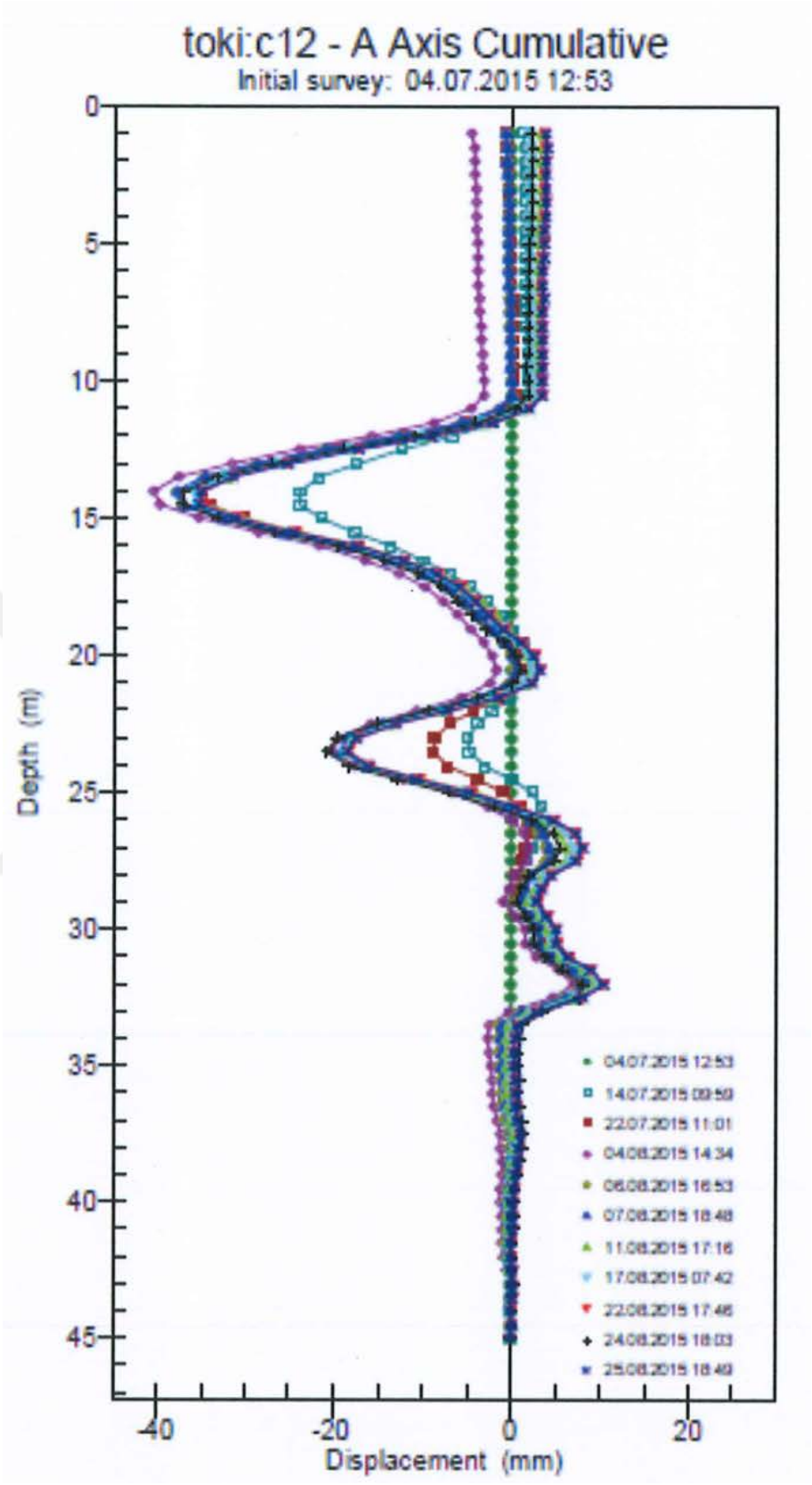
Etüt alanında kazık uygulamaları sırasında yeraltı suyuna girilmemesinin nedeni, çok - orta derecede ayrışmış kayalarda uzun yıllar boyunca oluşmuş akiferin çok düşük basınçlı olması sebebi ile açılan kuyularda kuyu cidarlarındaki sıvamalara bağlı olarak akifer ortamları kapatılmış ve bu kuyularda yeraltı suyu seviyesi ölçülememiştir. Dolayısıyla tamamen statik bir su seviyesinin olup olmadığı belirlenememiş olmakla birlikte yer yer sızıntı şeklinde suyun varlığı tespit

edilmiştir.

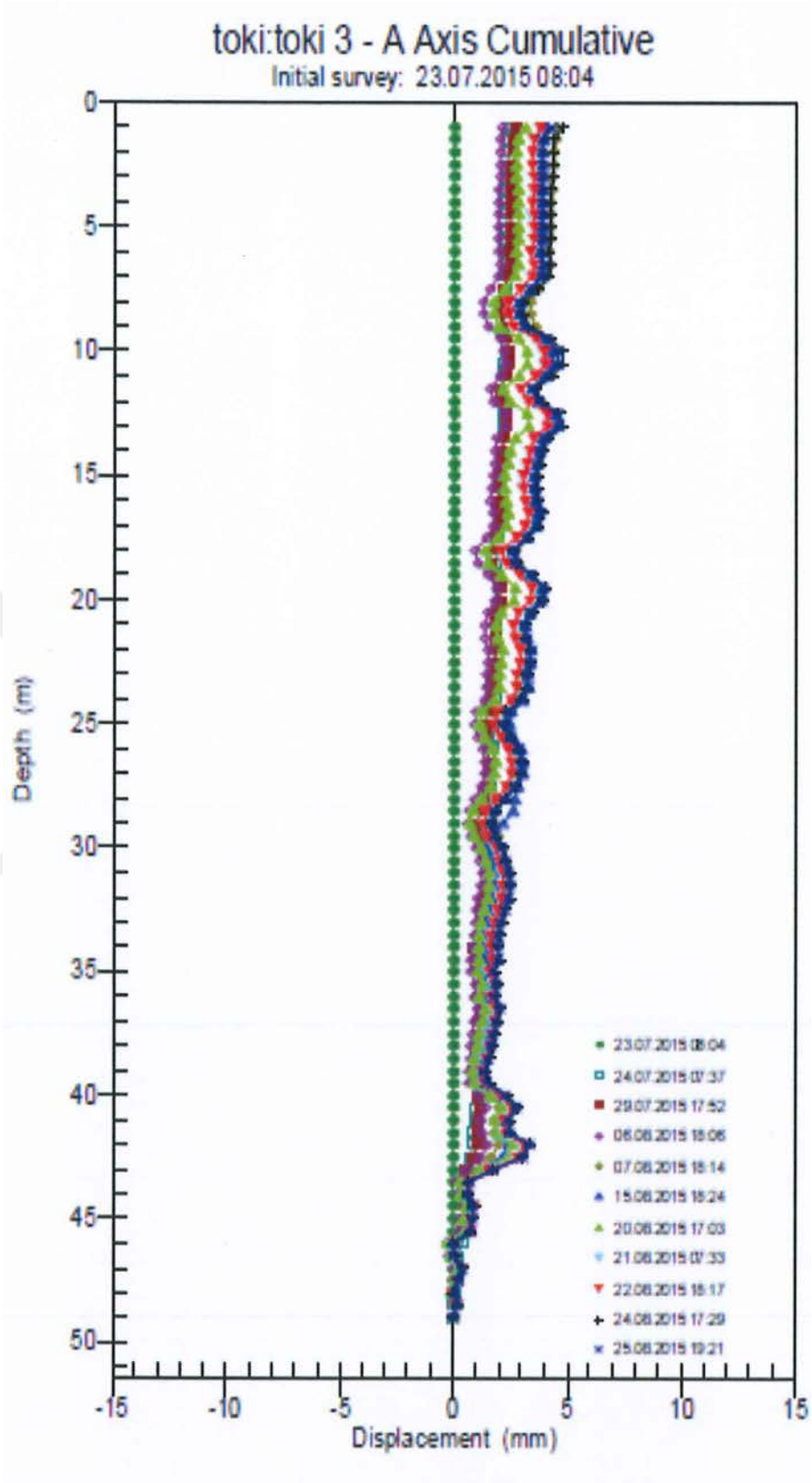
Zemin etüdünün yapıldığı alanda iki kısım halinde toplam 13 adet inklinometre kuyusu 2 farklı dönemde açılmıştır (**Şekil 8.2**). Sondajlardan alınan karot numunelere göre kaya türleri sınıflandırılarak jeolojik değerlendirme yapılmıştır. Kuyulardan karot numuneleri alındıktan sonra, kuyular genişletilerek inklinometre boruları indirilmiştir. Çalışma alanında yapılan inklinometrik ölçümler değerlendirildiğinde, iki farklı yönde hareketin olduğu belirlenmiştir.



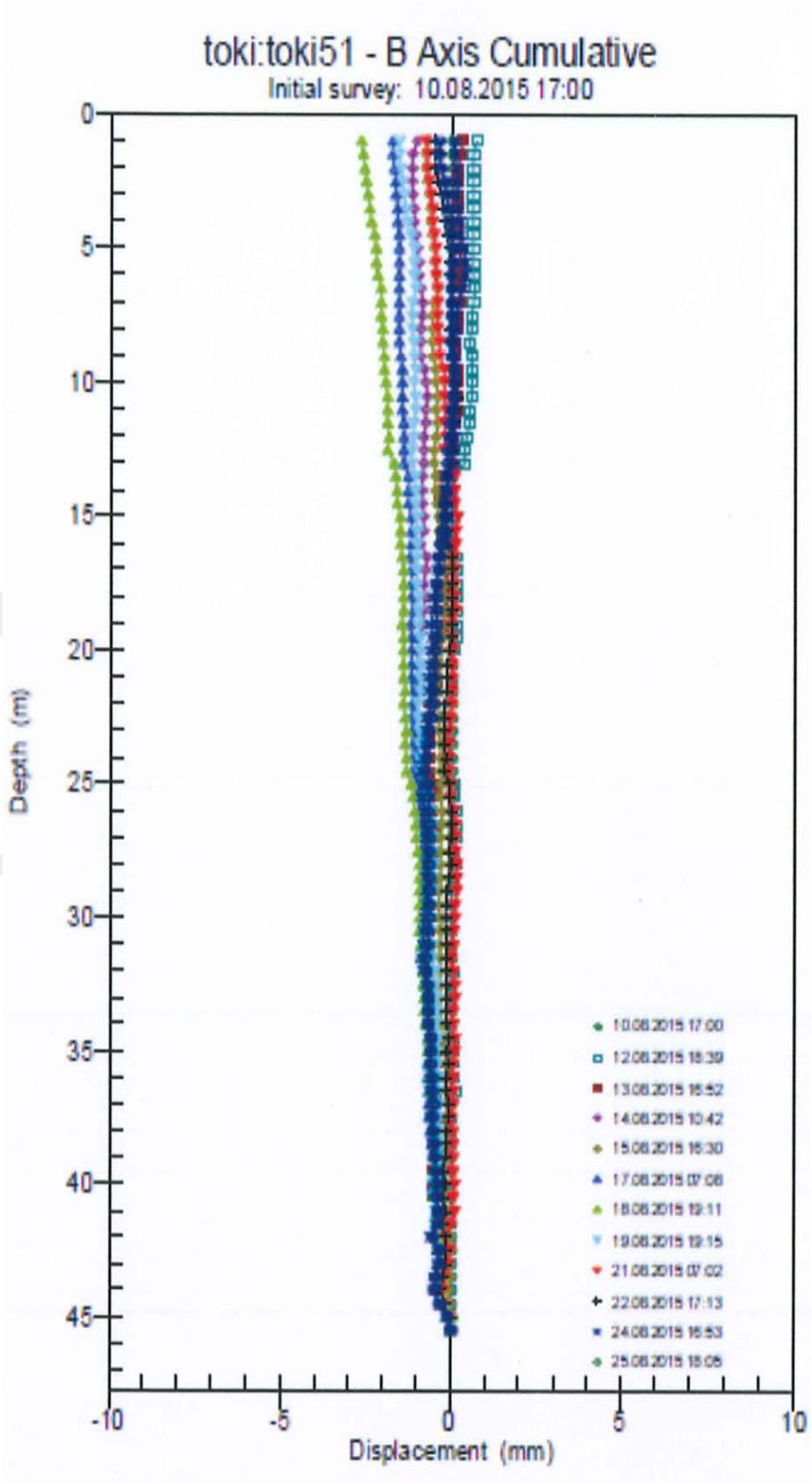
Şekil 8.3 İnklinometre ölçümleri (SK-1) [75]



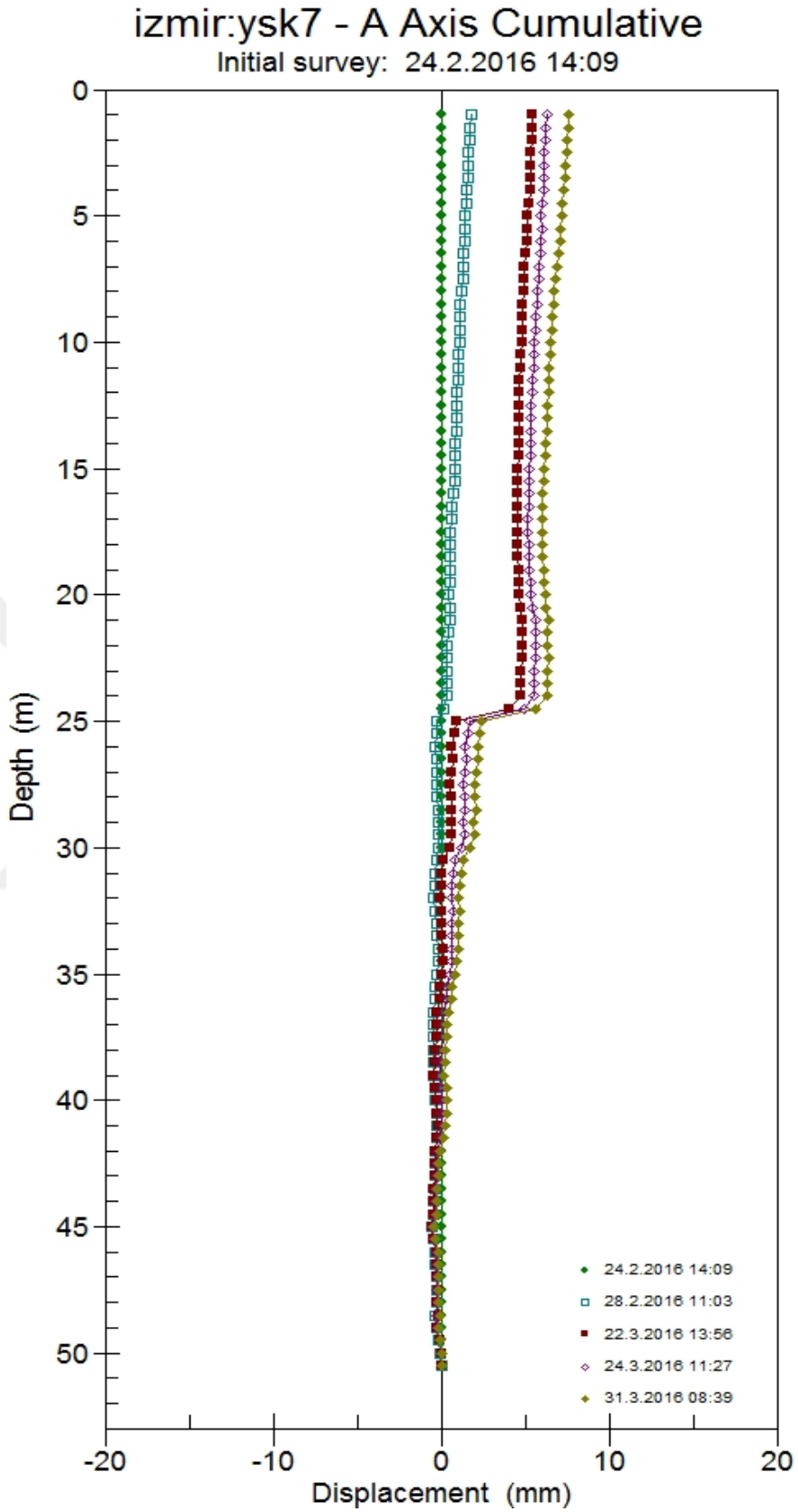
Şekil 8.4 İnklinometre ölçümleri (SK-2) [75]



Şekil 8.5 İnklinometre ölçümleri (SK-3) [75]



Şekil 8.6 İnklinometre ölçümleri (SK-5) [75]



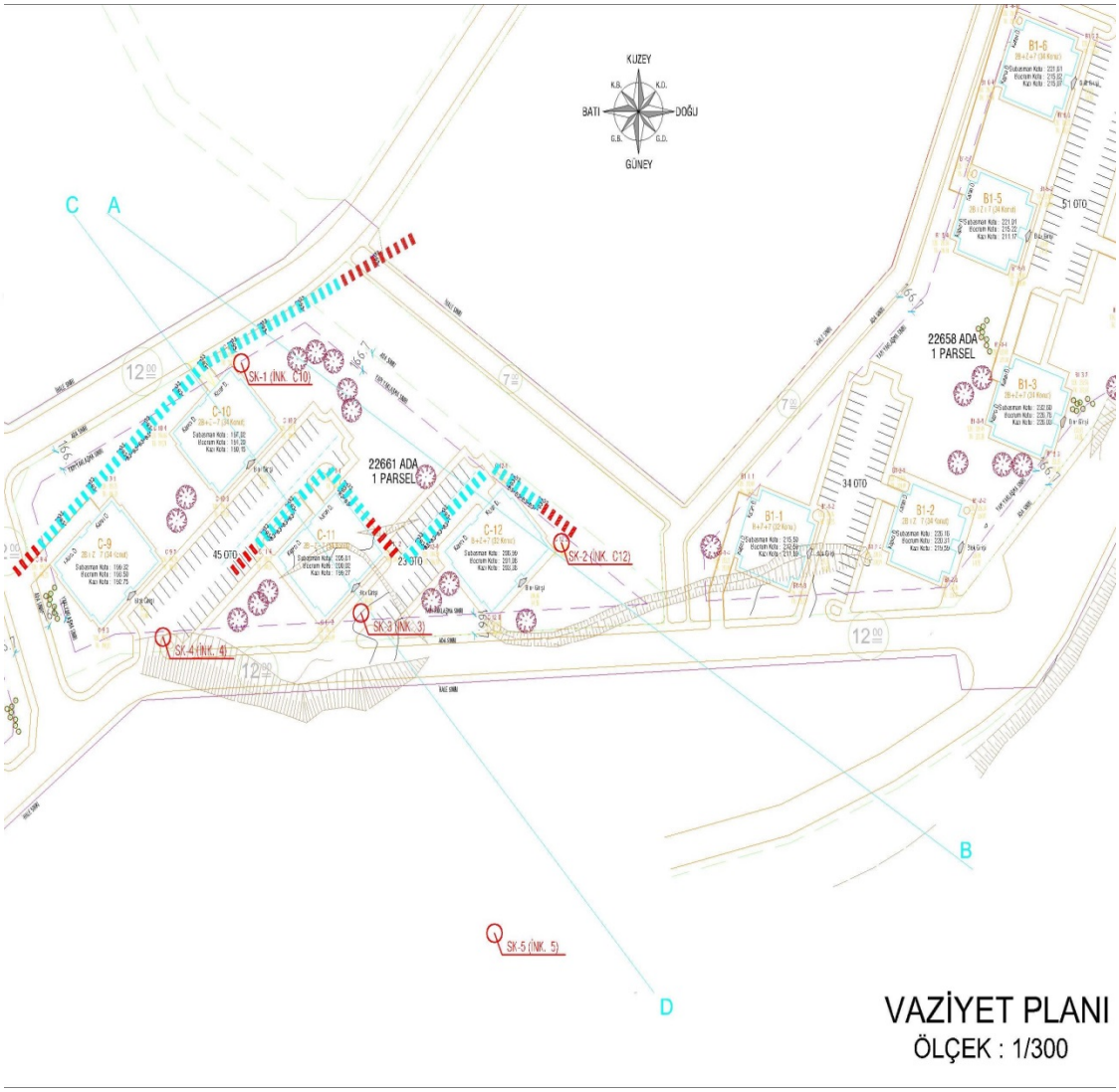
Şekil 8.7 İnklinometre ölçümleri (İNK-7) [75]

8.2 Sayısal Modelleme ve Analizler

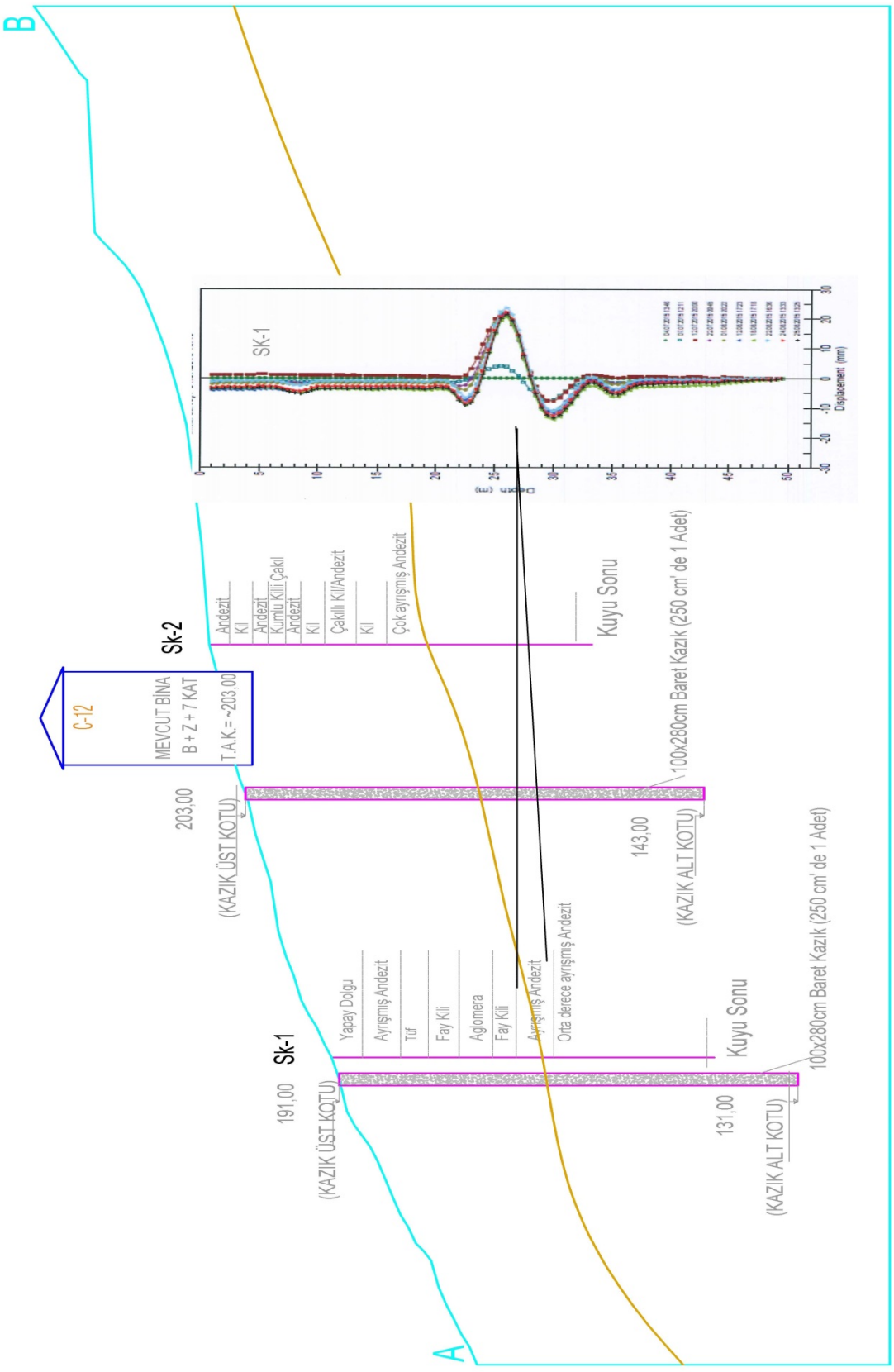
Geoteknik analizlerde kısa süreli (ani) stabilite ve uzun süreli stabilite şeklinde iki durum göz önüne alınmakta ve bu durumlardan bir tanesinin daha kritik olduğu varsayılmaktadır. Bu nedenle analizde hakim olan drenaj koşulları dikkate alınarak parametre seçimi yapılmalıdır.

- **Statik Analizler**

Çalışma alanındaki arazi gözlemleri ile sondaj kuyularından alınmış olan karot numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deney sonuçları ve geri analizin kullanıldığı bilgisayar destekli Slide programında zemin tabakalarına ait mukavemet parametreleri belirlenmiştir. Zeminin elasto - plastik, kazığın ise lineer elastik davrandığı düşünülmüş ve zemin için Mohr - Coulomb bünye modeli kullanılmıştır. Analiz modelinde kullanılan zemin profili toplam 8 tabakadan oluşmakta olup (**Şekil 8.10**) heyelanın meydana geldiği bölgede yapılan çalışmalardan yararlanılarak sahadaki duruma mümkün olduğunca yakın bir şekilde belirlenmiştir.



Şekil 8.8 Yerleşim birimine ait vaziyet planı ve modellemede kullanılan zemin kesiti [75]

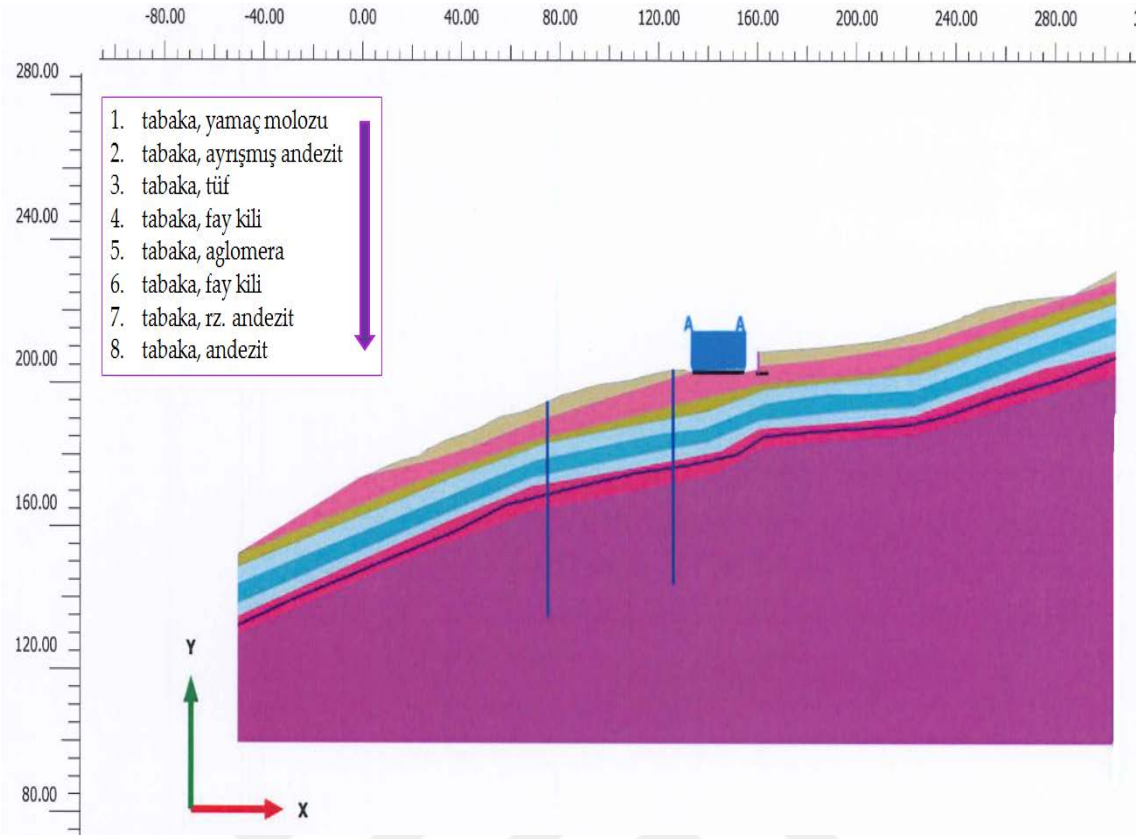


Şekil 8.9 Sondaj kuyularından elde edilen zemin tabakalarına ait kesit [75]

Zemin tabakalarının modellemesinde kullanılan mukavemet parametreleri **Tablo 8.1**de verilmektedir.

Tablo 8.1 Modellemede kullanılan zemin tabakalarına ait parametreler [75]

Birim adı	Birim hacim ağırlığı (γ)(kn/m^3)	Kohezyon (c) (kn/m^2)	İçsel sürtünme açısı(φ)	Elastisite modülü (E) (kpa)	Poisson oranı (ν)	Model
Yamaç Molozu	19	1	16	15.00E3	0,00	Mohr-Coulomb
Ayrışmış Andezit	20	5	28	20.00E3	0,30	Mohr-Coulomb
Tüf	19	8	30	40.00E3	0,30	Mohr-Coulomb
Fay Kili	20	5	22	30.00E3	0,30	Mohr-Coulomb
Aglomera	22	5	30	25.00E3	0,30	Mohr-Coulomb
Rz Andezit	20	1	18	30.00E3	0,30	Mohr-Coulomb
Andezit	26	107	28	100.00E3	0,30	Mohr-Coulomb

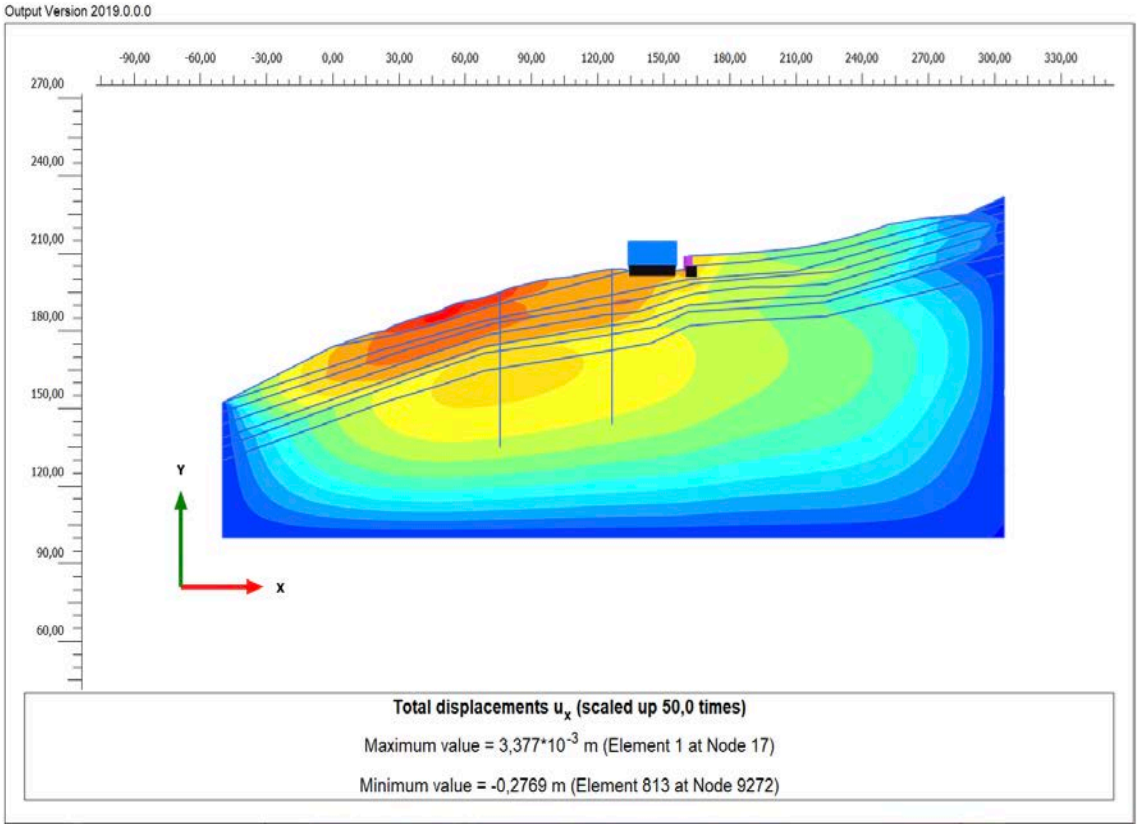


Şekil 8.10 A-B kesitinin PLAXİS'te modellenmesi

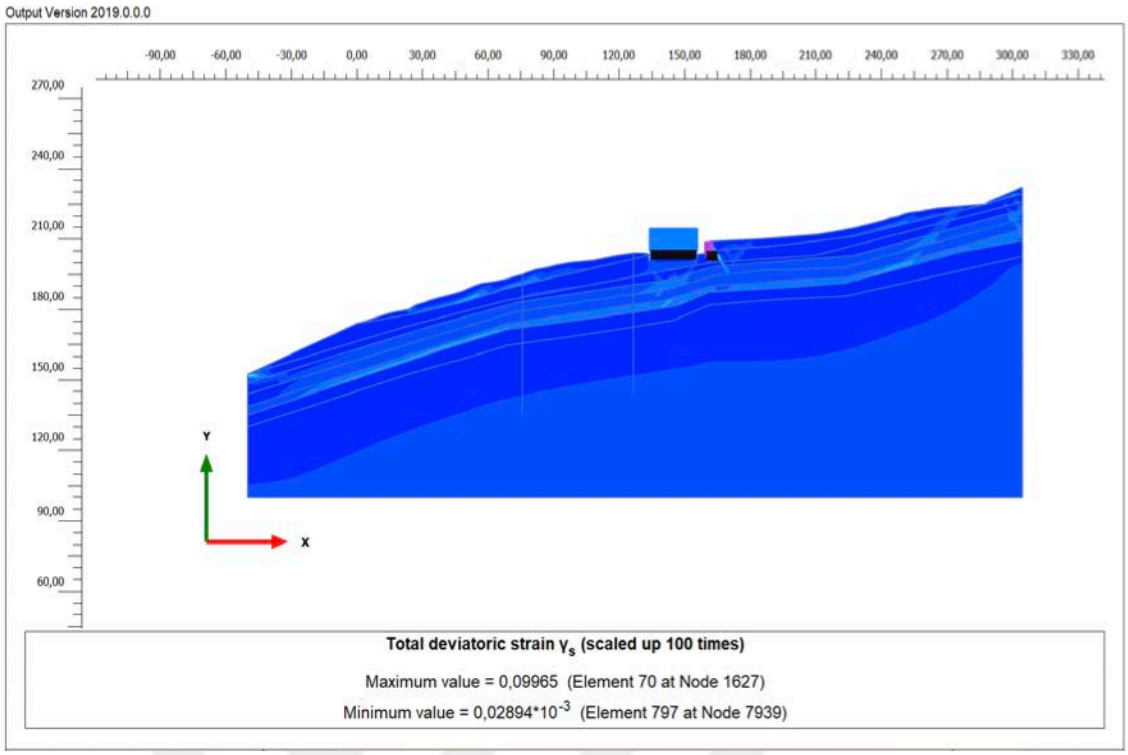
Statik durumda şevli alanlarla stabilite analizi için genel olarak izlenen yöntem, belirli olan ya da tahmin edilen kayma yüzeylerine göre şev güvenlik katsayısının hesaplanması esasına dayanır. Güvenlik katsayısı, şevde kaymaya karşı koyan kuvvetlerin, şevin kaymasına sebep olan kuvvetlere oranı olarak tanımlanır. Bu bağlamda teorik olarak şevli alanlarda bir şevin stabil olarak nitelendirilebilmesi için güvenlik katsayısının 1'den büyük olması gerekmektedir. Güvenlik sayısı, güvenlik sayısı formülleri, stabilite abakları, bilgisayar destekli sayısal analiz programları ve deneysel çalışmalarla hesaplanabilmektedir.

Temeller, dayanma yapıları gibi yapısal elemanların inşaat süresinden kullanma ömrü sonuna kadar stabilitelerinin incelenmesi dayanıklı yapıların oluşturulması açısından önemlidir. Dolayısıyla inşaat sürecinde uygulanan yüklere bağlı olarak zeminlerdeki boşluk suyu basıncında değişimler gözlenmekte ve bu değişimler zaman içinde sönümlenerek denge durumuna ulaşabilmektedir.

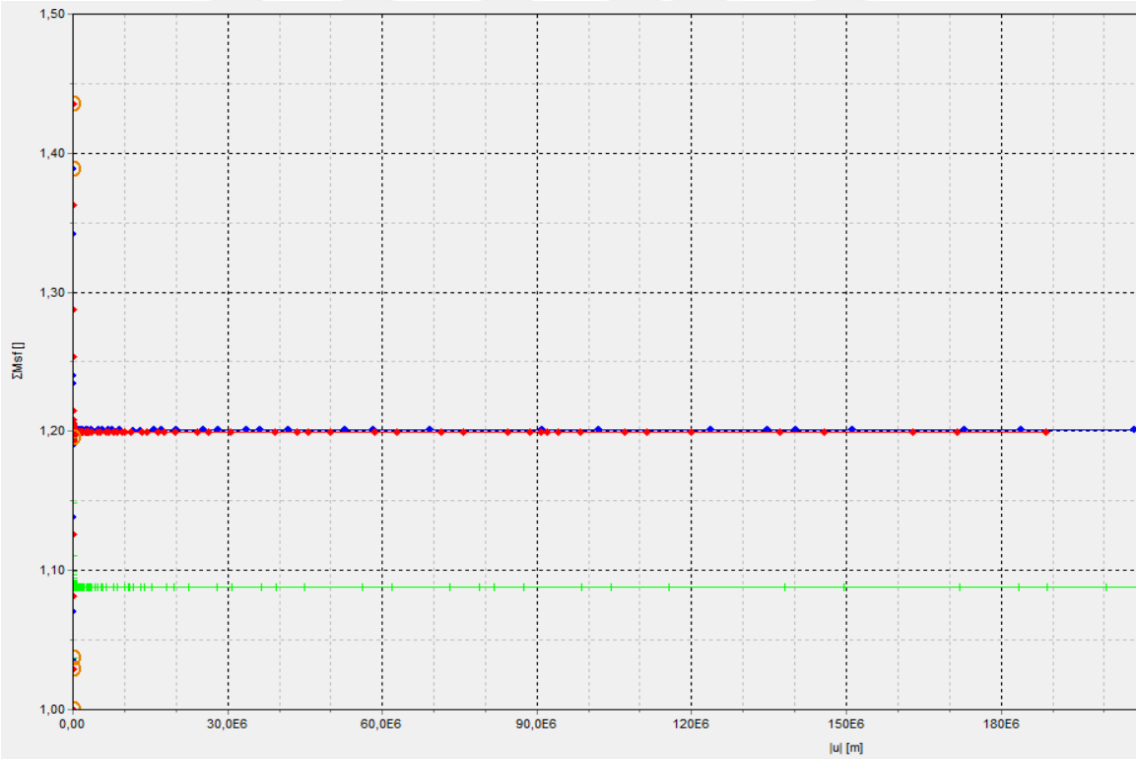
Heyelanın meydana gelmesi öncesinde zemin yapısına ilişkin incelemeler ve limit denge yöntemiyle yapılan şev stabilitesi analizinde yapının yükü yayılı yük olarak yüzeye tanımlanmış ve bu yükler altında mevcut kesitte yüzeyden itibaren yatay ve düşey doğrultuda artan şekilde bir deformasyon gözlenmiş olup, arazide tespit edilmiş muhtemel kayma yüzeylerini yakalayacak şekilde, PLAXİS 2D sayısal analiz programında kayma mukavemeti azaltımı (phi-c reduction) yöntemiyle stabilite analizi yapılmış ve heyelan bölgesindeki şevin göçmeye yakın bir durumda olduğu değerlendirilmiştir.



Şekil 8.11 Heyelan koşullarında deplasmanlar



Şekil 8.12 Heyelan koşullarındaki kayma yüzeyi ve derinliği



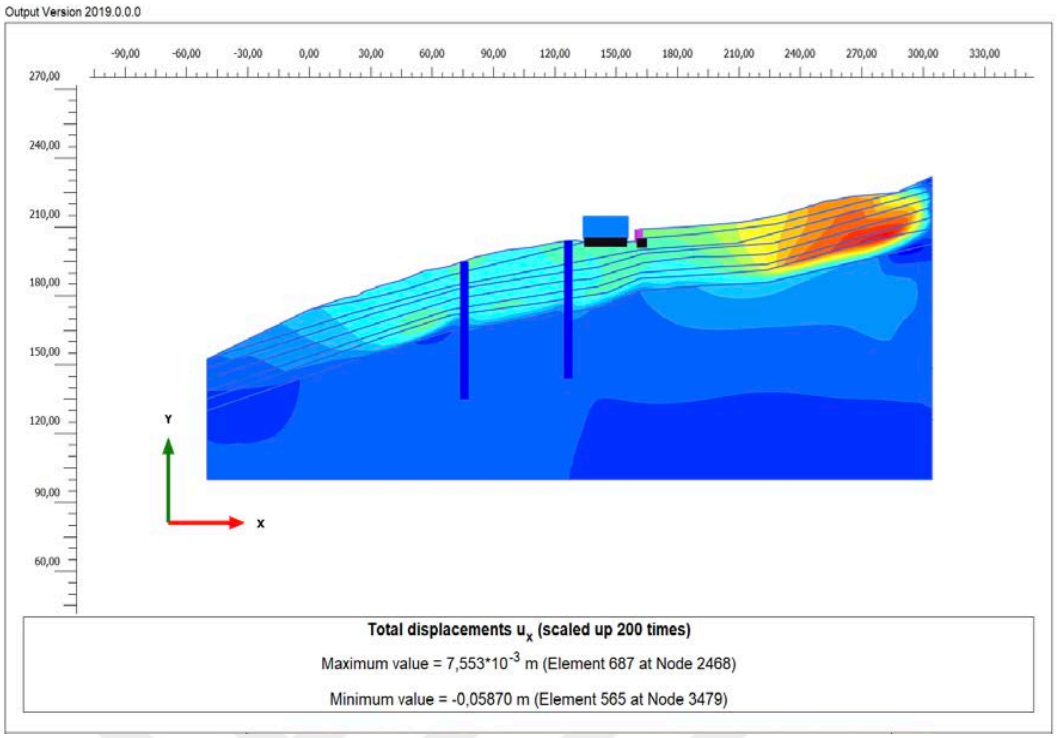
Şekil 8.13 Yapılaşma öncesi, kazı yapılması ve yapılaşma sonrası için stabilite analizi, FS(güvenlik) sayıları

Statik analizlerde elde edilen sonuçlar neticesinde modelde yer alan mevcut yapıların çevresinde ve şev eğiminin fazla olduğu bölgedeki yer değiştirmeler değerlendirilmiş ve bu bağlamda şevli alanda iyileştirme çalışması için riskli görülen bölgeye 60,00 m derinlikli, 2,80/1,00 m ebatlı, merkezden merkeze 2,5 m aralıklı baret kazıkların tasarlanması uygun görülmüştür.

Baret kazık için (EA) eksenel rijitliği ile (EI) eğilme rijitlikleri kazığın elastisite modülü, kazık kesit alanı, kazık atalet momenti ve kazık aralığına bağlı olarak PLAXİS'e tanımlanmıştır.

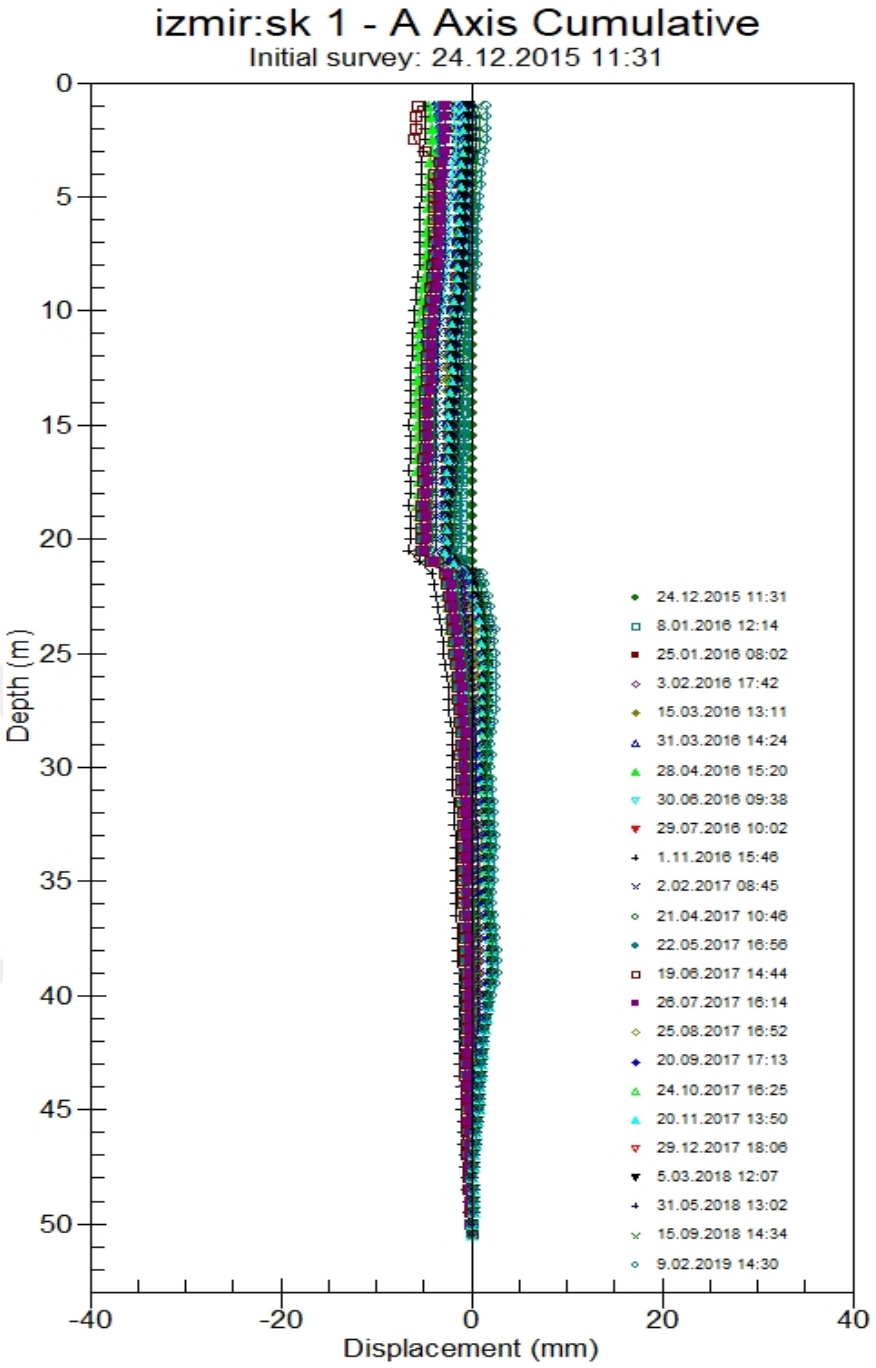
Tablo 8.2 Modellemede kullanılan baret kazıklara ait parametreler [75]

Kazık tipi	Beton sınıfı	Elastisite modülü (E),(kPa)	Kazık aralığı (m)	Eksenel rijitlik (EA,kN/m)	Eğilme rijitliği (EI,kNm²/m)	Beton birim hacim ağırlığı (kN/m^3)	Poisson oranı (ν)
Baret kazık (2,80 /1,00m)	C35	33.00x10^6	2,5	36,96x10^6	24,14x10^6	25	0,3

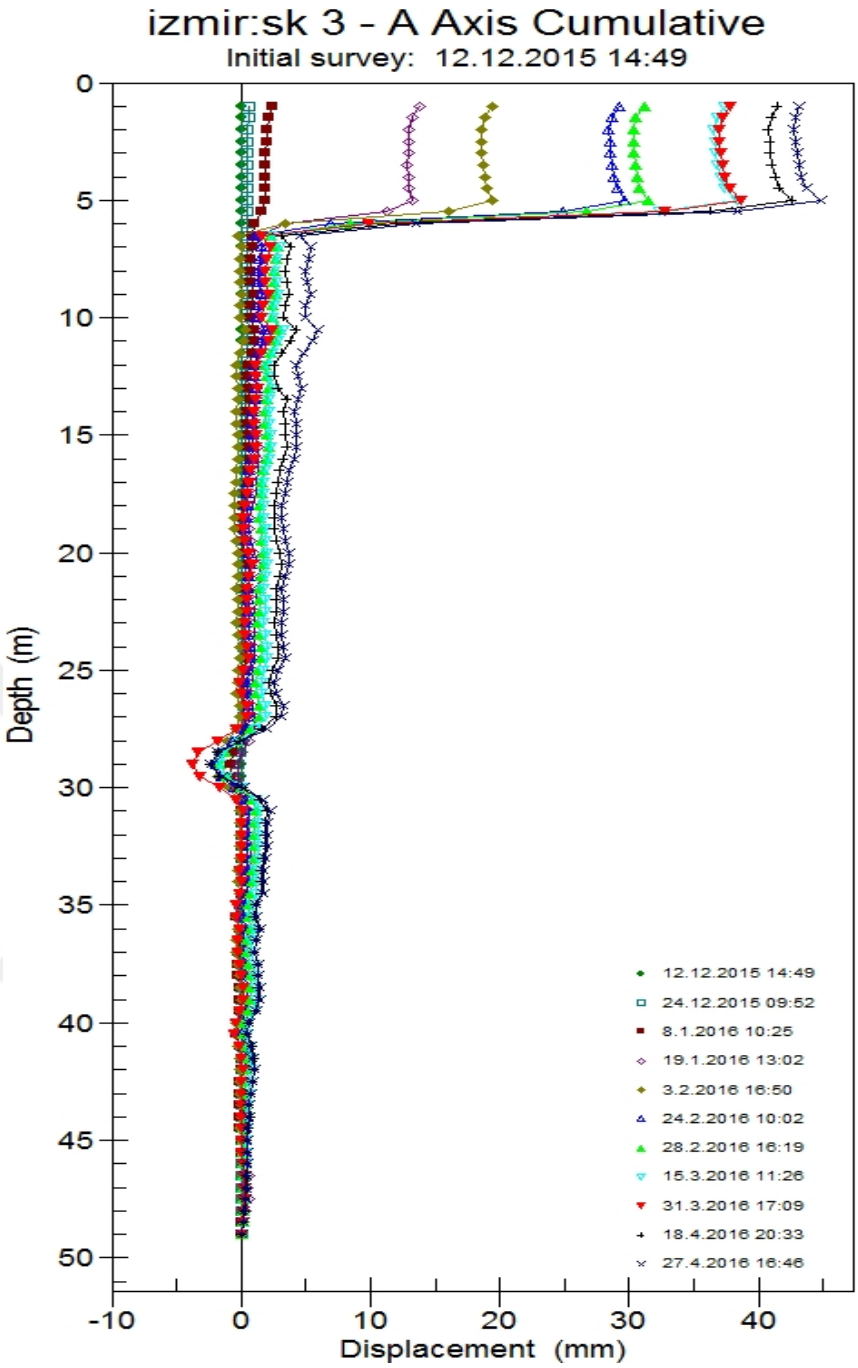


Şekil 8.14 Baret kazıkların devrede olduğu durumundaki deplasmanlar

Tez çalışması kapsamında 6. Bölüm'de bir vaka analizi olarak sunulan heyelan önleme projesinde baret kazıkların uygulanması durumunda sahadaki kayma miktarlarında önemli derecede azalmanın meydana geldiği **Şekil 8.15** ve **Şekil 8.16**'da yer alan inklinometre ölçümlerinden de anlaşılmaktadır.

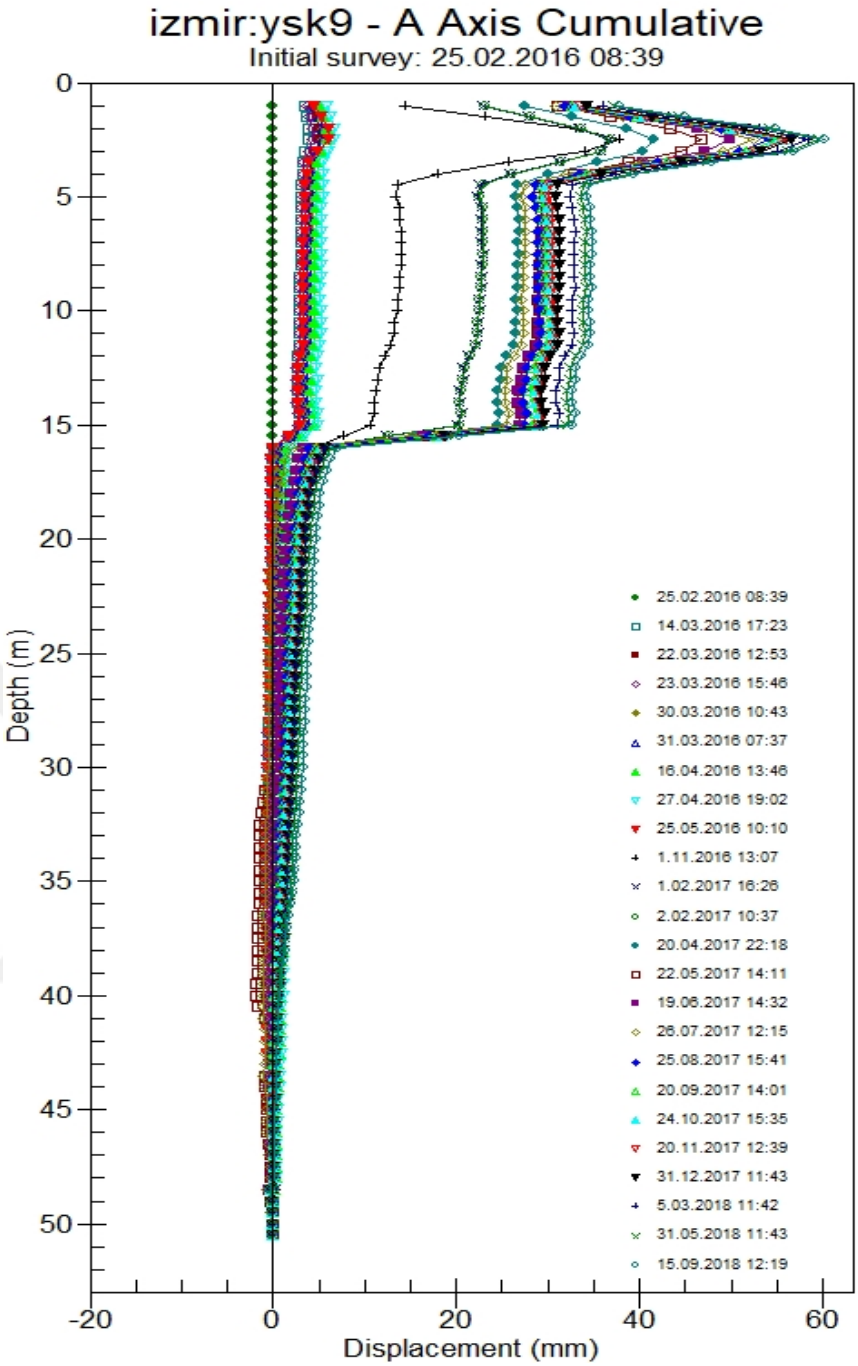


Şekil 8.15 Baret kazık uygulaması sonrası inklinometre ölçümleri (SK-1) [63]

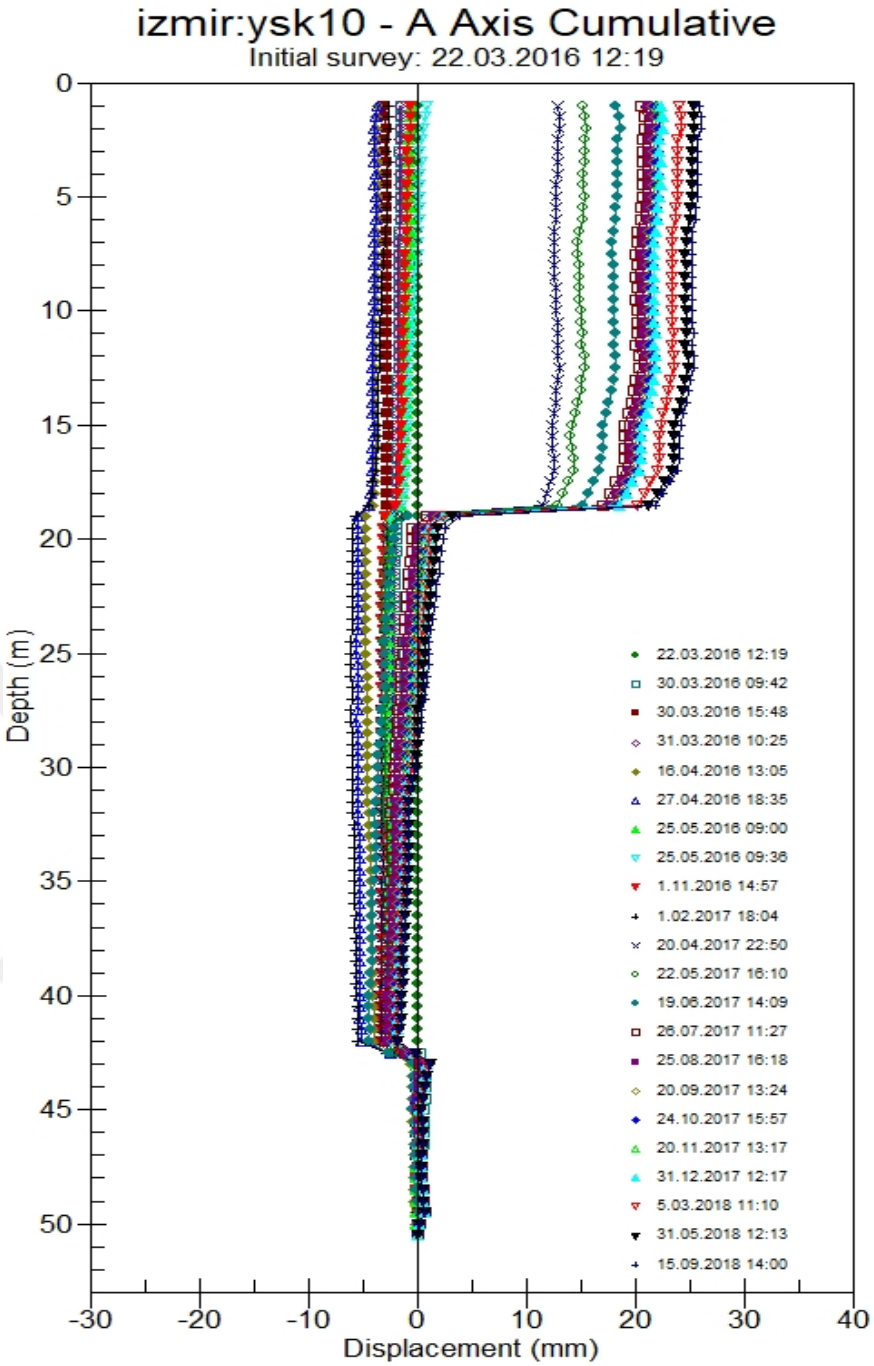


Şekil 8.16 Baret kazık uygulaması sonrası inklinometre ölçümleri (SK-3) [63]

Yukarıda yer alan inklinometre kuyuları dışında, ikinci etap heyelan önleme projesi kapsamında değerlendirilen ve heyelan başlangıcı itibariyle açılıp belirli aralıklarla ölçümlerim alındığı kuyularda da genel olarak hareketin azaldığı gözlenmiştir (**Şekil 8.17**, **Şekil 8.18**).

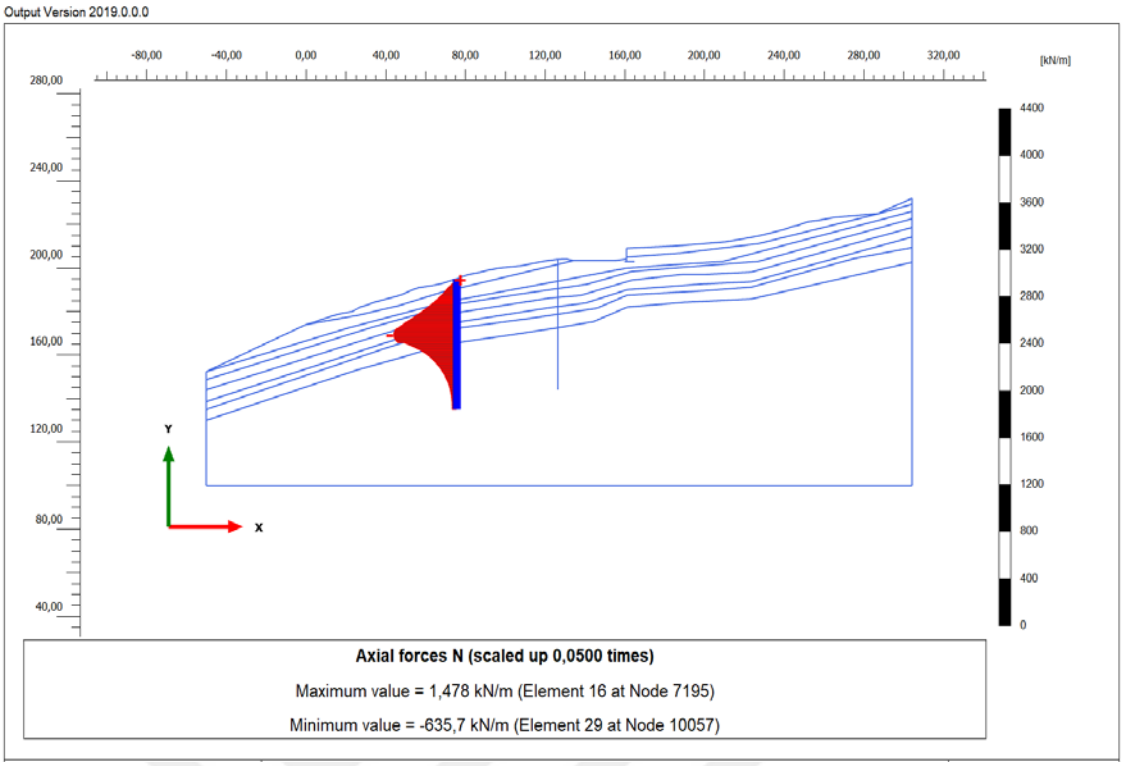


Şekil 8.17 Baret kazık uygulaması sonrası inklinometre ölçümleri (İNK-9) [63]

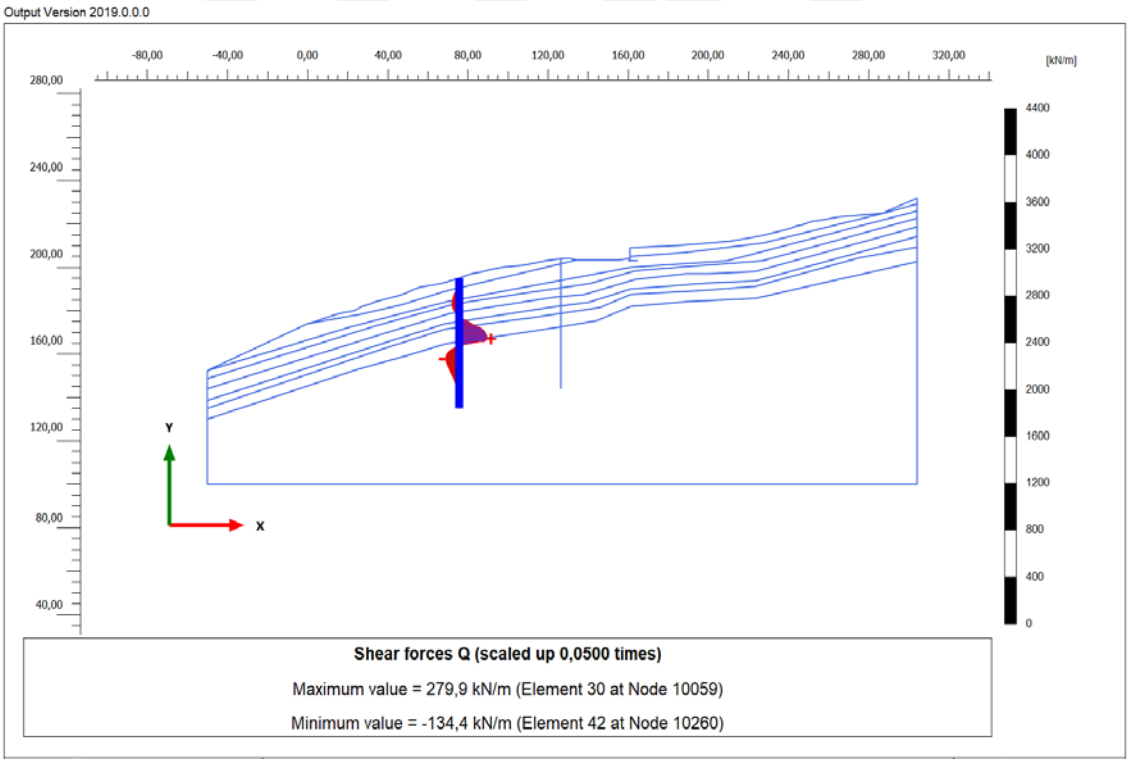


Şekil 8.18 Baret kazık uygulaması sonrası inklinometre ölçümleri (İNK-10) [63]

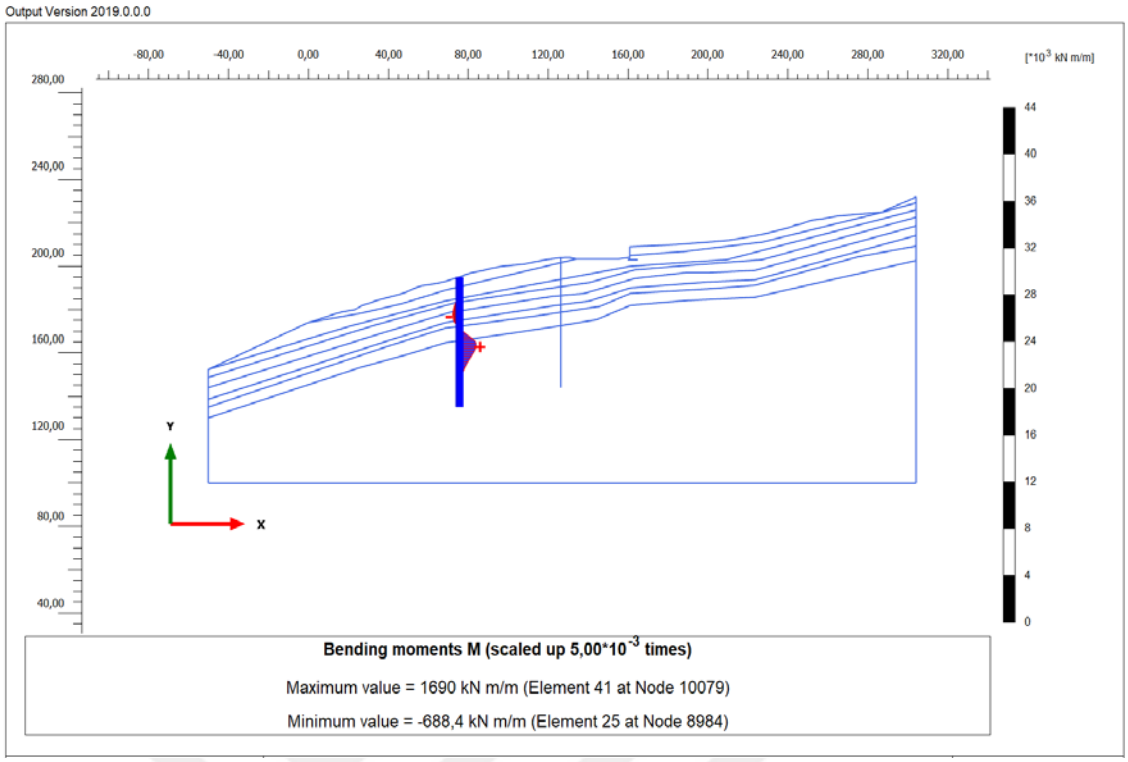
Statik analizlerde baret kazıklarda depremsiz koşullarda oluşacak muhtemel eksenel kuvvetler (**Şekil 8.19**, **Şekil 8.23**), kesme kuvvetleri (**Şekil 8.20, Şekil 8.24**), eğilme momentleri (**Şekil 8.21, Şekil 8.25**) ve deplasmanlar (**Şekil 8.22, Şekil 8.26**) da elde edilmiştir.



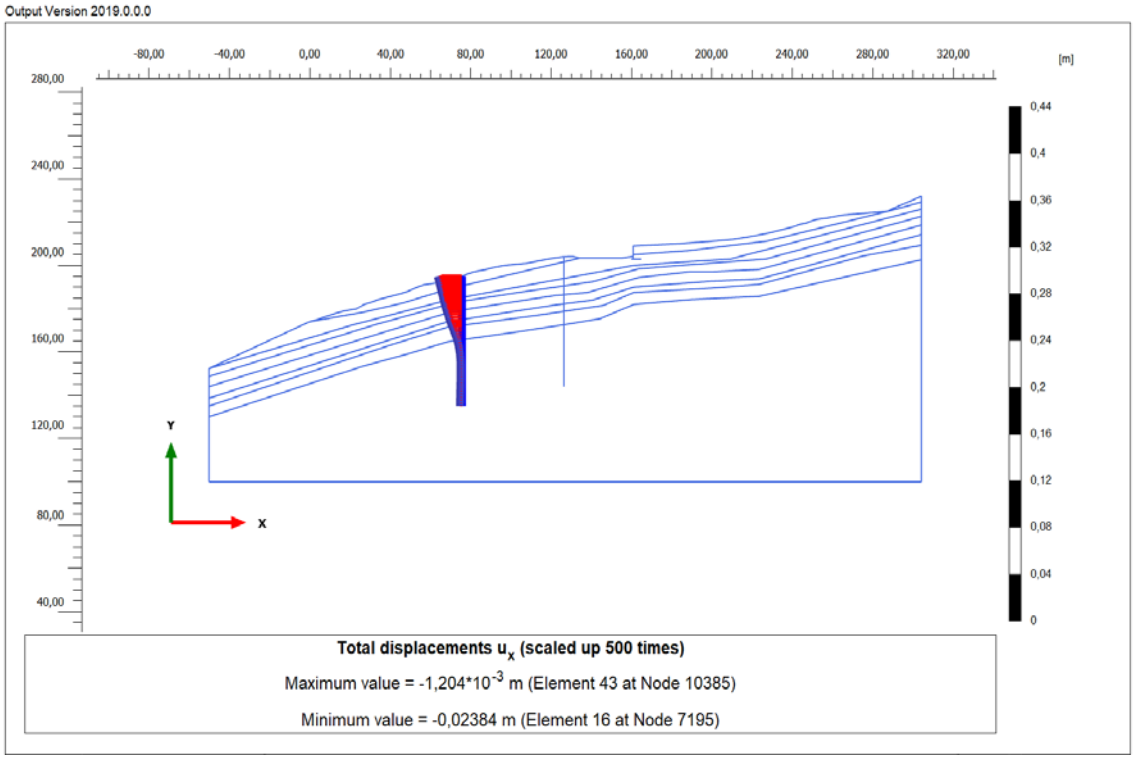
Şekil 8.19 Heyelan sonrasında 1. kazıktaki eksenel kuvvet dağılımı



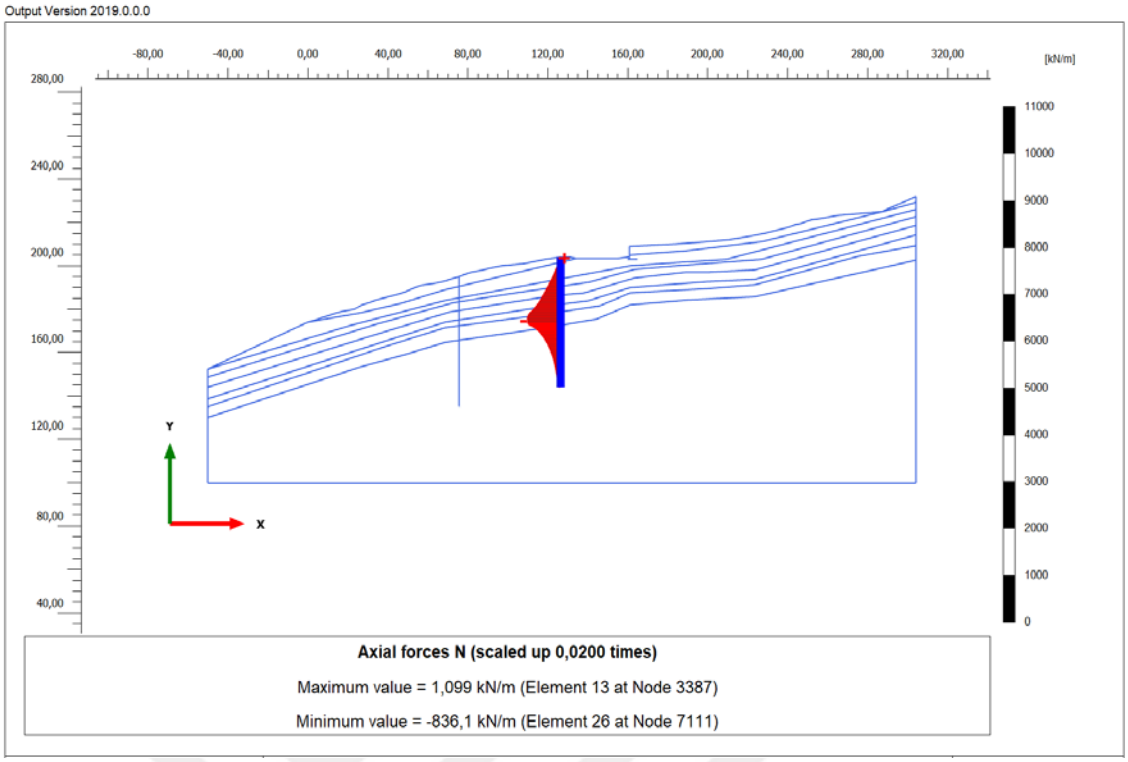
Şekil 8.20 Heyelan sonrasında 1. kazıktaki kesme kuvveti dağılımı



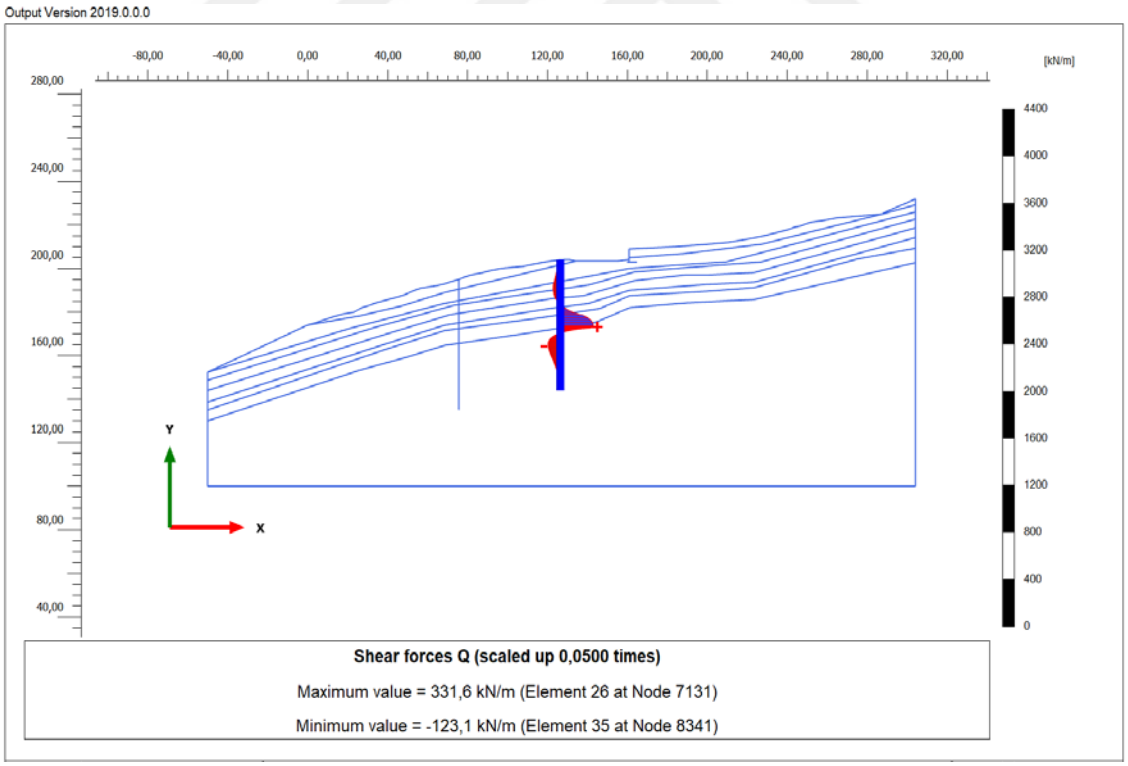
Şekil 8.21 Heyelan sonrasında 1. kazıktaki eğilme momenti dağılımı



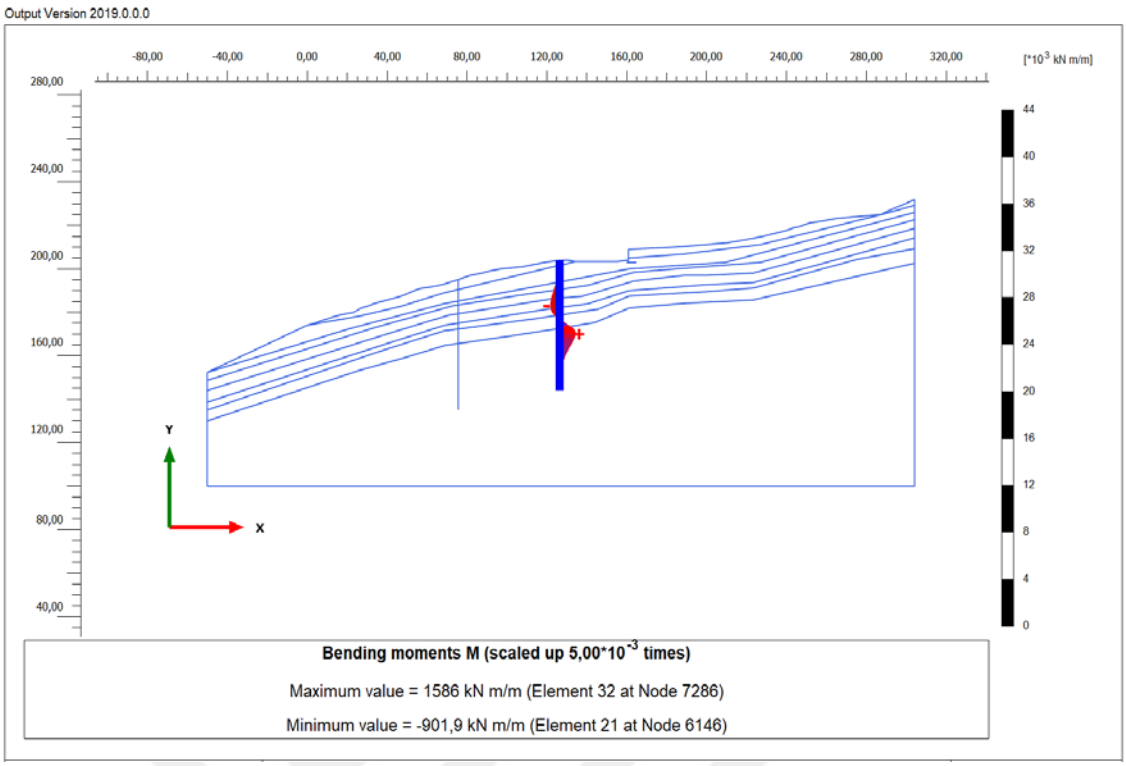
Şekil 8.22 Heyelan sonrasında 1. kazıktaki deplasmanlar



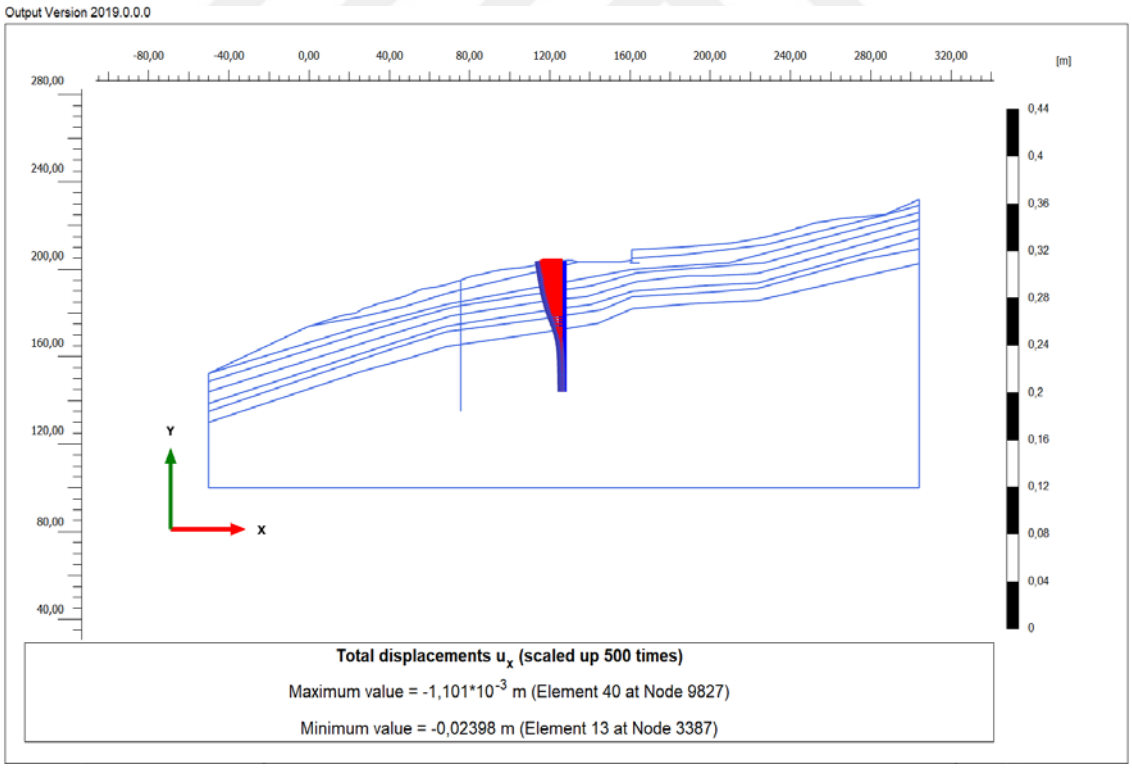
Şekil 8.23 Heyelan sonrasında 2. kazıktaki eksenel kuvvet dağılımı



Şekil 8.24 Heyelan sonrasında 2. kazıktaki kesme kuvveti dağılımı



Şekil 8.25 Heyelan sonrasında 2. kazıktaki eğilme momenti dağılımı



Şekil 8.26 Heyelan sonrasında 2. kazıktaki deplasmanlar

Kazıklarda elde edilmiş olan kesit tesiri grafiklerine bakıldığında, genel olarak kaymanın meydana geldiği Rz andezit - aglomera tabakalarının bulunduğu seviyelerde(22,00 – 23,00 m derinlikte) kesme kuvvetinin (+) yönlü maksimum değerini aldığı, (-) yönlü maksimum değerin de andezit tabakasının bulunduğu seviyelerde oluştuğu görülmektedir. Bunun yanı sıra eğilme momentinin (+) yönlü maksimum değerini andezit tabakasının bulunduğu seviyelerde (28,00 – 30,00 m derinlikte), (-) yönlü maksimum değerinin ise genel itibariyle fay kili - aglomera tabakasının yer aldığı seviyelerde oluştuğu anlaşılmaktadır.

- **Dinamik Analizler**

Statik durumda, stabilitenin bozulmasına neden olan ya da stabiliteyi sağlayan kuvvetler depremli koşullarda da stabilite analizi için geçerli olmaktadır. Ancak statik durumda şevde etkili olan kuvvetlerden farklı olarak, deprem gibi yanal çevrimli bir kuvvetten ileri gelen atalet kuvvetlerinin de stabiliteyi bozan kuvvetlere eklenmesi durumu ortaya çıkmaktadır. Deprem durumunda şeve etki eden kuvvetin, zemin özellikleri ile boşluk suyu basınçlarında meydana getirdiği değişimler dikkate alınması gereken ana unsurlardan olmaktadır.

Heyelanın meydana geldiği çalışma alanı topoğrafik olarak %20-30 eğimli olmakla birlikte, bu bölgede çığ, su baskını ve benzeri doğal afet riski bulunmamaktadır. Fakat kazı yüzeylerinin uygun iksa sistemleri ile desteklenmemesi durumunda şev alanında kayma ve/veya akmalar meydana gelebilecektir. Bununla birlikte, bölgede hasar riski büyük deprem olasılıkları söz konusu olduğundan yapısal açıdan da herhangi bir problemle karşılaşılmaması adına "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik," hükümleri doğrultusunda depremli çözüm de modelleme ve analizlerde ayrıca ele alınmıştır.

Depremli koşullarda stabilite analizleri, deprem etkisinin stabiliteye etkiyen kuvvet olarak tanımlandığı yarı statik analizlerle yapılabildiği gibi belirli bir göçme yüzeyinin olmadığı durumlarla da karşılaşılabilmektedir. Bu nedenle depremli durumda yapılacak stabilite analizlerinde şev güvenliği, güvenlik katsayısına ilave olarak deformasyon, yanal yer değiştirme gibi kavramlarla da temsil edilebilmektedir.

Kısa süreli (ani) yükleme durumlarında zemin geçirgenliğinin düşük olduğu suya doygun kil tabakalarında inşaat süresince zemin tabakalarından içeriye su girişi ya da dışarıya su çıkışı olmadığı varsayılabilir (Drenajsız durum). Analizlerde sadece mukavemet parametresi olarak drenajsız kayma mukavemeti s_u kullanılır. Aslında inşaat sırasında bir miktar drenaj gerçekleşiyor olsa da drenajsız analiz dikkate alınması gereken kritik bir durum olmaktadır [83].

PLAXİS'teki çoğu malzeme modeli için malzeme davranışını efektif model parametreleri temelinde modellemek için özel bir seçenek kullanılabilir. Bu seçenek hesaplamaların, efektif gerilmeler ve aşırı boşluk suyu basınçları arasında efektif rijitlik parametreleriyle yapılmasını sağlar. Bununla birlikte, kayma kaynaklı boşluk suyu basıncı yeterince dahil edilmeyebilir. Böyle bir analiz efektif zemin parametreleri gerektirir ve bu nedenle bu parametrelerin mevcut olması durumundaki çözümler de uygun olmaktadır. Yumuşak zeminlerdeki projeler için, efektif parametrelerle ilgili doğru veriler her zaman bulunamayabilir. Bunun yerine, araziden zemin parametreleri elde etmek için laboratuvar deneyleri yapılmış olabilir. Bu gibi deneylerle belirlenen drenajsız Young modülleri, Hooke kanununa göre kolayca efektif Young modüllerine dönüştürülebilir [82].

$$E' = 2/3\ (1 + \nu')E_u \tag{8.1}$$

Gelişmiş bünye modelleri için böyle bir doğrudan dönüşüm mümkün değildir. Dolayısıyla basit deneylerden parametrenin elde edilmesi daha doğru olmaktadır. Herhangi bir sebepten dolayı, PLAXİS'te Undrained (A) veya Undrained (B) seçeneklerinin, drenajsız efektif gerilme analizi yapmak için kullanılmaması koşulu söz konusu ise, drenajsız olarak belirtilen tüm parametrelerle toplam gerilme analizi kullanılarak drenajsız davranış simüle edilebilir. Bu durumda, rijitlik, drenajsız bir Young modülü E_u ve drenajsız bir poisson oranı ν_u kullanılarak ifade edilirken, mukavemet parametresi, drenajsız bir kayma dayanımı s_u ve $\varphi' = \varphi_u' = 0$ şeklinde modellerde dikkate alınmaktadır. Poisson oranı genelde 0,5'e yakın bir değer seçilir (0,495 ile 0,499 arasında). Poisson oranının 0,5 olarak alınması mümkün olmamaktadır. Çünkü böyle bir durum rijitlik matrisinin tekil hale gelmesine yol açabilir [82].

PLAXİS'te, Mohr-Coulomb modeli kullanılıyorsa, drenajsız parametrelerle toplam gerilme analizi yapılmalıdır. Bu durumda drenaj tipi olarak Undrained (C) seçilmelidir. Toplam gerilme analizinin olumsuz yanı, efektif gerilmeler ve boşluk suyu basınçları arasında bir ayrımın yapılamamasıdır. Bu nedenle, efektif olan gerilmelere atıfta bulunan tüm sonuçlar toplam gerilmeler olarak ele alınmalı ve tüm boşluk suyu basınçları sıfıra eşit olmalıdır. Analiz programında doğrudan drenajsız kayma dayanımı verisi ile işlem yapılması, konsolidasyonla birlikte kesme dayanımı artışını otomatik olarak vermemektedir. Dolayısıyla aslında, konsolidasyon analizi yapmak mantıklı olmamaktadır, çünkü konsolidasyon için gerekli olan boşluk suyu basınçları yoktur. Bu tür bir yaklaşım çoğu gelişmiş model için mümkün olmamaktadır [82].

Deprem koşullarında sismik analizlerde kullanılan en eski yöntemlerden bir tanesi psödostatik analizlerdir. Bu yönteme göre sismik hareket ile oluşacak kuvvetler, sisteme yatay yönde etkiyen bir statik kuvvet olarak tanımlanır. Tanımlanan bu kuvvetin büyüklüğü zeminin dilim ağırlığına ve sismik katsayı k'nın alacağı değerlere göre değişmektedir. PLAXİS 2D sayısal analiz programında modelleme yapılırken depremli çözümler için etkin deprem yer ivmesi katsayısı 0,12g olarak sisteme tanımlanmıştır. Heyelanın yaşandığı bölgede herhangi bir depremin oluşması durumunda, statik durumdan daha büyük elastik ve plastik parametreler kullanılmasının yanı sıra, kil tabakaları için drenajsız kayma mukavemeti parametreleri (**Tablo 8.3**) ile analizler yapılmıştır. Fay kili tabakaları için drenajsız elastisite modülü, Hooke kanununa göre efektif Young modülü üzerinden (8.1) bağıntısı kullanılarak,

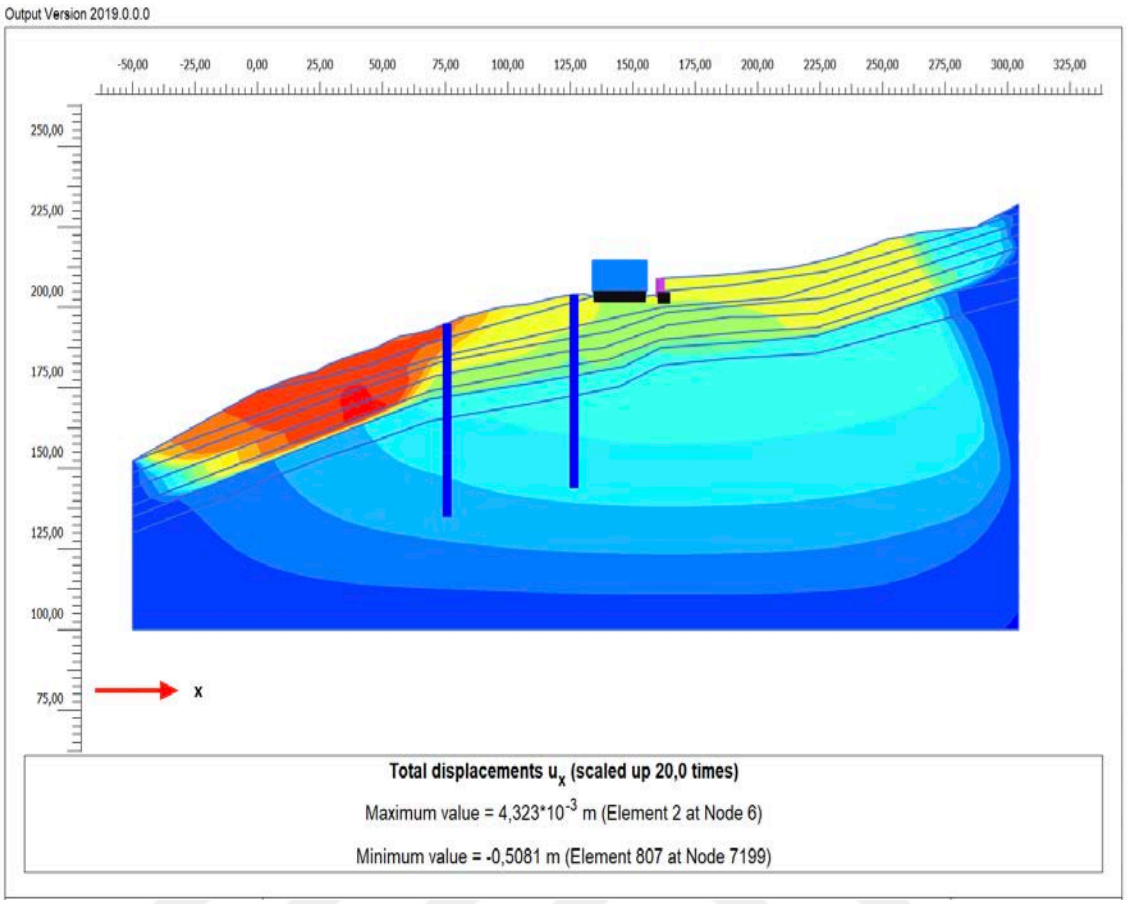
$$E' = 2/3\ (1 + \nu')E_u \rightarrow 30.000 = 2/3(1 + 0{,}3)E_u \rightarrow E_u = 35.00E3kPa$$

olarak belirlenmiştir.

Tablo 8.3 Deprem durumu için kullanılan parametreler

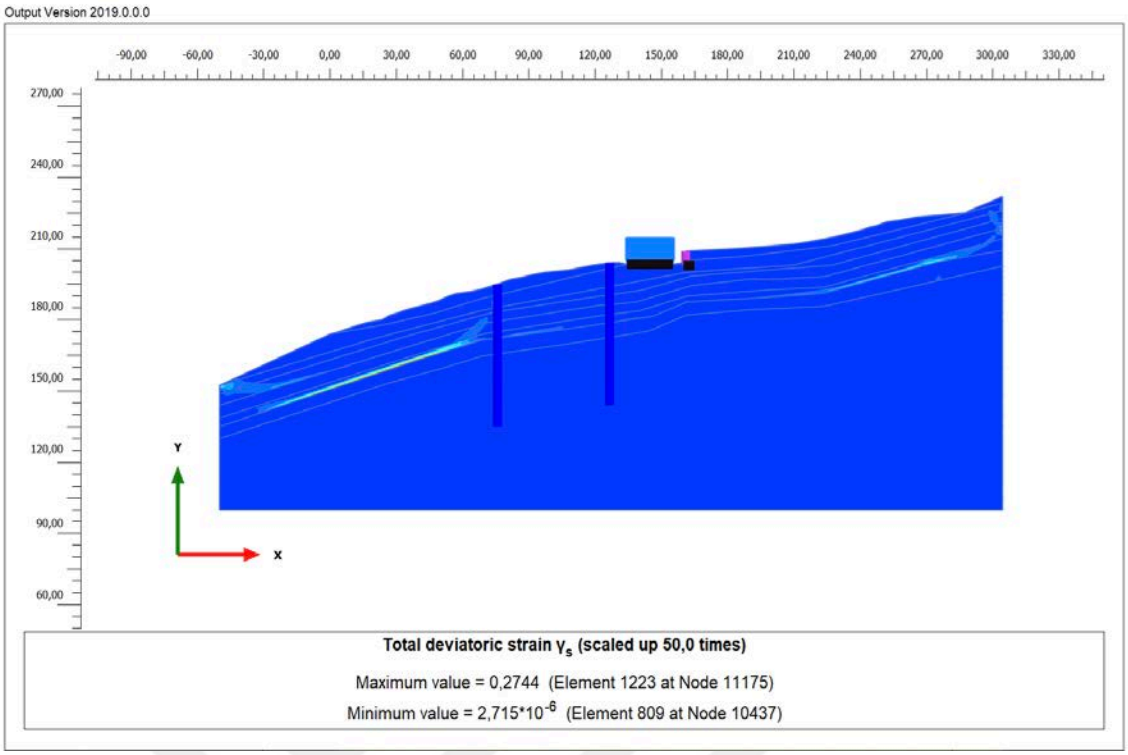
Birim adı	Birim hacim ağırlığı (γ)(kn/m^3)	Kohezyon (c) (kn/m^2)	İçsel sürtünme açısı(φ)	Elastisite modülü (E) (kpa)	Poisson oranı (ν)	Model
Yamaç Molozu	19	8	30	75.00E3	0,00	Mohr-Coulomb
Ayrışmış Andezit	20	8	28	40.00E3	0,30	Mohr-Coulomb
Tüf	19	10	30	40.00E3	0,30	Mohr-Coulomb
(UNDRAİNED C) Fay Kili	20	s_u=100 kPa	$\varphi_u = 0$	35.00E3	0,495	Mohr-Coulomb
Aglomera	22	16	34	75.00E3	0,30	Mohr-Coulomb
Rz Ayrışmış Andezit	20	10	32	100.00E3	0,30	Mohr-Coulomb
Andezit	26	150	33	175.00E3	0,30	Mohr-Coulomb

Bu çalışmada yapı yüklerine ilave olarak deprem sebebi ile oluşacak yanal kuvvet sisteme statik bir yatay kuvvet olarak tanımlanmış ve şevli alanda zemin tabakalarında oluşan hareketler incelenmiştir. Bu bağlamda depremli çözümlerde elde edilen en yüksek yer değiştirme miktarı, şevin tepe noktası ve yüzeyde eğimin fazla olduğu bölgede 50,81 cm olarak ölçülmüştür (**Şekil 8.27**).

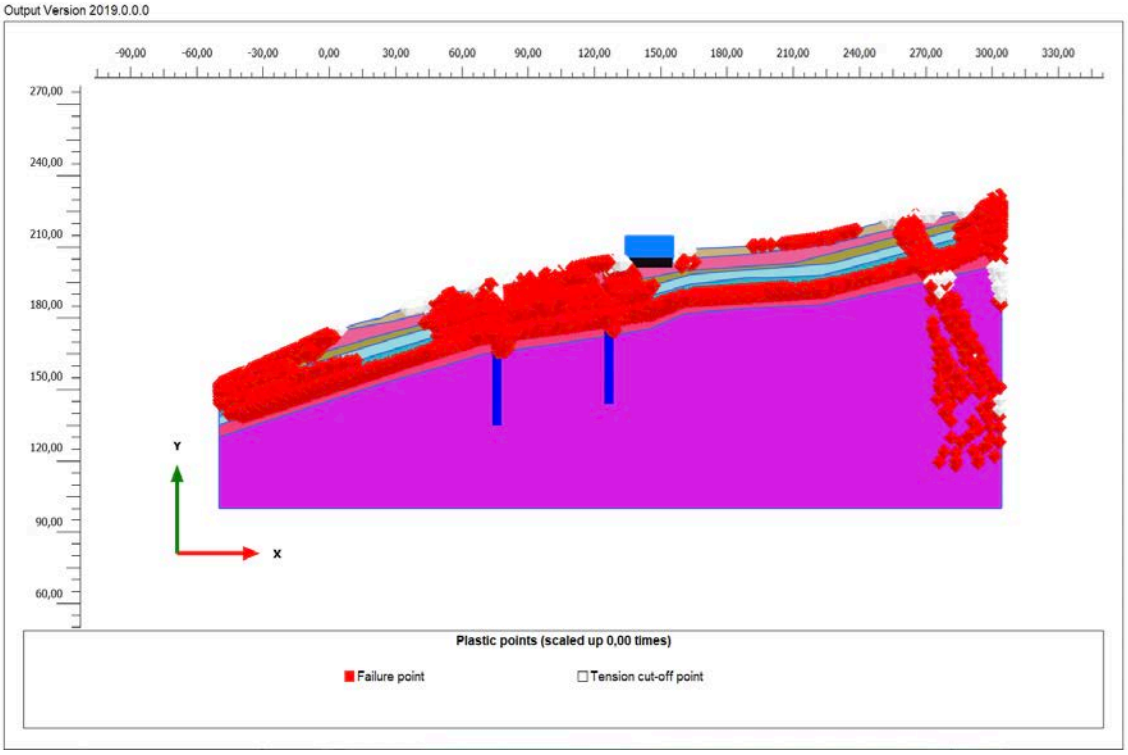


Şekil 8.27 Deprem analizinde meydana gelen muhtemel deplasmanlar

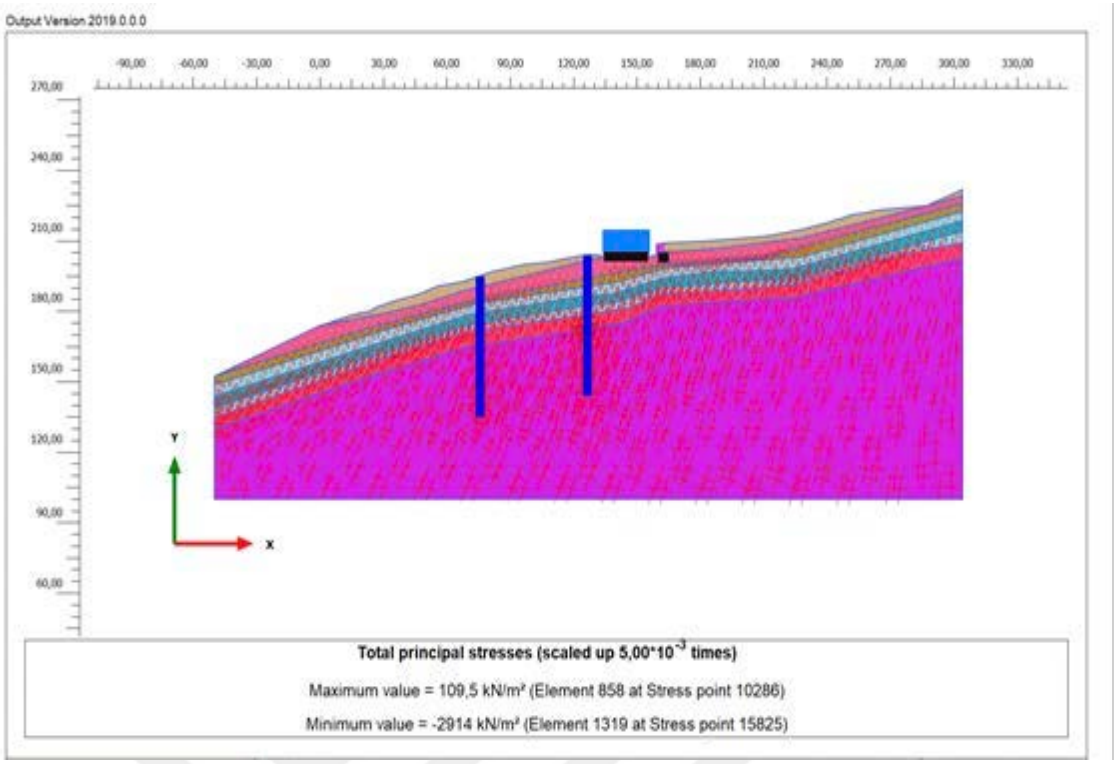
Dinamik analizlerde zemin profilinde meydana gelen kayma yüzeyi derinliği (**Şekil 8.28**), plastik noktalar adı altında ifade edilip gösterilen göçme noktaları, çekmeye çalışan bölgeler (**Şekil 8.29**), toplam asal gerilmeler (**Şekil 8.30**) ve toplam asal şekil değiştirme yönleri (**Şekil 8.31**) aşağıda verilmektedir. Bunların yanı sıra analizde kazıklarda oluşan kesit tesirlerinden eksenel kuvvet(N), kesme kuvveti(Q) ve eğilme momenti(M) dağılımları ile kazıklarda meydana gelen deplasman değerleri sırasıyla **Şekil 8.32, Şekil 8.33, Şekil 8.34, Şekil 8.35, Şekil 8.36, Şekil 8.37, Şekil 8.38, Şekil 8.39**'da verilmektedir. Ayrıca depremli analizlerde baret kazıkların devrede olması durumunda şev stabilitesinin sağlandığı da belirlenmiştir (**Şekil 8.40**).



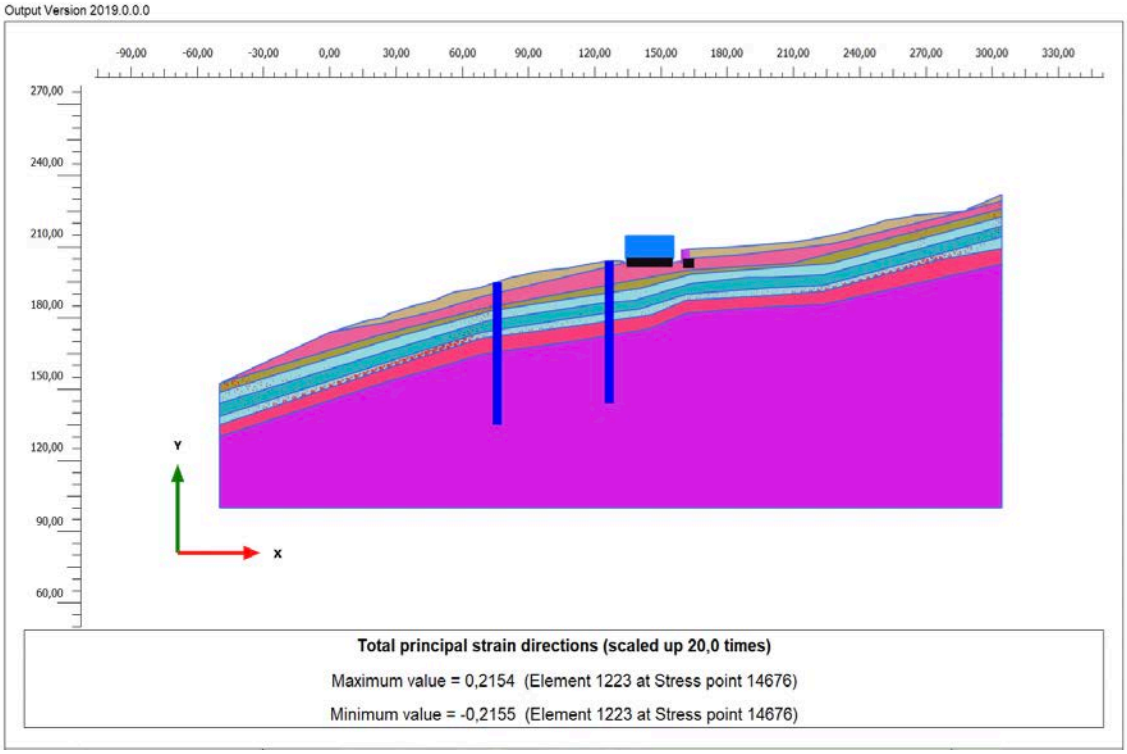
Şekil 8.28 Deprem analizinde tespit edilen muhtemel kayma yüzeyleri



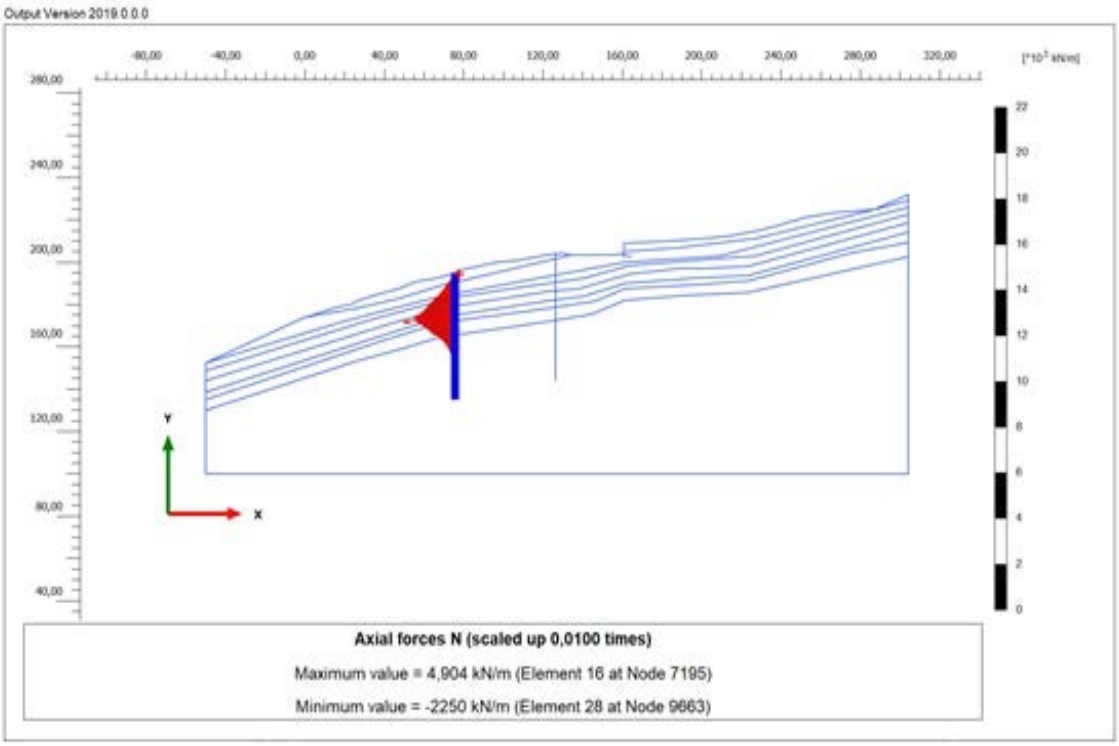
Şekil 8.29 Deprem analizinde zemin tabakalarına ait plastik noktalar



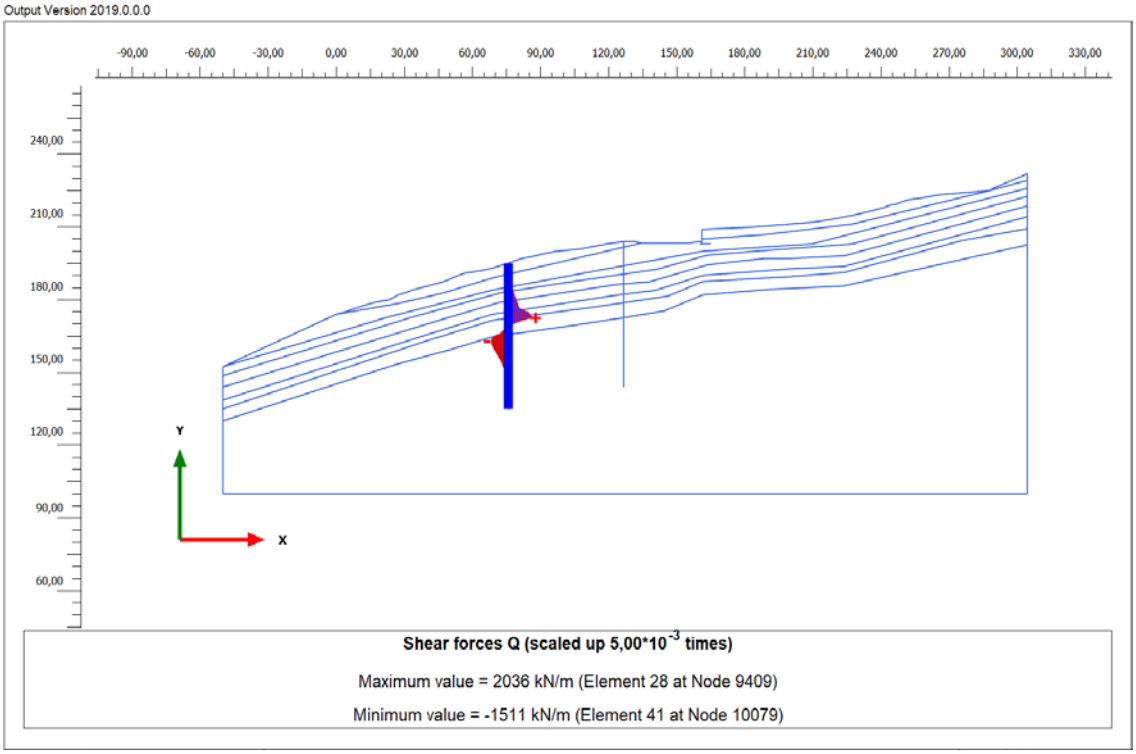
Şekil 8.30 Deprem durumunda toplam asal gerilmeler



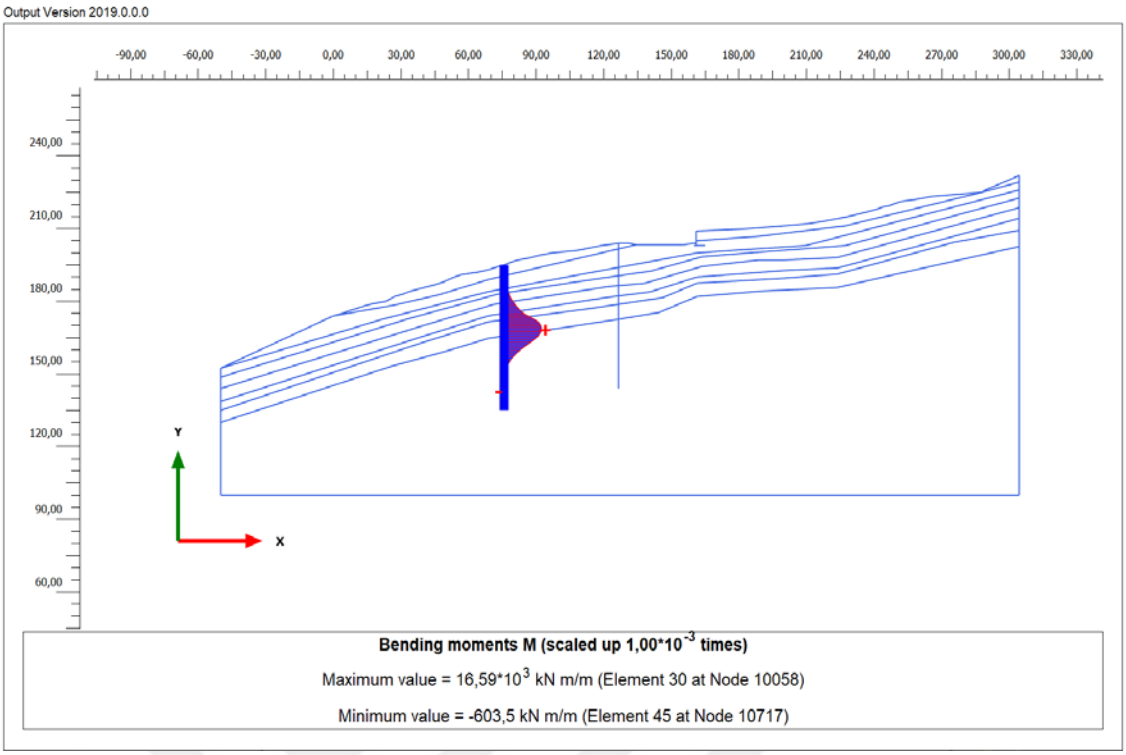
Şekil 8.31 Deprem durumunda toplam asal şekil değiştirme yönleri



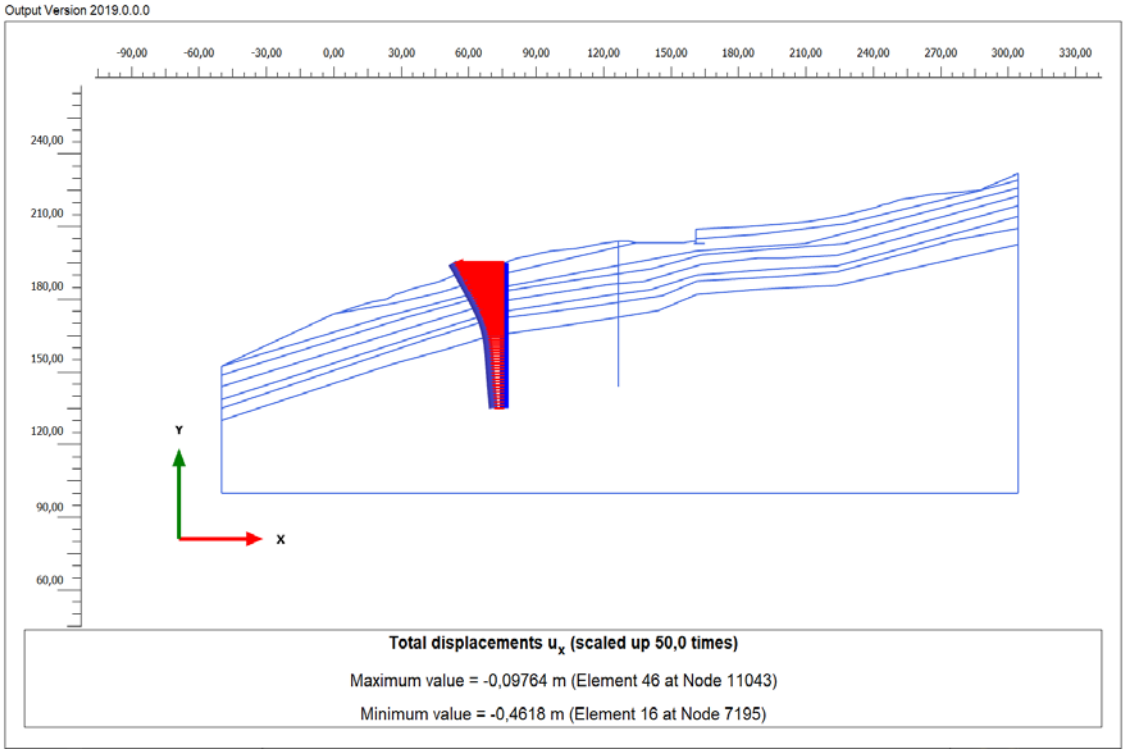
Şekil 8.32 1.kazıkta deprem durumunda oluşan eksenel kuvvet dağılımı



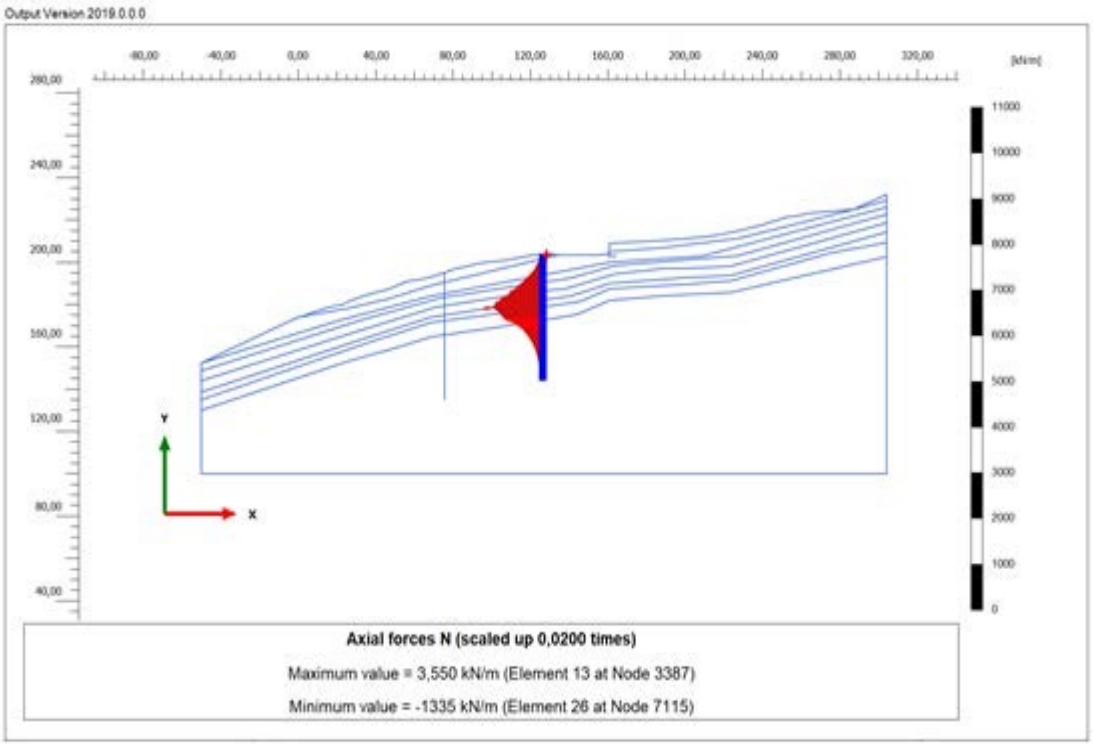
Şekil 8.33 1.kazıkta deprem durumunda oluşan kesme kuvveti dağılımı



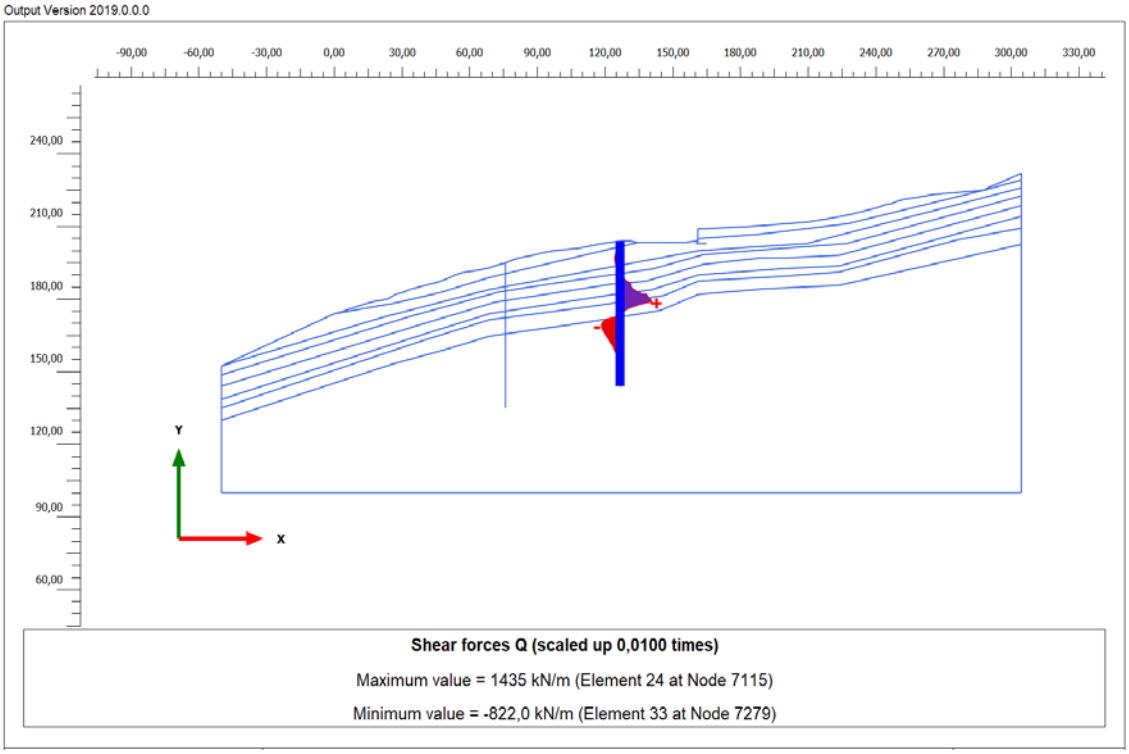
Şekil 8.34 1.kazıkta deprem durumunda oluşan eğilme momenti dağılımı



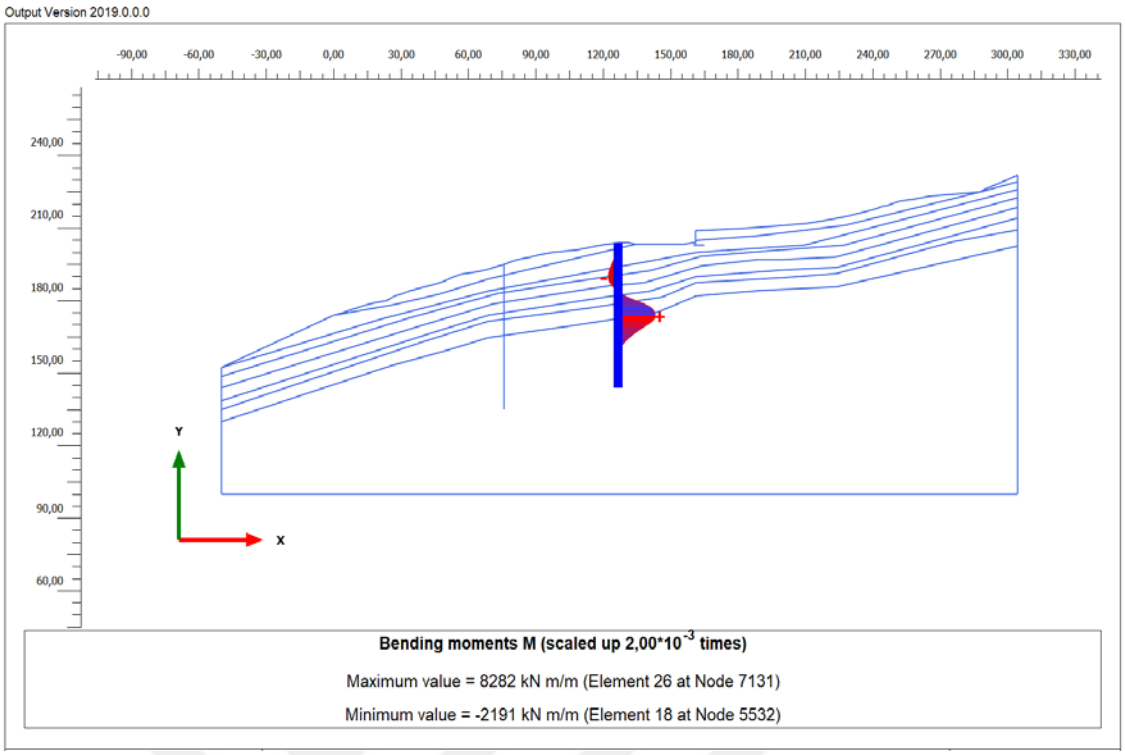
Şekil 8.35 1.kazıkta deprem durumunda oluşan deplasmanlar



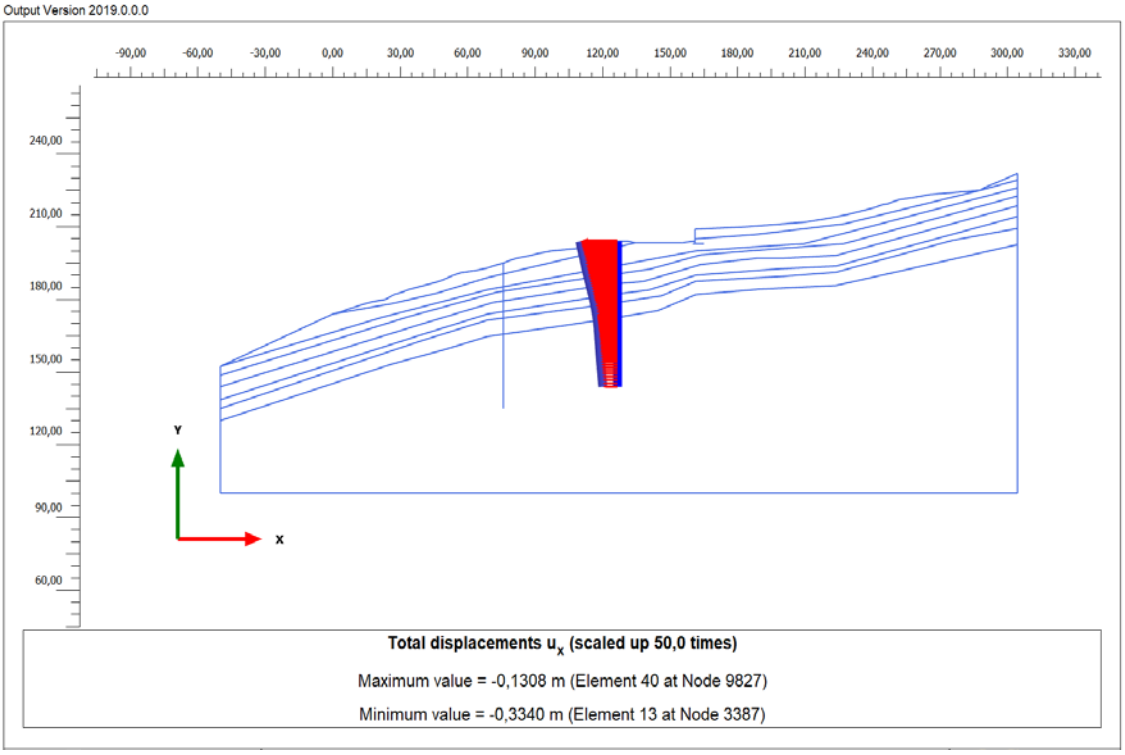
Şekil 8.36 2.kazıkta deprem durumunda oluşan eksenel kuvvet dağılımı



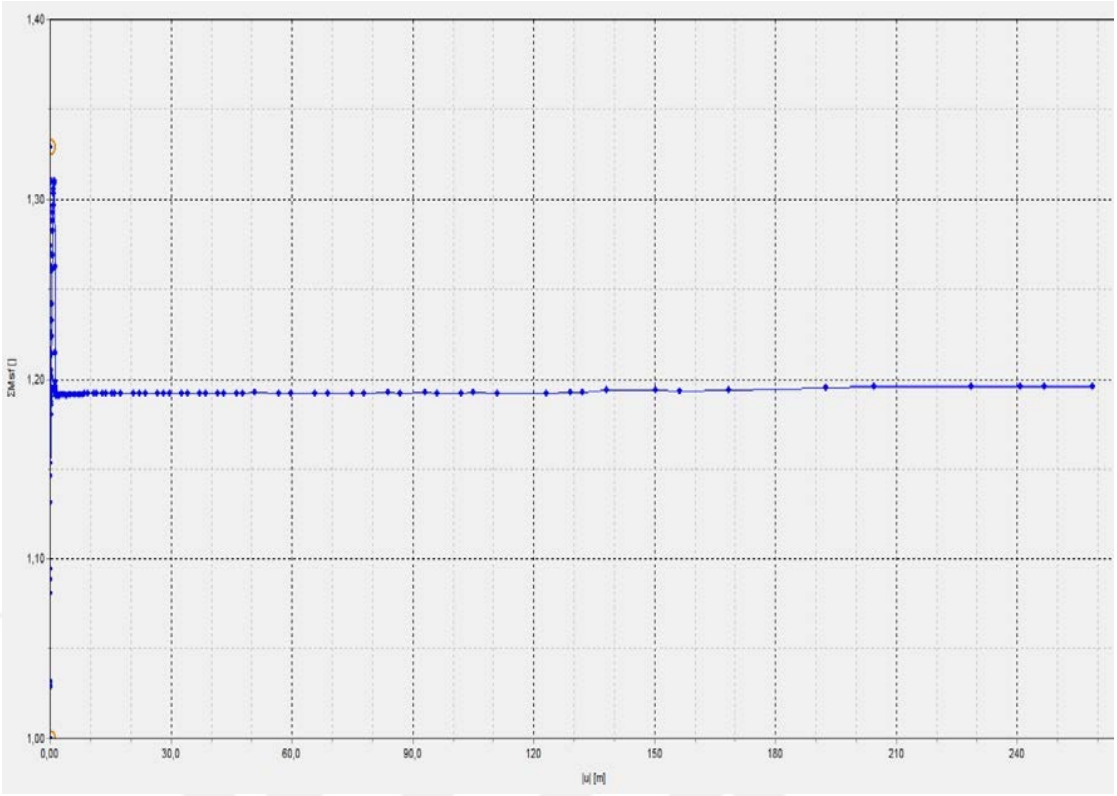
Şekil 8.37 2.kazıkta deprem durumunda oluşan kesme kuvveti dağılımı



Şekil 8.38 2.kazıkta deprem durumunda oluşan eğilme momenti dağılımı



Şekil 8.39 2.kazıkta deprem durumunda oluşan deplasmanlar



Şekil 8.40 Depremli çözüm stabilite analizi, FS(güvenlik sayısı)

9

Sonuçlar ve Öneriler

Bu tez çalışmasında heyelanın maydana geldiği şevli bir alanda stabilitenin sağlanması amacı ile arazide uygulaması yapılmış olan bir proje, vaka analizi şeklinde 6. Bölüm'de sunulmuştur. Araziden elde edilen veriler doğrultusunda belirlenen zemin parametreleri kullanılarak bir analiz modeli oluşturulmuş ve sonlu elemanlar yöntemine dayalı sayısal analiz programı aracılığıyla depremsiz (drenajlı) ve depremli (drenajsız) koşullar için baret kazıkların şev stabilitesine etkisi incelenmiştir. 8. Bölüm'de sonlu elemanlar yöntemiyle gerçekleştirilen analizlerden elde edilen bulgulara göre aşağıdaki sonuçlar çıkarılmıştır:

1) Heyelanın meydana gelmesinden önceki durumda limit denge yöntemiyle yapılan şev stabilitesi analizlerinde tespit edilen muhtemel kayma yüzeyleri için güvelik sayısının, sayısal analiz programında kayma mukavemeti azaltımı (phi-c reduction) yöntemiyle yapılan güvenlik analizleri ile uyumlu olduğu ve şevin göçmeye yakın (FS<1.2) olduğu belirlenmiştir.
2) Depremli ve depremsiz koşullar için gerçekleştirilen analizlerin sonuçlarına göre Bölüm 6'da bir vaka analizi olarak sunulmuş olan şevli alandaki heyelana ait kayma yüzeylerinin konum ve derinliklerinin, inklinometre ölçümleriyle de uyumlu olduğu gözlenmiştir (**Şekil 6.7**, **Şekil 6.8**, **Şekil 6.9**, **Şekil 6.10**, **Şekil 6.11**).
3) Sonlu elemanlar yöntemiyle yapılan analizde, şevde gözlenen hareketin baret kazık imalatı sonrasında durdurulduğu tespit edilmiş olup, bu durum inklinometre sonuçlarıyla da doğrulanmıştır.
4) Muhtemel bir deprem için öngörülen 0,12g'lik yatay ivme etkisi altında yapılan psödostatik analiz sonucuna göre güvenlik sayısının yaklaşık 1.19 olarak elde edildiği ve buna göre şev güvenliğinin sağlanmış olduğu belirlenmiştir.

5) Depremsiz koşullar için yapılan analizlerde heyelan sonrası baret kazıklardaki kesit tesirlerinin depremli koşullarda elde edilen kazık kesit tesirlerine göre çok düşük olduğu, dolayısıyla deprem gibi çevrimli bir yanal kuvvet etkisi altında kazıkların önemli miktarda kesme kuvveti ve eğilme momenti aldığı belirlenmiştir. Bunun yanı sıra eksenel kuvvet değerlerinde de önemli bir oranda artış olduğu tespit edilmiştir.
6) Deprem özellikleri ile zemin tabakalarının sahip olduğu mukavemet özelliklerinin yanı sıra şev geometrisinin de stabilite analizlerinde dikkate alınması ile gerçeğe çok daha yakın sonuçların elde edilebileceği değerlendirilmektedir.
7) Depremli durumda elde edilen yüksek mertebelerdeki kesit tesirlerinin, kayma yüzeyi derinliğinin yanı sıra baret kazıkların rijitliğinden de etkilendiği değerlendirilmektedir. Nitekim fore kazıkların yapısal açıdan yetersiz kaldığı benzer şev stabilizasyonu uygulamalarında da geometrik ölçüleri itibariyle daha avantajlı olan baret kazık tasarımı tercih edilmektedir.
8) Yapılan tasarımın performansını değerlendirmek üzere, çalışma alanını etkileyecek muhtemel depremlerin baret kazıklar üzerinde oluşturacağı deplasmanların ve yapısal deformasyonların izlenmeye devam edilmesi önerilmektedir.

Kaynakça

[1] Durgunoğlu, T., "Baret Temeller, Avantajları ve Örnekler," TMMOB, İnşaat Mühendisleri Odası, İzmir Şubesi, Mayıs, 2018.

[2] Osterberg, J. O., "The Osterberg Load Test Method for Bored and Driven Piles." 7th International Conference & Exhibition on Piling and Deep Foundations, Deep Foundations İnstitute, Vienna, Austria, 1998.

[3] Yıldız, K., Baret Kazıklı Temellerde Düşey Taşıma Kapasitesi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, 2011.

[4] Kasktaş, alındığı tarih:28.06.2019, www.kasktas.com.tr.

[5] Nossan, S. A. & Nossan, S. V., Stanić, B., Mihaljević, I., "A Bridge Foundation Resisting Sliding Soil Mass", Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, M. Hamza et al. (Eds.), 2009 IOS Press., doi:10.3233/978-1-60750-031-5-1495.

[6] Seyhan, F., Bülent, C., "Şev İyileştirmelerinde Kullanılan Kazıklara Uygulanan Deprem Etkisi", Politeknik Dergisi, cilt:17, sayı:1(Özel sayı), s.31-34, 2014.

[7] Bol, E., Sert, S., Özocak, A., "Kazıklı İksa Sistemi İle Şev Duraylılığının Sağlanması", Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi, 21(5), 860-870, 2017.

[8] Pınarlık, M., Öztürk, P. S., Kardoğan, Ö., Demircan, R. K., "Şev Stabilitesine Zemin Özelliklerinin Etkisinin Limit Denge Yöntemi İle İrdelenmesi", www.google.com.tr.

[9] Conte, E., Troncone, A., "A Performance-Based Method For The Design Of Drainage Trenches Used To Stabilize Slopes", Engineering Geology, 239, 158–166, 2018.

[10] Öz, E., Yüksek Lisans Tezi, Kayseri Erciyes Üniversitesi, 2007.

[11] Ongun, M., Acar, M. H., "Deprem Kuvvetleri Etkisi Altındaki Şevlerin Stabilitesini Etkileyen Faktörlerin İncelenmesi", Selçuk Üniversitesi Mühendislik, Bilim ve Teknoloji Dergisi, c. 24, s. 2, 2009.

[12] Özsoy, C., Yüksek Lisans Tezi, Dumlupınar Üniversitesi Kütahya, 1998.

[13] Keleşoğlu, M. K., "Şevlerin Stabilitesi", TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi, Geoteknik Eğitim Kursu, İstanbul, 2016.

[14] Bowles, J. E., Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill Book Company, New York, USA, 1996.

[15] Das, M. B., Principles of Foundation Engineering, 7th Edition, Brooks/Cole, California, USA, 2011.

[16] Berilgen, S. "Geoteknik Mühedisliğinde Uygulamalar", Ders Notları, YTÜ, 2016.

[17] Vesic, A. S., Design of Pile Foundations, National C Highway Research Program S of Practice, Transportation Research Board, Washington DC, USA, 1977.

[18] Das, M. B., Principles of Foundation Engineering, 7th Edition, Brooks/Cole, California, USA, 2007.

[19] Toğrol, E., ve Tan, O., Kazıklı Temeller, Birsen Yayınevi, İstanbul, 2003.

[20] Das, M. B., Advanced Soil Mechanics, Taylor & Francis, USA, 2004.

[21] Candoğan, A., The Art and Practice of Foundation Engineering, İstanbul, 2008.

[22] Leonards, G. A., Foundation Engineering, McGraw-Hill, New York, USA, 1962.

[23] Meyerhof, G. G., "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations", Journal of Geotech. Eng. Div., ASCE, pp. 102, 1976.

[24] Kulhawy, F. H., "Limiting Top and Side Resistance", Fact or fallacy *Analysis and Design of Pile Foundations* ed. *J. R. Meyer* ASCE, New York, N.Y., 1984, pp. 80–98.

[25] Tomlinson, M. J., Pile Design and Construction in Practice, Viewpoint Publ., London, UK, 1977.

[26] Fleming, W. G. K. et. al., Piling Engineering, 3rd edition, Taylor & Francis, London, 2009.

[27] Brown, K. W., Foundation Engineering Handbook, Design and Construction with the 2006 International Building Code, McGraw-Hill, California, USA, 2006.

[28] AASHTO, "Guide for Design of Pavement Structures", American Association of State Highway And Transportation Officials, Washington, USA, 1993.

[29] Vesic, A. S., Design of Pile Foundations, National C Highway Research Program S of Practice, Transportation Research Board, Washington, DC, USA, 1977.

[30] Coduto, P. D., Foudation Design/Principles and Practices, Pearson Education İnternatiol, California, USA, 2001.

[31] Kumbasar, V. ve Kip, F., Zemin Mekaniği Problemleri, Altıncı Baskı, Çağlayan Kitabevi, İstanbul, 1999.

[32] Poulos, H. G., Davids, E. H., Pile Foundation Analysis and Design, John Wiley, New York, 1980.

[33] Şenol, A., Kazıklarda Negatif Çevre Sürtünmesi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, 1991.

[34] AASHTO, Application of Design Standards, Uniform Federal Accessibility Standards and Bridges.

[35] Tomlinson, M. J., Pile Design and Construction in Practice, E & FN Spon, London, UK, 2004.

[36] Tomlinson, M. J., Pile Design and Construction in Practice, Taylor & Francis Group, London, UK, 1986.

[37] Birand, A. A., Kazıklı Temeller, Teknik Yayınevi, İstanbul, 2007.

[38] Tomlinson, M. J., Pile Design and Construction in Practice, Taylor & Francis Group e-Library, London, UK, 2007.

[39] Das, M. B., Advanced Soil Mechanics, Taylor & Francis, USA, 2004.

[40] Joshi, R. C., and Sharma, H. D., "Prediction of Ultimate Pile Capacity from Load Tests on Bored and Belled, Expanded Base Compacted and Driven Piles," Proceedings, İnternational Symposium on Prediction and Performance in Geotechnical Engineering, Calgary, Algebra, Canada, 1988, pp. 135-144.

[41] Yıldırım, S., Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı, Birsen Yayınevi, İstanbul, 2002.

[42] Prakash, S.,Sharma, H. D., Pile Foundations in Engineering Practice, John Wiley & Sons Inc., New York, 1989.

[43] Broms, B., "The Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils," J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, No. SM2, March, (1964a), pp. 27-63.

[44] Reese, L. C., and Matlock, H., "Non-Dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth," Proceedings 8th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin, TX, 1956, pp. 1-41.

[45] Prakash, S., Behavior of Pile Groups Subjected to Lateral Loads, Ph. D. Thesis, University of İllinois, 1962.

[46] Davisson, M. T., & Gill, H. L., "Laterally Loaded Piles in a Layered soil System," J. S. M. F. D., ASCE, SM3, 1963, pp. 63-94.

[47] Poulos, H. G., Davis, E. H., "Rate of Settlement Under Two and Three Dimensional Conditions," Article in Géotechnique, January, 1972.

[48] Terzaghi, K., "Evaluation of Coefficients of Sub-grade Reaction," Geot., pp. 297, 1955.

[49] Poulos, H. G., "Behavior of Laterally Loaded Piles: I- Single Piles," J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, No. SM 5, (1971a), pp. 711-731.

[50] Poulos, H. G., "Behavior of Laterally Loaded Piles: II- Pile Groups," J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, No. SM 5, (1971b), pp. 733-751.

[51] Army Corps of Engineers, Design of Deep Foundations, 1977.

[52] Matlock, H., and Reese, L. C., "Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures," Proceedings Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 1961, pp.91-97.

[53] Biraud, J. L., Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, 1976.

[54] Prakash, S., and Sharma, H. D., Pile Foundations in Engineering Practice, John Wiley & Sons, Inc., Canada, 1990.

[55] Davisson, M. T., "Lateral Load Capacity of Piles", Highway Research Record No 333 - Pile Foundations, Highway Research Board, USA, 1970.

[56] Prakash, S., and Saran, D., "Behavior of Laterally-Loaded Piles in Cohesive Soil," Asian Conf. Soil Mech. And Fdn Proc., 6 FIG, 1 TAB, 2 PHOT, 13 REF, UK, 1967, pp. 235-238.

[57] Oteo, C. S., "Displacement of a Vertical Pile Group Subjected to Lateral Loads," Fifth Europe Conf. on Soil Proc. September, 1972, p. 397-405.

[58] Ooi, P. S. K., and Duncan, J. M., "Lateral Load Analysis of Groups of Piles and Drilled Shafts," Journal of Geotecnical Engineering, June, 1994, issue 6, p. 1034-1050.

[59] Brown, D. A., Morrison, C., and Reese, L. C., "Lateral Load Behavior of Pile Group in Sand," Journal of Geotechnical Engineering, 1988-11, pp. 1261-26.

[60] Klingmüller, O., Kirsch, F., "A Quality and Safety Issue for Cast-in-Place Piles: 25 Years of Experience with Low-Strain Integrity Testing in Germany," Current Practice and Future Trends in Deep Foundations, ASCE Geotechnical Special Publication, USA, 2004, Issue Number: 125, pp. 202-221.

[61] Maden Tetkik Arama Genel Müdürlüğü, http://www.mta.gov.tr/v3.0/, 2019.

[62] TS EN 1538/2001, Özel Jeoteknik Uygulamalar, Diyafram Duvarlar, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

[63] T. C. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı Toplu Konut İdaresi Başkanlığı 3 No'lu Uygulama Dairesi Başkanlığı Arşivi, İstanbul, 2016.

[64] Zetaş, Katalog , alındığı tarih 06.05.2019.

[65] Tuncan, A., "Foundation Eng. 1 Ders Notları," https://www.anadolu.edu.tr, alındığı tarih, 2019.

[66] ASTM D-3689, Standard Test Method for Individual Piles Under Static Axial Compressive Load, American Society for Testing and Materials, 1995.

[67] ASTM D1143, Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load, American Society for Testing and Materials, USA, 1994.

[68] CIRIA, The *Construction Industry Research and Information Association, 2017.*

[69] Schmertmann, J. H., ve Hayes, J. A., "The Osterberg Cell and Bored Pile Testing A Symbiosis, Proceedings" 3rd International Geotechnical Engineering Conference, Cairo University, Egypt, 5-8 January, 1997.

[70] England, M., ''Bi-directional Static Load Testing – State of the Art'', Loadtest Inc.,UK, 2003.

[71] Fellenius, B. H., "What Capacity Value to Choose from the Results a Static Loading Test", Deep Foundations Institute, Fulcrum, Fall, 2001, pp. 23-26.

[72] Schmertman, J.H., et. all, "O-Cell Testing Case Histories Demonstrate the İmpotance of Bored Pile(Drilled Shaft) Construction Technique," Fourth İntl Conference on Case Histories in Geotecnical Engineering, Rolla, Missouri, March 8-12, 1998.

[73] Charles, W. W., Rigby, D. B., "Field Studies of Well-Instrumented Barrette in Hong Kong," ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, USA, 2000.

[74] England, M., Fleming, W. G. K., "Review of Foundation Testing Methods And Procedures", Proc. İnst. Civ. Eng. Geotech. Eng., 1994, pp. 135-142.

[75] Bakır, S., İzmir İli Çiğli İlçesi Evka-5 Konutları Heyelan Önleme Raporu, T. C. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı Toplu Konut İdaresi Başkanlığı Arşivi, İstanbul, 2016.

[76] Bienawski, Z. T., "The Point Load Test in Geotecnical Practice," Engineering Geology, 1975, pp. 1-11 [A journal paper detailing the applications of point load test in geotecnical engineering].

[77] Deere, D., and Miller, R., "Engineering Classification and İndex Properties for İntact Rock" Tech. Report No AFWL - TR-65-116, Air Force Weapons Lab., Kirtland Air Base, New Mexico, 1966.

[78] Bieniawski, Z. T., Engineering Rock Mass Classifications, New York, Wiley, 1989.

[79] Ulusay, R., Gökçeoğlu, C., Binal, A., "Kaya Mekaniği Laboratuvar Deneyleri," Oda Yayını, Ankara, 2005.

[80] Hoek, E., "Tunnel Support in Weak Rock", Keynote Address, Symp. On Sedimentary Rock Engineering, Taipei, Taiwan, 20-22 of November, 1998.

[81] Phase2, "Plastic Hybrid Analysis of Stress for Estimation of Support", Rocscience, 2010.

[82] Brinkgreve, R. B. J., Engin, E., and Swolfs, W. M., (ed) Plaxis Manual, Plaxis BV., Hollanda, 2012.

[83] Atkinson, J. H. and Bransby, P. L., The Mechanics of Soils, CGRAW-HİLL Book Company(UK) Limited, Bershire, England, 1978.

Tezden Üretilmiş Yayınlar

İletişim Bilgisi: leyesilbas21@gmail.com

Konferanas Bildirileri

1 Yeşilbaş, L., Özçoban, M. Ş., Selçuk, M. E., "Şev Stabilitesinin Baret Kazıklarla Sağlanması-Bir Vaka Analizi", 4. Uluslararası Bilimsel Araştırmalar Kongresi, Bildiri Tam Metin Kitabı-2, Fen ve Mühendislik Bilgileri, sy. 397-402, Yalova, 2019.