

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**İSTANBUL GROVAKLARINA SOKETLENEN FORE KAZIKLARIN TAŞIMA
KAPASİTESİ**

DOKTORA TEZİ

Yalçın EYİGÜN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

HAZİRAN 2014

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**İSTANBUL GROVAKLARINA SOKETLENEN FORE KAZIKLARIN TAŞIMA
KAPASİTESİ**

DOKTORA TEZİ

**Yalçın EYİGÜN
(501032303)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Ahmet SAĞLAMER

HAZİRAN 2014

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501032303 numaralı Doktora Öğrencisi **Yalçın EYİĞÜN**, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı **“İSTANBUL GROVAKLARINA SOKETLENEN FORE KAZIKLARIN TAŞIMA KAPASİTESİ”** başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Prof. Dr. Ahmet SAĞLAMER**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Mahir VARDAR**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Mete İNCECİK
İstanbul Teknik Üniversitesi

Doç. Dr. Recep İYİSAN
İstanbul Teknik Üniversitesi

Doç. Dr. Yeşim GÜRTUĞ
Marmara Üniversitesi

Teslim Tarihi : **3 Haziran 2014**
Savunma Tarihi : **26 Haziran 2014**

ÖNSÖZ

Doktoraya başlamamı teşvik eden ve doktora çalışmasını tamamlamamda desteğini daima hissettiğim değerli Hocam Prof. Dr. Ahmet Sağlamer'e, tezin son haline gelmesinde katkı sağlayan Dr. H. Korhan Özalp'a, Yüksek Mühendis Ülkü Ebru Yıldırım'a ve doktora öğrenimim süresince sabırla destek veren aileme teşekkürlerimi sunarım.

Haziran 2014

Yalçın EYİGÜN
İnşaat Yüksek Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	v
İÇİNDEKİLER	vii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xi
ŞEKİL LİSTESİ.....	xv
ÖZET.....	xxi
SUMMARY.....	xxiv
1. GİRİŞ	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
2. KAZIKLAR VE KAZIKLARIN SINIFLANDIRILMASI.....	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
2.1 Kazıkların İşlevi	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
2.2 Kazıkların Sınıflandırılması	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
2.3 Özel Kazıklar.....	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
2.4 Eksenel Yüklü Tekil Kazığın Taşıma Kapasitesi.....	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
2.4.1 Statik yöntemler	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
3. KAYAYA SOKETLİ KAZIKLAR	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
3.1 Soketlenmiş Kazıkta Yük Taşıma Mekanizması	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
3.2 Soketin Şekil Değiştirme ve Yük Transfer Mekanizması	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
3.3 Kayaya Soketli Kazıklarda Taşıma Gücünün Bileşenleri	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
3.4 Kayaya Soketli Kazıklarda Uç Dayanımı ...	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
3.5 Kayaya Soketli Kazıklarda Çevre Sürtünmesi	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
3.6 Soket Çevresinde Yük Transfer Mekanizması.....	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
3.7 Uç Taşıma Kapasitesinin Bulunması İçin Geliştirilen Yöntemler	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
3.7.1 AASHTO yöntemi	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
3.7.2 SPT-N değerini dikkate alan yaklaşım..	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
3.7.3 Presyometre deney sonucuna göre uç taşıma kapasitesinin hesaplanması	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
3.7.4 Canadian foundation engineering manual tarafından önerilen süreksizlik bazlı yöntem.....	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
3.7.5 Zemin mekaniği prensipleri ile ilişkili uç kapasitesi belirlenmesi	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
3.7.6 Yükleme deneylerinin değerlendirilmesi ile önerilen ampirik yöntemler	27

3.8 Çevre Taşıma Kapasitesinin Bulunması İçin Geliştirilen Yöntemler . Hata! Yer işareti tanımlanmamış.	
3.8.1 Ampirik yöntemler	28
3.8.2 SPT-N ile çevre sürtünmesi arasındaki ilişkiler	31
4. KAZIK YÜKLEME DENEYLERİ	33
4.1 Kazık Yükleme Deneyinin Tanımı ve Amacı	33
4.2 Kazık Deney Teknikleri	34
4.2.1 Statik yükleme deneyleri.....	34
4.2.1.1 Eksenel basınç deneyi	36
4.2.1.2 Eksenel çekme deneyi	36
4.2.1.3 Yanal yükleme deneyi	37
	<u>Sayfa</u>
4.2.2 Dinamik kazık deneyleri	38
4.2.3 Yarı statik deneyler	40
4.2.3.1 Simbat.....	40
4.2.3.2 Statnamic	40
4.2.3.3 PSPLT	40
4.2.4 Sismik süreklilik deneyi.....	40
4.2.5 Sonik süreklilik deneyi.....	40
4.3 Kazık Yükleme Deneyi Yapım Yöntemleri	41
4.4 Kazık Yükleme Deneyleri ile İlgili Standartlar ve Şartnameler.....	43
4.5 Osterberg Yük Hücresi ile Kazık Yükleme Deneyi Yapılması.....	44
4.5.1 Osterberg deneyi yapım yöntemi ve uygulama prosedürü.....	46
4.5.2 Diğer eksenel statik yükleme deneyleri ile osterberg hücresi deneyinin karşılaştırılması	49
4.5.2.1 Yüksek yükleme kapasitesi	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
4.5.2.2 Kaya soket sürtünmesinin tespiti..	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
4.5.2.3 Deney kazığının yeniden kullanımı	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
4.5.2.4 Düşük uygulama gerilmesi.....	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
4.5.2.5 Yüksek iş güvenliği.....	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
4.5.2.6 Düşük çalışma alanı	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
4.5.2.7 Yüksek deney yüklerinde Düşük maliyet	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
4.6 Osterberg Hücresi Deneyinde Önemli Hususlar	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
4.7 Eşdeğer Yük – Oturma Eğrisinin Oluşturulmasında Yapılan Kabuller	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
4.8 Osterberg Deneyi Sonuçları ile Diğer Eksenel Yükleme Deneyi Sonuçlarının Karşılaştırılması	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
5. İSTANBUL GROVAKLARININ JEOLJİK VE GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ	56
5.1 Külteler	56
5.1.1 Magmatik kültürler	56
5.1.2 Metamorfik kültürler	57
5.1.3 Tortulaşma ve tortul kültürler	57
5.2 Grovak	60

5.3 İstanbul Grovaklarının Mikroskopik İnceleme Bulguları	61
5.4 Silttaşı, Kiltası, Çamurtaşı ve Killi Şist (Şeyl).....	62
5.5 İstanbul Grovaklarının Yaşı	62
5.6 Grovakların İstanbul Coğrafyasındaki Yayılışı.....	63
5.7 İstanbul Grovaklarının Laboratuvar ve Arazi Deney Bulgularının Karşılaştırılması.....	66
5.8 İstanbul Grovaklarının Tabaka, Çatlak-Kıvrım, Dayk ve Damar Sistemleri	68
5.9 Süreksizlikler ve Süreksizlik Düzlemlerindeki Sürtünme Direncinin Taşıma Gücüne Etkisi.....	71
5.10 İstanbul Grovaklarının Fiziksel ve Mühendislik Özellikleri.....	74
5.10.1 Yoğunluk.....	74
5.10.2 Poisson oranı	75
5.10.3 RQD değeri	75
5.10.4 Serbest basınç dayanımı değeri.....	77
5.10.5 Elastisite modülü.....	79
	Sayfa
5.10.6 Nokta yük indisi	82
5.10.7 Tek eksenli basınç dayanımı ile nokta yük indisi arasındaki ilişki.....	82
5.10.8 Permeabilite (geçirimsizlik) değeri	85
5.10.9 İçsel sürtünme açısı.....	85
5.10.10 Presiyometre modülü	86
5.10.11 Su emme ve su muhtevası değeri.....	86
5.10.12 Porozite	87
6. İSTANBUL GROVAKLARINA SOKETLİ FORE KAZIKLARDA YÜKLEME DENEYİ UYGULAMASI VE SOKET SÜRTÜNMESİNİN TAYİNİ.....	89
6.1 Uygulama Alanının Jeolojik ve Geoteknik Özellikleri	89
6.2 Haliç Metro Geçiş Köprüsü Güzergâhı Zemin Araştırmaları	94
6.3 Zemin Profili	95
6.4 Kaya Mekaniği Deneyleri	98
6.5 Uygulanan Osterberg Hücre Deneyleri	99
6.5.1 TP1 nolu kazık üzerinde yapılan yükleme deneyi	104
6.5.2 P3-4B kazık Yükleme Deneyi ile ilgili sonuçlar	111
6.5.3 P3-3B kazık yükleme deneyi ile ilgili sonuçlar	113
6.5.4 TP2 nolu kazık yükleme deneyi ile ilgili sonuçlar.....	114
7. HALIÇ METRO GEÇİŞ KÖPRÜSÜ PROJESİ KAZIK YÜKLEME DENEYİ SONUÇLARI İLE İLGİLİ DEĞERLENDİRMELER.....	117
8. GENEL SONUÇLAR.....	121
KAYNAKLAR.....	124
EKLER.....	131
A. Zemin Ve Kaya Deneylerinin Sonuç Grafikleri.....	132
B. Karot Sandığı Fotoğrafları.....	143
C. TP1 no.lu test kazığı ile ilgili fotoğraf, grafik ve şekiller.....	152
D. P3-4 B no.lu test kazığı ile ilgili fotoğraf, grafik ve şekiller	161
E. P3-3B no.lu test kazığı ile ilgili fotoğraf, grafik ve şekiller	168
F. TP 2 no.lu test kazığı ile ilgili fotoğraf, grafik ve şekiller	173
ÖZGEÇMİŞ.....	178

KISALTMALAR

AASHTO	: American Association of State Highway and Transportation Office
ABD	: Amerika Birleşik Devletleri
ASTM	: American Society for Testing and Materials
BSI	: British Standards Institution
CAPWAP	: Case Pile Wave Analysis Program
CFEM	: Canadian Foundation Engineering Manual
CL	: Çevrimli yükleme deneyi
CRP	: Sabit Penetrasyon Oranı ile Yükleme Deneyi
CSL	: Crosshole Sonic Logging
DIN	: Deutsches Institut für Normung
FHWA	: Federal Highway Association
FPDS	: Foundation Pile Diagnostic System
HSDT	: High Strain Dynamic Testing
İBB	: İstanbul Büyükşehir Belediyesi
LVWDT	: Linear Vibrating Wire Displacement Transducer
MJKM	: Mühendislik Jeolojisi ve Kaya Mekaniği
O-CELL	: Osterberg Hücresi
SML	: Kademeli Yavaş Yükleme Deneyi
SPT	: Standart Penetrasyon Deneyi
PDA	: Pile Driving Analyzer
QML	: Kademeli Hızlı Yükleme Deneyi
RQD	: Rock Quality Designation
TP	: Test Pile
TSE	: Türk Standartları Enstitüsü

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Yerinde dökme kazık tasarımında kullanılan tipik güvenlik katsayıları (Coduto, 2001).....	9
Çizelge 3.1 : Kazık uç mukavemeti için serbest basınç mukavemetine bağlı olarak verilen nihai taşıma gücü değerleri (Zhang ve Einstein, 1998)	19
Çizelge 3.2 : Kaya Sınıfları (ASSHTO, 2005).	24
Çizelge 3.3 : Hoek tarafından verilen N_{ms} değerleri (Marinos ve Hoek, 2001)	25
Çizelge 3.4 : Taşıma kapasitesi katsayısı K_b (CFEM, 2006).....	25
Çizelge 3.5 : Süreksizlik aralığına bağlı katsayı, K_{sp} (CFEM, 2006).....	26
Çizelge 3.6 : c 'ye bağlı olarak ($E_k/3c$) ve N_c^* 'nin belirlenmesi.....	27
Çizelge 3.7 : Uç taşıma kapasitesi (q_{max}) ile serbest basınç dayanımı (σ_c) arasında geliştirilen ampirik bağıntılar satırlı ve kolonlar ortalanmış çizelge...	28
Çizelge 3.8 : Çevre taşıma kapasitesi (τ_{max}) ile serbest basınç dayanımı (σ_c) arasında geliştirilen ampirik bağıntılar	29
Çizelge 3.9 : Fore kazıklarda pürüzlülük sınıflandırması (Pells v.d., 1980)	29
Çizelge 3.10 : Birim nihai kayma kapasitesi – SPT N ilişkisi (Zhang, 2004).....	32
Çizelge 4.1 : Kazık deney teknikleri, Düzceer (2002).....	35
Çizelge 4.2 : Yük uygulama yöntemlerinin karşılaştırılması.	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.2
Çizelge 4.3 : Avrupa ülkelerinde kullanılan göçme yükü kriterleri ve yöntemleri.	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.4
Çizelge 5.1 : Tortul Kütlelerin Sınıflandırılması (Erguvanlı, 1978).	59
Çizelge 5.2 : Jeolojik zamanları gösteren stratigrafik kolon (Erguvanlı, 1978)..	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.3
Çizelge 5.3 : Haliç kuzeyi kayaçlarının yenilme koşulları, (İTÜ MJKM, 1985). Hata!	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.67
Çizelge 5.4 : Süreksizlik aralığına göre kayaçların sınıflandırılması (Yıldırım ve Savaşkan, 2007).....	72
Çizelge 5.5 : Bazı kayaların süreksizlik düzlemleri sürtünme dirençlerini gösteren sürtünme katsayıları.	73
Çizelge 5.6 : İstanbul grovakların süreksizlik düzlemlerindeki dolgu malzemesi ve ortamın durumunun sürtünme katsayısına etkisi (Özüer, 1975).	11
Çizelge 5.7 : Kayaların tipik yoğunluk değerleri (Zhang, 2004).....	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.5
Çizelge 5.8 : İstanbul grovaklarının birim hacim ağırlık değerleri. . Hata! Yer işareti tanımlanmamış.6	
Çizelge 5.9 : Kayaların tipik Poisson oranı değerleri (Zhang, 2004).	77
Çizelge 5.10 : İstanbul grovaklarının Poisson oranı.....	75
Çizelge 5.11 : RQD değerine göre kaya sınıflandırması (CFEM, 2006).....	76

Çizelge 5.12 : İstanbul grovaklarının RQD değerleri.	77
Çizelge 5.13 : Kayaların tipik serbest basınç dayanımı değerleri (Zhang, 2004).	78
Çizelge 5.14 : İstanbul grovaklarının serbest basınç dayanım değerleri.	79
Çizelge 5.15 : Kayaların tipik elastisite modülü değerleri (Zhang, 2004).	80

Sayfa

Çizelge 5.16 : İstanbul grovaklarının Elastisite Modülü değerleri.	80
Çizelge 5.17 : Yatay ($E_k - \sigma_k$) Modül oranına göre sağlam ve çatlaklı kayaların sınıflandırması.	82
Çizelge 5.18 : İstanbul grovaklarının nokta yük indisi sonuçları	82
Çizelge 5.19 : Kayaçların tek eksenli basınç dayanımı ve nokta yük indisine göre sınıflandırılması.	83
Çizelge 5.20 : Tek eksenli basınç dayanımı ile nokta yük indisi arasında çıkartılan istatistiksel bağıntılar.	84
Çizelge 5.21 : Kayaların tipik içsel sürtünme açısı(ϕ') (Mayne vd., 2001).	86
Çizelge 5.22 : İstanbul grovaklarının içsel sürtünme açısı değerleri.	86
Çizelge 5.23 : İstanbul grovaklarında belirlenen presiometre modülleri.	87
Çizelge 5.24 : Yatay İstanbul grovaklarından alınan numuneler üzerine yapılan su emme deneylerinin verileri sayfada birden fazla satırlı çizelge isimlendirme : önemli nokta satırların aynı hizadan başlamasıdır.	87
Çizelge 5.25 : İstanbul grovaklarından alınan numuneler üzerinde yapılan su muhtevası deneylerinin verileri	87
Çizelge 5.26 : İstanbul grovaklarının porozite değerleri.	88
Çizelge 6.1 : Metro geçiş köprüsü kazık ve kaya soket boyları.	91
Çizelge 6.2 : Haliç Metro Geçiş Köprüsü kapsamında yapılan deniz sondajları genel bilgi tablosu.	92
Çizelge 6.3 : Gerçekleştirilen deneylerin ana argümanları özeti	93
Çizelge 6.4 : TP1 nolu kazık yükleme deneyinde mobilize olan pik birim soket sürtünmesi değerleri.	96
Çizelge 6.5 : TP1 nolu kazık yükleme deneyinde mobilize olan pik birim soket sürtünmesi değerleri.	100
Çizelge 6.6 : TP1 nolu kazık yükleme deneyinde mobilize olan pik soket sürtünmesi değerleri.	114
Çizelge 6.7 : TP2 nolu kazık yükleme deneyinde mobilize olan pik birim soket sürtünmesi değerleri.	116
Çizelge 7.1 : Kazık Yükleme Deneylerinde, Maksimum Deney Yüğü Altında Mobilize Olması Beklenen Ortalama Soket Sürtünmesi Değerleri...	117

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Tekil kazıklarda yükün aktarılma mekanizması.....	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
Şekil 3.1 : Kayaya soketli kazıklarda soket tipleri: (a) Basınç etkisinde tam soket, (b) Basınç etkisinde kayma soketi, (c) Çekme etkisinde kayma soketi (Bell, 1992).	12
Şekil 3.2 : Kaya soketi boyunca oluşan yük deformasyon ilişkisi (Bell, 1992). .	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
Şekil 3.3 : Kayaya soketli kazıkların yük deformasyon ilişkisi (Horvath ve Kenney,1979).	14
Şekil 3.4 : Soketli kazıklar için basitleştirilmişyük taşıma mekanizması (Duncan, 1999).....	15
Şekil 3.5 : L/D oranının etkisi (Duncan, 1999). ...	Hata! Yer işareti tanımlanmamış.
Şekil 3.6 : Sadece sürtünmenin etkin olduğu ve ayrılmanın oluştuğu soketlerin beklenen davranışı (sürtünme etkin) (Bell, 1992).	21
Şekil 3.7 : Sadece sürtünmenin etkin olduğu ve ayrılmanın oluşmadığı soketlerin beklenen davranışı (Bell, 1992).	21
Şekil 3.8 : Kohezyonun ve sürtünmenin etkili olduğu soketlerin davranışı (oturma ve yük dağılımı) (Bell, 1992).	22
Şekil 3.9 : Basınç yükü etkisindeki kayaya soketli kazıkların davranışı (Bell, 1992).	23
Şekil 3.10 : Çekme yükü etkisindeki kayaya soketli kazığın relatif olarak rijit davranışı (Bell, 1992).	23
Şekil 3.11 : K_{sp} katsayısı hesaplama abağı ve formülü (CFEM, 2006).	26
Şekil 3.12 : Ortalama zemin verileri için normalize edilmiş kayma dayanımı ve adhezyon faktörü arasındaki ilişki (Kulhawy ve Phoon, 1993).	29
Şekil 3.13 : Özel test verileri için normalize edilmiş kayma dayanımı ve adhezyon faktörü arasındaki bağıntı (Kulhawy ve Phoon, 1993).	30
Şekil 3.14 : Kaya soketleri için çevre azaltma faktörü “ αW ” (Williams ve Pells, 1981).	31
Şekil 3.15 : Kütle faktörüne bağlı çevre direnci azaltma faktörü “ β_w ” (Williams ve Pells, 1981).	32
Şekil 4.1 : Tipik eksenel basınç deney düzeneği kesit görünüşü.	36
Şekil 4.2 : Tipik eksenel basınç deney düzeneği plan görünüşü.	37
Şekil 4.3 : Tipik eksenel çekme deney düzeneği kesit görünüşü.	37
Şekil 4.4 : Tipik yanal yükleme deney düzeneği kesit görünüşü.	38
Şekil 4.5 : Dinamik yükleme deneyi (HSDT) kurgusu.	38
Şekil 4.6 : CAPWAP analiz yöntemi şeması, Hannigan (1998).	39

Şekil 4.7 : Çeşitli deney yöntemlerinin yük – zaman diyagramlarının karşılaştırması (Fellenius 1975).....	43
--	----

Sayfa

Şekil 4.8 : Çeşitli deney yöntemlerinin tipik yük – oturma diyagramlarının karşılaştırması (Fellenius (1975))......	43
Şekil 4.9 : Geleneksel deneyler ile Osterberg deneyinin şematik karşılaştırılması, (Soldaki geleneksel yükleme deneyi, sağdaki Osterberg hücresi deneyi) Düzceer (2002)......	45
Şekil 4.10 : Osterberg hücresi standart deney kurgusu (Osterberg, 1995).	46
Şekil 4.11 : Geleneksel deneyler ile Osterberg deneyinin maliyet açısından karşılaştırılması, England (2003).	52
Şekil 5.1 : Tortul kültelerin karakteristik özellikleri, (Erguvanlı, 1978).	58
Şekil 5.2 : Grovakın mikroskopta görünüşü. (C. Sayar, 1973).....	60
Şekil 5.3 : Taksim (solda) ve Zincirlikuyu (sağda) grovak numunelerinin mikroskoptaki görüntüsü (Özüer, 1975).	61
Şekil 5.4 : Fatih İlçesi Samatya-Fener arası Zemin Kesiti (İnce, 2005).	64
Şekil 5.5 : Topkapı – Levent metro hattı için hazırlanan jeolojik kesit (Sayar, 1973).	65
Şekil 5.6 : Tarihi yarımada ve çevresinde grovakların yayılış planı (Sayar, 1976)... ..	66
Şekil 5.7 : Şişhane Metro istasyonu 1 no.lu konkors yapısının kazısı (İBB,1999). ..	66
Şekil 5.8 : İstanbul grovaklarının gerilme-deformasyon ilişkileri grafiği, (Vardar ve Eriş, 1994).	68
Şekil 5.9 : Taksim-Zincirlikuyu arası grovaklarında ölçülen çatlakların kontur diyagramı (Özüer, 1975).	70
Şekil 5.10 : Süreksizlik yönlerinin kaya dayanımına etkisi (Yıldırım ve Savaşkan, 2007).....	71
Şekil 5.11 : Kayaçların tek eksenli basınç dayanımı bazında sınıflandırılması (Arioğlu, 2007).....	78
Şekil 5.12 : Kayaçlarda Elastisite Modülü ile Tek Eksenli Basınç Dayanımı ilişkisi ve buna bağlı sınıflandırma abağı (Deere ve Miller, 1966).	81
Şekil 5.13 : Tek eksenli basınç dayanımı σ_k ile nokta yük indisi $Is(50)$ arasındaki istatistiksel ilişkiler (n =veri sayısı, r =korelasyon katsayısı).	78
Şekil 6.1 : Haliç Metro Geçiş Köprüsü plan ve perspektif görünüşü.	91
Şekil 6.2 : Haliç Metro Geçiş Köprüsü ve zemininin genelleştirilmiş profili.	92
Şekil 6.3 : Haliç Metro Geçiş Köprüsü ayakları boykesiti ve planı.	93
Şekil 6.4 : Haliç Metro Geçiş Köprüsü aksının zemin profili.	96
Şekil 6.5 : Osterberg Deneyi uygulanan kazıkların köprü aksı üzerindeki lokasyonları.	100
Şekil 6.6 : TP1 no.lu test kazığının lokasyonu	101
Şekil 6.7 : P3-4 ayağının B kazığında tatbik edilen deneyin lokasyonu.....	101
Şekil 6.8 : P3-3 ayağının B kazığında tatbik edilen deneyin lokasyonu.....	101
Şekil 6.9 : TP2 no.lu test kazığının lokasyonu	102
Şekil 6.10 : TP1 no.lu kazığına ait şematik kesit.....	104
Şekil 6.11 : TP1 no.lu kazık yükleme deneyinde kullanılan Osterberg deneyi hücresinin düşey kesiti ile enkesiti	105
Şekil 6.12 : TP1 no.lu deney kazığında zemin profili ve Osterberg hücresi tipik enstrümantasyon bileşenlerinin yerleşim kesiti.....	106

Şekil 6.13 : TP1 no.lu deney kazığı çevresinde servis kazıklarıyla teşkil edilen referans kiriş.	107
<u>Sayfa</u>	
Şekil 6.15 : TP1 nolu kazık yükleme deneyine ait Yük – Zaman grafiği.....	108
Şekil 6.16 : TP1 nolu kazık yükleme deneyinde yük hücresinin ve kazık ucunun yüke bağlı deformasyon değerleri	108
Şekil 6.17 : TP1 nolu kazık yükleme deneyinde yük hücresinin ve kazık ucunun yüke bağlı deformasyon değerleri	109
Şekil 6.18 : TP1 nolu kazık yükleme deneyinde yük hücresinin üstünde bulunan birim deformasyon ölçerlerden elde edilen soket sürtünmesi değerleri	110
Şekil 6.19 : TP1 nolu kazık yükleme deneyinde yük hücresi ile kazık ucu arasında mobilize olan birim soket sürtünmesi değerleri	111
Şekil 6.20 : P3-4B nolu kazık yükleme deneyinde yük hücresinin üstünde bulunan birim deformasyon ölçerlerden elde edilen soket sürtünmesi değerleri	112
Şekil 6.21 : P3-4B nolu kazık yükleme deneyinde yük hücresinin alt kısmında bulunan birim deformasyon ölçerlerden elde edilen soket sürtünmesi değerleri.....	113
Şekil 6.22 : P3-3B nolu kazık yükleme deneyinde yük hücresinin üstünde bulunan birim deformasyon ölçerlerden elde edilen soket sürtünmesi değerleri	113
Şekil 6.23 : P3-4B nolu kazık yükleme deneyinde yük hücresinin alt kısmında bulunan birim deformasyon ölçerlerden elde edilen soket sürtünmesi değerleri.....	114
Şekil 6.24 : TP2 nolu kazık yükleme deneyinde yük hücresinin üstünde bulunan birim deformasyon ölçerlerden elde edilen soket sürtünmesi değerleri	115
Şekil 7.1 : Kazık Yükleme Deneylerinden Elde Edilen Birim Çevre Sürtünmesi – Düşey Deformasyon Değerlerinin Toplu Halde Gösterilmesi	118
Şekil 7.2 : Kazık Yükleme Deneylerinden elde Birim Çevre Sürtünmesi – Düşey Kazık Yerdeğiştirmesi İlişkisinin Toplu Halde Gösterilmesi	119
Şekil A-1 : Köprünün deniz ayaklarındaki (P2-2, P3-1, P3-3, P3-4) sondajlardan elde edilen SPT-Derinlik değişimi grafiği	132
Şekil A-2 : Köprünün deniz ayaklarındaki (P2-2, P3-1, P3-3, P3-4) sondajlardan elde edilen SPT-Derinlik değişimi grafiği	133
Şekil A-3 : Çelik köprünün Beyoğlu yakasında kıyı çizgisine yakın ayağında (P4-1) yapılan sondajlardan elde edilen SPT-Derinlik değişimi grafiği	134
Şekil A-4 : P2-2 Ayağı Kayma Dayanımı-Derinlik Grafiği (Laboratuvar ve Arazi Deneyleri birlikte)	135
Şekil A-5 : P3-1 Ayağı, P3-3 Ayağı, P3-4 Ayaklarından alınan numuneler üzerinde yapılan Laboratuvar Deneyleri ile elde edilen Drenajsız Kayma Dayanımı-Derinlik Grafiği.....	136
Şekil A-6 : P2-2 Ayağı Drenajsız ve Yoğrulmuş Kayma Dayanımı - Derinlik Grafiği (Arazi Vane Deneyi)	137
Şekil A-7 : P3-1 Ayağı, P3-3 Ayağı P3-4 Ayağı Drenajsız ve Yoğrulmuş Kayma Mukavemeti - Derinlik Grafiği (Arazi Vane ve Presyometre Deneyleri)	138
Şekil A-8 : P3-1 Ayağı, P3-3 Ayağı P3-4 Ayağı Drenajsız ve Yoğrulmuş Kayma Mukavemeti - Derinlik Grafiği (Arazi Vane ve Presyometre Deneyleri)	139

Şekil A-9 : Değişik lokasyonlardaki sondaj numuneleri üzerinde yapılan kaya mekanik laboratuvar deneylerinden oluşan Nokta Yük İndisi-Derinlik grafiği	140
---	-----

Sayfa

Şekil A-10 : Nokta yük indisi değerlerinden ampirik bağıntı $q_u = (16 \text{ veya } 24) \times I_s$ ile bulunan ortalama Tek Eksenli Basınç Dayanımı-Derinlik grafiği	141
Şekil A-11 : Deniz sondajlarından elde edilen karot numuneleri üzerinde yapılan Tek Eksenli Basınç Dayanımı – Derinlik grafiği	142
Şekil B-1 : P2-2 ayağı karot sandığı fotoğrafları	143
Şekil B-2 : P2-2 ayağı karot sandığı fotoğrafları	144
Şekil B-3 : P3-1 ve P3-3 ayakları karot sandığı fotoğrafları (Üstteki 4 fotoğraf; P3-1, alttaki 4 fotoğraf; P3-3’e aittir.)	145
Şekil B-4 : P3-3 ayağı karot sandığı fotoğrafları	146
Şekil B-5 : P3-4 ayağı karot sandığı fotoğrafları	147
Şekil B-6 : P3-4 ayağı karot sandığı fotoğrafları	148
Şekil B-7 : P4-1 ayağı karot sandığı fotoğrafları	149
Şekil B-8 : P4-1 ayağı karot sandığı fotoğrafları	150
Şekil B-9 : TP2 nolu Osterberg deneyinin yapıldığı noktadaki TK-1 No.lu sondajın karot sandığı fotoğrafları	150
Şekil B-10 : TP2 nolu Osterberg deneyinin yapıldığı noktadaki TK-1 No.lu sondajın karot sandığı fotoğrafları	151
Şekil C-1 : TP1 no.lu test kazığının estrümantasyon yerleşimi ve zemin profili	152
Şekil C-2 : TP1 no.lu test kazığının çakımı ve donatı yerleştirilmesi	153
Şekil C-3 : TP1 no.lu test kazığında Osterberg hücrelerinin montaj aşamaları	154
Şekil C-4 : TP1 no.lu test kazığında deformasyon ölçer montajı	155
Şekil C-5 : TP1 no.lu test kazığı, çevresinde üç adet servis kazığı ve kazıklar üzerine oturtulan referans kirişi.	156
Şekil C-6 : TP1 no.lu test kazığında Osterberg Hücresi Yük-Deplasman grafiği ...	156
Şekil C-7 : TP1 no.lu test kazığında Osterberg Hücresinin alt seviyesinde mobilize olan birim çevre sürtünmesi-deformasyon grafiği	157
Şekil C-8 : TP1 no.lu test kazığında Osterberg Hücresinin üst seviyesinde mobilize olan birim çevre sürtünmesi-deformasyon grafiği	157
Şekil C-9 : TP1 numaralı test kazığına yakın lokasyonda yapılan P4-1 no.lu sondaj logu (1.sayfa).....	158
Şekil C-10 : TP1 numaralı test kazığına yakın lokasyonda yapılan P4-1 no.lu sondaj logu (2.sayfa).....	159
Şekil C-11 : TP1 numaralı test kazığına yakın lokasyonda yapılan P4-1 no.lu sondaj logu (3.sayfa).....	160
Şekil D-1 : P3-4 B no.lu proje kazığının çakımı.....	161
Şekil D-2 : P3-4B no.lu proje kazığına O-cell hücresi montajı	161
Şekil D-3 : P3-4B no.lu kazıkta estrümantasyon yerleşimi ve zemin profili	162
Şekil D-4 : Osterberg hücresinin P3-4B no.lu kazık içindeki yerleşim planı.....	163
Şekil D-5 : P3-4B no.lu kazık kta donatıya 7 farklı kademede akuple edilen deformasyon ölçerler (sister bar-strain gauge).....	163
Şekil D-6 : P3-4B kazığı ve ilave çakılan iki servis kazığına oturtularak teşkil edilen referans kiriş	164
Şekil D-7 : P3-4B kazığında referans kirişinden okuma alan LVWDT’ler (8 adet).....	164

Şekil D-8 : P3-4B kazığında Osterberg hücresi üstünde ve altında kalan soket kısımlarının yük-deplasman grafiği	165
Şekil D-9 : P3-4B kazığı yükleme deneyi Yük-Zaman grafiği	165

Sayfa

Şekil D-10 : P3-4B no.lu kazıkta uygulanan deneyde Osterberg Hücresinin Açılma Miktarı-Zaman grafiği.....	166
Şekil D-11 : P3-4B kazığında çelik boru kısmın üst ucunun referanslı Yük-Oturma grafiği	166
Şekil D-12 : P3-4B kazığında betonarme kısmın üst ucunun referanslı Yük-Oturma grafiği	167
Şekil E-1 : P3-3B no.lu kazıkta estrümantasyon yerleşimi ve zemin profili.....	168
Şekil E-2 : P3-3B no.lu kazıkta Osterberg Hücresi montajlanan kısmın detaylı kesiti	169
Şekil E-3 : P3-3B kazığında Osterberg hücresi üstünde ve altında kalan soket kısımlarının yük-deplasman grafiği	169
Şekil E-4 : P3-3B kazığı yükleme deneyi Yük-Zaman grafiği	170
Şekil E-5 : P3-3B no.lu kazıkta uygulanan deneyde Osterberg Hücresinin Açılma Miktarı-Zaman grafiği.....	170
Şekil E-6 : P3-3B kazığında Osterberg Hücresinin alt seviyesinde mobilize olan birim çevre sürtünmesi-deformasyon grafiği	171
Şekil E-7 : P3-3B kazığında Osterberg Hücresinin üst seviyesinde mobilize olan birim çevre sürtünmesi-deformasyon grafiği	171
Şekil E-8 : P3-3B kazığında betonarme kısmın üst ucunun referanslı Yük-Oturma grafiği	172
Şekil F-1: TP2 no.lu test kazığında Osterberg Hücresinin yerleşimi ve enstrümantasyon planı.....	173
Şekil F-2 : P02 no.lu test kazığında estrümantasyon yerleşimi ve genel zemin profili	174
Şekil F-3 : TP2 no.lu test kazığında Osterberg Hücresi Yük-Deplasman grafiği ...	175
Şekil F-4 : TP2 no.lu test kazığı yükleme deneyi Yük-Zaman grafiği.....	175
Şekil F-5 : TP2 no.lu test kazığında uygulanan deneyde Osterberg Hücresinin Açılma Miktarı-Zaman grafiği.....	176
Şekil F-6 : TP2 no.lu test kazığında Osterberg Hücresinin alt seviyesinde mobilize olan birim çevre sürtünmesi-deformasyon grafiği	176
Şekil F-7 : TP2 no.lu test kazığında Osterberg Hücresinin üst seviyesinde mobilize olan birim çevre sürtünmesi-deformasyon grafiği	177
Şekil F-8 : P3-3B kazığında betonarme kısmın üst ucunun eşdeğer Yük-Oturma grafiği	177

SEMBOL LİSTESİ

A_p, A_t	: Zeminle temas eden kazık uç alanı
A_s	: Zeminle temas eden kazık çevre alanı
B	: Kazık genişliği veya çapı
B_s	: Soket çapı
c	: Kohezyon
D	: Soket çapı
D_f	: Kazık ucunun zemin ucuna mesafesi
E_m	: Kaya kütlelerinin elastisite modülü
E_i	: Bozulmamış kayanın elastisite modülü
f_s	: Ortalama çevre sürtünmesi gerilmesi
I_r	: Rijitlik indeksi
I_s	: Nokta yük indisi
k_s	: Çevre direncine karşılık gelen esneklik sabiti
k_b	: Taban direncine karşılık gelen esneklik sabiti
L, L_s	: Soket boyu
N_c, N_γ, N_q	: Zeminin içsel sürtünme açısına bağlı olarak değişen boyutsuz taşıma kapasitesi katsayıları
P_a	: İzin verilebilir kazık taşıma kapasitesi (basınç yüklemeinde)
P_p	: Çevre sürtünmesi ile eşzamanlı oluşan uç direnci
P_{pu}	: Azami kazık uç taşıma kapasitesi
P_u	: Azami kazık taşıma kapasitesi (basınç yüklemeinde)
P_o	: Kazık ucunda sükunetteki yanıl gerilme
q	: Birim uç direnci
q_{max}	: Birim uç kapasitesi
Q_s	: Toplam Çevre sürtünmesi
Q_t	: Toplam Uç direnci
q_u	: Kayanın serbest basınç dayanımı
Q_{ult}	: Nihai kazık taşıma kapasitesi
T_a	: İzin verilebilir kazık taşıma kapasitesi (çekme yüklemeinde)
T_u	: Azami kazık taşıma kapasitesi (çekme yüklemeinde)
τ_{max}	: Çevre kayma direnci
W	: Kazık ağırlığı
w_s	: Kazık çevresinin şekil değıştirmesi
w_b	: Kazık tabanının şekil değıştirmesi
γ	: Zeminin birim hacim ağırlığı
σ_o	: Kazık ucundaki jeolojik gerilme
σ_z	: Kazık ucundaki düşey efektif gerilme
σ_r	: Arayüze etkiyen radyal normal gerilme
ϕ'	: Kayanın içsel sürtünme açısı

İSTANBUL GROVAKLARINA SOKETLENEN FORE KAZIKLARIN TAŞIMA KAPASİTESİ

ÖZET

Soketli kazıklar, zayıf kaya ve tabakaların bulunduğu zemin ortamında, daha derindeki sağlam kaya içinde delgi yapılarak imal edilen kazıklardır. Bu çalışmada kazığa gelen yükün büyük ölçüde kazığın kaya içindeki soketi tarafından taşındığı, İstanbul grovaklarına soketlenmiş, yerinde dökme betonarme kazıkların yük-deformasyon davranışı ayrıntılı bir biçimde incelenmiştir. Haliç Metro Geçiş Köprüsü temel kazıklarının imali öncesinde ve sırasında teşkil edilen test ve proje kazıkları üzerinde uygulanan dört adet Osterberg Hücresi deneyinin sonuçları kullanılarak, İstanbul grovaklarına soketlenen fore kazıklarda tasarımcılar için güvenli kaya soket sürtünmesi değeri önerilmiştir.

Genel manada kayaya soketli kazıkların taşıma gücü kapasitesi iki bileşenden meydana gelir. Bunlardan birincisi soket tabanından elde edilen uç mukavemeti, diğeri ise soket yüzeyi boyunca mobilize olan çevre sürtünmesidir. Bu iki halin varyasyonu, soketli kazıklar projelendirilirken değişik durumlar gösterir: Sadece uç mukavemetinin mobilize olduğu, sadece çevre mukavemetini mobilize olduğu ya da iki bileşenin birlikte alındığı durum.

Bu çalışmada; İstanbul Grovaklarına soketli yerinde dökme betonarme kazıkların tasarımında, soket sürtünmesi ile tasarım yapılması gerektiği ortaya konmuştur. Kaya soket ucunun yeterince temizlenmemesi durumunda veya kazığın küçük oturma değerlerinde uç dayanımının mobilize olmayacağı dikkate alınarak kayaya soketlenen kazıklarda sadece soket sürtünmesiyle tasarım yapılması tavsiye edilmiştir.

Diğer yandan üzerinde çalışılan formasyon olan İstanbul grovakları jeolojik ve geoteknik karakteristikleri açısından incelenmiş, litolojik özellikleri, jeolojik geçmişi, başlıca fiziksel ve geoteknik parametreleri literatür ve bu çalışma kapsamında ortaya konan verilerle izah edilmiştir. Böylece pratikte sıklıkla beraber bulunduğu diğer zemin formasyonları (kiltası, silttaşı, çamurtaşı, şeyl) ile karıştırılan grovaklar için, tasarımcıların dikkate alması önem arz eden ayırdedici özelliklerinin sunulması amaçlanmıştır.

Çapları 0,02-2 mm. arasında olan kum tanelerinin doğal bir çimento ile birleşmesiyle “Kumtaşı” oluşur. Grovaklar; Ayrık Tortul Külteler grubunda yer alan “çimentolu” tortul kültelerden kumtaşının bir çeşididir. Literatürde grovakların 300-320 milyon yıllık sedimanlar olduğu tespiti yer almaktadır. İstanbul grovakları, “zayıf veya orta sağlamlıkta kaya” sınıfında değerlendirilebilir.

İstanbul grovaklarının kritik yapılar söz konusu olduğunda, yapısındaki süreksizlikler ve çatlaklar açısından “zayıf kaya” sınıfında değerlendirilmesi emniyetli tarafta kalacak bir çözüm için gereklidir.

Grovaklar için sadece bağıntılar kullanılarak proje yapmanın yanlışlığı da ortadadır. Çünkü, Çizelgelerin verdiği ortalama dayanım değeri ile maksimum ve minimum değerler arasındaki salınımın genişliği, ampirik bağıntılarla elde edilecek dayanım değerinin hesaplarda esas alınması durumunda oluşacak riskin büyüklüğünü de göstermektedir. Herhangi bir projede, temel sisteminin inşa edileceği lokasyon ve derinlikteki gerçek durumun, bu istatistiğin en düşük değerine yakın olması halinde önemli stabilite sorunları ile karşılaşılması kaçınılmaz olacaktır.

Orta sağlam-sağlam kaya ortamda mobilize olması beklenen ve literatürde yaygın olarak karşılaşılan 1000 kPa mertebesindeki kaya soket sürtünmesi değerlerine, bu çalışma kapsamında yapılan kazık yükleme deneylerinin bazılarında rastlanmıştır. Grovak içerisindeki magmatik orijinli diyabaz-andezit gibi sokulum kayaçlarıyla karşılaşılan seviyelerde, 300-400 mikrometre, diğer bir deyişle 1mm’nin yarısından az bir kazık yerdeğiştirmesi için soket sürtünmesinin 500 kPa, 1mm’lik kazık yerdeğiştirmesi için ise 1000 kPa değerini aştığı görülmüştür. Bununla birlikte, dayk ve sil şeklindeki bu sokulumların düşey ve yatay düzlemlerde sürekli olmadığı bilinmektedir. Dolayısıyla, temel sistemindeki hangi kazıkların, hangi soket boylarının bu sokulumlar içinde yer alacağını önceden kestirmek mümkün olmayacaktır. Diğer taraftan, aynı temel sistemindeki bazı kazıkların kaya soketleri için 300-400 kPa gibi alt sınır değerlerle hesap yaparken, bazı kazıklar için 1000 kPa dolayında üst sınır değerler seçilmesi kazık boylarında veya kazık çaplarında farklılıklar ortaya çıkaracağı için temel tasarımında istenmeyen bir durumdur. Bu sebeple, İstanbul grovakları ve benzeri geçiş kayaçlarında alt sınır dolayındaki nihai soket sürtünmeleriyle hesap yapılması durumunda yeterli güvenliğe sahip kazık tasarımları yapılmış olacaktır. Sınırlı yerdeğiştirme değerleri için seçilen güvenli kaya soket sürtünmesinin 300 kPa – 400 kPa bandını aşmayacak şekilde seçilmesi doğru bir yaklaşım durumundadır. Diğer bir deyişle, grovak kayasının çok parçalı ve çok zayıf yapısı, yüksek soket sürtünmelerinin her yerde mobilize olmasına imkân tanımamakta, bir anlamda grovakların, zemin ile kaya arasındaki geçiş kayacı özelliğini doğrulamaktadır.

BEARING CAPACITY OF LARGE DIAMETER BORED PILES SOCKETED IN ISTANBUL GRAYWACKES

SUMMARY

Rock socketed piles are piles generally socketed into the rock layers below the soil layers present on the top levels of the soil profile. This study deals with the load – deformation behavior of cast in-situ reinforced concrete piles socketed into Istanbul Graywackes.

Literative information on various pile types is given at the beginning of this study. This definition part is followed by the bearing capacity of a single axially loaded pile in order to create a base for understanding of general bearing capacity of piles before investigating rock socketed piles philosophy. Pile design methods for piles socketed into rock layers and pile test methods are given in the following paragraphs of this study. Comprehensive information on design of piles socketed into rock layers, theoretical aspects on their load–deformation behavior are presented. This is followed by brief information on various pile test methods.

Geological and Geotechnical characteristics of Istanbul Graywacke's were examined in the first part of this study. The coverage of Graywackes in whole Istanbul soils is determined. A comparison between in-situ and laboratory findings of Graywackes is studied from literature in order to show its dramatically changeable characteristics. Physical and engineering characteristics of this rock strata is also determined from literature, and data investigated and provided during this study. This part includes also facts on the general geology of Istanbul City and its close vicinity. Lithological characteristics, geological history, major physical features and Geotechnical parameters set forth in the literature are illustrated.

A certain part of the literature review is assorted to the advantageous and disadvantageous of pile load testing with Osterberg Cell. Instrumentation used in this bi-directional test is explained briefly. Finally, comparison of Osterberg test method with other pile test methods is made.

Load transfer behavior of rock socketed bored piles or shafts (large diameter piles) is presented in this study in detail. A compressive force applied to the top (head) of rock socketed drilled pile is transferred to the ground through shearing stress that develops at the concrete-rock interface along the side of the shaft and the compressive normal stress that develops at the horizontal interface between the base of the shaft and the underlying rock. Upon initial loading, shearing stress develops at the vertical shaft-rock interface. There is no relative displacement between the concrete shaft and surrounding rock and the system may be modeled as being linearly elastic. With increasing load, the shear strength along some portion of the socket sidewall is exceeded, initiating relative displacement at the socket-rock interface. The load-displacement curve becomes nonlinear. A greater proportion of the applied load is

transformed to the shaft base. If loading is continued to a displacement sufficient to cause failure of rock mass beneath the base, a peak compressive load may be reached. In practice, design of socketed piles in rock requires consideration of deformation limits and geotechnical and structural capacity (strength limit states).

Rock socketed piles can be designed to carry compressive loads in sidewall shear only, or end bearing only, or a combination of both. Load distribution between sidewall and end depends on the factors as follows; Geometry of socket, elasticity modulus of pile and rock materials, socket roughness, and strength, maximum applied load, and construction method. This study's practice presented that, bearing capacity of large diameter bored piles socketed in Istanbul graywackes can be analysed sidewall shear strength only.

Methods to determine the pile bearing capacity are based on several theoretical formulas or site tests. Generally, theoretical calculation methods are insufficient in manners of accuracy due to the heterogeneous structure of rock or soil layers. On the contrary, site tests demonstrate the exact behavior of piles in place. For this reason, several researchers have generated empirical formulas based on site tests. Nevertheless, it should be noted that these formulas are not applicable in each and every situation. The soil type for which the related empirical approach was generated plays a major role in obtaining the desired result. Empirical methods may cause over design or lack of safety. In order to provide suitable solution to create cost-safety balanced projects, to use only empirical methods is not sufficient.

The safest method to determine the pile bearing capacity is the conduction of pile loading tests for every particular project. Performing the pile load test as a full scale test and in place mitigates the risk of a design based on erroneous pile bearing capacities. Before performing the project, comparison between design stage assumption and actual soil data which are provided by pile loading tests, prevents unexpected results and events at site, when project is being performed.

This thesis studies the axial load tests performed on test and service piles of The Golden Horn Metro Bridge. Prior to evaluation of the pile design and pile test results, the soil investigation works performed at the inspection areas are summarized. The Geotechnical parameters and theoretical aspects on which they were based are constituting the major part of this summary on the soil conditions of the inspection area.

Analysis of the load-displacement behaviour of a socketed pile is an essential step in a rational design. Design of most sockets is governed by the requirement to limit settlement to a specified allowable value. The problem of predicting vertical displacement at the top the rock socket has been studied through theoretical and numerical analyses along with results from full-scale field load testing. Load testing results and their evaluation the most important part of the design.

Pile tests can be summarized as in seven groups. These are static loading test, Osterberg Cell test, dynamic pile test, semi static test, seismic continuity test, sonic continuity test, and instrumented tests. In this thesis, these test methods are presented with their advantageous and disadvantageous points from different aspects.

Osterberg Cell Method is the most advantageous way to test piles when test load is relatively high. The other methods need more and bigger equipments. Establishment

of relatively high load tests is very difficult with other conventional pile load test methods. Osterberg Cell Method also gives more safe and easy applicable test condition, usage of smaller areas, and quick results.

In total four tests were performed by means of the Osterberg Method. Two of these pile tests were performed on test piles. These piles have been loaded till collapse. Maximum load performed on this piles were 36.80 MN, and 53.60 MN respectively. One of these piles has 1.0 m diameter. This pile was located on the shore and was socketed 11.0m into the rock layers with a total length of 41 m. The second test pile was constructed close to the shore of the opposite site. This pile has a 1.6 m diameter. The total length of this second test pile was 62.7 m and its rock socket was 12.25 m.

The additional two tests were performed on the 2.22 m diameter service piles on which the piers of the Metro Bridge are resting. The maximum test loads applied to these piles was limited to 1.5 times of the service load. Maximum load performed on this piles were 47.00 MN, and 66.60 MN respectively. The length of the piles are 84.5m and 100.25m, while their rock sockets are 12.2 m and 10.25 m, respectively.

The instrumented tests made possible to read the socket friction that has been mobilized on pile shafts socketed into the Graywacke's, which are the members of the Thracian Formation. Details on instrumentation utilized for each pile tests are presented in the related paragraphs of this study. Strain gauges, LVDT's and other equipment to record the load – deformation behavior of the test piles are placed inside the rock socket. One or two levels are placed above the socket border to show how the friction is damped at the pile shaft above the rock socket. Instrument levels are chosen above and below the Osterberg Cell, so that the contribution of tip resistance and shaft friction could be determined separately.

Pile bearing capacities of the rock socketed piles, on which the piers of the Metro Golden Horn Bridge are resting, rely on socket friction. The contribution of tip resistance was neglected in the calculations. The aim of this study was to verify this assumption on that only shaft friction is mobilized for piles serving under limited displacement. Furthermore, the accuracy of the socket friction value that was utilized in the design was verified by evaluating the data obtained from the site tests.

Pile load tests revealed that the tip resistance is mobilized only after certain amount of displacement of the pile, while the shaft friction starts to contribute on displacements in micrometer range. Test results showed that the friction values vary between 300 kPa – 350 kPa and slightly over 1000 kPa. It was also seen on the test the shaft frictions reaching the top values are generally mobilized when the piles are allowed to mobilize 20 mm – 25 mm. In other words, for designing a foundation system with limited settlements, the shaft friction to be utilized in the design has to be kept within a range of 350 kPa – 450 kPa. The design value utilized in the design of Golden Horn Metro Bridge foundations is 360 kPa. Although performed test gave for some levels more than 1.000 kPa shaft friction values, which are generated by dikes and sills exist in some levels in vertical and horizontal directions in rock, the design should not be developed on these extreme values. Assumption for socket friction value for sensitive superstructure on graywacke strata, could be close to minimum level of friction instead of average or maximum ranges. According to this study's results, it is obtained that, the rock, graywacke does not allow to mobilize the

highest shaft friction value obtained at any level of socket, because of it's weak and much fractured structure. In order to keep design and application at safe side, Istanbul Graywackes should be considered as 'weak rocks'.

1. GİRİŞ

Kazıklar, yapı yüklerini zayıf zeminlerin altındaki daha yüksek mukavemetli zeminlere ve/veya kayalara ileten yapı elemanlarıdır. Kazığın ucunun kaya içindeki kısmı kaya soketini oluşturur. Yerinde dökme kazıkların taşıma gücü, büyük ölçüde soket betonu ile çevresindeki kaya arasındaki sürtünmeye bağlıdır. Kazık uç mukavemeti, genellikle, kazığın büyük yerdeğiştirmesinden sonra uyanmakta olduğundan, yapı yükleri bakımından fazla bir değer taşımamaktadır. Tezin konusu, yerinde dökme betonarme kazıkların kaya soketlerinin ve bu soketlere bağlı olarak kazık taşıma gücünün incelenmesidir.

Üst yapıdan aktarılan yüklerin taşınabilmesi ve proje için hizmet görme limit durumları açısından yer değiştirmelerin sınırlandırılması söz konusu ise, kazık temellerin daha derinlerde bulunan kaya kütlesi içine soketlenmesi gerekmektedir. Büyük açıklıklı köprü, yüksek katlı binalar vb. durumlarda aşırı büyük yüklerin temellere aktarıldığı durumlarda kayaya soketlemeye ihtiyaç duyulmaktadır. Ayrıca, bu gibi durumlarda toplam yer değiştirme, farklı yer değiştirme, açıl dönme vb. gibi yer değiştirmelerin sınırlandırılması önemlidir.

Geniş bir aralıkta değişen taşıma gücü değerlerinden herhangi birinin kayaya soketli kazıkların tasarımında kullanılması uygun olamayacağı için yeterli güvenliği ve ekonomiyi sağlayan optimum çözümlerin bulunması zaruridir. kaya tabakasına soketli kazıkların tasarımında, ampirik veya yarı-ampirik bağıntılar geliştirilmiştir. Bu bağıntılar oluşturulurken arazi deneyleri göz önüne alındığı için teorik yaklaşımlara göre daha gerçekçi sonuçlar elde edilmektedir.

Grovaklara oturan temellerin taşıma gücü değerleri verilirken sadece kaya tabakasının serbest basınç mukavemetinin göz önüne alınması yeterli sonuçlar vermeyebilir. Teorik hesaplara tahmin edilen uç mukavemeti değeri güvensiz tarafta da kalabilir, aşırı derecede güvenli tarafta da olabilir. Bunun sebebi grovak tabakasının

içerdiği süreksizliklerdir. Bu sebeple grovaplara soketli kazıların taşıma gücü hesaplarında kayanın bu özelliği göz önünde tutulmalıdır.

Değerlerin, lokasyon ve derinliğe göre büyük farklılıklar göstermesi, bu kaya ortamının içerdiği anomalilerin ne denli yaygın bir karakter oluşturduğunu göstermekte, diğer bir ifade ile grovaplardaki “süreksizliklerin sürekliliği”ni ortaya koymaktadır. Farklı bölgelerde aynı kaya üzerinde aynı derinlikte uygulanan deneylerde sonuçların yakın çıkmaması da bu değişken karakterin bir göstergesidir.

Aşağıda yer alan bölümlerde İstanbul grovaplارının tasarımda dikkate alınması gereken özellikleri ile yükleme deneylerinden elde edilen sonuçlar incelenmiştir.

İkinci bölümde genel manada kazıklar sınıflandırılarak eksenel yüklü tekil bir kazığın taşıma gücünü oluşturan mekanizma incelenmiştir.

Üçüncü bölümde kayaya soketlenmiş bir kazık incelenmiş; çevre sürtünmesi, uç mukavemeti ve soket çevresinde yük transfer mekanizması analiz edilmiştir. Literatürde mevcut olan uç ve çevre sürtünme değerlerinin bulunması için önerilen yöntemler değerlendirilmiştir.

Dördüncü bölümde kazık yükleme deneyleri türleri, amaçları, elde edilen veriler ve analizi ile bu çalışma kapsamında icra edilen Osterberg Hücresi Deneyinin ayrıntılı izahı yer almıştır.

Beşinci bölümde, çalışmaya konu zemin ortamı olan İstanbul grovaplارının jeolojik ve geoteknik özellikleri ortaya konmuş, tasarımcılar için önem arz eden hususlar belirtilmiştir. Kritik yapılar söz konusu olduğunda geniş band aralığında bulunan grovak parametrelerinin en olumsuzuna yakın değerlerinin esas alınması önerilmiştir.

Altıncı bölümde bu çalışma ile icra edilen dört adet Osterberg Hücresi Deneyi ile ilgili uygulama detayları ve elde edilen sonuçlar ortaya konmuştur.

Yedinci bölümde grovaplara soketlenen kazıklar için gerçekleştirilen deneylerde elde edilen sonuçlar tartışılmış, elde edilen verilerin zeminin durumuna göre gösterdiği salınımın pratik anlamı tartışılmıştır.

Son bölümde ise, çalışma sonucunda elde edilen ve İstanbul grovaplارına soketli fore kazık tasarımında esas alınması önerilen güvenli kaya soket sürtünmesi değerleri verilmiştir.

2. KAZIKLAR VE KAZIKLARIN SINIFLANDIRILMASI

2.1 Kazıkların İşlevi

Kazıklar, arazi yüzeyine yakın bölgelerde zayıf, taşıma kapasitesi düşük zemin tabakalarının bulunduğu durumlarda ve üst yapı yüklerinin derindeki sağlam zemin tabakalarına iletilmesinin gerektiği hallerde kullanılırlar (Reese ve diğ., 2006). Kazıklar, geoteknik mühendisliğinde çoğunlukla eksenel yüklerin taşınmasında kullanılmakla beraber iksa, açık-deniz platformları, kıyı ve iskele yapılarında yanal yüklerin (örneğin deprem yükleri) ve suyun kaldırma kuvvetine karşı hafif sualtı yapılarında çekme kuvvetlerinin karşılanmasında da kullanılabilir. Bunların yanı sıra, geçirimsizlik perdesi oluşturulmasında ve şev stabilitesinin sağlanmasında da kazık kullanımına başvurulmaktadır.

Kazıklar mühendislik çözümü olarak;

1. Üst yapıdan aktarılan yatay ve/veya düşey yüklerin bir zemin tabakasına doğrudan ya da zemin tabakası boyunca aktarılmasında,
2. Yer altı suyu seviyesi üstünde inşa edilen radye temellerde oluşan çekme kuvvetlerinin karşılanmasında ve rüzgâr yükü etkisinde yanal gerilmelerin olduğu kule ayaklarının desteklenmesinde,
3. Deplasman kazığı ve titreşim kombinasyonları ile gevşek, kohezyonsuz zemin tabakalarının sıkıştırılmasında,
4. Yüksek sıkışabilirliğe sahip zeminler üzerinde inşa edilen sürekli veya radye temellerde karşılaşılan oturmaların kontrolünde,
5. Titreşim genliğinin ve doğal frekansın kontrolü için makine temelleri altındaki zeminlerin güçlendirilmesinde,
6. Oyulma probleminin söz konusu olabileceği köprü ayaklarında ilave güvenlik faktörü olarak,

7. Açık-deniz platformu inşaatlarında yükün su yüzeyinden deniz altındaki tabakalara aktarılmasında

kullanılmaktadır (Bowles, 1997).

2.2 Kazıkların Sınıflandırılması

Kazıklar, yükleri taşıma ve iletme şekillerine, imal edildikleri malzemeye, imal edilirken zeminde oluşturdukları deplasman derecesine göre sınıflandırılabilir. Bunların dışında ayrıca özel kazık sınıfında tanımlanabilecek kazık uygulamaları vardır. Aşağıda bunlar genel hatlarıyla izah edilmektedir.

Kazıkların yükleri taşıma ve iletme şekillerine göre beş gruba ayrılarak incelenebilir.

- 1) **Uç Kazıkları:** Üst yapı yüklerinin, daha aşağıda bulunan sağlam zemin tabakasına yahut anakayaya kazık ucu aracılığıyla aktarıldığı kazıklardır. Uç kazıklarında, uç direncinin mobilize olması için kazığın bir miktar düşey yerdeğiştirme yapması gerekir.
- 2) **Sürtünme Kazıkları:** Üst yapı yüklerinin, zemin tabakalarına kazık çevre sürtünmesi vasıtasıyla aktarıldığı kazıklardır. Çevre sürtünmesi, kazığın çok küçük düşey yerdeğiştirmelerinde mobilize olur.
- 3) **Çekme Kazıkları:** Yeraltı su seviyesi altında inşa edilen yapıların temelleri altında, özellikle havuz yapılarında ve hafif yapılarda ortaya çıkan kaldırma kuvvetini karşılamak üzere imal edilen ve çekme kuvvetine çalışan kazıklardır.
- 4) **Ankraj Kazıkları:** Palplanş perdelerini tespit etmek ve yanal yükleri karşılamak amacıyla kullanılan kazıklardır.
- 5) **Eğik Kazıklar:** kazıklar, düşey yük yanında bir miktar yanal yük almak için eğik çakılmışlarsa bu tür kazıklar eğik kazıklar olarak adlandırılır.

İmal edildikleri malzemeye göre kazıklar 4 ana grupta toplanabilir.

1) Ahşap Kazıklar

2) **Çelik Kazıklar:** Çelik kazıklar, farklı kesitlerdeki çelik profillerden (genellikle H, I, W) ve dairesel kesitli çelik borulardan imal edilir ve zemine itme yahut çakma yoluyla tesis edilirler.

3) **Kompozit Kazıklar:** Kompozit kazıklar, iki veya daha çok farklı malzemeden oluşan, genellikle farklı iki kazık türünün birleştirilmesiyle elde edilen kazık çeşididir.

4) **Betonarme Kazıklar:** Betonarme kazıkları, “betonarme çakma kazıklar” ve “betonarme yerinde dökme kazıklar” biçiminde iki ayrı gruba ayırmak mümkündür.

Kazıklar, zeminde oluşturdıkları deplasmanlar açısından üç kategoride toplanabilir.

1) **Geniş Deplasman Kazıkları:** Kazığın yerleştirileceği deliğin, zeminin kenarlara itilerek açıldığı çakma kazıklar ve yerinde dökme çakma kazıklar.

2) **Küçük Deplasman Kazıkları:** Görece zeminde daha az deplasmana sebep olan H veya I kesitli profil kazıklar ve açık uçlu çelik boru kazıklar.

3) **Deplasman Yaratmayan Kazıklar:** Zeminde, ihmal edilebilecek düzeyde deplasman yaratan geleneksel yerinde dökme kazıklar.

2.3 Özel Kazıklar

Bu başlık altında mini kazıklar ile pratikte klasik kazık sınıfı dışında isimlerle nitelenen bazı uygulamalar “özel kazık” olarak incelenmektedir (Birand, 2007).

Son yıllarda çeşitli amaçlar için özel kazıklar kullanılmaya başlanmıştır. Bunlardan "mini kazıklar" 10-25 cm çapında olup, foraj yolu ile açılan deliğin basınç altında (gereğinde demir donatı da konarak) betonlanması ile oluşturulurlar.

"Kum Kazıklar", zemin iyileştirmesinde kullanılan, fore kazık veya çakma kazık tekniği ile imal edilen ancak demir ve betonun kullanılmadığı tipte kazıklardır. Zemin iyileştirmesi için ön yükleme uygulaması yapılması halinde bu kazıklar zeminin geçirgenliğini arttırarak oturmanın hızlanmasını sağlarlar. Ancak, son

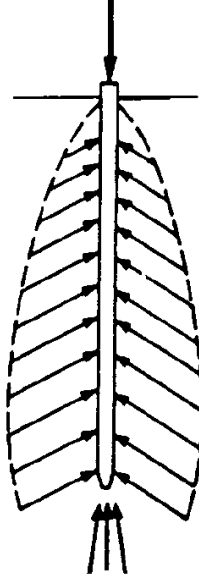
zamanlarda Geodren fitillerin daha ekonomik olmaları ve daha kısa sürede çakılmaları nedeni ile kum kazıklarının uygulanması çok azalmıştır.

"Kireç Kazıklar" da zemin iyileştirmesinde uygulama alanı bulmaktadır. Bu kazıklar aynen kum kazıklar gibi delikler delinip içine kireç doldurularak imal edilirler. Şev stabilizasyonunda etkili oldukları bilinmektedir. Kazık uçlarında yüksek basınçla kretleme veya kazık ucunda zemini özel gereçlerle keserek kazık ucunu genişletmek yolu ile yapılan kazıklara "soğan başlı-uç genişletmeli kazıklar" denilir. Uç genişletmesi, kazığın taşıma gücünü arttırırken oturmaların artmasına neden olabilir.

2.4 Eksenel Yüklü Tekil Kazığın Taşıma Kapasitesi

Kazık taşıma gücü (kapasitesi), kazığın göçmeden ve belirlenen toleransların üzerinde oturma göstermeden taşıyabileceği en büyük yük olarak tanımlanır. Kazık taşıma kapasitesi, kazığın yerleştirildiği zeminin mühendislik özellikleri ile kullanılan kazık tipinin yapısal niteliklerine bağlıdır.

Bir kazığa etkiyen eksenel yük, kazık çevresi ile zemin arasındaki sürtünme kuvveti ve kazığın ucunda oluşan kuvvetin bileşkesi ile karşılanır. Yükün, kazık vasıtasıyla zemine aktarılma mekanizması 0'de gösterilmiştir. Yanal toprak basıncı, kazık çevresinde derinlikle artan düşey bir sürtünme kuvveti oluşturmaktadır. Yeterli kazık oturmasının olduğu durumlarda adhezyon etkisi de sürtünme kuvvetine etki etmektedir. Bu etkilerin toplamı çevre sürtünmesi olarak adlandırılmaktadır. Bunun yanı sıra, kazığın alt ucunda oluşan reaksiyon kuvveti de uç direncini meydana getirmektedir. Çevre sürtünmesi – Uç direnci oranı, kazık boyutlarına, kazığın zemine yerleştirilme biçimine, zemin profiline ve zeminin fiziksel özelliklerine göre değişmektedir (Ezeldin, 2004).



Şekil 2.1 : Tekil kazıklarda yükün aktarılma mekanizması.

Eksenel yüklü tekil kazıklar için kazık taşıma kapasitesi, çevre sürtünmesi ve uç direncinin toplanması ile şu eşitlikle elde edilmektedir.

$$Q_{ult} = Q_s + Q_t = f_s A_s + q A_t \quad (2.1)$$

- Q_{ult} : Nihai kazık taşıma kapasitesi
- Q_s : Çevre sürtünmesi
- Q_t : Uç direnci
- f_s : Ortalama çevre sürtünmesi gerilmesi
- A_s : Zeminle temas eden kazık çevre alanı
- q : Birim uç direnci
- A_t : Zeminle temas eden kazık uç alanı

Kazık taşıma kapasitesinin belirlenmesinde zemin parametrelerinin ve kazık malzemesinin dayanım özelliklerinin önemli etkisi bulunmaktadır. Farklı imalat metotlarının kullanımı ve yükleme şekilleri de kazık tasarımında farklı kriterlerin kullanımını gerektirebilmektedir. Genel olarak, kazık kapasitesinin belirlenmesinde şu metotlar kullanılır (Tomlinson, 2004) :

- 1) Zeminin mukavemet özellikleri kullanılarak yapılan statik analizler
- 2) Standart arazi deneyleri yardımıyla yapılan ampirik analizler
 - Standart penetrasyon deneyi değerleri

- Konik penetrasyon deneyi
- Pressiyometre deneyi
- 3) Dinamik çakma direnci analizleri
 - Kazık çakma formülleri ile
 - Dalga denklemi analizi ile
- 4) Prototip kazık yükleme deneyleri

Kazık taşıma kapasitesinin belirlenmesi için önerilen metotlar, farklı zemin ve uygulama koşullarında kendi içerisinde farklılıklar göstermektedir. Dolayısıyla, bu durum alt başlıklar halinde incelenmiştir.

2.4.1 Statik yöntemler

Tüm statik kazık kapasiteleri aşağıda verilen iki formül (2.2), (2.3) ile hesaplanabilir (Bowles, 1997):

$$\left. \begin{aligned} P_u &= P_{pu} + \sum P_{si} \\ P_u &= P_p + \sum P_{si,u} \end{aligned} \right\} \text{ (basınç)} \quad (2.2)$$

$$T_u = \sum P_{si,u} + W_p \quad \text{(çekme)} \quad (2.3)$$

- P_u : Azami kazık taşıma kapasitesi (basınç yüklemeinde)
 T_u : Azami kazık taşıma kapasitesi (çekme yüklemeinde)
 P_{pu} : Azami kazık uç taşıma kapasitesi
 P_p : Çevre sürtünmesi ile eşzamanlı oluşan uç direnci
 $\sum P_{si}$: Uç direnci ile eşzamanlı oluşan çevre sürtünmesi
 $\sum P_{si,u}$: Uç direnci ile eşzamanlı oluşan azami çevre sürtünmesi
 W : Kazık ağırlığı
 $\sum$: Kazık uzunluğu boyunca zemin profilini oluşturan i adet zemin tabakasında mobilize olan çevre sürtünmesinin toplamı

İzin verilebilir kazık taşıma kapasitesi P_a ya da T_a ise, çevre ve uç dirençlerinin ayrı ayrı uygun güvenlik katsayılarına (SF_p , SF_s) bölünmesiyle:

$$P_a = \frac{P_{pi}}{SF_p} + \frac{\sum P_{si}}{SF_s} \quad (2.4)$$

veya azami taşıma kapasitesinin pratikte kullanıldığı üzere; doğrudan güvenlik katsayısına (SF) bölünmesiyle:

$$P_a = \frac{P_u}{SF} \quad \text{veya} \quad T_a = \frac{T_u}{SF} \quad (2.5)$$

elde edilir.

İzin verilebilir taşıma kapasiteleri, kullanılan kazık malzemesi ile (ahşap, çelik, beton vs.) uyumlu olmalıdır. Güvenlik katsayıları, genellikle projedeki belirsizliklerin miktarına ve önemine göre şekillenmektedir. Bowles (1997), kazık taşıma kapasitesi hesabında kullanılan güvenlik katsayılarının genellikle 2 ilâ 4 yada daha yüksek değerler arasında değiştiğini ifade etmektedir.

Yerinde dökme kazıklar için Coduto (2001) tarafından tavsiye edilen güvenlik katsayıları

Çizelge 2.1 : Yerinde dökme kazık tasarımında kullanılan tipik güvenlik katsayıları (Coduto, 2001).

Tasarım bilgileri				Güvenlik Katsayısı, SF	
No	Statik Yükleme Testi	Zemin koşulları	Arazi araştırma programı	Aşağı yönde yükleme	Yukarı yönde yükleme
1*	Var	Üniform	Kapsamlı	2,00	3,00
2	Var	Değişken	Normal	2,50	4,00
3	Yok	Üniform	Kapsamlı	2,50	5,00
4	Yok	Üniform	Normal	3,00	6,00
5	Yok	Değişken	Kapsamlı	3,00	6,00
6	Yok	Değişken	Normal	3,50	6,00

*Zemin araştırma çalışmalarının ve statik yükleme deneylerinin oldukça kapsamlı yapıldığı durumlarda, aşağı yönde ve yukarı yönde yükleme koşulları için güvenlik katsayıları (FS), sırasıyla 1,70 ve 2,50 civarında seçilebilir.

Genel olarak (2.2) ve (2.3) denklemleri ile verilen ifadeler basitleştirilmiş haliyle şu şekilde yazılabilir:

$$(Q_v)_{ult} = Q_p + Q_f \quad (2.6)$$

$(Q_v)_{ult}$: Azami kazık taşıma kapasitesi

Q_p : Uç direnci

Q_f : Sürtünme direnci

Verilen bu ifadedeki terimler şu şekilde açılabilir:

$$Q_p = A_p [cN_c + 1/2 \gamma B N_\gamma + \gamma D_f N_q] \quad (2.7)$$

$$Q_f = p \sum_{L=0}^{L=L} f_s \Delta L \quad (2.8)$$

A_p	: Kazık uç alanı
c	: Kazık ucu altındaki zeminin kohezyonu
γ	: Zeminin birim hacim ağırlığı
N_c, N_γ, N_q	: Zeminin içsel sürtünme açısına bağlı olarak değişen boyutsuz taşıma kapasitesi katsayıları
B	: Kazık genişliği ya da çapı
D_f	: Kazık ucunun zemin yüzeyine mesafesi
p	: Kazık çevresi
f_s	: ΔL boyu boyunca birim çevre sürtünmesi
L	: Çevre sürtünmesinin mobilize olduğu kabul edilen kazık boyu

3. KAYAYA SOKETLİ KAZIKLAR

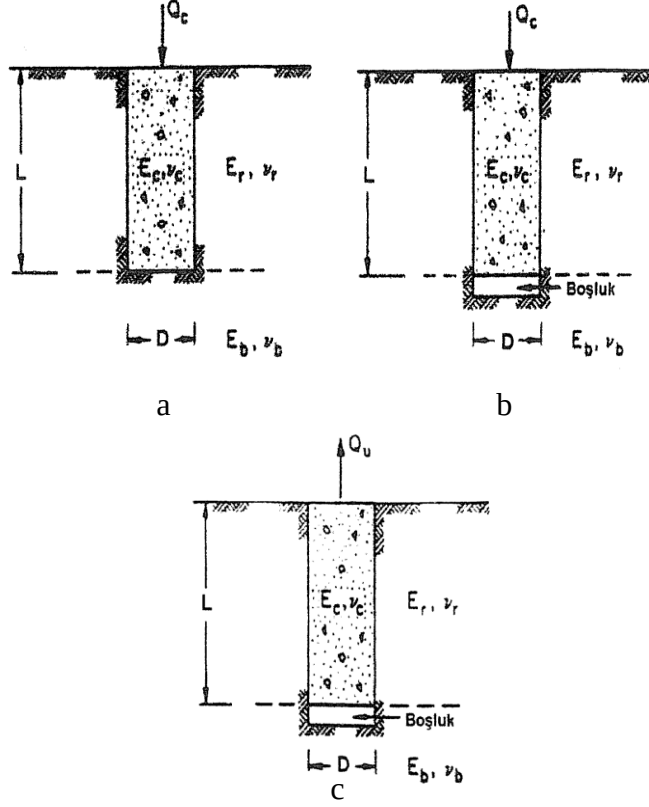
Soketli kazıklar, zayıf kayaların veya hava, yağmur ve benzeri etkilerle alterasyona uğramış kayaların içinde belli derinlikte delgi yapılarak imal edilen kazıklardır (Tomlinson ve Woodward, 2008).

Üst yapıdan aktarılan yüklerin taşınabilmesi ve proje için hizmet görme limit durumları açısından yer değiştirmelerin sınırlandırılması söz konusu ise, kazık temellerin daha derinlerde bulunan kaya kütlesi içine soketlenmesi gerekmektedir. Büyük açıklıklı köprü, yüksek katlı binalar vb. durumlarda aşırı büyük yüklerin temellere aktarıldığı durumlarda kayaya soketlemeye ihtiyaç duyulmaktadır. Ayrıca, bu gibi durumlarda toplam yer değiştirme, farklı yer değiştirme, açısız dönme vb. gibi yer değiştirmelerin sınırlandırılması önemlidir (Arioğlu, 2007).

Kayaya soketli kazıkların taşıma gücü kapasitesi iki bileşenden meydana gelir. Bunlardan birincisi soket tabanından elde edilen uç mukavemeti, diğeri ise soket yüzeyi boyunca mobilize olan çevre sürtünmesidir. Bu iki halin varyasyonu, soketli kazıklar projelendirilirken üç değişik durum gösterir:

- Sadece uç mukavemetinin mobilize olduğu durum,
- Sadece çevre sürtünmesinin mobilize olduğu durum,
- İki bileşenin birlikte dikkate alındığı durum.

Kayaya soketli kazıkların tasarımında iki tip soketin oluşabileceği kabul edilir. Bunlardan birincisi tam soket, diğeri ise kayma soketi olarak adlandırılır. Tam soket durumunda hem uç mukavemeti bileşeninin hem de çevre sürtünmesi bileşeninin mobilize olduğu kabul edilir. Kayma soketinde ise sadece soket çevresi boyunca oluşan çevre sürtünmesinin mobilize olduğu kabul edilir. Ayrıca çekme yükü etkisindeki soketli kazıklar da kayma soketi olarak çalışır (Şekil 3.1).



Şekil 3.1 : Kayaya soketli kazıklarda soket tipleri: (a) Basınç etkisinde tam soket, (b) Basınç etkisinde kayma soketi, (c) Çekme etkisinde kayma soketi (Bell, 1992).

3.1 Soketlenmiş Kazıkta Yük Taşıma Mekanizması

Soketli kazıklarda uygulanan yükleri taşıma durumuna göre üç farklı şekilde tasarım yapılabilir (Duncan, 1999; CFEM, 2006).

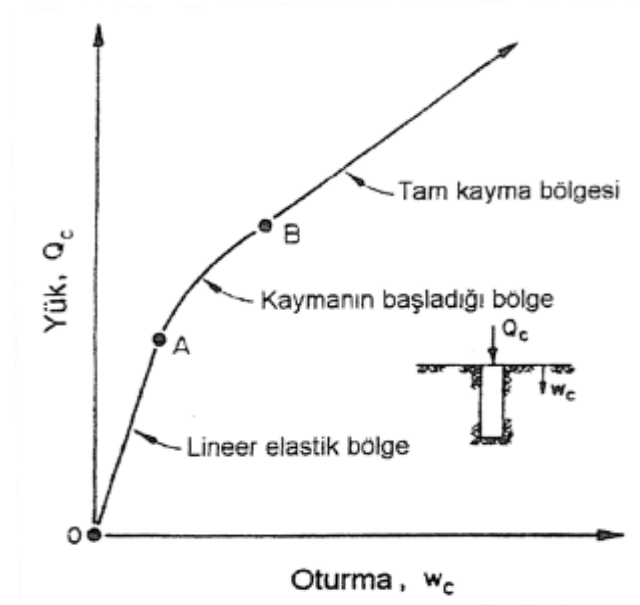
- Sürtünme ve adhezyon etkisiyle çevrede taşıma,
- Kazık alt ucu altında taban taşıma gücü,
- Hem taban hem de çevrede taşıma.

Soket boşluğunun tabanı temizlenmez ise taban taşıma gücü belirsiz olur. Bunun sonucu olarak yükün sadece çevrede taşındığı kabul edilebilir. Bunun tersi durumda ise, düşük mukavemetli kaya malzemenin altındaki sağlam ana kaya üstüne kazık alt ucu yerleştirildiği takdirde, zayıf kayacın etkisi göz ardı edilerek yükün sadece tabanda taşındığı varsayılabilir (Zhang, 1997).

Yükün çevre ve uç sürtünmesi arasında nasıl paylaşılacağı aşağıdaki faktörlere bağlıdır.

- Soket geometrisi,
- Soket malzemesinin ve kaya malzemesinin elastisite modülü,
- Soket pürüzlülüğü ve dayanımı,
- Son çevre dayanımı ile ilişkili yüklemenin büyüklüğü,
- Yapım metodu.

Yüklemenin rölatif olarak az olduğu durumlarda, kaya soketi boyunca oluşan yük deformasyon ilişkisi yaklaşık olarak lineer bir seyir izler. Bu durumda, yük transferi elastik teori ile doğru bir şekilde hesaplanabilir. Şekil'3.2'de verilen grafikte eğrinin OA arasındaki bölge bu elastik bölgeye karşılık gelmektedir. Yükün A noktası seviyelerine arttırılması ile beraber soket yüzeyi boyunca oluşan kayma gerilmeleri kayma mukavemeti değerine ulaşır.

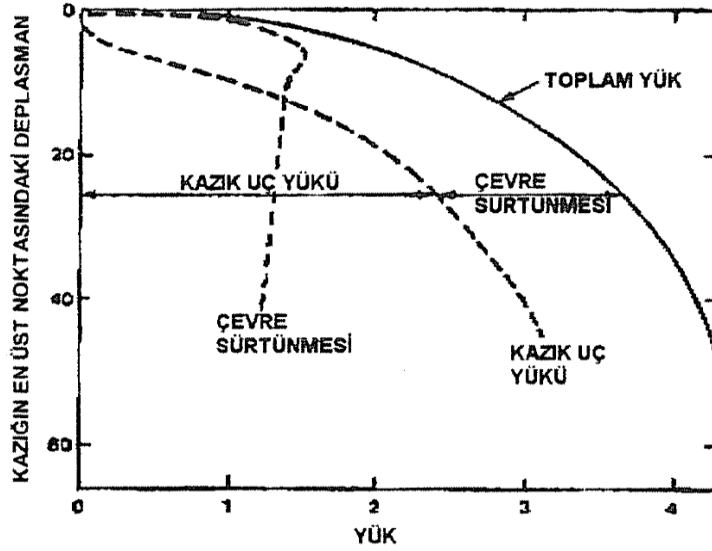


Şekil 3.2 : Kaya soketi boyunca oluşan yük deformasyon ilişkisi (Bell, 1992).

Böylece, soket boyunca kazık-kaya bağı kırılmaya ve kaymalar meydana gelmeye başlar. Yükün daha da artmasıyla yüzey boyunca kaymalar artar ve yükün kazık ucu tarafından transfer edilen kısmı büyümeye başlar. B noktasına ulaşan yük kademelerinde ise kazık soketinin yanıl yüzeyi boyunca tamamen kayma meydana gelir. Bu seviyeden sonra aksenal yükün büyük bölümü uç mukavemeti tarafından

karşılır. Horvath (1980) ve Williams (1980) tarafından yapılan arazi çalışmalarında, kaymanın kazığın servis yükü seviyelerinde meydana gelebileceği gösterilmiştir. Uç mukavemetinin hesabında yeterli bir güvenlik sayısı kullanılması durumunda tasarım aşamasında tam veya kısmi kaymanın oluştuğu kabul edilebilir. Ancak, bu kabulün yapılabilmesi için uygulama tecrübesine sahip olunması gerekir. Çünkü, kazık ucunda yumuşak sıkışabilir malzeme kalırsa kazıkta izin verilen sınırın çok üzerinde oturmalar meydana gelebilir.

Kayaya soketli kazıklarda yük deformasyon ilişkisinde; düşük yük seviyelerinde mobilize olan çevre sürtünmesinin kazığın toplam taşıma gücündeki oranı oldukça yüksektir. Ancak, yük arttıkça lineer bölge geçilmekte ve kayma davranışı meydana gelmektedir. Bu noktadan sonra uç mukavemetinin oranı artmaktadır (Şekil 3.3).

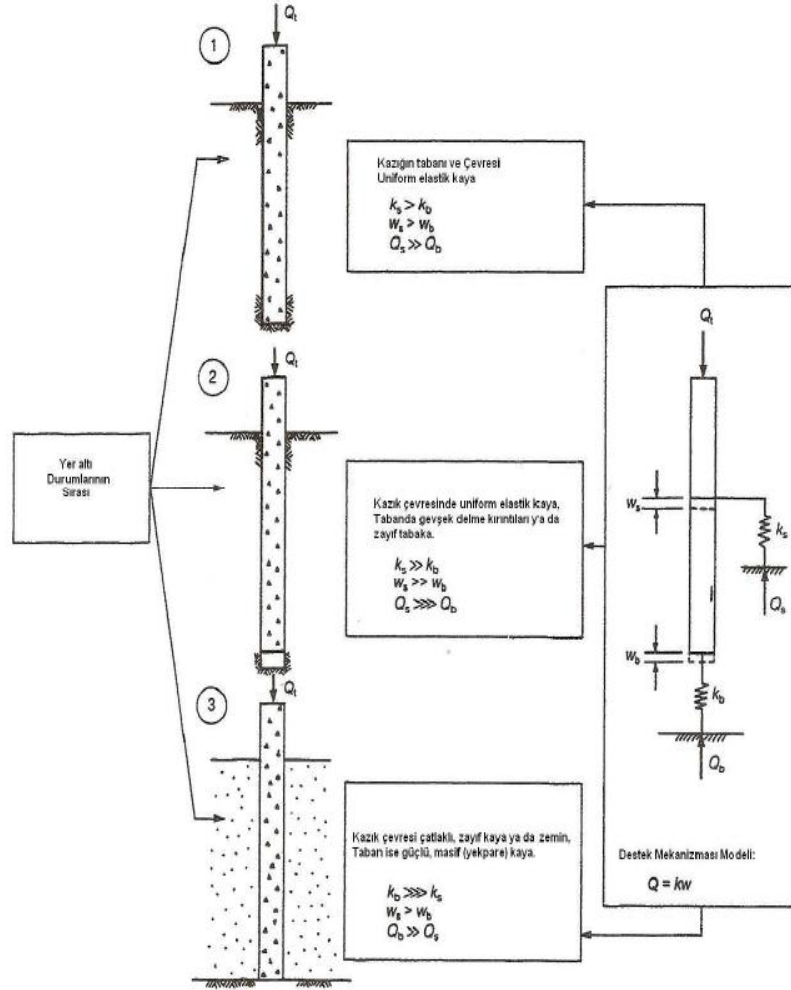


Şekil 3.3 : Kayaya soketli kazıkların yük deformasyon ilişkisi (Horvath ve Kenney,1979).

3.2 Soketin Şekil Değiştirme ve Yük Transfer Mekanizması

Kayaya soketli kazıkdaki şekil değiştirme ve yük transferi mekanizması, ayrıca çevre ve uç arasındaki yük dağılımı şematik olarak Şekil 3.4'de gösterilmiştir. Bu modelde çevre direnci, esneklik sabiti (yay katsayısı) k_s ve uç direnci esneklik sabiti (yay katsayısı) k_b 'ye karşılık gelmektedir. Çevre taşıma gücü Q_s ve taban taşıma gücü Q_b ile gösterilmektedir. Çevrede oluşan şekil değiştirme w_s ile tabanda oluşan şekil

değiştirme w_b ile gösterilmektedir. Q_s ve Q_b değerleri esneklik sabiti ve şekil değiştirmelerin çarpılması sonucu elde edilmektedir (Duncan 1999).



Şekil 3.4 : Soketli kazıklar için basitleştirilmiş yük taşıma mekanizması (Duncan, 1999).

k_s : Çevre direncine karşılık gelen esneklik sabiti,
 k_b : Taban direncine karşılık gelen esneklik sabiti,
 w_s : Kazık çevresinin şekil değiştirmesi,
 w_b : Kazık tabanının şekil değiştirmesi,
 Q_s : Toplam çevre direnci,
 Q_b : Toplam uç direnci olmak üzere

$$Q_s = k_s \cdot w_s \quad (3.1)$$

$$Q_b = k_b \cdot w_b \quad (3.2)$$

biçiminde ifade edilir.

Şekil 3.4’de gösterilen 1 nolu durumda taşınan yükün büyük çoğunluğu kazığın üstteki kısmında taşınmaktadır. Bir birim deplasmanda meydana gelen çevre direnci k_s , aynı deplasmanda meydana gelen k_b değerinden büyüktür ($k_s > k_b$). Şaftın şekil değiştirmesi, şaftın elastik kısalmasının ve taban şekil değiştirmesinin birleşimidir. Şekil değiştirmelerin büyük çoğunluğu üst parçada meydana gelir ve $w_s > w_b$ ’ dir. Bunların sonucu olarak çevrede taşınan yük, uçta taşınan yükten daha büyüktür ($Q_s >> Q_b$).

Şekil 3.4’de gösterilen 2 nolu durumda, kazığın tabanında çok düşük taşıma gücü meydana gelir ($k_s >> k_b$). Uygulanan yük son çevre taşıma gücünü aşmaz, şekil değiştirmelerin büyük çoğunluğu kazığın üst kısmında meydana gelir ($w_s >> w_b$). Yükün önemli bir kısmı kazık çevresi tarafından taşınmaktadır ($Q_s >>> Q_b$).

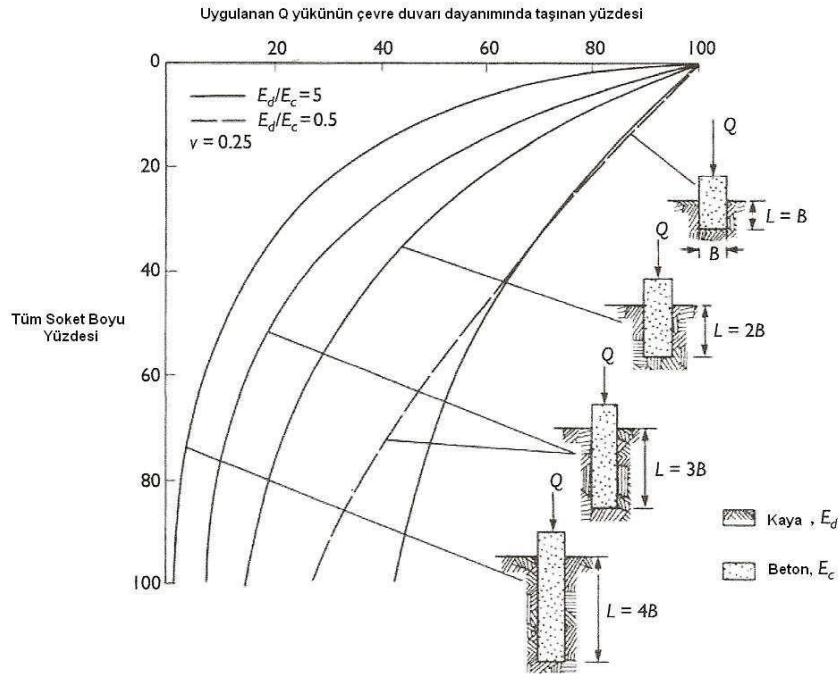
Şekil 3.4’de gösterilen 3 nolu durumda, kazık temelin düşük elastisite modüllü ve düşük taşıma gücüne sahip malzemeden geçerek alttaki sağlam malzemeye kadar ulaşmaktadır. Bu durumda $k_b >>> k_s$ ’dir. Deplasmanların büyük çoğunluğu kazığın elastik kısalmasından meydana gelmektedir, çok küçük bir bölümü ise tabanda meydana gelmektedir ($w_s > w_b$). Bu durumda üstyapı tarafından aktarılan yükün çoğunluğu tabanda taşınmaktadır ($Q_b >> Q_s$).

Taşıma Kapasitesini Etkileyen Faktörler;

Taşıma kapasitesi ve kazık oturmasını etkileyen faktörler aşağıda verilmiştir.

- 1-Soket boyunun (L_s) kazık çapına (D)oranı (L_s/D),
- 2-Kaya çevresinde ve soket altında dayanım ve elastisite modülü,
- 3-Soket çevresinde pürüzlülük, delme kırıntılarının varlığı veya bentonit çamuru vb. durumlarının etkisi,
- 4-Delinmiş boşluğun tabanındaki kırıntıların ve gevşek kısmın etkisi,
- 5-Kayaların tabakalanması, farklı dayanım ve elastisite modülü,
- 6-Çevre duvarın elastik limitiyle ilişkili olan oturma,
- 7-Kaya/beton yüzündeki malzemenin sünme özelliğinin bir sonucu olarak, zamana bağlı artan oturmalar (Tomlinson ve Woodward, 2008).

Soketli kazıkta soket boyu kazık çapı oranının etkisi Şekil 3.5’de gösterilmektedir (Duncan, 1999).



Şekil 3.5 : L/D oranının etkisi (Duncan, 1999).

3.3 Kayaya Soketli Kazıklarda Taşıma Gücünün Bileşenleri

Kayaya soketli fore kazıklarda, taşıma gücü hem çevre hem de uçtan kaynaklanacaktır. Nihai birim çevre sürtünme direnci ve uç taşıma direnci, genellikle arazi deneylerinden türetilmiş ampirik bağıntılarla tahmin edilir (Zhang, 1997).

İki tip arazi deneyi vardır. Birincisi çekme yükleme deneyi, ikincisi ise basınç yükleme deneyidir. Çekme yükleme deneyi ile nihai çevre taşıma gücü doğrudan ölçülür. Basınç yükleme testinde hem çevre sürtünme direnci hem de uç direnci eş zamanlı olarak ölçülebilmektedir. Basınç yükleme testinde çevre taşıma gücünü ölçmek için kazık (strain gage-şekil değiştirme ölçer veya load cells-yükleme hücreleri) ile aletlendirilmelidir. Alternatif olarak, uç direncini etkisiz hale getirmek amacıyla kazık alt ucunda boşluk bırakılabilir (Zhang, 1997).

Yükleme deneyi, göçmeye kadar yapıldığı zaman nihai çevre sürtünme direncini ($\tau_{\max}$) ve maksimum uç direncini ($q_{\max}$) hesaplamak mümkündür.

$$\tau_{\max} = Q_s / A_s \quad (3.3)$$

$$q_{\max} = Q_b / A_b \quad (3.4)$$

Q_s : çevrede taşınan yük
 Q_b : tabanda taşınan yük
 A_s : Şaftın çevre alanı = $\pi.D.L$
 A_b : Şaftın taban alanı = $\pi.D^2/4$
 D : Soket çapı
 L : Soket boyu

nihai çevre sürtünme direnci τ_{max} ve uç direnci q_{max} genellikle kayanın serbest dayanımı “ q_u ” ile bağlantılıdır. α adhezyon faktörü, τ_{max} ile q_u arasındaki ilişkiyi göstermektedir.

$$\alpha = \tau_{max} / q_u \quad (3.5)$$

Tipik olarak soketin 10 mm düşey yerdeğiştirmesine kadar bütün yükün soket çevresinde taşındığı varsayılmaktadır. Bu yerdeğiştirmenin ötesinde yük artışı beton ile kaya arasında kaymaya neden olmakta ve çevre direncinin sıfır değerine düştüğü düşünülmektedir. O’Neill ve Reese’e (1999) göre bu yaklaşım tutucudur ve kaymadan sonra son değerine ulaşmış olan çevre taşıma direncinin, kayaç-beton bağının göçmesine rağmen var olacağı belirtilmiştir (Yıldırım, 2004).

3.4 Kayaya Soketli Kazıklarda Uç Dayanımı

Kaya tabakasına oturan dairesel temellerin taşıma gücünü konu alan birçok teorisinin verdiği taşıma gücü değerleri arasında önemli miktarda farklılıklar bulunmaktadır. Örneğin, sürtünme açısı $\phi=45^0$ olan bir kaya tabakasının nihai taşıma gücü için, modifiye edilmiş Griffith teorisi baz alınarak geliştirilen yeni bir teoriye göre “ $4,5q_u$ ” gibi bir değer verilirken, aynı koşullar için klasik plastisite teorisine göre “ $56q_u$ ” gibi bir değer verilebilmektedir (Zhang ve Einstein, 1998). Bu denklemlerde görülen “ q_u ” terimi kayanın serbest basınç mukavemetini temsil etmektedir. Böyle geniş bir aralıkta değişen taşıma gücü değerlerinden herhangi birinin kayaya soketli kazıkların tasarımında kullanılması uygun olamayacağı için yeterli güvenliği ve ekonomiyi sağlayan optimum çözümlerin bulunması zaruridir. Bu nedenle kaya tabakasına soketli kazıkların tasarımında, uç mukavemetini belirleyebilmek amacıyla ampirik veya yarı-ampirik bağıntılar geliştirilmiştir. Bu bağıntılar oluşturulurken arazi deneyleri göz önüne alındığı için teorik yaklaşımlara göre daha gerçekçi sonuçlar elde edilmektedir.

Kaya tabakasının serbest basınç mukavemetini içeren bazı bağıntılar Çizelge 3.1’de verilmektedir.

Çizelge 3.1 : Kazık uç mukavemeti için serbest basınç mukavemetine bağlı olarak verilen nihai taşıma gücü değerleri (Zhang ve Einstein, 1998).

Yazar	Nihai taşıma gücü (q_{nihai})
Teng, 1962	$(5-8).q_u$
Coates, 1967	$3.q_u$
Rowe ve Armitage, 1987b	$2,7.q_u$
Argema, 1992	$4,5.q_u \leq 10 \text{ Mpa}$

Kayaya oturan temellerin taşıma gücü değerleri verilirken sadece kaya tabakasının serbest basınç mukavemetinin göz önüne alınması yeterli sonuçlar vermeyebilir. Tahmin edilen uç mukavemeti değeri güvensiz tarafta da kalabilir, aşırı derecede güvenli tarafta da olabilir. Bunun sebebi kaya tabakasının içerdiği süreksizliklerdir. Kaya tabakasının içerdiği süreksizlikler, yönelimlerine ve içerdiği malzeme özelliklerine bağlı olarak kaya kütlelerinin dayanımı üzerinde önemli derecede etkiye sahiptir (Pells ve Turner, 1980). Bu sebeple taşıma gücü hesaplarında kayanın bu özellikleri de göz önünde tutulmalıdır.

3.5 Kayaya Soketli Kazıklarda Çevre Sürtünmesi

Kayaya soketli kazıklarda soket duvarında oluşan kayma gerilmesi olarak tanımlanan çevre sürtünmesi değeri, iki ayrı bileşenden oluşur. Birinci bileşen, kazık ile kaya arayüzündeki adezyon, diğeri ise aynı arayüzün sürtünme açısına bağlı olarak meydana gelen sürtünme kuvvetidir. Bu iki bileşen tarafından kontrol edilen çevre sürtünmesi değeri Mohr-Coulomb kriterine göre;

$$\tau = c + \sigma_r \tan \phi \quad (3.6)$$

olarak ifade edilir. Bu denklemde,

- τ : Oluşacak birim çevre sürtünmesi,
- c : Arayüzün kohezyonu (adezyon),
- σ_r : Arayüze etkiyen radyal normal gerilme,
- ϕ : Arayüzün sürtünme açısıdır.

Zayıf kaya tabakalarına soketli kazıklarda meydana gelecek çevre sürtünmesi değerini etkileyen faktörler şöyle sıralanabilir (Hatipoğlu, 2002);

- Pürüzlülük,
- Kaya tabakasının dayanımı,
- Kayanın ayrışma derecesi ve süreksizlikleri,
- Kazı tipi,
- İmalat metodu,
- Servis yükünün şiddeti,
- Soket geometrisi.

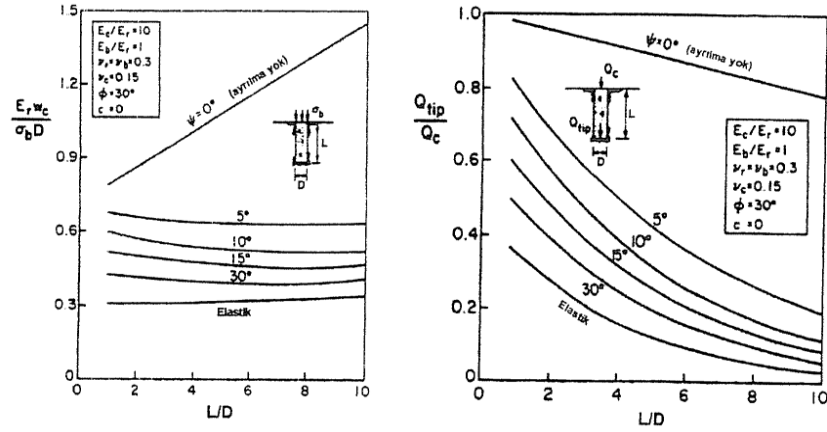
3.6 Soket Çevresinde Yük Transfer Mekanizması

Yükleme esnasında kazık ile kaya arasındaki arayüzde oluşacak kırılma ile kayma dayanımının adezyon bileşeni azalmaya başlar, ayrılma ve yeterli kayma meydana geldiği takdirde kayma mukavemeti tamamen sürtünme etkisi ile oluşmaya başlar.

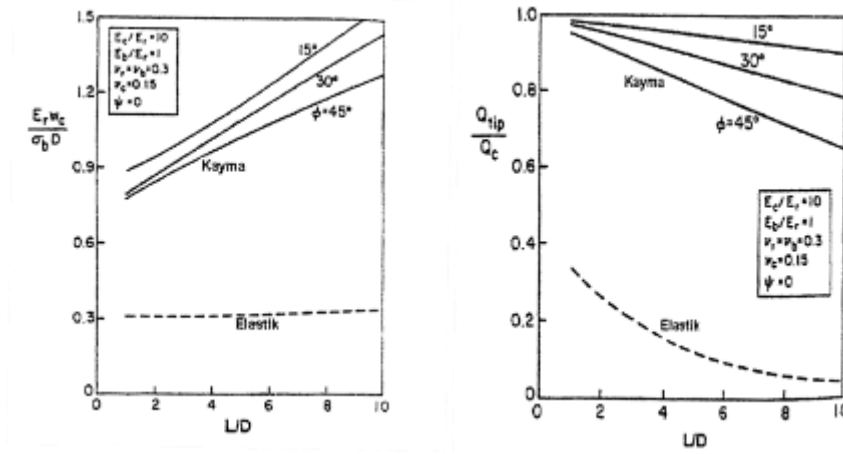
Kayma dayanımının sadece sürtünmeye bağlı olarak mobilize olduğu soketlerde yük transferinin sadece sürtünme etkisi ile meydana geldiği ve arayüzde yüklenme boyunca sabit kalan bir sürtünme açısının (ϕ) hakim olduğu öngörülmektedir.

Bu model gözönüne alınarak basınç yüklemesi için yapılan çözümlerde daha konservatif yaklaşımlar yapılmaktadır. Bunun sebebi, kazığın soket olarak teşkil edilen bölümünde, soketin tam olarak imal edilememe ihtimalinin bulunmasıdır. Ayrıca, arayüz boyunca yüklemenin ilk adımlarında normal gerilmenin aktarılmadığı düşünülmektedir ki bu da gerçeği tam olarak yansıtmamaktadır. Bu tip soketlerde elastik çevre sürtünmesi görülmez ancak yüklemenin başlangıcında kayma oluşabilir. Çeşitli ayrılma açıları için yapılan çözümler Şekil 3.6'da verilmiştir. Bu şekilde belirtilen sınır şartları altında sonuçlar L/D oranına ve ayrılma açısına (ψ) bağlı olarak değişmektedir. Şekil 3.6a oturma miktarına bağlı bir değer, Şekil 3.6b'de ise yük dağılımı görülmektedir. Aynı grafiklerde kaymanın oluşmadığı elastik çözümler de işlenmiştir. Bu grafikte, çok az bir miktarda ayrılmanın dahi shaftın rijitliğini önemli ölçüde artırmaya yeterli olduğu göstermektedir.

Şekil 3.6'da verilen şartlar altında; sadece sürtünmenin etkin olduğu ve ayrılmanın olduğu bir soket için beklenen davranışın grafiği verilmektedir (Bell, 1992). Grafiklerde üç ayrı sürtünme açısı değeri için davranışlar, L/D oranına bağlı olarak verilmiştir. Şekil 3.7 (a)'dan oturma miktarı, (b)'den ise yük dağılımı elde edilebilir.



Şekil 3.6 : Sadece sürtünmenin etkin olduğu ve ayrılmanın oluştuğu soketlerin beklenen davranışı (sürtünme etkin) (Bell, 1992).

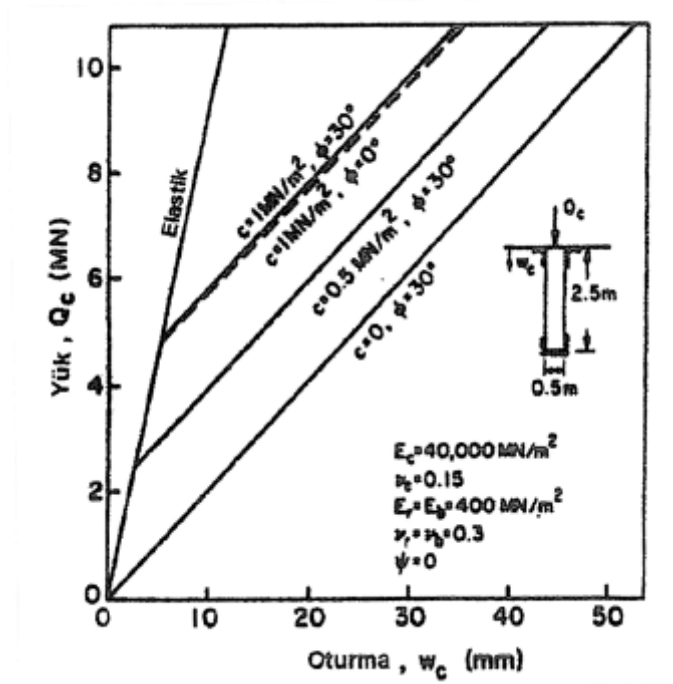


Şekil 3.7 : Sadece sürtünmenin etkin olduğu ve ayrılmanın oluşmadığı soketlerin beklenen davranışı (oturma ve yük dağılımı) (Bell, 1992).

Kayma mukavemetinin sürtünmeye ve adezyona bağlı olarak oluştuğu soketlerde soket yüzeyinde kazık ile kaya arasında sabit bir kohezyonun (adezyon) oluştuğu ve kayma sonucunda herhangi bir ayrılmanın meydana gelmediği durum göz önüne alınacaktır. Kohezyon değeri beton ile kaya arasındaki bağ nedeniyle meydana gelmektedir. Ancak, arayüzdeki girinti ve çıkıntılar nedeniyle meydana gelen mekanik kilitlenme de kohezyonu oluşturan etkenlerden biridir.

Basınç yükü etkisindeki tam soketli (sürtünme + kohezyon) sistemlerden beklenen yük-deformasyon davranışı Şekil 3.8’de verilmiştir. Görüleceği üzere, kohezyonun (adezyon) sıfırdan farklı olduğu durumlarda, çözüm farklı eğimlerdeki iki doğrunun birleşimi olarak beklenmektedir. $c=1$ olmak üzere $\phi=0$ ve $\phi=30$ olarak seçilen iki

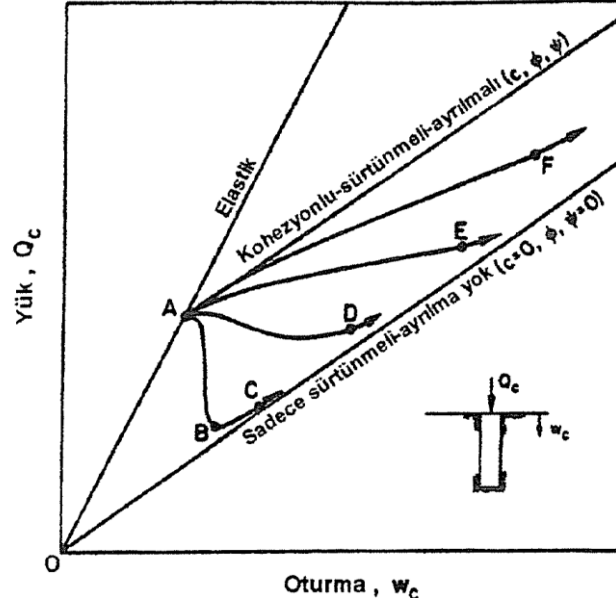
değerin öngörüldüğü çözümlerden görüleceği üzere, kayma sonrasında sürtünme açısının (ϕ) etkisi çok az mertebelerde kalmaktadır.



Şekil 3.8 : Kohezyonun ve sürtünmenin etkili olduğu soketlerin davranışı (Bell, 1992).

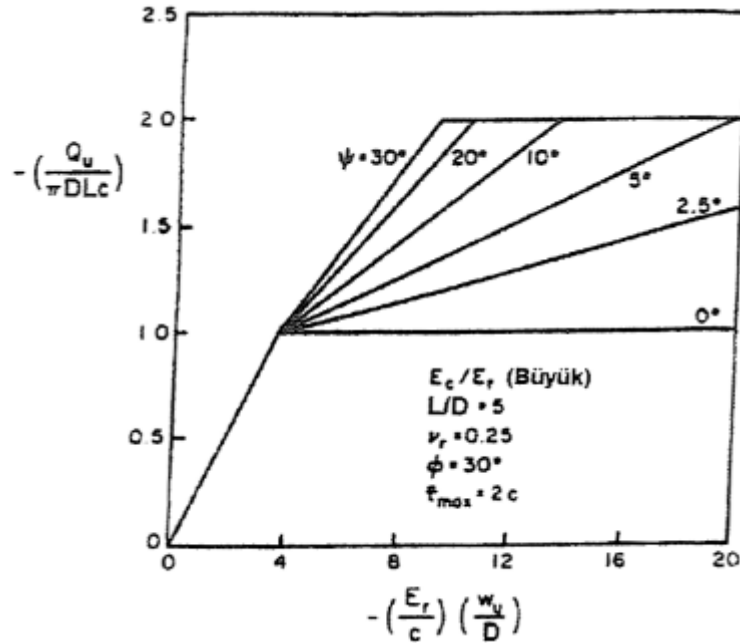
Basınç etkisi altındaki yük oturma davranışının analitik çözümlerinde yapılan kabullere dikkat edilmelidir. Bunun sebebi, bu kabullerin düşük kayma yerdeğiştirmeleri için geçerli olmasıdır. Şekil 3.9’da, basınç etkisi altındaki soketli kazıkların yük oturma davranışları özetlenmiştir. Görüldüğü gibi, “ $c=0$ ve $\psi=0$ ” durumu mobilize olan şaft yükü için alt sınırı ve şaft deplasmanı için ise üst sınırı vermektedir. Buna zıt olarak “ $c>0, \phi>0, \psi>0$ ” durumu ise şaft yükü için üst sınırı, oturma için ise alt sınırı vermektedir.

Kayma sonrası kohezyonun hızla azaldığı bir ekstrem durumda kazık OABC yörüngesi üzerinde davranış gösterecektir. Kazık-kaya arayüzü plastik veya çalışıkça güçlenen bir kayma davranışı gösteriyorsa kazık OAF yörüngesini izleyecektir. Bu durum imalatı düzgün yapılan ve bir miktar ayrılmanın sağlanacağı pürüzlü soketlerde oluşabilmektedir. Görüldüğü gibi, yüksek düşey kazık yerdeğiştirmesinin olduğu durumda bütün eğriler sadece sürtünmenin etkin olduğu çözüme doğru yaklaşmaktadır.



Şekil 3.9 : Basınç yükü etkisindeki kayaya soketli kazıkların davranışı (Bell, 1992).

Çekme yükü etkisindeki soketli kazıklarda, kazık ucundaki uç direnci ihmal edilmektedir. Şekil 3.10'da çekme yükü etkisindeki kazıkların yük-düşey yerdeğiştirme davranışı verilmektedir. Yüklemenin ilk kademelerinde lineer elastik davranış gözlenmektedir. Kayma meydana geldikten sonra davranış ayrılma miktarına bağlı olarak değişkenlik göstermektedir.



Şekil 3.10 : Çekme yükü etkisindeki kayaya soketli kazığın relatif olarak rijit davranışı (Bell, 1992).

3.7 Uç Taşıma Kapasitesinin Bulunması İçin Geliştirilen Yöntemler

3.7.1 AASHTO yöntemi

AASHTO (2005) tarafından yayınlanan Otoyol Köprüleri Standart Şartnamesinde (Standart Specifications for Highway Bridges) aşağıdaki eşitlik önerilmiştir.

$$q_{\max} = N_{ms} \cdot q_u \quad (3.7)$$

Eşitlikte;

q_u : Kazık tabanı altında 2D kadar bir bölgede yer alan zeminde/kayada ölçülen serbest basınç mukavemetini, (kPa)

N_{ms} : Kaya kalitesi ve kaya sınıfını dikkate alan bir katsayıyı göstermektedir.

Kayaç sınıfları Çizelge 3.2’de ve N_{ms} değeri Çizelge 3.3’de verilmiştir.

Çizelge 3.2 : Kaya Sınıfları (AASHTO, 2005).

Kaya Sınıfı	Tanımı	Kaya Türü
A	iyi gelişmiş, klivajlı, karbonatlı kayaç	dolaston, kireçtaşı, karbonatit, mermer, taktit-skorn
B	az yapraklanmış killi kayalar	arjilit, kiltası, marntası, fillit, silttaşı, şeyl, kayrak
C	kötü klivajlı, taneleri belirgin kayalar	konglomera, kumtaşı, kuvarsit
D	ince daneli püskürük kristalize kayalar	andezit, diyabaz
E	kaba daneli püskürük ve kristalize metamorfik kayalar	amfibolit, gabro, gnays, granit, kuvarsdiyorit, kuvarsmonzonit, şist, siyenit

3.7.2 SPT-N değerini dikkate alan yaklaşım

Schmertmann ve Crapps Inc. (1994), kazık yükleme deneylerinin geri çözümlemesi sonucunda 3.8 eşitliğini önermişlerdir. Yaklaşım $N < 60$ için geçerlidir (Castelli ve Fan, 2002).

$$q_{\max} = \sigma_z' \cdot \exp(1,42 + 0,055 \cdot N) \quad (3.8)$$

Eşitlikte;

$q_{\max}$: Birim uç kapasitesi, MPa, $q_{\max} \leq 8600$ kPa

σ_z' : Kazık ucundaki düşey efektif gerilme, kPa

N: Kazık ucundan en az iki kazık çapı (2D) kadar derinlik boyunca ölçülmüş, düzeltilmemiş SPT-N sayılarının ortalamasını göstermektedir.

Çizelge 3.3 : Hoek tarafından verilen N_{ms} değerleri (Marinos ve Hoek, 2001).

Kaya Kalitesi	Genel Tanım	RMR	NGI	RQD	A	B	C	D	E
Mükemmel	çatlak aralığı > 3m olan sağlam kaya	100	500	95-100	3,8	4,3	5	5,2	6,1
çok iyi	0,9-3 m aralıklı, pürüzlü, ayrışmamış, çatlakları sıkıca kenetlenmiş kaya	85	100	95-100	1,4	1,6	1,9	2	2,3
İyi	0,9-3 m aralıklı, az örselenmiş, çatlakları olan ve taze az ayrışmış kaya	65	10	75-90	0,28	0,3	0,38	0,4	0,46
Orta	0,9-3 m aralıklı, orta derecede ayrışmış, birkaç çatlak sistemi olan kaya	44	1	50-75	0,05	0,1	0,066	0,069	0,081
kötü	2,5 m-50 cm aralıklı, biraz dolgu malzemeli, ayrışmış, birkaç çatlak sistemi olan kaya	23	0,1	25-50	0,02	0	0,019	0,02	0,024
çok kötü	aralıkları 5 cm.den küçük, aşırı ayrışmış, birçok çatlağı olan kaya	3	0,01	< 25	q_{max} kullan				

3.7.3 Presyometre deney sonucuna göre uç taşıma kapasitesinin hesaplanması

Arazi presyometre deneyi, kaya kütlesi özelliklerini belirlemek adına çok kullanışlı bir yöntemdir. Kayaya soketlenmiş kazıkta nihai uç taşıma kapasitesi q_{max} (3.9) eşitliği ile hesaplanabilmektedir (CFEM, 2006).

$$q_{max} = K_b \cdot (P_1 - P_o) + \sigma_o \quad (3.9)$$

eşitlikte;

q_{max} : Birim uç taşıma gücü,

P_1 : Presiyometre deneyi sonucu bulunan limit basınç değeri (kazık ucunun hemen altında ve 2D kadar üstündeki bölümde),

P_o : Kazık ucundaki sükûnetteki yanal gerilme,

σ_o : Kazık ucundaki jeolojik gerilme (üst tabaka gerilmesi)

K_b : Soket çapı ve derinliğine bağlı ampirik bir katsayıdır.

K_b değerleri Çizelge 3.4’de verilmiştir.

Çizelge 3.4 : Taşıma kapasitesi katsayısı K_b (CFEM, 2006).

L_s/B_s	0	1	2	3	5	7
K_b	0,8	2,8	3,6	4,2	4,9	5,2

3.7.4 Canadian Foundation Engineering Manual Tarafından Önerilen Süreksizlik Bazlı Yöntem

Kaya ortamın tek eksenli basınç dayanımına bağlı olarak hesaplanan kazık uç kapasitesi, kaya ortamdaki süreksizliklerden etkilenmektedir. Buna bağlı olarak Canadian Geotechnical Society tarafından (3.10) eşitliği önerilmiştir (CFEM, 2006).

$$q_{\max} = 3 \cdot K_{sp} \cdot q_u \cdot d \quad (3.10)$$

Eşitlikte;

q_u : Kayanın serbest basınç dayanımı

K_{sp} : Süreksizliklere bağlı ampirik bir katsayı

d : Derinlik faktörü : $(1 + 0,4 \cdot (L_s / B_s) \leq 0,3)$

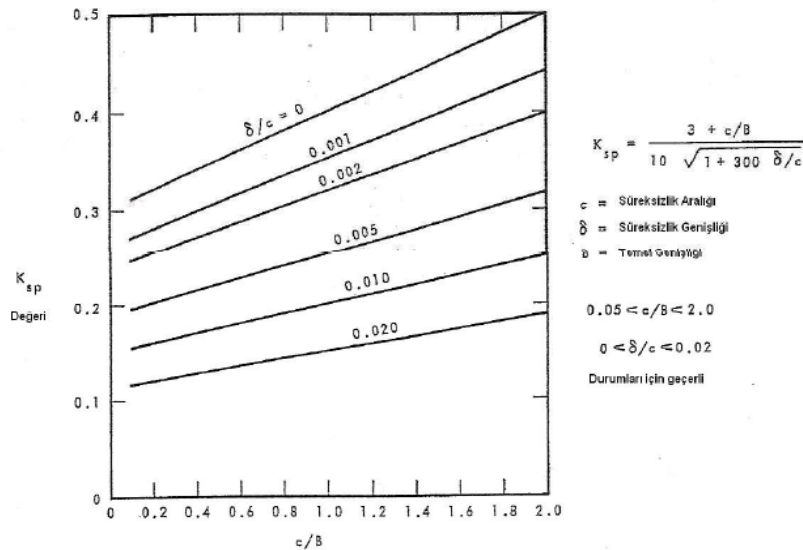
L_s : Soket boyu

B_s : Soket çapı anlamına gelmektedir.

K_{sp} değeri Çizelge 3.5’de verilmiştir. Bu değer ayrıca, Şekil 3.11’deki abaktan ve formülden elde edilebilir.

Çizelge 3.5 : Süreksizlik aralığına bağlı katsayı, K_{sp} (CFEM, 2006).

Süreksizlik aralığı		K_{sp}
Tanım	Mesafe (m)	
az-çok yakın	0,3-1	0,1
açık	1-3	0,25
çok açık	> 3	0,4



Şekil 3.11 : K_{sp} katsayısı hesaplama abağı ve formülü (CFEM, 2006).

3.7.5 Zemin mekaniği prensipleri ile ilişkili uç kapasitesi belirlenmesi

Zemin Mekaniğinde drenajsız durumlarda suya doygun kohezyonlu zeminler için $\phi=0$ kabul edilir. Çok düşük dayanımlı, kil içeriği yüksek şeyl ve çamurtaşı gibi zayıf kaya birimlerinde bu kural geçerli olabilmektedir. Vesic (1972) tarafından önerilen eşitlik 3.11, $c \leq 0,25$ MPa olan ince taneli zemin/kaya kütlelerinin uç taşıma kapasitesi hesaplarında kullanılabilir.

$$q_{\max} = N_c^* \cdot c \quad (3.11)$$

Eşitlikte;

c : Kohezyon, kPa

N_c^* : $1,33 \cdot (\ln I_r + 1)$

I_r : Rijitlik indeksi'dir.

E_k : Kaya kütlesi elastik modülü (kPa) olmak üzere; $\phi = 0$, ani yükleme ve drenajsız koşul durumunda $I_r = E_k / 3c$ olur.

N_c^* 'nin bulunmasında Çizelge 3.6'dan yararlanılabilir. Tamamen ayrılmış kaya kütleleri iri taneli zeminler olarak kabul edilebilir ve bundan dolayı $c = 0$ varsayılabilir. Zemin mekaniği prensiplerinden 3.12 eşitliği ile nihai uç taşıma kapasitesi bulunabilir. Pratik mühendislik yaklaşımı olarak $N_c^* = 9$ seçilebilir (Reese ve O'Neill, 1999).

Çizelgeden de anlaşılaacağı üzere $c > 96$ kPa durumundan sonra $N_c^* = 9$ varsayılabilir.

$$q_{\max} = N_q \cdot \sigma_z' \quad (3.12)$$

$$N_q = \tan^2 (45 + \phi'/2) \exp \pi \tan \phi' \quad (3.13)$$

Çizelge 3.6 : c 'ye bağlı olarak ($E_k/3c$) ve N_c^* 'nin belirlenmesi (Reese ve O'Neill, 1999).

c (kPa)	$E_k/3c$ (boyutsuz)	N_c^* (boyutsuz)
24	50	6,5
48	150	8
96	250	8,7
192	300	8,9

3.7.6 Yükleme Deneylerinin Değerlendirilmesi ile Önerilen Ampirik Yöntemler

Kayaya soketli kazıkların uç kapasitesini kazık yükleme deneylerine dayalı olarak belirlemek için literatürde çeşitli ampirik metodlar önerilmiştir. Ampirik yöntemlerin genel formu 3.14 Eşitliği şeklinde ifade edilebilmektedir (Zhang, 2008).

$$q_{\max} = N \cdot (\sigma_c)^m \quad (3.14)$$

$m < 1$ durumu, uç kapasitesi ile kaya serbest basınç dayanımı arasında lineer olmayan ilişki var olduğu anlamına gelmektedir (Zhang, 2008). Çizelge 3.7’de bazı araştırmacılar tarafından önerilen ve uç taşıma kapasitesi(q_{max}) ile serbest basınç dayanımı (σ_c) arasında geliştirilen ampirik bağıntılar verilmektedir.

Çizelge 3.7 : Uç taşıma kapasitesi(q_{max}) ile serbest basınç dayanımı (σ_c) arasında geliştirilen ampirik bağıntılar.

Ampirik bağıntı	Kaynak
$q_{max} = 2,7. (\sigma_c)$	Rowe ve Armitage, (1987)
$q_{max} = 4,83. (\sigma_c)^{0,51}$	Zhang ve Einstein, (1998)
$q_{max} = 3. (\sigma_c)$	Coates, (1967)
$q_{max} = 2,14. (\sigma_c)^{0,66}$	Nam, (2004)
$q_{max} = 4,66. (\sigma_c)^{0,56}$	Vipulanandan v.d., (2007)
$q_{max} = 4,93. (\sigma_c)^{0,5}$	Zhang, (2008)
$q_{max} = 4,5. (\sigma_c) \leq 10 \text{ MPa}$	Argema, (1992)
$q_{max} = 7,44. (\sigma_{cm})^{0,44}$ [$\sigma_{cm} = \alpha_E. \sigma_c(5.43)$ $\alpha_E = 0,0231.RQD - 1,32 \geq 0,15$]	Zhang, (2008)

3.8 Çevre Taşıma Kapasitesinin Bulunması İçin Geliştirilen Yöntemler

Kayaya soketli kazıklarda oluşacak çevre sürtünmesi değerini tahmin edebilmek için geliştirilen metodların çoğunluğunda, ana kriter olarak kaya tabakasının serbest basınç dayanımı kullanılmaktadır. Buna ek olarak SPT (N_{30}) sayısına, kaya kalitesine (RQD) ve dolaylı çekme mukavemetine (q_t , ASTM D 3967) bağlı çeşitli korelasyonlar da geoteknik mühendisliği literatüründe bulunmaktadır.

3.8.1 Ampirik yöntemler

Araştırmacılar, kazık yükleme deneyleri sonuçlarının geri çözümlemesinden (back calculation), çevre taşıma gücü (τ_{max}) için, kayanın serbest basınç dayanımına bağlı olarak çeşitli yaklaşımlar önermişlerdir. Bu eşitliklerde verilerin MPa olarak kullanılması gerekmektedir. Çizelge 3.8’de bu bağıntılar verilmiştir.

Rowe ve Armitage (1987), Pells’in (1980) yapmış olduğu pürüzlülük sınıflandırmasını da dikkate alarak aşağıdaki eşitlikleri önermişlerdir. Pells’in pürüzlülük için sınıflandırması Çizelge 3.9’da gösterilmiştir.

$$\tau_{max} = 0,45. (\sigma_c)^{0,5} \text{ R1, R2 veya R3 pürüzlülüğündeki soketler için} \quad (3.15)$$

$$\tau_{max} = 0,6. (\sigma_c)^{0,5} \text{ R4 pürüzlülüğündeki soketler için} \quad (3.16)$$

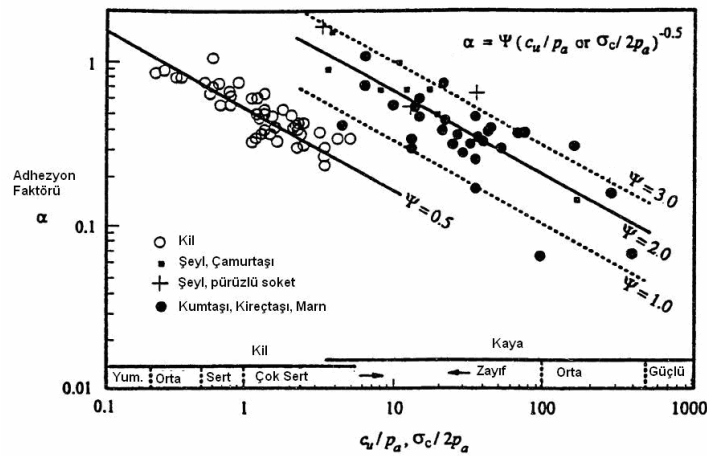
Kulhawy ve Phoon (1993), zemin ve kaya içinde soketli fore kazıklar için geniş kapsamlı bir yükleme deneyi veri tabanı oluşturmuşlar ve verilerini tekil shaft yükleme deneyleri ve ortalama arazi verileri şeklinde sunmuşlardır. Sonuçlar Şekil 3.12 ve Şekil 3.13’de gösterilmiştir.

Çizelge 3.8 : Çevre taşıma kapasitesi($\tau_{\max}$) ile serbest basınç dayanımı (σ_c) arasında geliştirilen ampirik bağıntılar.

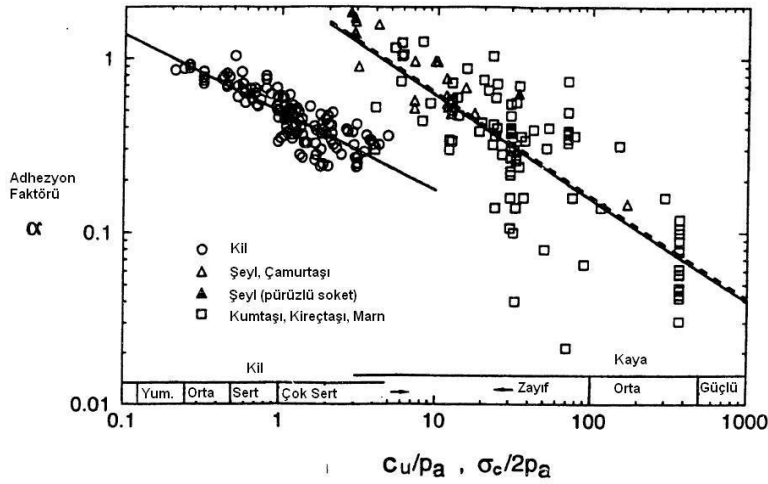
Ampirik bağıntı	Kaynak
$\tau_{\max} = 0,15 \cdot \sigma_c$	Reese ve O’Neill (1987)
$\tau_{\max} = 0,375 \cdot (\sigma_c)^{0,515}$	Rosenberg ve Journeaux (1976)
$\tau_{\max} = 0,22 \cdot (\sigma_c)^{0,6}$	Meigh ve Wolshi, (1979)
$\tau_{\max} = 0,2 \cdot (\sigma_c)$	Gupton ve Logan, (1984)
$\tau_{\max} = a \cdot (\sigma_c)^b$, [a = 0,2 – 0,3]	Horvath v.d. (1983)
$\tau_{\max} = 0,3 \cdot (\sigma_c)$	Reynolds ve Kaderabek, (1980)
$\tau_{\max} = 0,25 \cdot (\sigma_c)$	Toh ve diğ.,(1989)
$\tau_{\max} = 0,2 \cdot (\sigma_c)^{0,5}$	Carter ve Kulhawy (1988)
$\tau_{\max} = 0,4 \cdot (\sigma_c)^{0,5}$ (Düz soket için)	Zhang ve Einstein (1998)
$\tau_{\max} = 0,8 \cdot (\sigma_c)^{0,5}$ (Pürüzlü soket için)	

Çizelge 3.9 : Fore kazıklarda pürüzlülük sınıflandırması (Pells v.d., 1980).

Pürüzlülük Sınıfı	Açıklama
R1	Pürüz yüksekliği 1 mm’den az olan pürüzsüz, düz yüzeyle soketler
R2	Pürüz yüksekliği 1 mm ile 4 mm arasında, pürüz genişliği 2 mm’den daha büyük ve pürüz aralığı 50 mm ile 200 mm arasındaki soketler
R3	Pürüz yüksekliği 4 mm ile 10 mm arasında, pürüz genişliği 5 mm’den büyük ve pürüz aralığı 50 mm ile 200 mm arasındaki soketler
R4	Pürüz yüksekliği 10 mm’den büyük, pürüz genişliği 10 mm’den büyük ve pürüz aralığı 50 mm ile 200 mm arasındaki soketler



Şekil 3.12 : Ortalama zemin verileri için normalize edilmiş kayma dayanımı ve adhezyon faktörü arasındaki ilişki (Kulhawy ve Phoon, 1993).



Şekil 3.13 : Özel test verileri için normalize edilmiş kayma dayanımı ve adhezyon faktörü arasındaki bağıntı (Kulhawy ve Phoon, 1993).

Yukarıdaki şekilde yer verilen başlıca parametreler;

α : Adhezyon faktörü,

$\sigma_c/2.P_a$: Normalize edilmiş kayma dayanımı,

P_a : Atmosfer basıncı (=0,1 MPa)

Ortalama arazi verilerine bağlı olarak kayaya soketli fore kazıklar için Kulhawy ve Phoon (1993) aşağıdaki eşitlikleri önermişlerdir:

$$\text{Ortalama davranış: } \alpha = 2,0.(\sigma_c/2.P_a)^{-0,5} \quad (3.17)$$

$$\text{Üst Sınır (çok pürüzlü): } \alpha = 3,0.(\sigma_c/2.P_a)^{-0,5} \quad (3.18)$$

$$\text{Alt Sınır: } \alpha = 2,0.(\sigma_c/2.P_a)^{-0,5} \quad (3.19)$$

Yukarıdaki eşitliklerden genel bir formül çıkarılmıştır:

$$\alpha = \psi.(\sigma_c/2.P_a)^{-0,5} = \tau_{\max} / (\sigma_c/2) \quad (3.20)$$

Buradan en büyük çevre kayma direnci için (3.21) eşitliği elde edilmiştir.

$$\tau_{\max} = \psi.(P_a.\sigma_c/2)^{0,5} \quad (3.21)$$

ψ değeri 1 - 3 arasında değişmektedir ve ortalama olarak 2 alınabilir.

Williams ve Pells (1981), kayaya soketli kazıklar için son yük kapasitesi ve oturma kriterini hesaba katan bir tasarım metodu önermişlerdir. Çevre kayma direnci için çamurtaşı, şist ve kumtaşı içinde soketlenmiş kazıklarda yapılan yükleme deneylerinden oluşan veri tabanı analiz edilip (3.22) eşitliği geliştirilmiştir.

$$\tau_{\max} = \alpha_W . \beta_W . \sigma_c \quad (3.22)$$

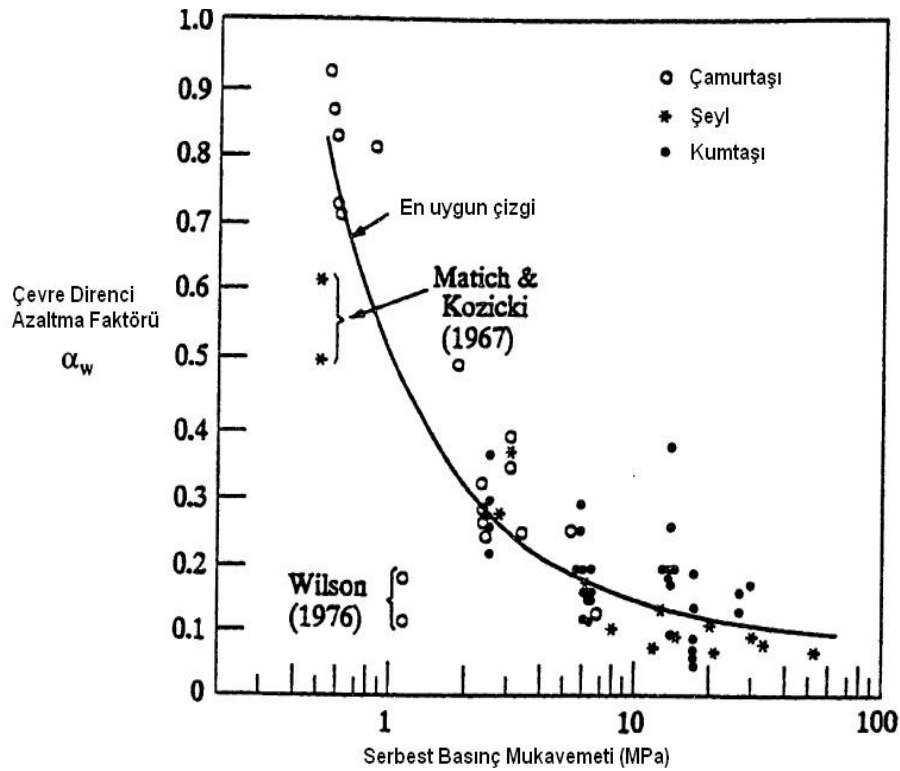
Eşitlikteki α_w kayanın kayma dayanımını azaltma faktörü olup Şekil 3.14’de gösterilmektedir. β_w ise kaya kütlelerinin eklem yerlerinin çevre direnci ile bozulmamış kaya kütleleri çevre direncinin oranıdır. Başka bir ifadeyle β_w kaya kütleleri çevre direnci ile eklem yerlerine ait çevre direncine bağlı bir azaltma faktörüdür. β_w sayısı Şekil 3.15’de gösterilmiştir.

$$\beta_w = f(j), j = E_m / E_i \quad (3.23)$$

Burada;

E_m : Kaya kütlelerinin elastisite modülünü,

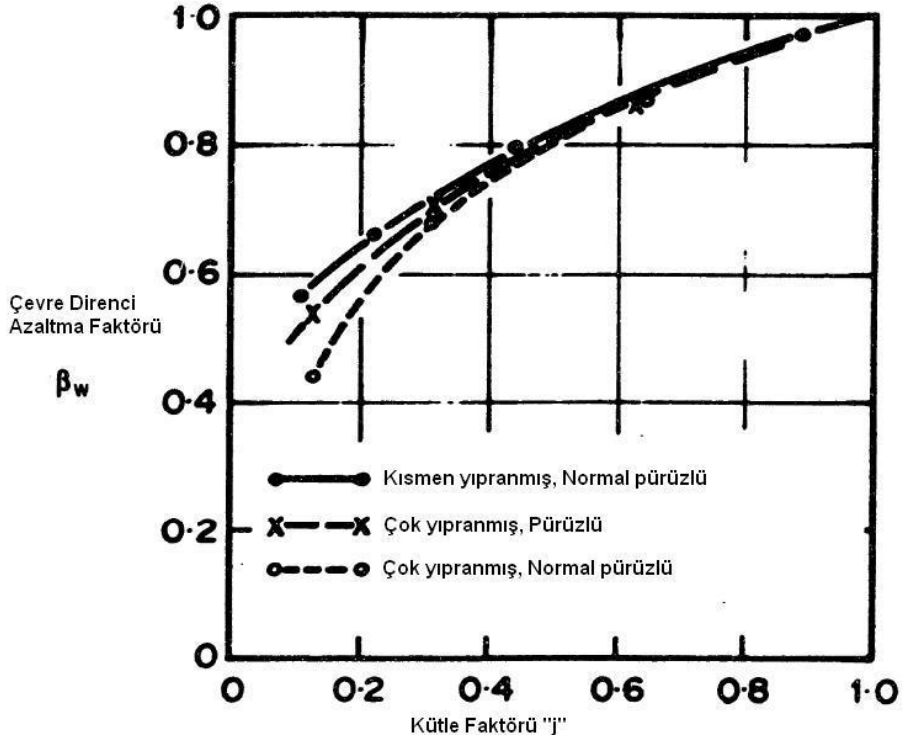
E_i : Bozulmamış kayanın elastisite modülünü göstermektedir.



Şekil 3.14 : Kaya soketleri için çevre azaltma faktörü “ α_w ” (Williams ve Pells, 1981).

3.8.2 SPT-N ile çevre sürtünmesi arasındaki ilişkiler

Standart penetrasyon deneyinden elde edilen vuruş sayısı N ile kayaya soketlenmiş kazıklarda çevre sürtünmesi arasındaki bağıntılar Çizelge 3.10’da gösterilmiştir (Zhang, 2004).



Şekil 3.15 : Kütle faktörüne bağlı çevre direnci azaltma faktörü “ β_w ” (Williams ve Pells, 1981).

Çizelge 3.10 : Birim nihai kayma kapasitesi – SPT N ilişkisi (Zhang, 2004).

Kaya Türü	SPT- N_3 (mm) /R	τ_k (kPa)	τ_k/N (kPa)	Kaynak
çok ayrılmış silttaşı	230	>195-26	>0,87-1,0	Buttling, (1986)
çok ayrılmış silttaşı, siltli kumtaşı ve şeyl	100-180	100-320	1,0-1,8	Chang ve Wong, (1987)
çok sıkı killi/kumlu silt-çok ayrılmış silttaşı	110-127	80-125	0,63-1,14	Buttling ve Lam, (1988)
çok-orta derecede ayrılmış silttaşı	200-375	340	0,9-1,7	Toh ve diğ., (1989)
tamamen-kısmen ayrılmış ara katmanlı kumtaşı, silttaşı ve şeyl/çamurtaşı	100-150 150-200	- -	1,2-3,7 0,6-2,3	
çok-orta derecede ayrılmış parçalı silttaşı-şeyl	400-1000	300-800	0,5-0,8	Radhakrishnan ve Leung, (1989)
çok ayrılmış kumlu şeyl	150-200	120-140	0,7-0,8	Moh ve diğ., (1993)
az ayrılmış kumlu şeyl ve kumtaşı	375-430	240-280	ort. 0,65	

4. KAZIK YÜKLEME DENEYLERİ

Kazık taşıma kapasitesinin belirlenmesine yönelik geliştirilen ya da önerilen yöntemler çeşitli teorik kabullere, korelasyonlara yahut arazi deneylerine dayandırılmaktadır. Teorik kabuller ve bunlara bağlı olarak yapılan hesaplamalar, zeminin anizotropik ve heterojen yapısı dikkate alındığında, kimi durumlarda yetersiz ya da aşırı güvenli kalabilmektedir. Arazi deneyleri, saha koşullarının yerinde (in-situ) değerlendirilmesine olanak sağlamakta, elde edilen parametrelerin doğrudan taşıma kapasitesi hesaplamalarında kullanılması mümkün olmaktadır. Bu sebeple de arazi deneylerine dayalı ampirik bağıntılar geliştirilmektedir. Çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen ampirik bağıntılar ise her tip zeminde uygulanamamaktadır. Ayrıca, oluşturulan bu korelasyonlar, uygulamacıların hatalı kullanımı sebebiyle istenmeyen tasarım veya uygulama kusurlarının doğmasına sebep olmaktadır.

Çeşitli kazıkların statik taşıma kapasitelerinin belirlenmesinde görece en güvenilir metot, kazık yükleme deneyleridir. Kazık yükleme deneylerinin tam ölçekli olarak ve zemin koşullarını aynen yansıtan şartlarda yapılıyor olması mühendislik hesaplarında oluşabilecek yanıltıcı unsurları en aza indirmektedir.

4.1 Kazık Yükleme Deneyinin Tanımı ve Amacı

Kazık yükleme deneyi, çok basit olarak imal edilen bir test kazığına veya mevcut bir proje kazığına istenen yönde, statik veya dinamik yöntemlerle yük etkilmesinden ibarettir. Eksenel statik deneyler ile Osterberg deneyi kazık taşıma kapasitesinin doğrudan elde edilmesine imkan tanımaktadır. Bu bölümde, eksenel statik yükleme deney çeşitleri ve yöntemleri ile teze ait verilerin elde edildiği Osterberg deneyi daha geniş olarak incelenmiştir.

Genel olarak kazık yükleme deneylerinin uygulanması ile aşağıda sıralanan bilgilerin birinin veya birkaçının elde edilmesine çalışılır (Düzceer, 2002):

- Geoteknik özellikleri bilinen bir sahada, belirli boy, çap ve yöntem ile imal edilen kazığın/kazıkların öngörülen proje yüklerini zemine güvenle aktarıp aktarmadığının belirlenmesi
- Çeşitli zemin tipleri ve imalat metotları için ileriki tasarımlarda kullanılabilecek korelasyonların belirlenmesi
- Statik yükleme deneyi sonucunda elde edilen kazık kapasitesi ile kazığın dinamik veya statik formüllerle hesaplanan kapasitesi arasında bir korelasyon belirlenmesi
- Kazığın yapısal sağlamlığının belirlenmesi
- Kazığın yük – oturma davranışının belirlenerek proje yükünde kazık grubunun oturmasının daha doğru biçimde tahmin edilmesi

4.2 Kazık Deney Teknikleri

Kazık kapasitesi ve sağlamlığının belirlenmesine yönelik birçok deney yöntemi geliştirilmiştir. Bu yöntemlerin bir kısmı için literatürde bulunan veya ulusal/uluslar arası kurumlarca yayımlanan standartlar bulunmaktadır. Bir kısım deney yöntemleri için ise standart bulunmamasına rağmen deney yapım ve değerlendirme kriterleri, deneyi geliştiren firmalar tarafından ayrıntılarıyla tarif edilmiştir. Düzceer (2002) kazıklar üzerinde yapılan deneylerin sınıflandırılmasını aşağıdaki gibi özetlemiştir.

4.2.1 Statik yükleme deneyleri

Statik yükleme deneyi, kazıkların taşıma kapasitesinin belirlenmesi için kullanılan en güvenilir yöntemdir. Statik yükleme deneyi, belirli zaman aralıklarında kazığın yüklenecek kazıkta meydana gelen yer değiştirmelerin ölçülmesi şeklinde yapılmaktadır.

Statik yükleme deneyleri iki geniş kategoriye ayrılabilir. Göçme yükleme deneyleri, kazık göçene kadar devam eden deneylerdir ve kazığın küçük yük artırımlarında veya yük artırımı olmadan meydana gelen aşırı yer değiştirmelerin meydana geldiği göçme yükünün belirlenmesi esasına dayanır. Göçme yükleme deneyleri kazığın nihai taşıma kapasitesinin belirlenmesi esasına dayanır.

Çizelge 4.1 : Kazık deney teknikleri, Düzceer (2002).

No	Yöntem	Uygulama Alanı	Avantajları	Dezavantajları
1	Statik yükleme deneyi -Eksenel basınç -Eksenel çekme -Yanal yükleme	Bütün kazıklar	-Kanıtlanmış -Yorumu kolay	-Deneye tabi tutulan kazık sayısı az -Küçük projeler için pahalı -Hazırlık süresi uzun
2	Osterberg hücresi	H Çelikçakma kazıklar ile ahşap kazık dışındaki bütün kazıklar	- Uç ve çevre direncinin ayrı ayrı ölçülebilmesi - Hazırlık süresinin kısa olması -Reaksiyon sistemi gerektirmemesi - Çok yüksek test yükü uygulanabilmesi	- Test edilecek kazık önceden bilinmeli - Orta pahalılıkta
3	Dinamik kazık deneyi	Çakma kazıklar, Güçlendirilmiş fore kazıklar	- Ekonomik - Yüksek oranda kazık deneyi yapılabilmesi - Yük-oturma tahmini yapılabilmesi - Kanıtlanmış	- Statik deneylerle doğrulanması gerekli - Yorum için uzmanlık gerekli - Zaman etkisi - Ucu açık boru kazıklar ve H kazıklarda düşük kapasite verir
4	Yarı statik deneyler - Simbat - Statnamic - PSPLT	Bütün kazıklar	- Yük-oturma tahmini yapılabilmesi - Orta pahalılıkta - Deney süresi kısa	- Sonuçların yorumu için uzmanlık gerekli - Yapım tekniklerindeki çeşitlilik - Gelişme halinde - Statik deneylerle doğrulanması gerekli
5	Sismik süreklilik deneyleri	Bütün kazıklar	- Hızlı, ekonomik	- Kazık kapasitesi hakkında bilgi vermez
6	Sonik süreklilik deneyleri	Fore kazıklar Baret kazıklar	- Hızlı, ekonomik - Kazık kesit alanının tamamına yakın bölümü kontrol edilir - Boy sınırı yoktur	- Kazık kapasitesi hakkında bilgi vermez - Test edilecek kazık içine önceden boru yerleştirilmesi gerekli
7	Enstrümantasyonlu deneyler	Bütün kazıklar	- Daha az muhafakar tasarıma olanak sağlaması - Sürtünmenin derinlikle değişimi ve uç direncinin ayrı ayrı belirlenebilmesi	- Orta pahalılıkta - Uygulamaya bağlı olarak deney sonunda enstrümantasyonun %10-%50'si kaybolabilir

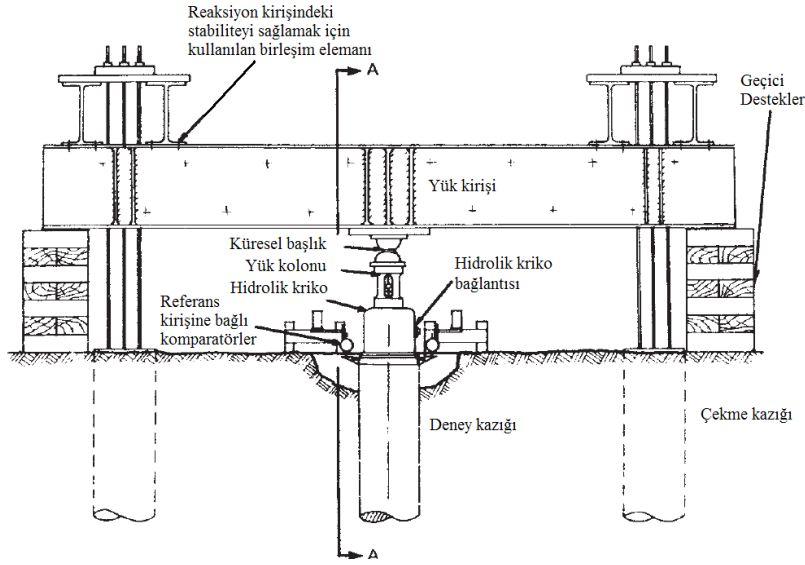
Statik yükleme deneyinin kısıtlı bir formu olan kanıtlama deneyi, kazığın servis yükünü taşımadaki performansını belirlemek için yapılır ve genellikle kazık, tasarım yükünün 1.5 – 2.0 katına kadar yüklenir. Parasal maliyetinin düşüklüğü sebebiyle uygulamada daha çok tercih edilmektedir.

Göçme yükleme deneyleri veya kanıtlama deneyleri, proje amaçlarına göre de değişmektedir. Çeşitli amaçlarla imal edilen test kazıklarında göçme yükleme

deneyleri uygulanabilmekte iken, proje kazıklarında ise olası bir tahribatın oluşmaması için genellikle kanıt deneyleri gerçekleştirilmektedir.

4.2.1.1 Eksenel basınç deneyi

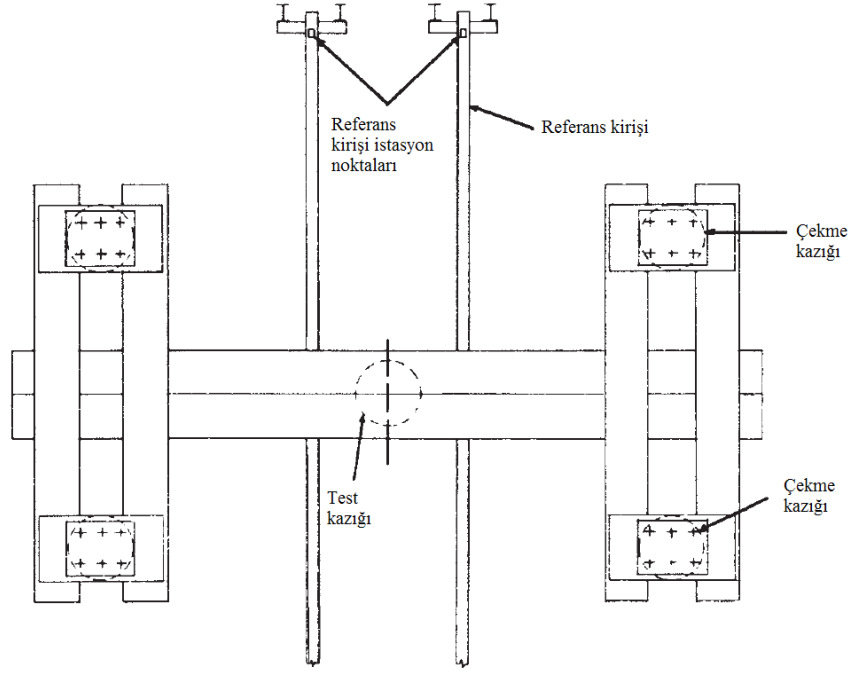
Kazıklar düşey kapasitelerinin belirlenebilmesi için eksenel basınç deneyine tabi tutulurlar. Eksenel basınç yükü altında statik kazık yükleme deneyi yöntemleri ASTM D1143-81'de (1989) detaylı olarak verilmiştir. Tipik eksenel basınç deneyi kurgusuna ait plan ve kesit görünüşleri Şekil 4.1 ve Şekil 4.2'de verilmiştir.



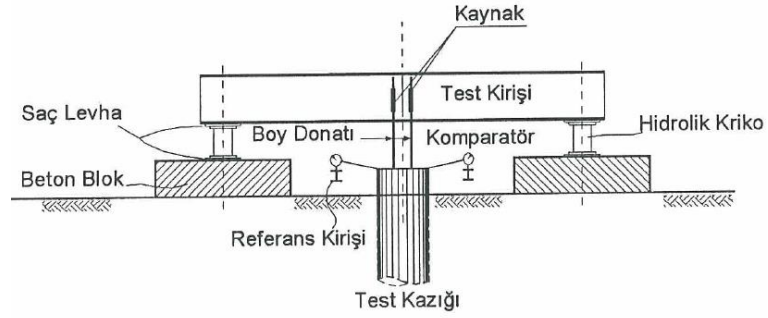
Şekil 4.1 : Tipik eksenel basınç deney düzeneği kesit görünüşü.

4.2.1.2 Eksenel çekme deneyi

Çekme deneyleri, kazıkların eksenel çekme kapasitelerinin belirlenmesi için uygulanır. Yüksek devrilme momenti etkisindeki baca, kule ve tank temelleri altında yer alan kazıklar ile, kuru havuz ya da tufal havuzu gibi hafif ve yer altı su seviyesi altında inşa edilen ve yüzme problemi ile karşılaşılan durumlarda imal edilen temel altı kazıkları önemli büyüklükte çekme kuvvetlerine maruz kalırlar. Özellikle, deprem bölgelerinde kazıkların çekme deneyi ile kontrol edilmesi oldukça sık başvurulmuş bir durum haline gelmiştir. Deneyin yapılışı, basınç deneyine benzemekle birlikte yükün yönü farklılık göstermektedir. Deneyin yöntemleri ASTM D3689-07'da (2007) kapsamlı biçimde verilmektedir. Çekme deneyi kurgusu Şekil 4.3'de gösterilmiştir.



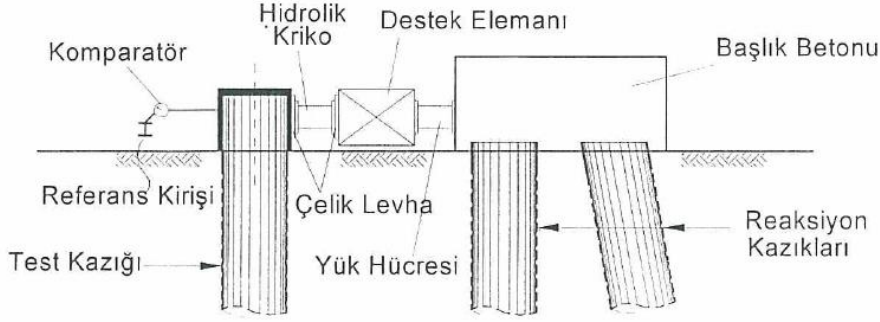
Şekil 4.2 : Tipik aksenal basınç deney düzeneği plan görünüşü.



Şekil 4.3 : Tipik aksenal çekme deney düzeneği kesit görünüşü.

4.2.1.3 Yanal yükleme deneyi

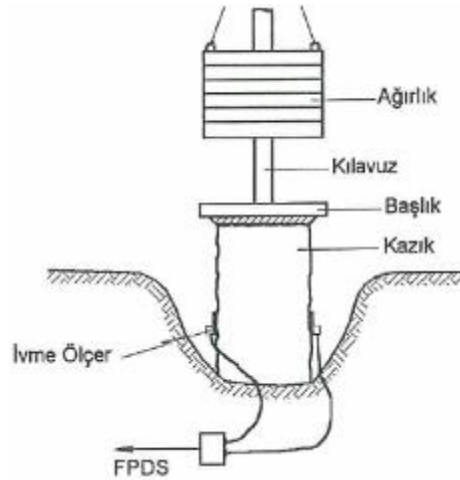
Yanal yükleme deneyleri; deprem yükü, gemi çarpması, dalga yükleri gibi önemli yanal yüke maruz kalan kazıklarda uygulanır. Yanal yükleme esas olarak tasarımda kullanılacak p-y (yatay zemin reaksiyonu-yatay kazık yerdeğiştirmesi) eğrilerinin belirlenmesi veya hesaplarda kabul edilen p-y eğrilerinin uygunluğunun doğrulanması amacıyla yapılır. Yanal yükleme deneylerinin yapım yöntemleri ASTM D3966-07'de (2007) detaylı olarak verilmektedir. Tipik yanal yükleme deneyi kurgusu Şekil 4.4'de gösterilmiştir.



Şekil 4.4 : Tipik yanal yükleme deney düzeneği kesit görünüşü.

4.2.2 Dinamik kazık deneyleri

Dinamik kazık deneyleri, kazık çakımı esnasında veya sonrasında kazık başlığına yakın bir bölgeye yerleştirilen ivme ölçer ve gerinim ölçer aracılığıyla kazıkta meydana gelen gerilmeleri, kazık sağlamlığını ve statik kazık taşıma kapasitesini belirlemek amacıyla kullanılmaktadır. Dinamik kazık deneyleri başlığı altında toplanan deneyler literatürde, HSDT (High Strain Dynamic Testing – Yüksek Gerilimli Dinamik Deneyler) olarak da tanımlanmaktadır. Geleneksel deney düzeneği Şekil 4.5’de gösterilmiştir.

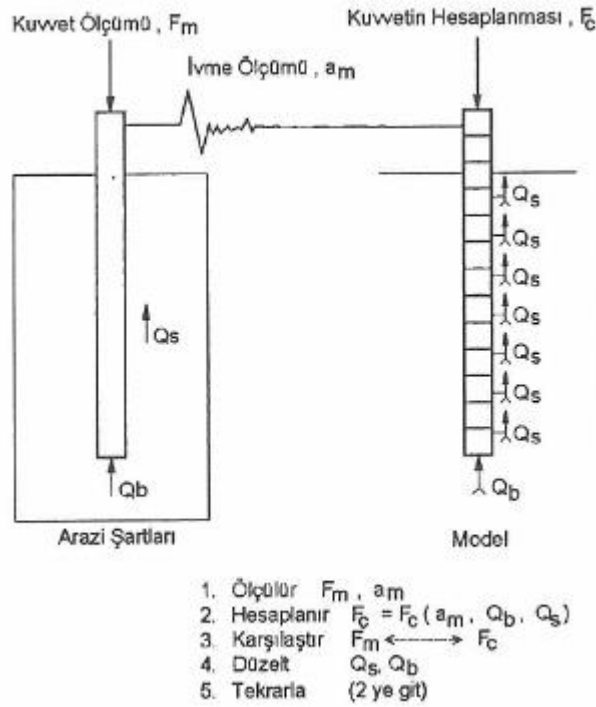


Şekil 4.5 : Dinamik yükleme deneyi (HSDT) kurgusu.

Tipik olarak söz konusu deneyler, kazığın zemin içerisine bir miktar girmesini sağlayacak ya da kazığın uç direncinin mobilize olmasına yetecek büyüklükte bir kütlenin, kazık başlığı üzerine düşürülmesi şeklinde yapılmaktadır (Hertlein ve Davis, 2006). Geoteknik çevrelerince kabul gören iki farklı dinamik kazık deneyi yöntemi bulunmaktadır. Her iki yöntemde de kazık başlığı üzerine düşürülen

kütlenin yarattığı dalgaların kazık boyunca dağılması ve kazık ucundan yansıyan dalgaların ölçülerek özel bilgisayar yazılımları ile değerlendirilmesi esas alınır.

Birinci yöntem, ABD Pile Dynamics Inc. Firması tarafından geliştirilen PDA (Pile Driving Analyzer) cihazı ve bu cihaz ile kaydedilen gerinim ve ivme değerleri CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) isimli yazılım yardımıyla değerlendirilerek kazık taşıma kapasitesi hesaplanır (Goble ve Likins, 1996). Analiz aşamaları şematik olarak Şekil 4.6'da gösterilmiştir.



Şekil 4.6 : CAPWAP analiz yöntemi şeması, Hannigan (1998).

İkinci yöntemde ise Hollanda kökenli TNO organizasyonu tarafından geliştirilen FPDS (Foundation Pile Diagnostic System) ile kazık başlığına yerleştirilen alıcılar vasıtasıyla kaydedilen dalgalar depolanıp işlenir. TNOWAVE yazılımı ile dinamik yükleme deneyinde elde edilen verilerin analizi yapılarak taşıma kapasitesi belirlenir.

Statik kazık davranışını gerçeğe yakın olarak elde edebilmek için statik ve dinamik kazık direnci arasında bir bağlantı oluşturmak gerekmektedir. Bu bağıntıyı oluşturabilmek için de statik yükleme deneyi yapmak zorunludur. Ancak, benzer kazıklar üzerinde ve benzer zemin koşulları için yerel deneyim mevcut ise statik kazık yükleme deneyine gerek duyulmaksızın bu bağıntıyı oluşturmak mümkün

olabilir (FHWA HI 97-013, 1998). Dinamik yükleme deneyi yapım esasları ASTM D4945-08’de (2008) verilmiştir.

4.2.3 Yarı statik deneyler

4.2.3.1 Simbat

Simbat deneyi kazıkların statik yük – oturma davranışını dinamik ölçümlerle belirlemek üzere Fransız kuruluşu CEBTP tarafından geliştirilen yarı statik bir deneydir (Stain ve French, 1992).

4.2.3.2 Statnamic

Statnamic, kazık taşıma kapasitesinin belirlenebilmesi için son yıllarda geliştirilen yarı-statik bir deney yöntemidir (FHWA HI 97-013, 1998).

4.2.3.3 PSPLT

Fundex Piling ve IFCO tarafından kazıkların tam ölçekli, hızlı ve ekonomik olarak test edilmesi için geliştirilmiş yarı-statik bir deneydir (Schellingerhout ve Revoort, 1996). Deney, kazık çakma gıdağı üzerine monte edilen ağır bir kütlenin yaylı bir sistem vasıtasıyla sık aralıklarla belirli bir yükseklikten düşürülmesi esasına dayanmaktadır.

4.2.4 Sismik süreklilik deneyi

Sismik süreklilik deneyi, kazık başlığına vurulan bir çekicinin yarattığı basınç dalgalarının beton içinde yayılarak kazık ucundan veya kazık içindeki düşük kaliteli beton tabakasından yansıyıp tekrar geri dönmesi arasında geçen sürenin ölçülmesi esasına dayanır (Stain, 1982, Reese ve O’Neill 1988).

4.2.5 Sonik Süreklilik Deneyi

Kazık içerisine beton dökülmeden önce yerleştirilmiş olan kılavuz borulardan indirilen ses kaynağından gönderilen sinyaller, diğer borudan indirilen alıcı yardımıyla kaydedilir. Gönderilen ses dalgalarının beton içinde yayılma hızının bilinmesi, beton kalitesindeki değişimin anlaşılmasını sağlar. Bu suretle beton kalitesi ve kazığın sürekliliği hakkında kesin bilgiye ulaşılmış olur. Sistemin

avantajı, kazık derinliği boyunca beton kesitinin taranabilmesidir (Stain, 1982, Reese ve O'Neill 1988).

4.3 Kazık Yükleme Deneyi Yapım Yöntemleri

Kazık yükleme deneyi yapımı için birçok farklı yöntem, çeşitli kurum ve araştırmacılar tarafından önerilmiştir. Uygulanan yöntemler ise ilgili şartnamelerde ayrıntıları ile belirtilmiştir. Yöntemler arasında, uygulanacak yükün büyüklüğü, uygulama süresi gibi farklılıklar bulunmakla birlikte başlıca iki grup altında toplanması mümkündür

- Yük kontrollü kademeli yükleme deneyleri:
 - Kademeli yavaş yükleme deneyi (SML)
 - Kademeli hızlı yükleme deneyi (QML)
- Çevrimli yükleme deneyi (CL)
 - Deplasman kontrollü yükleme deneyleri:
 - Sabit penetrasyon oranı ile yükleme deneyi (CRP)

İki ana grup ve bunlara ait dört alt grupta verilen kazık yükleme deneyi yük uygulama yöntemleri en yaygın olarak kullanılan yöntemlerdir. Alt gruplarda verilen yöntemleri çoğaltmak mümkün olmakla birlikte, yukarıdaki sınıflandırma gerek ülkemizde, gerekse Avrupa ülkelerinde ve Amerikada yaygın olarak kullanılan deney yapım yöntemlerini kapsamaktadır. Yükleme deneyi yük uygulama yöntemlerinin karşılaştırılması Çizelge 4.2'de verilmiştir. Farklı yükleme yöntemlerinin avantajları ve dezavantajları ise şu şekilde özetlenebilir.

SML metodunun uygulama süresi oldukça fazladır. Buna rağmen uygulamada sıkça kullanılmaktadır. SML metodu sonucunda elde edilen toplam ve net oturma kriterlerine göre değerlendirme yapmak nispeten kolaydır. Önemli bir avantajı da özel ekipman gerektirmemesidir.

QML yöntemi, uygulama süresi açısından büyük avantaj sağlamaktadır. Uygulama açısından çok karmaşık olmayan bu metotta dikkat edilmesi gereken önemli husus, deney esnasında drenajsız yükleme şartları oluştuğunun bilinmesidir.

CRP yöntemi, deney süresi konusunda oldukça tasarruf sağlamaktadır. Yükleme hızının fazla olması deney süresini azaltmakta, buna paralel olarak da drenajsız yükleme şartları ortaya çıkmaktadır. Deney sonucunda elde edilen yük – oturma eğrisinin şekli belirgindir. Killi zeminlerde CRP yöntemi ile yapılan yükleme deneylerinin yorumlanması kolaydır. Ancak, bu deney proje yükü altındaki elastik oturma hakkında bilgi vermemektedir. Yöntemin uygulanabilmesi için büyük bir reaksiyon sistemi kurulması gerekmektedir. Metot hakkında bilinmesi gereken önemli bir konu da, yük uygulama hızının fazla olması nedeniyle yüksek taşıma kapasitesi elde edilme olasılığıdır.

Çizelge 4.2 : Yük uygulama yöntemlerinin karşılaştırılması.

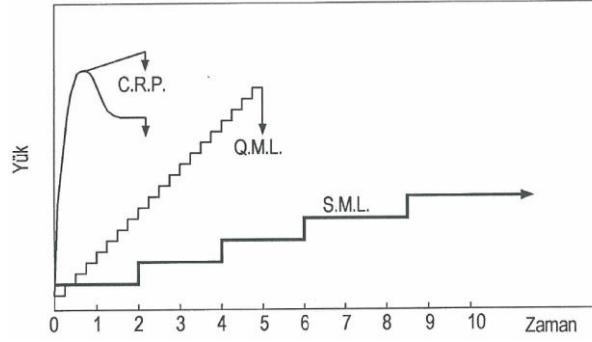
Deney yöntemi	Azami deney yükü	Yük artırım kademeleri	Yük uygulama süresi	Toplam deney süresi
SML	Proje yükü $\times 2$	Proje yükü $\times 0.25$	Max. 2 saat veya 0.25mm/saat	48 – 72 saat
QML	Proje yükü $\times 3$ veya göçme yükü	Proje yükü $\times 0.10 - 0.15$	2.5 dak.	3 – 6 saat
CRP	Göçme yükü	–	0.5mm/dak 0.75mm/dak. (Sürtünme kazıkları) 1.50mm/dak. (Uç kazıkları)	1 – 3 saat
CL	Proje yükü $\times 3.0$ veya göçme yükü	Proje yükü $\times 0.5$	60 dak.	40 – 60 saat

CL metodu ile yapılan deneylerde uygulama süresi uzundur.

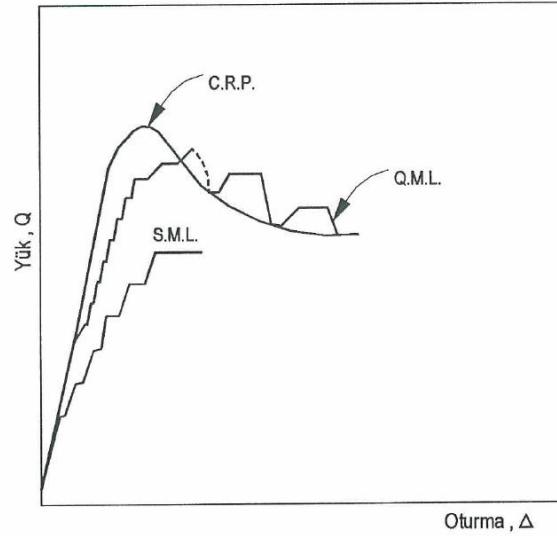
Çeşitli yükleme yöntemleri için tipik yük – zaman ve yük – oturma grafikleri Şekil 4.7 ve Şekil 4.8’de verilmiştir.

Tomlinson (2004), CRP deneyinin çok yüksek maliyetli reaksiyon sistemi gerektirmesi nedeniyle uygulamasının pratik olmadığını, saha deneyinden çok model deneylerde uygulanmasının doğru olduğunu belirtmiştir.

Fellenius (1972), kazık yükleme deneyinin önce ML yöntemi ile yapılmasını, daha sonra da göçme yüküne ulaşıncaya kadar CRP yöntemi ile yükleme yapılabileceğini belirtmiştir. Fellenius (1975), Butler ve Hoy (1976) rutin yükleme deneyleri için kolay olması ve sürenin kısa olması nedeniyle QML deneyinin kullanılmasını önermişlerdir. Canadian Geotechnical Manual (1992), yavaş veya hızlı yöntemin seçimi konusunda karar verme zorluğu yaşanması durumunda önce QML, ikinci aşamada ise SML deneyinin yapılmasını tavsiye edilmektedir.



Şekil 4.7 : Çeşitli deney yöntemlerinin yük – zaman diyagramlarının karşılaştırması (Fellenius 1975).



Şekil 4.8 : Çeşitli deney yöntemlerinin tipik yük – oturma diyagramlarının karşılaştırması (Fellenius (1975).

4.4 Kazık Yükleme Deneyleri ile İlgili Standartlar ve Şartnameler

Çeşitli tip kazık yükleme deneyleriyle ilgili standartlar ve kabul kriterleri çeşitli ülkeler ve/veya kuruluşlar tarafından geliştirilmiştir. Bu anlamda, Amerika Birleşik Devletleri'nde ASTM (American Society for Testing Materials), Almanya'da DIN (Deutsches Institut für Normung), İngiltere'de BSI (British Standards Institution) ve Türkiye'de de TSE (Türk Standartları Enstitüsü) kazık yükleme deneyleri ile ilgili yöntemleri, uygulama esaslarını ve kabul kriterlerini vermektedir. Avrupa ülkelerinde kullanılmakta olan değerlendirme kriterleri ve kullanılan standartlar Çizelge 4.3'de gösterilmiştir (Düzceer, 2002).

4.5 Osterberg Yük Hücresi ile Kazık Yükleme Deneyi Yapılması

Bu çalışma kapsamında yapılan deneylerin Osterberg Hücresi Deneyi olması sebebiyle bu deney tipi daha ayrıntılı olarak aşağıda incelenmiştir.

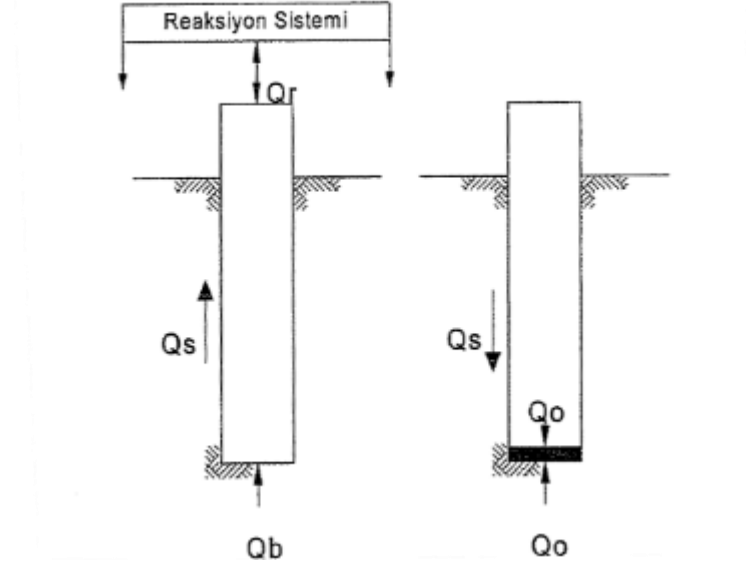
Yukarıda bahsedildiği üzere kazık taşıma kapasitesinin belirlenmesi için başvuru en güvenilir ve gerçekçi yöntemlerin başında kazık yükleme deneyleri gelmektedir. Kazık yükleme deneyleri, gerek tam ölçekli olarak yapılmaları, gerekse temel zeminini gerçeğe çok yakın biçimde temsil ettiği için tasarımda ve kontrolde oldukça sık kullanılmaktadır.

Çizelge 4.3 : Avrupa ülkelerinde kullanılan göçme yükü kriterleri ve yöntemleri.

Ülke	Kriter / Yöntem	Şartname / Kurum
Almanya	•Toplam oturma = 2cm (Fore kazık) •Plastik oturma = $0.025 \times D$ (Çakma kazık)	Deutsches Institut für Normung DIN 1054
Belçika	•Kazık çapının %10'u •Chin •Van der Veen	National Committee on Pile Foundations
Çek Cumhuriyeti	•Kazık çapının %10'u •25mm oturma değerine karşılık gelen yük •Yük-oturma eğrisine çizilen teğetlerin kesiştirilmesi	Czech Standard on Pile Foundations CSN 731002-1989
Fransa	•Kazık çapının %10'u	AFNOR-1991
Hollanda	•Toplam oturma = 25.4mm	NEN 6743-1993
İtalya	•Brinch – Hansen %90 kriteri •Kazık çapının %10'u •Chin	Italian Geotechnical Code DM 21.01.1981 Section C-5
Norveç	•Brinch – Hansen %90 kriteri •Davisson Yöntemi •Housel Yöntemi •ISSMFE	Norwegian Pile Committee 1991
Romanya	•Kazık çapının %10'u	STAS 2561/2-81
İsviçre	•Kazık çapının %10'u	SIA V 192 – 1996
İngiltere	•Kazık çapının %10'u	British Standards Institution BS-8004
İsveç	•Kazık çapının %10-25'i •Brinch – Hansen %90 kriteri	Swedish Pile Commission
Avrupa Birliği	•Kazık çapının %10'u	Eurocode-7

Kazık yükleme deneyleri, eksenel yükün kazığa etkilmesi açısından çeşitlilik arz etmektedir. Bilindiği üzere, konvansiyonel eksenel yükleme deneylerinde, kazıklara yükün etkilmesinde reaksiyon kazıklarından, zemin ankrajlarından veya ağırlık sistemlerinden faydalanılmaktadır.

Özellikle büyük deney yüklerinde reaksiyon sisteminin ağır olması, deney sistemi tasarımının ve kurulmasının ustalıkla yapılmadığı durumlarda güvenlik riski oluşturabilmektedir. Bu sorun, dairesel ya da kare enkesitli yerdeğiştirme kazıklarında kazığın genelde alt kısmına Osterberg yük hücresi yerleştirilerek çözülmektedir. Şekil 4.9’da klasik statik kazık yükleme deneyi ile Osterberg hücresi kullanılarak yapılan kazık yükleme deneyi şematik olarak gösterilmiştir.



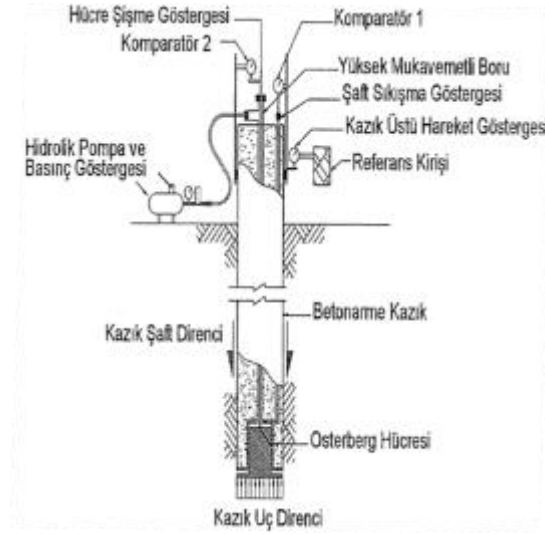
Şekil 4.9 : Geleneksel deneyler ile Osterberg deneyinin şematik karşılaştırılması, (Soldaki geleneksel yükleme deneyi, sağdaki Osterberg hücresi deneyi) Düzceer (2002).

Schmertmann ve Hayes (1997), yüksek kapasiteli fore kazıklarda geleneksel yöntemle kazık yükleme deneyi yapıldığında, reaksiyon yükünün 10MN değerini aşması halinde, deney maliyetinin çok yüksek olduğunu ve deney sırasındaki rutin kontrollerin imkansız duruma geldiğini ifade etmişlerdir. O-Cell statik yükleme deneyi yönteminin ise yüksek kapasitedeki deneylerin karşılanabilir maliyetlerle yapılmasına olanak sağladığını, bu sebeple de fore kazıkların test edilmesinde etkileyici bir alternatif metot olarak öne çıktığını belirtmişlerdir.

England (2003), Osterberg yük hücresi yönteminin, konvansiyonel statik yükleme deneyine karşı sağladığı en önemli üstünlükleri; maliyet, taşıma, yerleştirme ve reaksiyon sisteminin oluşturulması konularında sağladığı tasarruf ve güvenlik olarak ifade etmiştir.

Osterberg yükleme deneyi ya da kısaca Osterberg deneyi en genel ifadeyle, kazık donatısı içerisine ya da kazık alt ucuna yerleştirilen ve tekrar kullanılması mümkün olmayan bir yassı-kriko sistemi yardımıyla deney kazığının çift-yönlü olarak yüklenmesinden ve yükleme sonucunda oluşan gerilme, yük ve deplasman değerlerinin ölçülmesinden oluşmaktadır.

Osterberg Hücresi deneyi genel olarak kazığın iç kısımdan yüklenmesini amaçlamaktadır. Bu sayede konvansiyonel yükleme deneyleri için gerekli olan reaksiyon sisteminin kurulmasından tasarruf edilmekte ve yüksek kapasiteli yükleme deneylerinin yapılabilmesine olanak sağlanmaktadır. Şekil 4.10'da Osterberg yük hücresi ile kazık yükleme deneyi yapılmasının şematik kurgusu görülmektedir.



Şekil 4.10 : Osterberg hücresi standart deney kurgusu (Osterberg, 1995).

4.5.1 Osterberg deneyi yapım yöntemi ve uygulama prosedürü

Osterberg hücresi ile yapılan statik yükleme deneyinde, kazığın ve O-cell'lerin hareketi ile mobilize olan çevre sürtünmesi değerleri, kazık içerisine tesis edilen bir takım enstrümanlar ile ölçülmektedir.

Birden fazla sayıda Osterberg hücresinin kullanıldığı deneylerde, hücreler eşzamanlı olarak yüklenir ve toplam yük, her bir O-cell'den kazığa etkitilen yüklerin toplamı olarak elde edilir.

2 adet *Telltale* (deformasyon çubuğu) kılıfı ve çubuk tipi ekstansometre, Osterberg hücresi birleşiminin üzerinden kazık üst kotuna kadar ulaşmakta ve Osterberg

hücresinin oluşturduğu düzlemin üst kısmında kalan kazık parçasının sıkışmasını ölçmekte kullanılmaktadır.

2 adet *Telltale* kılıfı ve çubuk tipi ekstansometre (veya O-cell ile kazık alt ucu arasına yerleştirilen gömülü basınç *telltale*'ler) ise, Osterberg hücresi birleşiminin altından kazık alt kotuna kadar ulaşmakta ve Osterberg hücresinin oluşturduğu düzlemin alt kısmında kalan kazık parçasının sıkışmasını ve kazık alt ucunun gerçek yer değiştirmesini ölçmekte kullanılmaktadır.

3 adet *LVWDT* (Linear Vibrating Wire Displacement Transducer – Lineer Titreşim Telli Deformasyon Ölçer)'ler, Osterberg hücrelerinin altında ve üstünde bulunan çelik plakaların arasına yerleştirilmektedir ve doğrudan Osterberg hücrelerinin genişlemesini ölçmekte kullanılmaktadır. *LVWDT*'ler birbirlerine en uzak mesafede kalacak şekilde, aralarında 120° açı bulunacak şekilde yerleştirilmektedir.

Çok sayıda *Strain Gauge* (deformasyon ölçer), gerekli olduğu veya istendiği takdirde, Osterberg hücresinin altındaki ya da üstündeki kazık parçalarının shaftında mobilize olan sürtünme direncinin ölçülmesinde kullanılmaktadır. Prensip olarak deformasyon ölçerler, her kademedede karşılıklı olacak şekilde tesis edilmektedir.

Yükleme deneyi, kazık betonunun standartlarda verilen veya proje şartnamelerince uygun bulunan minimum basınç mukavemetini kazanmasının ardından gerçekleştirilebilir. Osterberg hücresi ile yapılan statik eksenel yükleme deneyi, genel olarak ICE Specification for Piling and Embedded Retaining Walls (ICE, 1996) uyarınca, England ve Fleming (1994) tarafından yapılan öneriler dikkate alınarak yapılmaktadır.

Deney yükleme programı, yüklemenin aşamalı olarak oniki eşit kademedede test yüküne ya da maksimum O-cell kapasitesine kadar yapılmasını tariflemektedir. Her yük kademesinde minimum 30 dakika ya da tariflenen oturma oranı elde edilinceye kadar beklenir. Oturma oranının elde edilmesi için gereken bekleme süresi 3 saat ile sınırlandırılmıştır. Oturma oranı, her 10 dakika için 0.05mm olarak belirtilmektedir.

Oturma oranı, kazık alt ve üst yarılarındaki aşağı ve yukarı yöndeki deplasmanların bir kombinasyonu olarak, O-cell'in genişlemesini doğrudan ölçen *LVWDT*'ler veya alt ve üst plakaların kotlarının farkının elde edildiği *telltale* (ekstansometre) çubukları yardımıyla elde edilmektedir. Bu yöntemlerin kazık içinde yapılıyor olması

ölçümlerin olabilecek en hassas şekilde ve dış etkilere azami derecede yalıtılmış olarak elde edilmesine imkan sağlamaktadır.

Boşaltma işlemi ise maksimum deney yüküne ya da maksimum O-cell kapasitesine ulaşıldıktan sonra her birinde yaklaşık 10 dakikalık bekleme süresinin uygulandığı dört eşit kademede yapılmaktadır. Yük tamamen boşaltıldıktan sonra, sıfır yükü en az 1 saat süreyle gözlenmektedir (Dinç, 2010).

Deney kazığının başlık kısmının yukarı yöndeki hareketi, referans kirişine bağlanan iki adet LVDT veya LVWDT'nin, kazık üst kısmına yerleştirilen geleneksel telltale çubuklarındaki boy değişiminin ölçülmesiyle elde edilir.

Yük etkisinde kazığın sıkışması ise, kazık üst kısmına yerleştirilen en az iki adet LVDT veya LVWDT'nin, Osterberg birleşiminin üst plakasından başlayarak kazık üstüne kadar uzanan geleneksel *telltale* çubuklarının boy değişiminin ölçülmesiyle belirlenir.

Yük etkimesi sonucu kazık ucunun hareketi, kazık üst kısmına yerleştirilen en az iki adet LVDT veya LVWDT'nin, kazık alt ucundan başlayarak kazık üstüne kadar uzanan geleneksel *telltale* çubuklarının boy değişiminin ölçülmesiyle ya da doğrudan sıkışma (basınç) *telltale*'larından alınan ölçümlerle tespit edilir. Ölçülen sıkışma değerinin O-cell'in aşağı yöndeki hareketinden çıkarılması ile gerçek uç hareketi elde edilir.

Kazık yüzeyi boyunca mobilize olan birim çevre sürtünmesi, kazık dış cidarına yerleştirilen deformasyon ölçerler vasıtasıyla elde edilir.

Osterberg hücresi ile yapılan yükleme deneyi esnasında ölçülen deplasmanlar aşağıda sıralanan kriterlerin tespitine yarar (LOADTEST 2008):

- 1) Kazığın sıkışması (O-cell üzerinden geleneksel *telltale*'lar ile yapılan ve kazık başlığının referans alındığı okumalar)
- 2) Kazık başlık bölgesinin hareketi (kazık betonu üzerinden geleneksel *telltale*'lar ile yapılan ve referans kirişinin baz alındığı okumalar)
- 3) O-cell plakasının üstündeki bölgenin yukarı yöndeki hareketi (kazık sıkışması ile kazık başlık bölgesinin hareketinin toplamı)

- 4) O-cell genişlemesi ile kazığın sıkışması arasındaki fark (O-cell plakalarının altına yerleştirilen *telltale*'ler ile yapılan ve kazık başlığının referans alındığı okumalar)
- 5) O-cell plakasının altındaki bölgenin aşağı yöndeki hareketi (ölçülen O-cell genişlemesi ve kazık başlık bölgesindeki hareketin toplamı ile ölçülen kazık sıkışmasının farkı)
- 6) Kazık şaftındaki kuvvet dağılımı (deformasyon ölçerler vasıtasıyla doğrudan ölçülen deformasyon değerleri ile hesaplanan kazık rijitliğinin türetilmesi ile elde edilir)

4.5.2 Diğer Eksenel Statik Yükleme Deneyleri ile Osterberg Hücresi Deneyinin Karşılaştırılması

Uygulamalarda genellikle kullanılan eksenel statik yükleme deneyleri, yükün etkilme noktasına göre iki ana başlığa ayrılmaktadır (Dinç, 2010).

Bunlardan ilki, çoğu deney yönteminin de bir arada kullanıldığı Top-Down (yukarıdan-aşağı) yükleme şeklidir. Bu yükleme çeşidi; imal edilen bir reaksiyon sisteminden (çekme kazıkları, zemin ankrajları veya ağırlık sistemleri) reaksiyon alınarak, bu reaksiyonun bir kiriş sistemi ile deney kazığına etkilmesi şeklindedir. Deney esnasında yapılan ölçümler çoğunlukla el ile kayıt edilmektedir. Yukarıdan-aşağı yükleme şekli ile yapılan konvansiyonel kazık yükleme deneylerinde reaksiyon sistemlerinin de optimizasyonu mümkündür. Bu bağlamda mali yönden en efektif metot, çekme kazıkları ile tesis edilen reaksiyon sistemleridir. Günümüzde hazır olarak üretilmiş reaksiyon sistemleri, çekme kazıkları ile hızlı bir şekilde irtibatlandırılarak 1 saatten az sürede deney sisteminin hazırlanmasına müsaade etmektedir (England, 2003).

Osterberg deneyinde ise, kazığın içerisinden yukarı ve aşağı yönlerde yüklenmesi ile yapılmaktadır. Kazık içersine bir defa kullanılmak üzere yerleştirilen bir yük hücresi kazığın, hücrenin yerleştirildiği düzlemde pratik olarak ikiye ayrılmasına ve her iki parçanın da aynı anda yüklenmesine imkan sağlamaktadır. Her iki bölgenin dirençleri, diğer kısmın davranışını önemli derecede etkilemektedir. Zira alt ve üst

parçalarda mobilize olan uç ve sürtünme dirençlerinin birbirini karşılaması nihai taşıma kapasitesinin elde edilmesi noktasında önem arz etmektedir.

Çift yönlü yükleme deneylerinin, diğer konvansiyonel yöntemlere karşı sağladığı avantajlar; maliyet, hız, kapasite gibi konularda öne çıkmaktadır. Deney yükü kapasitesi noktasında Osterberg Hücresi ile geleneksel yöntemlerin karşılaştırılması, bir çok anlamda O-cell ile yapılan deneylerin üstünlüğünü ortaya koymaktadır. Zira, kazıkların içten çift-yönlü yüklenmesi; reaksiyon sistemi maliyetini düşürmekte, süresel açıdan önemli tasarruf sağlamakta ve iş güvenliği konusundaki riskleri en aza indirmektedir. Deneyin statik olarak yapılıyor olması, yükün istenen noktada ve istenildiği süre boyunca sabitlenerek, çevre sürtünmesi ve uç direnci ile ilgili sünme davranışının ayrı ayrı değerlendirilmesini sağlamaktadır (Schmertmann ve Hayes, 1997).

Deney kazığının enstrümantasyonu yardımıyla çevre ve uç dirençleri ayrı ayrı elde edilebilmekte ve seçilen imalat yönteminin söz konusu iki parametreyi ne ölçüde etkilediği değerlendirilebilmektedir (Schmertmann ve Hayes, 1997).

Aşağıdaki başlıklar altında kazık yükleme deneylerinin değerlendirilmesinde esas olan kriterler açısından karşılaştırmalar yapılmıştır.

4.5.2.1 Yüksek yükleme kapasitesi

Konvansiyonel yöntemlerle yapılan eksenel statik yükleme deneylerinde yük, kazığa üstten etkitilmektedir. Bu yöntemlerle yapılan yükleme deneylerinde deney yükünün 10 – 20 MN mertebelerine çıkması halinde, karşı yük ve yükleme sistemlerinin oluşturulması ciddi bir uygulama problemi ortaya çıkarmaktadır.

Buna karşın, Osterberg hücresi kullanılarak yapılan yükleme deneylerinde deney kazığı bir anlamda kendi uç ve çevre sürtünmesinden reaksiyon olarak yüklenmektedir. Bu durum, kazığın nihai taşıma kapasitesine yakın reaksiyon dirençleri elde edilmesine imkan sağlamaktadır.

Son olarak LOADTEST firması tarafından 2005 yılında Kore’de yapılan deneyde, 279MN’luk yükleme kapasitesine ulaşılmıştır. Bu mertebede bir yükün konvansiyonel yöntemlerde elde edilmesi pratik anlamda mümkün değildir (Dinç, 2010).

4.5.2.2 Kaya soket sürtünmesinin tespiti

Kayaya soketli kazıklarda yapılan ve yükün yukarıdan etkitildiği geleneksel yükleme deneylerinde, yükün soket bölgesine efektif olarak etkiyip etkilemediğinin tayini, vre sürtünmesinin ölçülmesinin zor olması açısından oldukça güçtür. Bu sebeple, O'cell'in alt ve üst kısımlarındaki vre sürtünmeleri ile kayaya soketlenmiş kazık bölümündeki soket sürtünmesi ayrı ayrı ölçülmelidir. Bunun için kazık şaftına birtakım ölçüm aygıtlarının tesisi gerekir.

Kaya ortamda, Osterberg hücresi ile yapılan deneylerin bu noktada sağladığı iki önemli avantaj vardır. Bunlardan birincisi, kazık şaftında mobilize olan vre sürtünmesi değerinin, strain gauge okumaları ile tespit edilebilmesi, ikincisi ise Osterberg hücresinin kaya soketi bölgesine yerleştirilerek doğrudan soket bölgesinin yklenebilmesidir. Bu sayede istenen bölgedeki yük dağılımı kolaylıkla elde edilebilmektedir.

4.5.2.3 Deney kazığının yeniden kullanımı

Kazık st bölgesinden yapılan yükleme deneyleri esnasında başlık bölgesindeki deformasyonlar nedeniyle kazığın temel ile irtibatı mümkün olmayabilir.

Osterberg hücresi ile yapılan çift-yönlü yükleme deneylerinde kazık üst başlığında herhangi bir hasar oluşması genelde mümkün değildir.

4.5.2.4 Düşük uygulama gerilmesi

Geleneksel kazık yükleme deneylerinde test yükünün tamamı kazık başlığından etkitilmekte iken çift-yönlü yükleme işleminin yapıldığı Osterberg deneyinde deney yükünün yarısı kazığa etkitilmektedir.

Deney yükünün yarısının etkitilmesi neticesinde yükleme düzeneğinin kapasitesi düşürülebilmekte, hem de süresel anlamda ekonomi sağlanmaktadır.

4.5.2.5 Yüksek iş güvenliği

Osterberg deneyinin, kazığın içerden yüklenmesi ile yapılması, zemin üzerinde herhangi bir reaksiyon sisteminin teşkilini gerektirmemektedir. Bu sebeple, özellikle yüksek kapasiteli deneylerde, reaksiyon sisteminin oluşturduğu iş güvenliği riskleri ortadan kaldırılmaktadır.

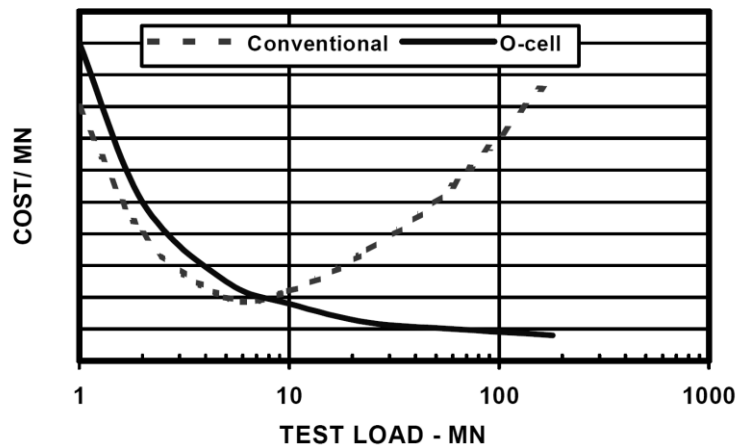
4.5.2.6 Düşük çalışma alanı

Çalışma alanı, geleneksel yükleme deneylerinde, deney yüküne ve seçilen reaksiyon sistemine bağlı olarak şekillenmekte ve yük kurgusunu teşkil edebilmek için çoğu kez büyük alanlar zorunlu olmaktadır.

Osterberg hücresi ile yapılan deneylerde, kazığın reaksiyon sistemi olmadan yükleniyor olması çok kısıtlı alanlarda bile deneyin rahatlıkla uygulanmasını sağlamaktadır.

4.5.2.7 Yüksek Deney Yüklerinde Düşük Maliyet

Geleneksel yöntemler ile Osterberg hücresi yönteminin deney maliyeti açısından karşılaştırılması England (2003) tarafından yapılmış ve sonuçlar Şekil 4.11’de verilmiştir.



Şekil 4.11 : Geleneksel deneyler ile Osterberg deneyinin maliyet açısından karşılaştırılması, England (2003).

Görüldüğü üzere, gerek yükleme kapasitesi, gerekse çalışma alanı, iş güvenliği, gerekli reaksiyon sistemi gibi konularda sunulan avantajlar, özellikle yüksek test yükünün uygulandığı deneylerde O’cell deneylerindeki maliyetin düşmesini sağlamaktadır. Özellikle, 10MN’un üzerindeki deney yüklerine gerek duyulacak kazık yükleme deneylerinde, O-cell deneyi tercih edilebilir bir metot haline gelmektedir.

4.6 Osterberg Hücresi Deneyinde Önemli Hususlar

Osterberg hücresinin sağladığı avantajların yanında, metot beraberinde birtakım sınırlamaları da getirmektedir. Deneyde, kazık içinden çift-yönlü yükleme yapılması, yükün tatbik edildiği hücelere erişimi imkansız kılmaktadır. Bunun sonucu olarak da deney yükünün yeniden değerlendirilerek artırılması mümkün olmamaktadır.

Hücelere erişimin mümkün olmaması, yerleştirme işleminin ve O-cell kotunun değiştirilmesini önlemektedir. Sonuç olarak; uç direnci ya da çevre sürtünmesinin nihai seviyeye ulaşması deneyin tahmin edilen yüke (deney yüküne) ulaşlamadan bitmesi sorununu ortaya çıkarabilmektedir.

Osterberg hücresi ile yapılan deneylerde, kazığın enstrümantasyonu ve söz konusu enstrümanların düzgün biçimde işlevini yerine getirmesi son derece önemlidir. Kazığın enstrümantasyonu için harcanan süre, görelî olarak yüksek maliyetli enstrümanlar ve yükleme hücresinin tek bir defa kullanılabilmesi dezavantajlar olarak değerlendirilebilir.

Osterberg hücresi ile yapılan yükleme deneylerinin sonucunda elde edilen yük – oturma eğrileri, çevre sürtünmesi ve uç direncini ayrı grafikler halinde vermektedir. Literatürde deney sonuçlarının değerlendirilmesinde faydalanan yük – oturma eğrileri ise toplam oturma ve net yük değerini dikkate almaktadır. Bu nedenle, Osterberg deneyi sonuçları, yapılan bazı kabullerle değerlendirilerek deney kazığına ait “eşdeğer yukarıdan yükleme eğrisi” elde edilmektedir. Elde edilen eşdeğer eğri, konvansiyonel yükleme eğrileri ile yaklaşık olarak örtüşmektedir. Eşdeğer yukarıdan yükleme eğrisi her ne kadar muhafazakar olarak çiziliyor olsa da birtakım kabullere dayanmaktadır ve deneyin bir kısıtlaması olarak kabul edilebilir.

Osterberg yükleme deneyi, bazı kazık tiplerinde tam verimli olarak çalışmamakta, bazı kazık tiplerinde ise hiç uygulanamamaktadır. Çelik profillerden oluşturulan H profil kazıklarda O-cell uygulaması yapılamazken, ucu sivri kazıklarda çevre sürtünmesi değerleri yeterli derecede elde edilememekte, ucu sivriltilmiş ahşap kazıklarda ise hücrenin yerleştirilmesi güç olabilmektedir (Schmertmann ve Hayes, 1997)

4.7 Eşdeğer Yük – Oturma Eğrisinin Oluşturulmasında Yapılan Kabuller

LOADTEST (2001), eşdeğer yukarıdan yükleme eğrisinin elde edilmesi için yapılan kabulleri şu şekilde ifade etmektedir:

- Yukarıdan yükleme durumu için elde edilen “yük – oturma” eğrisinde, belirli bir deplasman değerine karşılık gelen yük, çift-yönlü yükleme durumu için elde edilen “net uç direnci yükü (O-cell seviyesi üzerindeki kazık kısmının zati ağırlığının toplam kazık ağırlığından çıkarılması halinde) – oturma” eğrisinde aynı deplasman değerine karşılık gelen yüke eşittir.
- Yukarıdan yükleme durumu için elde edilen “çevre sürtünmesi yükü – oturma” eğrisinde, belirli bir deplasman değerine karşılık gelen net çevre sürtünmesinin bir F düzeltme faktörü ile çarpılmış hali, çift yönlü yükleme durumunda aynı deplasman değerine karşılık gelen net çevre sürtünmesi değerine eşittir. Bu eşitlik, deney kazığının alt ve üst kısımlarında oluşan, sırasıyla aşağı ve yukarı yöndeki deplasmanların her biri için ayrı ayrı geçerlidir. Aksi belirtilmediği müddetçe kullanılan düzeltme faktörleri şu şekildedir:
 - a) $F = 1,00$ kayaya soketli tüm kazıklarda ve basınç yüklemesi durumundaki kohezyonlu zeminlerde,
 - b) $F = 0,95$ kohezyonsuz zeminlerde,
 - c) $F = 0,80$ üstten çekme yüklemesi durumundaki tüm zeminlerde,
- Kazık, rijit bir eleman gibi davranır, ancak Osterberg deneyi esnasında ölçülen kazık hareketinin bir kısmını kazık betonunun elastik sıkışması oluşturur.

O-cell altındaki kazık parçasının deney esnasında üstten yüklenen tekil bir kazık gibi davrandığı varsayılır. Bu parçanın yük – oturma davranışı, tüm deney kazığının yük – oturma davranışı ile aynıdır.

4.8 Osterberg Deneyi Sonuçları ile Diğer Eksenel Yükleme Deneyi Sonuçlarının Karşılaştırılması

Osterberg deneyi, uç direnci ve çevre sürtünmesi parametrelerinin ayrı ayrı belirlenmesine imkan sağlamaktadır. Deney kazığının yoğun olarak enstrümanite edilmesi, kazığa ait birçok verinin birbirini doğrulayacak biçimde elde edilmesine imkan sağlamaktadır. Örneğin, O-cell genişlemesi hem *transducer*'lerden hem de *telltale*'lerden tespit edilebilmektedir. Yük değeri, O-cell kalibrasyonu ve genişleme miktarının birlikte değerlendirilmesi ile elde edilebilmekte, aynı zamanda *bourdon gauge* ölçümlerinden de bulunabilmektedir.

Osterberg (1998), gerçekleştirilen bir Osterberg deneyi kapsamında alınan strain gauge okumalarının, kazığın Young modülü ve kesit alanı ile çarpıldığında, O-cell yükü ile uyumlu yük dağılımları elde edildiğini ifade etmiştir.

Japonya'da yapılan (Ogura ve diğ. 1995; Kishida ve diğ., 1992) ve Osterberg hücresi yöntemi ile konvansiyonel yukarıdan yükleme deneylerinin doğrudan karşılaştırıldığı deneylerde elde edilen yük – oturma eğrilerinin karşılaştırılması neticesinde eğrilerde görülen uyumluluk, O-cell hücresinin güvenilirliğinin başka bir göstergesidir (Osterberg, 1998).

Singapur'da yapılan 2 deneyde TLT ve OLT metotları ile kazıklar yüklenerek, bu kazıkların davranışları incelenmiştir ve Peng v.d. (1999) tarafından bu deneylerin sonuçları raporlanmıştır. Deney kazıkları, D=1.2m çapa sahip 37.2m uzunluğundaki fore kazıklardır. Aynı zeminde tesis edilen kazıkların birisinde Osterberg metodu ile yükleme yapılmış, diğerinde ise ağırlık sistemi ile konvansiyonel yükleme uygulanmıştır. Eşdeğer yük – oturma eğrisinin değerlendirmelerde kullanıldığı deneyler sonucunda, araştırmacılar elde edilen nihai taşıma kapasiteleri arasında %4 civarında, oturmalar arasında da %8'den az bir fark olduğunu ifade etmişlerdir.

5. İSTANBUL GROVAKLARININ JEOLojİK VE GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ

İstanbul grovaklarının özelliklerinin doğru anlaşılması için, öncelikle bu kayacın genel kaya sınıflandırması içindeki yerinin belirlenmesi gereklidir. Bunun için önce genel kaya sınıflandırma kriterlerinden başlayarak jeolojik-litolojik açıdan kayayı tanımlamak ve ardından fiziksel ve mühendislik özelliklerinin incelenmesine geçmek yerinde olacaktır. Aşağıda en geniş tanımlama kriterlerinden başlanarak grovakların genel bütün içindeki yeri ortaya konacak ve ardından daha belirgin özellikleri incelenecektir.

5.1 Külteler

Külteler bir veya birkaç mineralin birleşmesi ile oluşmuştur. Yani bir mineral agregasıdır. Genellikle iki ya da daha çok mineral birleşerek külteleri meydana getirir. Yerkabuğunu oluşturan külteler Magmatik, Tortul ve Metamorfik olmak üzere üç grupta toplanmaktadır. Aşağıda bu kültelerin genel özellikleri verildikten sonra İstanbul Grovaklarının özellikleri daha ayrıntılı ele alınacaktır.

5.1.1 Magmatik külteler

Yerkabuğu içindeki maddelerin ergimiş ve kızgın halde bulunan şekline Magma denir. Magma, kimyasal açıdan çeşitli gazları kapsayan bir silikat karışımıdır. Esas bileşimi O, Si, K, Na, Ca, Mg, Al, Fe' dir. Ayrıca gazlar (CO, SO₂, H₂O buharı) ve yukarıdaki elemanlara oranla daha az miktarda da madenler bulunur. Viskoz, hareketli ve değişik bileşimde ve basınç altında olan magma yerkabuğu içinde, yukarıya doğru yükselir, soğur ve sertleşir. Magmanın yerkabuğu içindeki bu işlemine Magmatizma adı verilir. Magmanın, yer kürenin derinliklerindeki işlemine de Plütonizma denir. Bu suretle, Magmatik Kütleler (derinlik külteleri) veya Pütonik külteler oluşur.

5.1.2 Metamorfik külteler

Metamorfik külteler, daha önce var olan tortul, magmatik ve metamorfik kültelerin metamorfizmaya uğramasıyla oluşur. Metamorfizma geniş anlamda şekil değiştirme demektir. Külteler ısı, basınç, hareket ve kesme (makaslama) kuvvetinin birden veya ayrı ayrı etkileriyle değişir ve bu değişmeye de metamorfizma adı verilir. Bu olay esnasında kültelerin karakteri bozulur. Yapısı, dokusu ve kristal şekli başka olan yeni tip mineraller ve yeni tip külteler meydana gelir. Fakat kültelerin toplam kimyasal bileşimi değişmez. Eş bileşimde kalır.

5.1.3 Tortulaşma ve tortul külteler

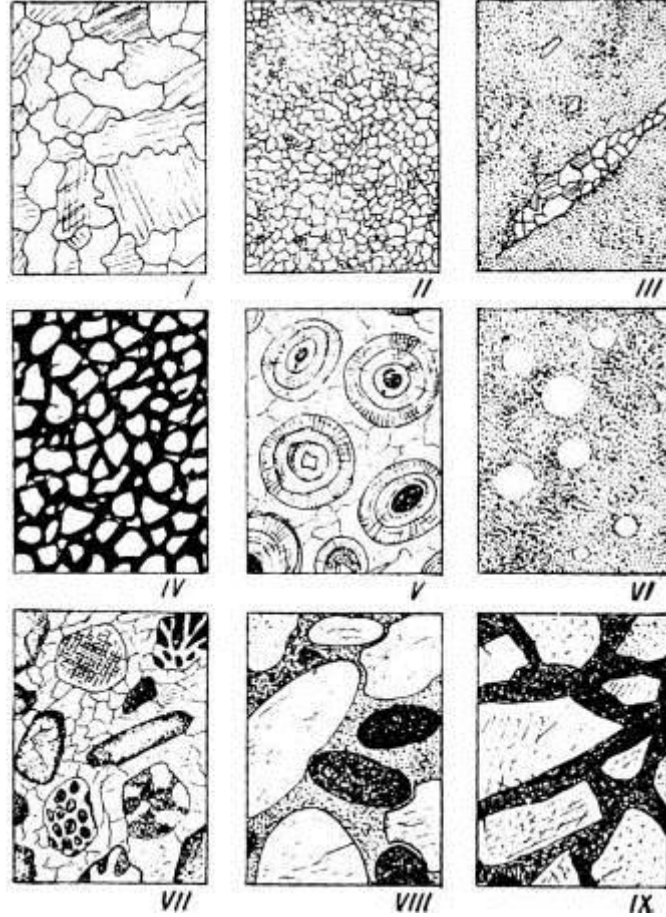
Mineral veya organik maddelerden ibaret parçacıkların su, rüzgar, dalga ve buzullarla taşınıp deniz, gl, akarsu içinde veya karalarda üstüste birikmesine Tortulaşma, kelme veya Sedimentasyon ismi verilir. Çökelen bu ayrık maddeler, oluştuktan sonra çeşitli yollarla ve etkilerle sertleşir, kompaktlaşır. Katı ve sert hale gelir. Bu olaya da Taşlaşma veya Diyajenez ismi verilir. Burada tortulaşma, çökelme, sedimentasyon ve dolayısıyla tortul, çökelmiş ve sedimanter klte deyimleri aynı anlamda kullanılmıştır.

Bir ortamda sedimentasyonun olabilmesi için daha evvel var olan kültelerin aşınması ve bir yerde yığışması gerekir. Bunlar kelme olayının çeşitli aşamasıdır. Çeşitli yollarla oluşan parçacıklar, tortular, su ve rüzgar kuvvetiyle sürüklenir ve bunların sürükleyici kuvvetinin azalmasıyla da tanecikler bir taraftan diğer bir tarafa taşınmaz hale gelir ve tane parçalarının büyüklüğü ve şekli ile bağıntılı olarak da çökelmeye başlar.

Tortul külteler, 15-30 km. kalınlıktaki yerkabuğunun, yüzey olarak %75'ini, hacim olarak da % 5'ini teşkil eder (Pettijohn, F.J. 1949). Sular içinde veya karalarda oluşur. Geniş anlamda tortul klte deyimiiyle suların içinde çökelme yoluyla oluşan külteler anlaşılmaktadır. Doğada tortul kültelerin çoğu bu ortamda oluşmuştur. Tortul kültelerin bir kısmı kimyasal yolla, bir kısmı da organizmalarla meydana gelir. Tortul külteler genellikle kalın yada ince tabakalar halinde bulunur. Bundan dolayı bu tür kltelere Tabakalı Tortul külteler de denir. Bu hal tortul külteler için karakteristiktir. Fakat bazen de

tabakalaşma fark edilemez. Masif, kompakt bir görünüş gösterirler, Bunlara da Masif Tortul Külteler denir. Sedimanter kültelerin içinde, oluş ortamına göre deniz, göl veya karalar için karakteristik hayvan veya bitki fosilleri bulunur. Bu fosiller yardımıyla kültelerin yaşları, oluş devirleri, ortamları saptanır.

Tortul kültelerin karakteristik doku tipleri aşağıda, Şekil 5.1’de verilmiştir.



I. İri taneli (şekersi) doku, II. Taneli doku, III. Ufak taneli doku, IV. Kumtaşı dokusu, V. Oolitik doku, VI. Pelajik (killi) doku, VII. Zoojen, kalker, çakıllı doku, VIII. Puding dokusu, IX. Breş dokusu.

Şekil 5.1 : Tortul kültelerin karakteristik özellikleri, (Erguvanlı, 1978).

Tortul külteler, oluşlarına neden olan faktörlere göre Ayrık, Organik ve Kimyasal tortul külteler olarak üç gruba ayrılır. Çizelge 5.1’de görüldüğü gibi grovaklar; Ayrık Tortul Külteler grubunda yer alan “çimentolu” tortul kültelerden kumtaşının bir çeşitidir.

Çizelge 5.1 : Tortul Kütlelerin Sınıflandırılması (Erguvanlı, 1978).

	Özellik	Çimentosuz	Çimentolu
Ayrık	>200 mm	blok	konglomera ve breş
	20-200 mm	iri çakıl	
	2-20 mm	çakıl	
			kumtaşı : kalker ve silisli
		kaba kum	grovak (mikalı)
			arkoz (feldspathı)
	0,2-2 mm		kuvarsit (silisli)
	0,2-0,02 mm	ince kum	çimento: silisli, kalkerli,
			killi, demirli
			jipsli, glokonili
	0,02-0,002 mm	silt	silttaşı
	<0,002 mm	kil	kiltaşı
Organik	kalkerli	kavkı	kavkılı
		mercan	mercanlı
		alg	kalkerler: agli
		globijerin	krinoidli
			foraminiferli
	silisli	radiolaria	radiolarit
		diatome	diyatomit
		sünger spikülleri	
	karbonlu	çiçekli ve çiçeksiz bitkiler	turba, linyit, maden kömürü
	demirli	bataklık demiri	
	fosfatlı	guana, kemikler	fosforik, kemik breşi
Kimyasal	kalkerli	eriyiklerden çökelmiş CaCO_3	kalkerler : oolitik, dolomitik, tebeşir, traverten, dikit, sarkıt
		çökelme veya başkasının yerini alma ile oluşan $\text{Ca Mg (CO}_3)_2$	dolomit : magnezyumlu kalker
	silisli	silis jeli	çakmaktaşı, jasp, çört
	demirli	Fe_2O_3 hidrozol	demirli killer
	tuz	tuzgölü birikintileri	alçıtaşı, anhidrit, Na ve K tuzları, nitratlar

Kumtaşları. - Çapları 0,02 - 2 mm. arasında olan kum tanelerinin doğal bir çimento ile birleşmesiyle “Kumtaşı”veya “Gre”ler oluşur. Kumtaşlarının incelenmesinde taşın içinde bulunan elemanların mineralojik cinsi, şekli, büyüklüğü ve çimentosunun kimyasal bileşimi gözönünde tutulur. Tanecikleri birleştiren çimento silisli, kalkerli, dolomitli, killi veya marnlı, demiroksitli, jipsli olabilir. Bunlarla beraber az miktarda organik maddeler ve glakoni de bulunabilir.

Süs ve kaplama işleri için en iyi kumtaşları çimentosu ve taneleri silisli olan grelerdir. Bu gibi grelerde ağır taneler çimentodan ayırt edilemeyecek derecede ufak ve homojen olursa kuvarsit ismi verilir. Kumtaşlarında tane ve çimentonun cinsi çok değişik olabilir.

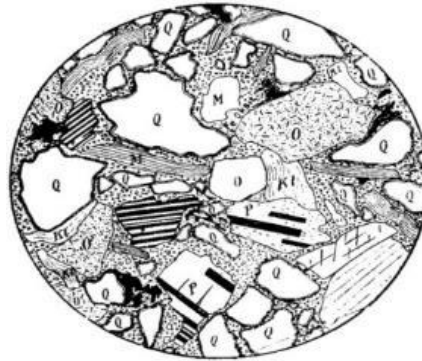
Bazen silis taneleri arasında az miktarda feldispat parçacıkları bulunur. Bunlara “feldispatlı kuvarsit” ismi verilir. Bazen çimento kalkerli, killi, jipsli, demirli olabilir. Buna bağlı olarak taş, tane ve çimentosunun baskın olan türüne göre özel isimler verilmektedir. Örneğin mikalı kumtaşı, demirli kumtaşı, yeşil renkli glokonili kumtaşı, killi kumtaşı v.b. çeşitleri doğada çok görülür.

Bunlardan başka bilhassa İstanbul civarında çok bulunan ve geniş alanlar kaplayan arkoz ve grovaklara da kumtaşlarının özel halleri olarak bakılabilir.

Genel sınıflandırmada grovaklar; ayırık tortul kültelerin çimentolu alt grubunun kumtaşı ögesinin özel bir türü olmaktadır.

5.2 Grovak

Grovak, gri yeşilimsi koyu renkli, sert köşeli, kuvars, feldispat taneli, mikalı, kloritli, silisli ve killi çimentolu bir kumtaşıdır. Tanelerin köşeli olması karakteristiktir. Bazı tipleri yoğun, bazı tipleri tabakalı ve dereceli tabakalıdır. Bununla beraber, herkes tarafından kabul edilmiş kesin bir tanım yoktur. İstanbul civarında Silurien ve Devonien devirlerine ait çeşitli renk ve dokuda grovak ve grovakımsı şeyl (ince ince tabakaları ayrılan karakterde killi şist) ve konglomeralar, birbirini takip eder şekilde bulunmaktadır (Şekil 5.2).



Şekil 5.2 : Grovakın mikroskopta görünüşü. Q: Kuvars, O: Ortoz, P: Plajiolaz, M: Muskovit, KI: Klorit, Siyah lekeler: demir oksit. (C. Sayar, 1973).

5.3 İstanbul Grovaklarının Mikroskobik İnceleme Bulguları

Zincirlikuyu Harp Akademileri inşaatından 16 m. derinlikten alınan grovakların mikroskopla incelenmesinde, çoğu köşeli kuvars taneleri (yaklaşık %80'i), bir miktar feldspat parçası, muskovit ve klorit pullarının killi demir oksitli, grafitli ve az kalkerli bir çimento ile birleştirilmiş halde bulunduğu anlaşılmıştır (Sayar, 1973). Bu grovaklar az kalkerlidir. Taneler genellikle köşeli olup çok iyi sıkışmış ve çimento taneleri, mika ve klorit pulları arasında ince bir film halinde kalmıştır. Ortozlar kısmen ayrılmış ve biraz serizitleşmiş olan kesitte ve numunede fosil izine rastlanmamıştır. (Sayar, 1973).

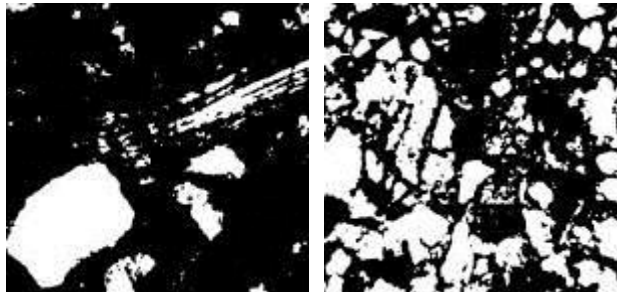
Harbiye Orduevi Kültür ve Dinlenme Tesisleri temellerinden çıkan grovakın mikroskop incelemesinde ise malzemenin kuvars olduğu tali minerallerin feldspat, serisit, grafit ve klorit olduğu, kuvars içinde kalsit damarları bulunduğu görülmüştür (Toğrol, Akman, 1969).

Özüer (1975), Fatih Zeyrek ile Levent arasındaki grovaklarla ilgili gerçekleştirdiği mikroskop incelemeleri sonucunda İstanbul grovaklarının minerolojik yapısıyla ilgili aşağıdaki tespitleri yapmıştır (Şekil 5.3).

Zeyrek (4,70 m derinlikte kumtaşı dokusunda grovak): Kuvars, Muskovit, Feldspat, Limonit,

Taksim (10,50 m derinlikte kumtaşı dokusunda grovak): Kuvars, Muskovit, Feldspat, Serizit, Manyetit, Limonit,

Zincirlikuyu (8,50 m derinlikte ince kumtaşı dokusunda grovak): Kuvars, Feldspat, Serizit, Manyetit, Klorit.



Şekil 5.3 : Taksim (solda) ve Zincirlikuyu (sağda) grovak numunelerinin mikroskoptaki görüntüsü (Özüer, 1975).

İTÜ MJKM Çalışma Grubu Raporunda (1985); Hasköy-Kasımpaşa-Tophane-Dolmabahçe arasındaki atıksu tüneline, grovakların minerolojik yapısını %60-70 kuvars, %8-12 muskovit, %2-6 plajiolit, %7-8 demiroksit, %8-20 silttaşı parçacıkları, %8-20 klorit olarak belirtmiştir.

5.4 Silttaşı, Kiltası, Çamurtaşı ve Killi Şist (Şeyl)

İstanbul grovakları çoğunlukla silttaşı, kiltası ve şeyllerle (killi şist) beraber bulunduğundan aşağıda bu çimentolu taşların tanımı verilmektedir.

Çapları 0,02 mm.den küçük olan silt ve kil parçacıklarının diajeneziyle Silttaşı ve Kiltası meydana gelir. Bu tip kütlere Pelitik kütlere ismi de verilir. Bu kütlere, daha önce var olan kütlere ayrışmasıyla oluşmuş kil minerallerinden, kristalize olmuş kolloidal maddelerden, ufak kuvars, mika, demiroksit, serizit, klorit ve pirit parçacıklarından ibarettir. Bunların tümünü gözle ayırt etmek mümkün değildir.

Küçük çaplı parçacıkların suların içinde birikmesiyle bir çamur tabakası meydana gelir. Bu tabakaların üst üste birikmesi ile de içerlerindeki su dışarı çıkar ve bu suretle kil ve silt çamurundan sert ve sıkı (kompakt) Silttaşı ve Kiltası oluşur. Bunlara daha genel olarak Çamurtaşı da denir.

Kiltası ve silttaşları sıkışma ile taşlaşmış kil ve silt demektir. Ayrı özellikleri vardır. Eğer kompaksiyon artacak ve çamurtaşları daha yoğun ve ince ince tabakalara, laminalara ayrılır hale gelecek olursa Killi şistler (şeyl) meydana gelir. Tipik bir şeyl gri, siyah, pembe, mor renkli, ince taneli homojen, kolayca çizilir ve ince ince yaprakçıklarla bölünebilir karakterde bir taştır. İçlerinde bazan oluştukları zamanı gösteren çeşitli fosiller bulunur. Bu ince ince levhacıklara bölünebilme özelliğiyle de kil, silt ve çamurtaşlarından ayırt edilir. Şeyller metamorfizmaya uğrarsa Arduvaz oluşur.

5.5 İstanbul Grovaklarının Yaşı

Çizelge 2’de, Jeolojik zamanları, devirleri ve bunların sürelerini gösteren stratigrafik kolon verilmiştir.

Grovak ve killi şist formasyonu Hersinien ve Alpin orojenezi etkisiyle kıvrımlı, kırıklı ve şisti (klivajlı) bir yapı kazanmıştır. Bu yapısal özellikleri kültelerin porozitesini arttırmış, yüzeysel suların bünyelerine girerek ayrışmalarını sağlamıştır. Ayrışma nedeniyle koyu gri rengini kaybeden sağlam kaya yüzeyde kil haline dönüşmüş veya sarımsı-kahverenkli ve çok çatlaklı, kolayca parçalanıp dağılan bir özellik kazanmıştır.

Grovak ve killi şistler üst Paleozoike ait jeosenklinal orijinli çökellerdir. Orijinleri ve yaşları hakkında çeşitli fikirler öne sürülmüştür. (Sayar M. ve Sayar C. 1962). Orta Devonienin yumrulu kalkerleri üzerinde konkordan olarak radyolarit ve liditlerle başlayan 1.000 metreden fazla kalınlıktaki bu grovak ve killi şistlerin Alt Karbonifer yaşında olduğu anlaşılmıştır (Abdüsselamoğlu, (1963), Baykal-Kaya (1963) ve Kaya (1969)). Böylece mutlak yaş olarak İstanbul'un Beyoğlu bölgesini kaplayan grovak ve killi şistlerin 300-320 milyon yıllık sedimanlar olduğu sonucuna varılmıştır (Sayar, 1973).

Çizelge 5.2 : Jeolojik zamanları gösteren stratigrafik kolon (Erguvanlı, 1978).

Zamanlar		Devirler		Mutlak yaş (milyon yıl)	Büyük orojenik hareketler	
Senozik	Kuaterner	Holosen		1	Yeni	Alpen
		Plesitosen				
	Tersiyer	Neojen	Pliosen	25	Orta	
			Miyosen			
		Nümulitik	Oligosen	60		
			Eosen			
			Paleosen			
Mezozoik	Kretase		135	Eski		
	Jura		180			
	Trias		225			
Paleozoik	Permien		270	Yeni	Hernisien	
	Karbonifer		350	Eski		
	Devonien		400	Yeni	Kaledonien	
	Silürien		440	Eski		
	Ordovisien		500			
	Kamrien		600			
	Arkeozoik	Prekambien		>3.000		

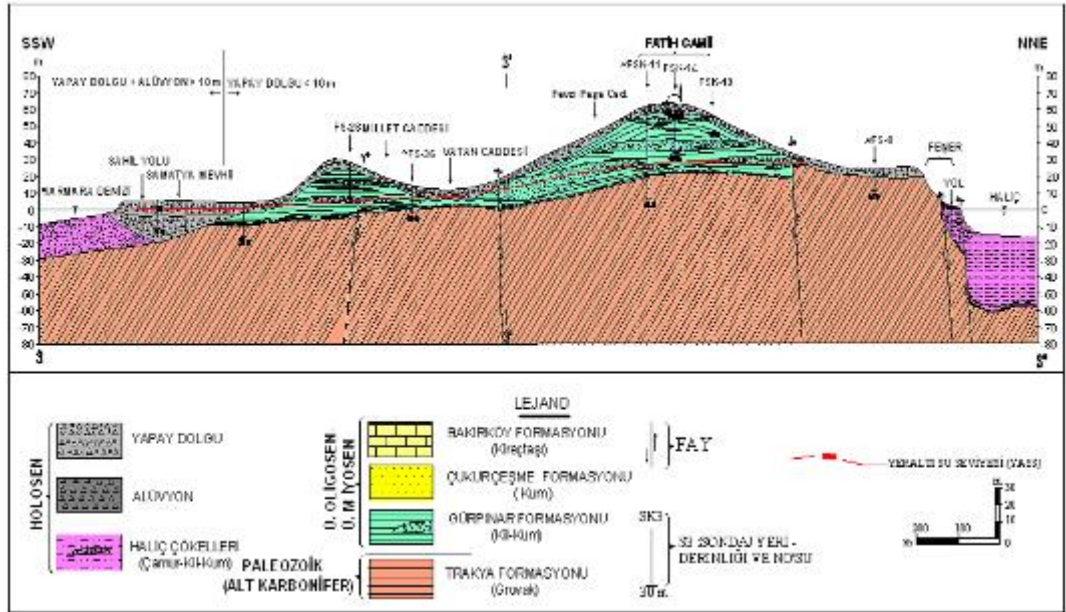
5.6 Grovakların İstanbul Coğrafyasındaki Yayılışı

İstanbul'un Avrupa Yakasında görünür temelde Alt Karbonifer yaşlı kumtaşı (grovak), silttaşı ve kilaşlarından oluşan fliş fasiyesinde çökelmiş ve Trakya formasyonu olarak adlandırılan çökel kayalar yer almaktadır (Abdüsselamoğlu,

1963, Baykal-Kaya 1963 ve Kaya 1969). Literatürde Trakya Formasyonu olarak yer alan ve grovak, kiltası, siltası, killi şist aralanmasından oluşan istif, İstanbul'un Avrupa yakasında; Sarıyer, Zekeriyaköy, Boğazköy, Arnavutköy, Şamlar, İkitelli, Mahmutbey, Edirnekapı, Sirkeci, Yenikapı, Taksim, Levent, Ortaköy, ve Ayazağa çevrelerinde geniş yayılım gösterir (İBB, 2010). Penck (1919), bu istifin sahada rastlanan en eski formasyon olduğunu ileri sürmüş ve bunlara Trakya Formasyonu adını vermiştir.

İstanbul'un surlar içinde kalan kısmının, Eğrikapı-Ahırkapı çizgisinin kuzey doğusu ile Beyoğlu yakası grovak,siltası ve killi şistlerden oluşmaktadır (Sayar, 1962). Bu Paleozoik temel, bazen yüzeyde bazen de kalın bir bitkisel toprak ve moloz tabakası altındadır. Grovaklar Haliç'te kalınlığı 60 metreyi bulan genç tabakalarla örtülüdür.

Kennedy Caddesi ile Fener-Balat arasında, Vatan ve Millet Caddeleri ile Fatih ilçesinin bulunduğu istifin temelini Trakya formasyonu teşkil etmektedir (Şekil 5.4) (İnce, 2005).



Şekil 5.4 : Fatih İlçesi Samatya-Fener arası Zemin Kesiti (İnce, 2005).

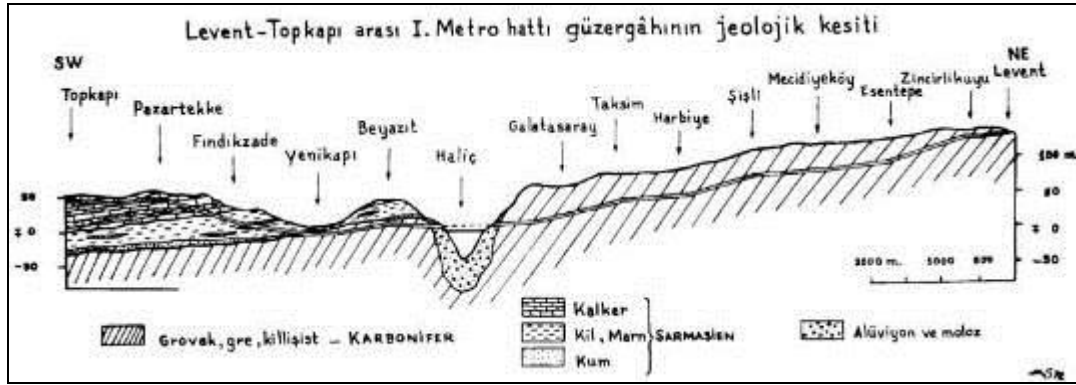
Sur içinde 50-60 metreyi geçmeyen tepeler, Beyoğlu yakasında ise 80-140 metreyi bulan yükseklikler bulunmaktadır. Haliç'in ortasında grovakın aşağı yukarı bu yükseklikler kadar bir derinliğe daldığı anlaşılmaktadır. Sayar (1973), Galata ve Atatürk Köprüleri arasında denizde yapılan bir sondajda yerli kayaya ancak 80-85 metrede rastlandığını kaydetmiştir.

Haliç Köprüsü eksenî üstünde, yine denizde yapılan bir sondajda -64,50 m.de ayrışmış grovaka rastlanmış, sondaj -76,80 metreye kadar sürdürüldüğü halde ayrışmamış grovak belirlenememiştir (Japan Bridge Consultants, 1970).

Eminönü Ticaret Sarayı sondajlarında, kıyıda 60.15 metre derinlikte ayrışmış grovak, 67,45 metrede ise grovak bulunmuştur (Peynircioğlu, 1961). Unkapanı'nda Manifaturacılar Çarşısı sondajlarında, Atatürk Bulvarı'na paralel olarak, grovak üst kotunun satıhtan 15-20 m derinlikte, arazinin genel eğimine uygun olarak Haliç'e doğru alçaldığı, sonra kıyıya yakın bir yerde eğimin birden artmaya başladığı görülmüştür (Peynircioğlu, 1961).

Sondajlar grovak üst kotunun Haliç'te oldukça dik bir eğimle azaldığını göstermektedir. Grovakin üstünde ayrışmış grovak, alüvyon, genç tortul tabakalar ve yakın zaman dolguları bulunmaktadır.

İstanbul metrosunun Topkapı-Levent arasındaki güzergahı için yapılan zemin araştırmaları neticesinde Sayar (1973), grovakların Haliç'in batısında 80 m. derinlerde, kuzeyinde Galatasaray-Levent arasında hemen yüzeyden itibaren başladığını göstermiştir (Şekil 5.5).



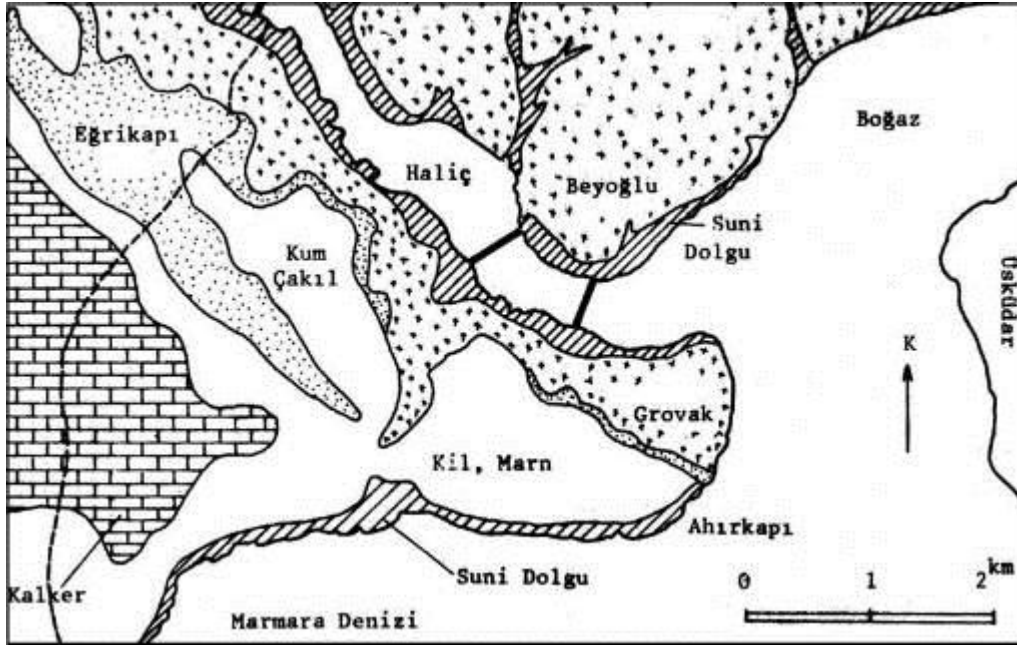
Şekil 5.5 : Topkapı – Levent metro hattı için hazırlanan jeolojik kesit (Sayar, 1973).

Haliçin batısında, Topkapı'ya kadar uzanan bölgede ise karbonifer yaşlı istifin üzerinde kum, kil, marn ve kalkerli formasyonlar tanımlanmıştır. Böylece tarihi yarımada ve çevresinde grovakların yayılışını gösteren plan oluşmuştur (Şekil 5.6).

1999'da başlayan Şişhane Metro istasyonu 1 no.lu konkors yapısının kazısı grovakların bu kesimde Sayar (1973)'ın ifade ettiği gibi birkaç metre derinlikten itibaren başladığını göstermiştir (Şekil 5.7).

5.7 İstanbul Grovacklarının Laboratuvar ve Arazi Deney Bulgularının Karşılaştırılması

Paleozoik temeli teşkil eden grovak ve killi şistlerin üst kısımları çatlaklar, fisür ve ayrışma nedeniyle kompakt kaya ile mukayese edilemeyecek düşük mukavemetler gösterirler (Aksoy, 1982). Grovak ve killi şistlerin çatlak düzlemlerinde ayrışma sonucu killer oluşmakta ve su tesiriyle de bu kesitlerde kayma mukavemeti kaymalarına İstanbul’da sık rastlanmaktadır.



Şekil 5.6 : Tarihi yarımada ve çevresinde grovackların yayılış planı (Sayar, 1976).



Şekil 5.7 : Şişhane Metro istasyonu 1 no.lu konkors yapısının kazısı (İBB,1999).

İTÜ MJKM (1985), Hasköy-Kasımpaşa-Tophane-Dolmabahçe güzergahındaki kayaçların yerindeki (in-situ) dayanımlarını saptamak için Vardar (1977) formülünü kullanmış ve laboratuvar örneği ile arazideki gerçek durum, kazı işlemi sonrası ve daha uzun vadede su ve zaman etkisiyle oluşan durumlarda ortam davranışını belirleyen temel parametreleri ortaya koymuştur.

Ortamdaki çatlak sayısı, heterojenlik ve anizotropiyi dikkate alan Vardar (1977) formülü aşağıda verilmiştir:

$$\sigma_{kaya} = \sigma_{taş} \cdot a \cdot \frac{1 + i/f \cdot \log N_c}{1 + i \cdot \log N_c} \quad (5.1)$$

Eşitlikte;

N_c : Ortamdaki çatlak elemanı sayısı,

$\sigma_{taş}$: Taşın tek eksenli basınç dayanımı

σ_{kaya} : Kayanın tek eksenli basınç dayanımı

i : Kayanın heterojenlik katsayısı,

f : Direnç düşüm faktörü,

a : Anizotropi katsayısı

ϕ : Sürtünme yüzeylerindeki (kırılmış bir süreksizlik üzerindeki) içsel sürtünme açısı

Bu ampirik formül, dokusunda belirli çatlak sistemi barındıran bir kayacın taşıma direncini vermektedir.

Ortam davranışını çeşitli durumlar için belirleyen önemli parametreler ise çeşitli durumlar için Çizelge 5.2'deki gibi verilmiştir.

Çizelge 5.3 : Haliç kuzeyi kayaçlarının yenilme koşulları, (İTÜ MJKM, 1985).

	c (kg/cm ²)	Φ (°)	σ_B (kg/cm ²)	E (x10 ³) (kg/cm ²)	ν
Taş (silttaşı-çamurtaşı-grovak)	85-320	38-56	275-1202	65-288	0,20-0,23
laboratuvar örneği	126	47	933	153	0,211
Kaya doğal durumu (kazı öncesi)	4-16	32-39	18-84	14-23	0,21-24
Psidoplastikleşmiş kaya (kazı sonrası)	2,5-4	27-31	6-17	8-12	0,28
Bozunmuş kaya (su ve zaman etkisiyle değişme)	1-1,5	11-16	4-8	2,5-4,5	11-16
*kayanın laboratuvar deneylerinden, süreksizlik özellikleri ve ayrışma durumuna bağlı olarak 4,5 m. açıklıklı bir kaya yapısı için türetilen olası mekanik katsayılar					

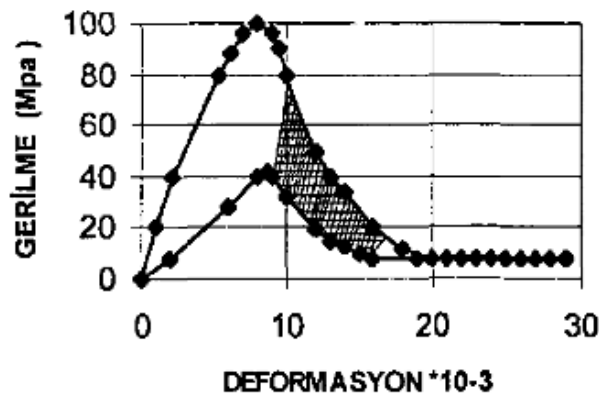
Görüldüğü gibi grovakların da içinde bulunduğu kıvrımlı, çatlaklı, süreksizliklerin süreklilik arzettiği bu kayaç yığını üzerinde inşa edilecek yapılar için dikkate alınacak kaya parametresi olarak laboratuvar sonuçlarının esas alınması durumunda arazideki gerçek durumun, kazı sonrası ve uzun zaman içindeki olası değişimlerin

etkisi dikkate alınmamış olur. Kayanın taşıma gücü değeri, olduğundan çok daha yüksek öngörülerek güvensiz yapılar inşa edilmiş olur. Bu sonuçlardan, grovak ortamda inşa edilecek yapılar için laboratuvar deneylerine göre değil, arazi deneyleri ile hakiki durumun tespiti ile yapının güvenliğinin sağlanabileceği görülmektedir. İleriki bölümlerde, grovaklar içinde imal edilecek fore kazıkların taşıma gücü değerinin ne şekilde belirleneceği incelenecektir.

Yıldırım (2002), çatlak ve süreksizlikler ihtiva eden ve yüzeyden itibaren ilk 20 metre derinlikte yer alan grovaklar için mühendislik özelliklerinin ideal karot numuneler üzerinde laboratuvar deney değerleri ile arazi (in-situ) değerleri arasında İTÜ MJKM (1985)'nin tespitine benzer şekilde büyük farklar olduğunu ortaya koymuştur.

5.8 İstanbul Grovaklarının Tabaka, Çatlak-Kıvrım, Dayk ve Damar Sistemleri

Vardar ve Eriş (1994), kaya ile ilgili uygun değerlendirme yapabilmek ve yorumda bulunabilmek için, kayacın örselenmemiş durumundan günümüze kadar geçirmiş olduğu kıvrımlanma, kırılanma ve çatlaklanma, ezilme, faylanma, ayrışma gibi fiziksel görünümünün yeraldığı kırılma öncesi (pre-failure) ve kırılma sonrası(post failure) davranışlarının tanımlanması gerektiğini belirtmiş ve Taksim-4.Levent arasındaki metro güzergahında 30 metre derinliğe kadar grovaklar üzerindeki laboratuvar ve arazi (in-situ) çalışmaları ile Şekil 5.8'deki gerilme-deformasyon ilişkisini önermişlerdir.



Şekil 5.8 : İstanbul grovaklarının gerilme-deformasyon ilişkileri grafiği, (Vardar ve Eriş, 1994).

Şekil 5.8'deki taralı alan, İstanbul grovaklarının geomekanik davranış aralığını tanımlamaktadır. Burada kayacın litolojik, dokusal ve yapısal özelliklerine asal gerilme yönleri ile süreksizlik yönelimlerine bağlı olası anizotropi özellikleri de değerlendirilmiştir. Sonuçlar incelendiğinde metro güzergahı temel kayaçlarının zamanla veya ilerleyen birim deformasyonlarda, primer dayanımlarını % 85 - 95 oranında yitirdikleri görülmektedir. Buna göre, 30 metre derinliğe kadar olan metro düzeyi temel kayaçları ayrı, düzenli, çatlaklı, parçalanmış ve ufalanmış, ezilmiş cisim ortamı olarak tanımlanabilmektedir.

İTÜ MJKM raporu (1985), İstanbul grovaklarında rastlanan kalsit ve kuvars damarlarının çatlak dolgusu şeklinde görüldüğünü ve 0,5-1 cm olduğunu, fay zonlarına yakın kesimlerde kalınlıklarının 15-40 cm arasına çıktığını tespit etmiştir. Aynı raporun çalışma alanındaki grovaklarla ilgili bildirdiği diğer karakteristik özellikler aşağıda verilmektedir.

Hasköy-Kasımpaşa arasındaki tabakalar KD-GB yönünde yoğunlaşmakta, eğimler ise 30°-80° ile GD ve KB'ya yönelmektedir (K: Kuzey, G: Güney, D:Doğu, B:Batı). Andezit dayklarına yakın kesimlerde tabaka konumlarının çok kısa aralıklarda değiştiği ve karmaşık bir yapı kazandığı dikkati çekmektedir.

Kasımpaşa-Tophane arasında tabakalar K30-75D, 25°-80° GD konumludur. Tabakalar yer yer Haliçe paralel faylarla kesilmiştir.

Tophane-Dolmabahçe arasında tabaka doğrultuları K30-70D ve K10-80B, eğimleri de 5°-70° arasındadır.

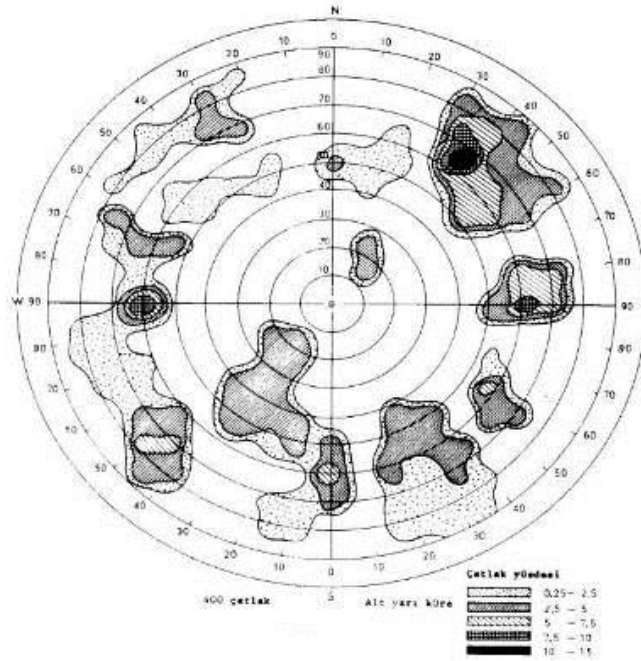
Anılan bu bölgelerde çamurtaşı ve şeyller plastik özellikleri sebebiyle kırılmaksızın kıvrımlanırken, daha rijit olan grovak tabakaları daha sık kırılanmış ve parçalanmıştır.

Hasköy-Kasımpaşa-Tophane-Dolmabahçe arasında çatlaklar genelde kesme türünde olup, doğrultuları K30-75D ve K25-75B, eğimleri 50°-80° KB ve KD'dur. Grovaklardaki çatlakların oluşturduğu birim kaya elemanlarının geometrisi prizmatik, boyutları ise çok değişkendir. En büyük boyutları 20cmx30cmx40cm kadardır. Metredeki çatlak sayısı (k), 3-40 arasında değişmektedir. Ayrılma derecesi (x), ortalama 0,8-1 civarındadır. Çatlaklar arasındaki dolgu maddesi genelde kalsit, yer yer kuvars ve demir oksittir.

Özüer (1975), Taksim-Zincirlikuyu arasındaki grovak tabakalarına hakim olan doğrultu ve eğimleri şu şekilde vermektedir.

- K50B, 65 KD,
- K-G, 60 B,
- K-G, 60-65 D,
- K45B, 75 GB,
- K30D, 55-60 GD.

Bu ölçülere göre incelenen alana etkiyen maksimum asal gerilmenin ortalama olarak K-G doğrultusunda geliştiği ve bu doğrultuya paralel tansiyon çatlaklarının oluştuğu tahmin edilmiştir. Bu doğrultu ile 45° açı yapan kesme çatlakları da söz konusudur. Kesme çatlakları jeolojik devirlerde az veya çok hareket geçiren, bu yüzden cilalanmış ve yüzeyleri arasındaki sürtünme değerleri azalmış olan çatlaklardır. Tansiyon çatlaklarında görülen hareket çatlak yüzeyine dik istikamette geliştiğinden, genişleyen çatlak aralarında zamanla dolgu malzemesi oluşmuştur. Şekil 5.9'da Taksim-Zincirlikuyu arasında karşılaşılan grovaklarda ölçülen çatlakların kontur diyagramı görülmektedir.

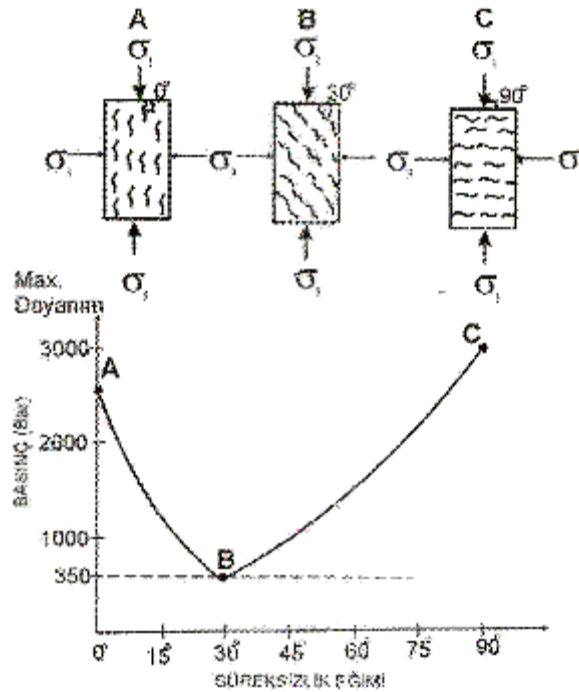


Şekil 5.9 : Taksim-Zincirlikuyu arası grovaklarında ölçülen çatlakların kontur diyagramı (Özüer, 1975).

5.9 Süreksizlikler ve Süreksizlik Düzlemlerindeki Sürtünme Direncinin Taşıma Gücüne Etkisi

Kaya kütlesinin davranışı, süreksizliklerin varlığından etkilenmektedir. Eklemler, çatlaklar gibi kaya kütlesinin içinde bulunan süreksizlikler veya zayıf zonlar kaya kütlesinin davranışına egemen olabilirler. Eklemler ve küçük kesme yapılarından oluşan sistemler tarihsel gerilme alanları altında meydana gelebilir. Kaya kütlelerinin arasında benzer olarak yönlendirilmiş birçok eklem vardır. Bu eklem gruplarına “eklem takımı” adı verilmektedir (CFEM, 2006). Süreksizlikler kaya dayanımı açısından ele alınırsa, bünyesinde süreksizlikler bulunan kaya, basınca dayanımlı bir malzemeden oluşmuşsa bile, taşıyabileceği yük bünye içinde bulunan süreksizliklerin taşıyabileceği kadardır. Bunun yanında kaya kütlesi içindeki süreksizliklerin yönleri, Şekil 5.10’da görüldüğü üzere, kaya ortamın kütleli dayanımı üzerinde etkili olmaktadır (Yıldırım ve Savaşkan, 2007).

Kayaların süreksizlik aralığına göre sınıflandırılması Çizelge 5.4’de gösterilmiştir. Böyle bir değerlendirmenin yapılabilmesi için numune boyu en az 3 m olmalıdır (CFEM, 2006; Yıldırım ve Savaşkan, 2007).



Şekil 5.10 : Süreksizlik yönlerinin kaya dayanımına etkisi (Yıldırım ve Savaşkan, 2007).

Çizelge 5.4 : Süreksizlik aralığına göre kayaçların sınıflandırılması (Yıldırım ve Savaşkan, 2007).

Kayaç Sınıfı	Süreksizlik Ara Mesafesi (m)
Aşırı Sık Çatlaklı	< 0,02
Çok Sık Çatlaklı (Kırılmış-Ezilmiş)	0,02-0,06
Sık Çatlaklı (Çatlaklı)	0,06-0,2
Orta Çatlaklı (Bloklu)	0,2-0,6
Seyrek Çatlaklı (Masif)	0,6-2,0
Çok Seyrek Çatlaklı (Kati)	2,0-6,0
Aşırı Seyrek Çatlaklı	> 6,0

Ayrışmamış bir kaya kütlesinin kayma mukavemeti, jeolojik etkenlerle meydana gelen süreksizlikler sebebiyle azalır. Ayrışmış ve çatlaklı kayalarda, kaya şevlerde meydana gelen kütle hareketleri genelde dayanıksız ve zayıf düzlemler veya yapısal süreksizlikler boyunca oluşur. Süreksizlikler kaya içinde homojen dağılmadığı için arazide yapılan deneyler farklı sonuçlar verir. Zira, süreksizlik düzlemleri içeren kaya ortamının davranışı yüklemenin yönü ve süreksizliğin yönelimi ile ilgilidir.

Yükleme yönünün süreksizliklere dik olması halinde bozulmamış kaya kütlesi için bulunan kayma dayanımı geçerlidir. Süreksizliklere paralel durumda ise, kayma dayanımı süreksizlik düzlemlerindeki sürtünme direncine bağlıdır (Hendron, 1968). Çatlaklı kayalar için kayma dayanımı belirtilirken süreksizlik düzlemlerindeki sürtünme dirençlerinin dikkate alınması gerekir. Çünkü, geçerli olan kayma dayanımı değerleri, sağlam kütleler için bulunan değerlerden çok küçüktür.

Peynircioğlu (1971), çatlaklı ve ayrışmış kayada ortalama kayma dayanımının süreksizlik yüzeylerindeki sürtünme dirençleri ile ilgisini belirtmiştir.

Toğrol (1971), kayalarda taşıma gücü değerinin süreksizlikler ve süreksizliklerdeki dolgu malzemesinin özellikleriyle ilgili olduğunu ifade etmiştir.

Erguvanlı (1971), süreksizlik yüzeylerinin pürüzlülüğünün ve dolgu malzemesinin sürtünme direncinin çatlaklı kayalarda stabiliteye doğrudan etkidiğini belirtmiştir.

Yıldırım ve Savaşkan (2002), 20 m.den daha derindeki ayrışmamış İstanbul grovaklarında serbest basınç dayanımının süreksizliklere paralel yönde 30-50 MPa, dik yönde ise 50-120 MPa arasında değiştiğini ifade etmişlerdir.

Grovaklarda süreksizlikler genellikle pürüzsüzdür. Şiddetli jeolojik hareketlerin etkisiyle süreksizliklerde meydana gelen kaymalar, yüzeylere cilalı bir görünüş

kazandırmıştır. Kütle içindeki hareketler genellikle bu yüzeyler boyunca meydana gelir. Bu yüzeylerdeki sürtünme dirençleri, sağlam kütledeki kayma dayanımına etkimate ve süreksizliklerin toplam kütle içindeki durumu, yakın lokasyonlarda dahi taşıma gücünün dramatik olarak değişmesine sebep olabilmektedir. Bu nedenle, taşıma gücü tayininde grovak ortamın tespit edilen en düşük kayma dayanımının dikkate alınması tavsiye edilmektedir.

Kayan yüzeyler arasında meydana gelen moleküler bağlar sonucunda sürtünme kuvvetleri doğar (Terzaghi, 1925). Moleküler bağlar, yüzeyleri meydana getiren minerallerin yapısıyla ilgilidir. Bu sebeple, mineral yüzeylerindeki sürtünme dirençleri çeşitli minerallerin bileşimi olan kayaların süreksizliklerindeki sürtünme dirençlerine doğrudan etkir. Kayalar üzerinde yapılan deneylerde Çizelge 5.5’de verilen sürtünme katsayıları tespit edilmiştir.

Grovaklarda yük altında oluşan kırılmalar, süreksizlikler boyunca oluşan hareketler neticesinde meydana geldiğinden grovakların süreksizlik düzlemlerinin sürtünme katsayısının çeşitli durumlara göre tanımlanması önem taşır. Özüer (1975)’in bu konuda yaptığı deneyler, aşağıda çizelge haline getirilip yorumlanmıştır (Çizelge 5.6).

Çizelge 5.5 : Bazı kayaların süreksizlik düzlemleri sürtünme dirençlerini gösteren sürtünme katsayıları.

Kaya	Sürtünme Katsayısı	Araştırmacılar
Kumtaşı	0,51-0,68	Jaeger (1959), Rae (1963), Hoskins-Wiebols (1968)
Granit	0,60-0,64	Byerlee (1967), Hoskins-Wiebols (1968)
Kuvarsit	0,48-0,67	Hoskins-Wiebols (1968)
Trakit	0,56-0,68	Hoskins-Wiebols (1968)
Dolomit	0,40	Handin ve Stearns (1964)
Porfir	0,86	Jaeger (1959)
Gnays	0,61-0,71	Jaeger (1959)
Gabro	0,18-0,66	Hoskins-Wiebols (1968)

Çizelgede görüldüğü üzere, grovaklarda süreksizlik düzleminde dolgu malzemesi bulunmaması halinde su etkisiyle sürtünme direncinde bir artış meydana gelmektedir. Bu durumda su, yağlayıcı değil, bilakis tutucu özellik göstermektedir. Genel anlamda kayaların çatlakları arasında su bulunması halinde kayma direnci

azalmasına rağmen grovaktaki bu durum, bileşimlerindeki kuvars mineraliyle izah edilebilir.

Grovaktarın süreksizlik düzlemlerinde iri daneli malzeme bulunmasının sürtünme direncine olumsuz etkisi bulunmamaktadır. İnce daneli malzeme bulunması ve ortamın kuru olması halinde ise, ince daneli malzeme düzleme ait sürtünme direncinde değişiklik meydana getirmemektedir. Ancak, ortam ıslak ise süreksizlik düzleminde bulunan ince daneli malzeme, sürtünme direncini dramatik olarak azaltmakta ve süreksizlik için geçerli olacak sürtünme direnci, dolgu malzemesinin kayma mukavemetine yaklaşık olarak eşit olmaktadır.

Çizelge 5.6 : İstanbul grovaktarın süreksizlik düzlemlerindeki dolgu malzemesi ve ortamın durumunun sürtünme katsayısına etkisi (Özüer, 1975).

Sürtünme Yüzeyinin Durumu	Ortam	Sürtünme Katsayısı
dolgu malzemesi yok	Kuru	0,46
dolgu malzemesi yok	Islak	0,555
iri daneli dolgu malzemesi var	Islak veya kuru	0,577
ince daneli dolgu malzemesi var	Kuru	0,467
ince daneli dolgu malzemesi var	Islak	0,0699

5.10 İstanbul Grovaktarının Fiziksel ve Mühendislik Özellikleri

Aşağıda verilen Çizelgelerde, çeşitli kayaların ve İstanbul grovaktarının fiziksel ve mühendislik özellikleri incelenmiş, çeşitli araştırmacılar tarafından rapor edilen tipik değerler verilmiştir. Bu değerlendirmede, İstanbul grovaktarının alt sınıfını teşkil eden kumtaşları işaretlenmiş, ardından da İstanbul grovaktarları üzerinde yapılan çeşitli çalışmaların sonuçları verilerek inceleme konusu grovaktarın genel kayaç sınıflandırmasındaki yeri tanımlanmaya çalışılmıştır. Tablolarda kaynak bölümünde yazar ismi verilmeyenler, bu çalışma kapsamında İstanbul Metro İnşaatı çalışmaları dahilinde 126 sondaja dayalı olarak oluşan arazi ve laboratuvar verilerinin değerlendirilmesi ile oluşturulmuştur.

5.10.1 Yoğunluk

Aşağıda Çizelge 5.7’de Zhang (2004)’ın derlediği, belli başı kayaların yoğunlukları verilmektedir. Çizelge 5.9’da ise İstanbul grovaktarları üzerinde, değişik yerlerde yapılan deneylerden elde edilen tabii birim hacim ağırlığı, kuru birim hacim ağırlığı ve dane birim hacim ağırlığı değerleri verilmiştir.

5.10.2 Poisson oranı

Çizelge 5.8’de, Zhang (2004)’ın derlediği, belli başlı kayaların tipik Poisson oranı değerleri verilmiştir.

Çizelge 5.8 : Kayaların tipik Poisson oranı değerleri (Zhang, 2004).

Kayaç tipi	Poisson oranı		
	Maksimum	Minimum	Ortalama
Granit	0,39	0,09	0,2
Gabro	0,2	0,16	0,18
Diyabaz	0,38	0,2	0,29
Bazalt	0,32	0,16	0,23
Kuarsit	0,22	0,08	0,14
Marn	0,4	0,17	0,28
Gnays	0,4	0,09	0,22
Şist	0,31	0,02	0,12
Kumtaşı	0,46	0,08	0,2
Silttaşı	0,23	0,09	0,18
Killi şist	0,18	0,03	0,09

Çizelge 5.10’da, İstanbul grovaklarının Poisson oranı verilmektedir. Elde edilen verilerin ortalaması alınırsa bu çalışma kapsamında incelenen İstanbul grovaklarının ortalama Poisson oranı olarak 0,28 değeri elde edilir.

Çizelge 5.7 : İstanbul grovaklarının Poisson oranı.

Yer	Poisson Oranı	Derinlik (m)	Kaynak
Harbiye	0,255	11	Toğrol, 1975
	0,360	17,30	
İstanbul geneli	0,300	-	Özüer, 1975
Taksim Sheraton	0,273	-	Güz, 1968
İstanbul geneli	0,20-0,22	-	Yıldırım ve Savaşkan, 2002
Hasköy-Fındıklı	0,23-0,30	5-25	İTÜ MJKM, 1985
Levent-Hisarüstü	0,284	3-40	Metro inşaatı, 2013

5.10.3 RQD değeri

Deere v.d. (1967) tarafından “10 cm'den uzun karot parçalarının uzunlukları toplamının, tüm karot parçalarının uzunlukları toplamına oranının yüzde olarak ifadesi” RQD (Rock Quality Designation) olarak tanımlanmıştır. Bu değer, kaya kütlesi içindeki çatlak numaralarının dolaylı bir ölçümüdür. Bu metot sondajlardan karot alma esnasında kaya kütlesinin kalitesini belirlemek için çabuk ve nesnel bir yaklaşımdır (CFEM, 2006). RQD değerine göre kayaç sınıflandırılması Çizelge 5.11’ de gösterilmiştir.

Çizelge 5.8 : Kayaların tipik yoğunluk değerleri (Zhang, 2004).

Kayaç tipi	Yoğunluk aralığı (t/m ³)	Ortalama yoğunluk (t/m ³)
Magmatik kayalar		
Granit	2,516-2,809	2,667
Granodiyorit	2,668-2,785	2,716
Siyenit	2,630-2,899	2,757
Kuvars Diyorit	2,680-2,960	2,806
Diyorit	2,721-2,960	2,839
Norit	2,720-3,020	2,984
Gabro	2,850-3,120	2,976
Diyabaz	2,804-3,126	2,965
Peridolit	3,152-3,276	3,234
Dünit	3,204-3,314	3,277
Piroksenit	3,100-3,318	3,231
Anortozit	2,640-2,920	2,734
Tortul kayalar		
Kumtaşı	2,170-2,700	-
Kireçtaşı	2,370-2,750	-
Dolomit	2,750-2,800	-
Tebeşir-Kireçtaşı	2,23	-
Marn	2,75	-
Şist	2,060-2,660	-
Kum	1,920-1,930	-
Metamorfik kayalar		
Gnays	2,590-3,060	2,703
Şist	2,700-3,030	2,790
Sleyt	2,720-2,840	2,810
Amfibolit	2,790-3,140	2,990
Granolit	2,630-3,100	2,830
Ekojit	3,338-3,452	3,392

Çizelge 5.9 : RQD değerine göre kaya sınıflandırması (CFEM, 2006).

Kaya Sınıfı	RQD (%)
Çok Zayıf	< 25
Zayıf	25-50
Orta	50-75
İyi	75-90
Mükemmel	90-100

Çizelge 5.12’de İstanbul’un değişik yerlerinde yapılan sondajlarda farklı derinliklerde grovıklar için belirlenen RQD değerleri verilmiştir. Buna göre, İstanbul grovıklarının kritik yapılar sözkonusu olduğunda, yapısındaki süreksizlikler ve çatlaklar açısından “zayıf kaya” sınıfında değerlendirilmesi emniyetli tarafta kalacak bir çözüm için gereklidir.

Çizelge 5.9 : İstanbul grovacklarının birim hacim ağırlık değerleri.

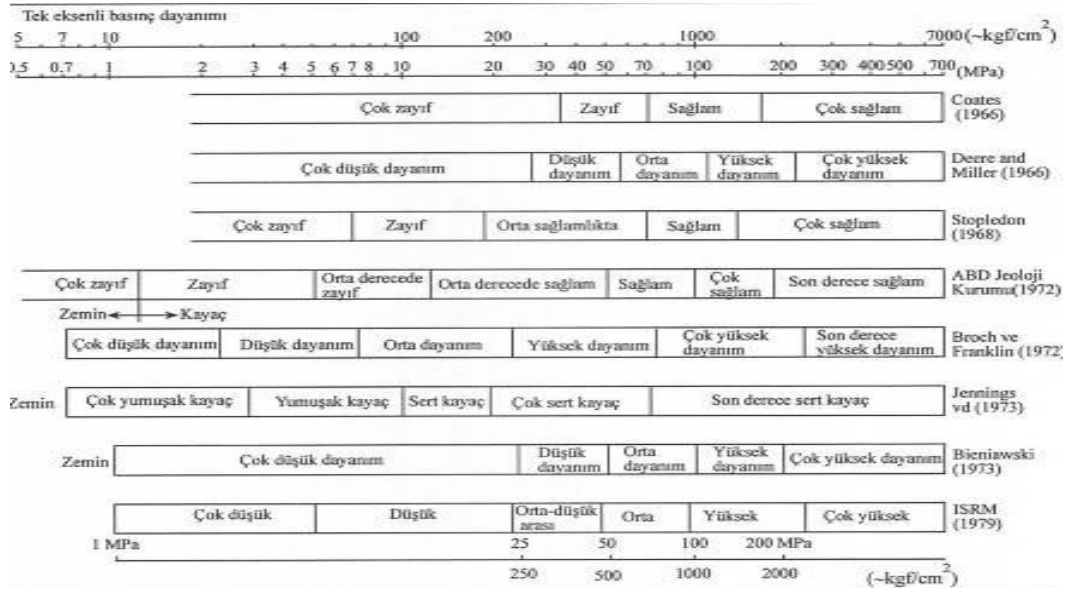
Yer	Tabii birim hacim ağırlık (gr/cm ³)	Kuru birim hacim ağırlık (gr/cm ³)	Dane birim hacim ağırlığı (gr/cm ³)	Derinlik (m)	Kaynak
Harbiye Orduevi	2,42-2,65	-	-	-	Kumbasar, 1968
Harbiye Orduevi	-	-	2,60-2,70	-	Güz, 1968
İTÜ Taşkışla	2,38-2,54	2,32-2,40	2,78-2,82	0-2	Özüer, 1975
Taksim Sheraton	2,39-2,49	-	-	8-10	Güz, 1968
Taksim Sheraton	2,46-2,56	2,41-2,45	2,80-2,82	8-10	Özüer, 1975
Zeyrek Altgeçidi	2,36-2,46	2,23-2,26	2,74	4-6	Özüer, 1975
Zincirlikuyu	2,42-2,54	2,26-2,40	2,78-2,80	6-10	Özüer, 1975
İstanbul geneli	2,50	-	2,76-2,78	0-20	Yıldırım ve Savaşkan, 2002
İstanbul geneli	2,65-2,72	-		> 20	Yıldırım ve Savaşkan, 2002
İstanbul geneli	-	2,23-2,61	-	-	Arioğlu, 2007
Hasköy-Fındıklı	2,60-2,72	-	-	5-25	İTÜ MJKM, 1985
Eminönü-Üsküdar arası Boğaz tabanı	2,65-2,79	-	-	> 10	Yıldırım vd., 1992
Süleymaniye	2,36-2,68	-	-	> 8,5	Metro inşaatı, 2005
Yenikapı	2,67-2,69	-	-	15-25	Metro inşaatı, 2005
Seyrantepe	2,41-2,66	-	-	7,5-27	Metro inşaatı, 2005
Darüşşafaka	2,5-2,7	-	-	5-35	Metro inşaatı, 2007
Darüşşafaka-Haciosman	-	-	2,40	5-10	Metro inşaatı, 2007
	-	-	2,55	10-35	
	-	-	2,65	> 35	
Haliç Metro Köprüsü	-	-	2,57-2,75	> 50	Metro inşaatı, 2009
Levent-Hisarüstü	2,36	-	-	3-40	Metro inşaatı, 2013

Çizelge 5.10 : İstanbul grovacklarının RQD değerleri.

Yer	RQD değeri (%)	Derinlik (m)	Kaynak
Yenikapı	0-20	> 12,1	Metro inşaatı, 2000
Süleymaniye	0-23	> 8,5	Metro inşaatı, 2000
Taksim-4.Levent	0-40	20-30	Vardar ve Eriş, 1994
Darüşşafaka-Haciosman	5	5-10	Metro inşaatı, 2007
	17	10-35	
	25	> 35	
Haliç Metro Köprüsü	0-25	18,7-110	Metro inşaatı, 2006,2008, 2009
Levent-Hisarüstü	0-38	3-40	Metro inşaatı, 2013

5.10.4 Serbest basınç dayanımı değeri

Şekil 5.11’de, çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen, kayaçların tek eksenli basınç dayanımı esas alınarak yapılan sınıflandırılma verilmiştir.



Şekil 5.11 : Kayaçların tek eksenli basınç dayanımı bazında sınıflandırılması (Arioğlu, 2007).

Çizelge 5.13’de, Zhang (2004)’ın derlediği, belli başlı kayaların serbest basınç dayanımı ve buna bağlı olarak genel kaya sınıflaması verilmiştir.

Çizelge 5.11 : Kayaların tipik serbest basınç dayanımı değerleri (Zhang, 2004).

Kayaç Kategorisi	Genel Tanımlama	Kaya	Serbest Basınç Dayanımı (MPa)
A	İyi gelişen kristalli klivaj (dilinim) ile birlikte Karbonatlı Kayalar	Dolomit	33-310
		Kireçtaşı	24-290
		Karbonit	38-69
		Marn	38-241
		Skarn	131-338
B	Esnek Killi Kayaç	Arjilit-Kiltaşı	29-145
		Kiltaşı	1-8
		Marn Taşı	52-193
		Fillit	24-241
		Silt Taşı	10-117
		Killi Şist	7-35
C	Güçlü kristalli ve zayıf klivajlı (dilinimli) Arenalı Kayalar	Sleyt	145-207
		Konglomera	33-221
		Kumtaşı	67-172
D	İyi Derecelenmiş Volkanik Kristalli Kaya	Kuvarsit	62-379
		Andezit	97-179
		Diyabaz	21-572
E	Kaba derecelenmiş volkanik ve metamorfik kristalli kaya	Amfibolit	117-276
		Gabro	124-310
		Gnays	24-310
		Granit	14-338
		Kuvars Diyorit	10-97
		Kuvars	131-159
		Monozonit	10-145
		Şist	179-427

Çizelge 5.14’de ise, İstanbul değişik yerlerinden alınan grovak numuneleri üzerinde gerçekleştirilen deneyler sonucu elde edilen serbest basınç dayanım değerleri verilmiştir. Verilerin dağılım aralığından görülmektedir ki, İstanbul grovakları, “zayıf veya orta sağlamlıkta kaya” sınıfında değerlendirilebilir.

5.10.5 Elastisite Modülü

Aşağıda Çizelge 5.15’de, Zhang (2004)’ın derlediği, belli başlı kayaların tipik elastisite modülleri verilmiştir.

Çizelge 5.16’da ise, İstanbul grovaklarının farklı noktalarından gelen Elastisite Modülü değerleri verilmiştir. 0,7 GPa’dan 10,4 GPa’ya geniş bir aralıkta dağılım gösteren çizelgenin ortalama değeri yaklaşık 4 GPa (3,79 GPa) olmaktadır. Bu değer, yukarıdaki Çizelge 5.15’deki kayaçlarla karşılaştırıldığında “zayıf kaya” durumunu göstermektedir. Grovaklar, jeolojik-litolojik açıdan kumtaşının alt sınıfı olarak nitelendirilmesine rağmen, Elastisite Modülü değeri onun çok altında bir değerdir. Bu ise ayrışma, süreksizlik, kırık-kıvrım sıklığının göstergesi durumundadır.

Çizelge 5.12 : İstanbul grovaklarının serbest basınç dayanım değerleri.

Yer	Serbest Basınç Dayanım değeri (MPa)	Derinlik (m)	Kaynak
Harbiye Orduevi	16 – 69	muhtelif	Toğrol ve Akman, 1968
İTÜ Taşkışla	3,6-11,3	1-2,5	Özüer, 1975
Taksim Sheraton	23-27,4	ilk 5 m	Güz, 1968
	91,5	28	
Harbiye Orduevi	50-154	-	Toğrol ve Akman, 1968
Haliç Karayolu Köprüsü	31,2-34	-	Maden, 1975
Eminönü-Üsküdar arası Boğaz tabanı	17-97	> 10	Yıldırım vd., 1992
Haliç kıyı kesimi	31,2-34	-	Maden, 1975
Süleymaniye	5,6-63,2	> 8,5	Metro inşaatı, 2000
Yenikapı	11,1	12,1-27	Metro inşaatı, 2000
	39,9	> 27	
Seyrantepe Metro ist.	9,9-19,7	7,5-27	Metro inşaatı, 2005
Darüşşafaka-Hacıosman	10	5-10	Metro inşaatı, 2007
	22	10-35	
	31	> 35	
Haliç Metro Köprüsü	35-50	27-89	Metro inşaatı, 2009
Levent-Hisarüstü	3,0-37,67	15-28	Metro inşaatı, 2013
	5,30-141,8	28-40	

Çizelge 5.13 : Kayaların tipik elastisite modülü değerleri (Zhang, 2004).

Kayaç tipi	Elastik Modül Değerleri (Gpa)		
	Maksimum	Minimum	Ortalama
Granit	100	6,41	52,7
Diyorit	112	17,1	51,4
Gabro	84,1	67,6	75,8
Diyabaz	104	69	88,3
Bazalt	84,1	29	56,1
Kuvarsit	88,3	36,5	66,1
Marn	73,8	4	42,6
Mnays	82,1	28,5	61,1
Sleyt	26,1	2,41	9,58
Şist	69	5,93	34,3
Fillit	17,3	8,62	11,8
Kumtaşı	39,2	0,62	14,7
Silttaşı	32,8	2,62	16,5
Killi şist	38,6	0,007	9,79
Kiltaşı	89,6	4,48	39,3
Dolomit	78,6	5,72	29,1

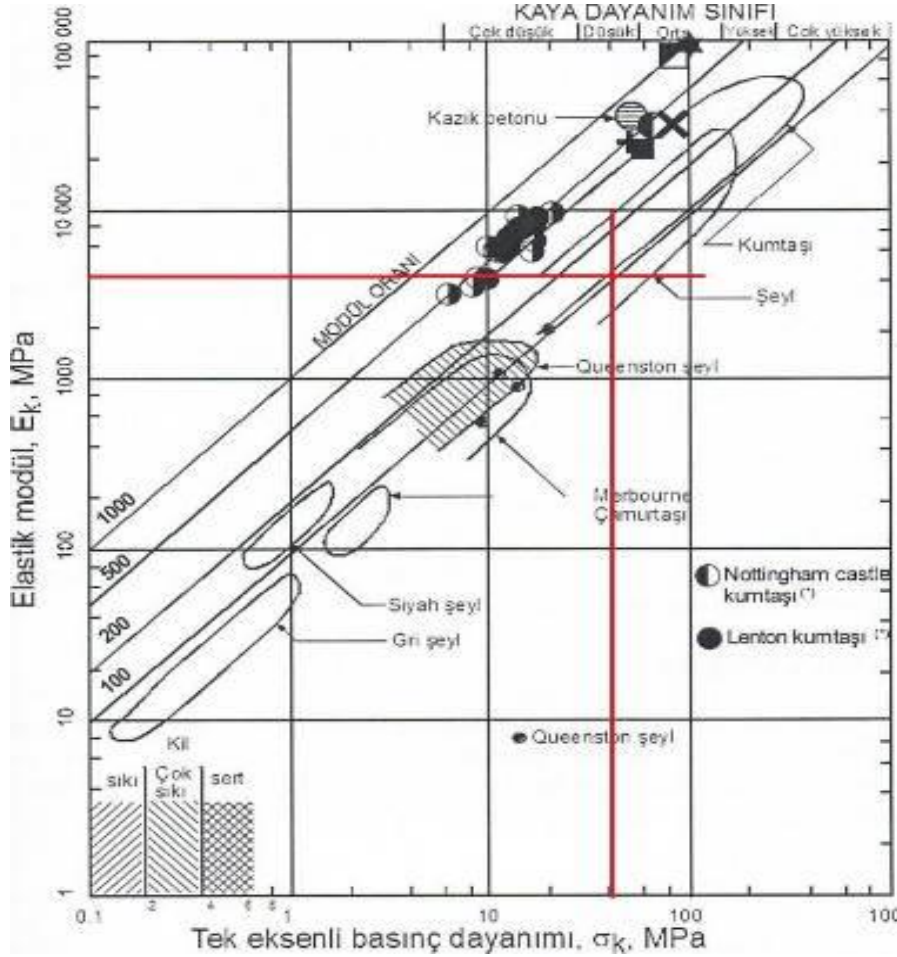
Diğer yandan, Çizelge 5.16'daki değerlerin derinlik ve lokasyona göre büyük değişim göstermesi de; standart değerleri esas almayıp proje özelinde arazi araştırması yapmanın gereğini göstermektedir.

Çizelge 5.14 : İstanbul grovaklarının Elastisite Modülü değerleri.

Yer	Elastisite Modülü (GPa)	Derinlik (m)	Kaynak
İTÜ Taşkılla	0,7-4	1-10	Özüer, 1975
Hasköy-Fındıklı	1,4-2,3	5-25	İTÜ MJKM, 1985
Eminönü-Üsküdar arası Boğaz tabanı	0,8-2,9	> 10	Yıldırım vd., 1992
Taksim araştırma galerisi	8,62-9	20	Vardar ve Eriş, 1994
4.Levent-Sanayi arası	0,87	2-14	Metro inşaatı, 2005
	3,07	14-26	
	5,46	> 26	
Seyrantepe Metro ist.	1,7-3,7	7,5-27	Metro inşaatı, 2005
Haliç Metro Köprüsü	3,2-10,4	30-104	Metro inşaatı, 2006, 2008, 2009
Levent-Hisarüstü	2,44	3-40	Metro inşaatı, 2013

Deere ve Miller (1966) tarafından verilen E_k elastik modül ile tek eksenli basınç dayanımı σ_k arasındaki ilişki Şekil 5.12'de verilmiştir. Çizelge 5.14'de verilen serbest basınç değerleri geniş bir bantta yayılım gösterdiğinden, tek bir ortalama değere indirgenmemiş ve yukarıda serbest basınç dayanım değerlerinin ortalaması verilmemiştir. Ancak, Deere ve Miller (1966) abağı ile kaya sınıflandırması için burada ortalama değer kullanılırsa, serbest basınç dayanımı değerlerinin ortalaması

olarak 37,84 MPa değeri bulunur. Bu değerle, yukarıda bulunan ortalama Elastisite modülü değeri (3,79 GPa) Şekil 5.12'ye işlendiğinde (kırmızı renkli çizgiler) İstanbul grovaklarının Deere ve Miller abağı açısından düşük dayanım sınıfına sahip kayalar olduğu sonucuna varılmaktadır.



Şekil 5.12 : Kayaçlarda Elastisite Modülü ile Tek Eksenli Basınç Dayanımı ilişkisi ve buna bağlı sınıflandırma abağı (Deere ve Miller, 1966).

Ramamurthy ve Arora tarafından sağlam-çatlaksız ve çatlaklı kayaların elastik modülü/basınç dayanımı oranı bazında önerilen sınıflandırma sistemi Çizelge 5.17' de görülmektedir.

Yukarıda tespit edilen Elastisite Modülü ve tek eksenli basınç dayanımı değerleri oranı ($3.790/37,8=100$); İstanbul grovaklarının Ramamurthy ve Arora tarafından önerilen sınıflandırma yöntemine göre düşük-orta sınırında bir kaya olduğunu göstermektedir.

Çizelge 5.15 : ($E_k-\sigma_k$) Modül oranına göre sağlam ve çatlaklı kayaların sınıflandırılması (Ramamurthy ve Arora).

Sınıf	Tanımlama	Modül Oranı
A	Çok yüksek	>500
B	Yüksek	200 – 500
C	Orta	100 – 200
D	Düşük	50 – 100
E	Çok Düşük	<50
E_k = Elastik Modül, MPa, σ_k = Tek eksenli basınç dayanımı. MPa		

5.10.6 Nokta yük indisi

İstanbul grovakları üzerinde gerçekleştirilen muhtelif nokta yük indisi deneylerinden elde edilen sonuçlar Çizelge 5.18’de verilmiştir. Derinlik ve lokasyona göre farklılığın görüldüğü çizelgede ortalama değer 2,24 MPa’dır.

Çizelge 5.16 : İstanbul grovaklarının nokta yük indisi sonuçları.

Yer	Nokta Yük İndisi Is (MPa)	Derinlik (m)	Kaynak
Yenikapı	0,7	12,1-27	Metro inşaatı, 2000
	3,33	> 27	
Süleymaniye	0,72	> 8,5	Metro inşaatı, 2000
Seyrantepe	0,14-2,95	7,5-18	Metro inşaatı, 2005
Darüşşafaka-Haciosman	3,74	10-35	Metro inşaatı, 2007
	6,4	> 35	
Haliç Metro Köprüsü	1,8	18,7-110	Metro inşaatı, 2006,2008, 2009
Levent-Hisarüstü	0,29-1,74	3-15	Metro inşaatı, 2013
	0,40-3,0	15-28	
	0,58-5,58	28-40	

Çizelge 5.19’da ise, Marinos ve Hoek (2001) tarafından kayaların tek eksenli basınç dayanımı ve nokta yük indisine göre sınıflandırılması verilmiştir.

Çizelge 5.14’den bulunan serbest basınç dayanım değeri (37,84 MPa) ile yukarıda esas alınan ortalama nokta yük indisi değeri (2,24 MPa), Marinos ve Hoek (2001) tarafından önerilen skalaya göre değerlendirilirse; İstanbul grovaklarının orta sağlam sınıfında olduğu ifade edilebilir.

5.10.7 Tek eksenli basınç dayanımı ile nokta yük indisi arasındaki ilişki

Kayanın nokta yük indisi değeri biliniyor ise, tek eksenli basınç dayanımı değeri ampirik bağıntılarla ifade edilebilmektedir. Bu iki parametre arasında doğrusal bir ilişki olduğu, literatürde yapılan çalışmalardan bilinmektedir (Çizelge 5.20). Şekil

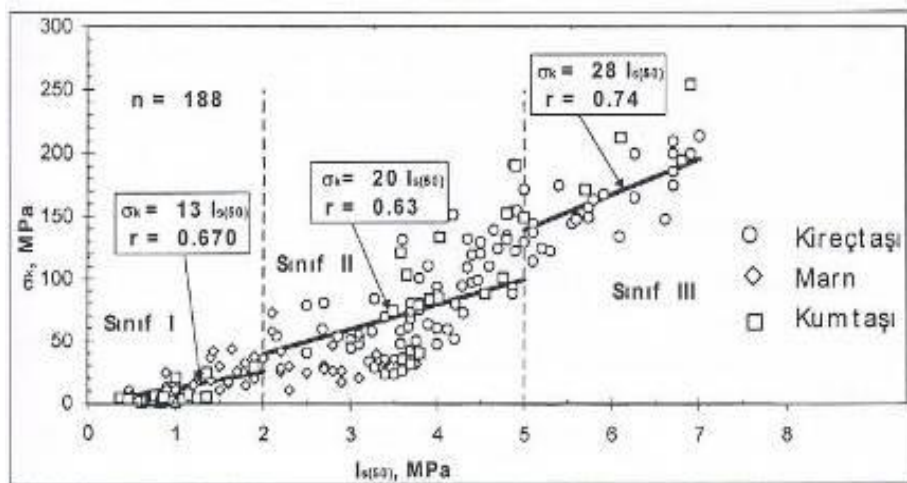
5.13’de tortul kökenli kaya numuneleri için çıkarılmış regresyon ifadelerinin değişimleri görülmektedir. (Tsiambaos ve Sabatakakis, 2004).

Çizelge 5.17 : Kayaçların tek eksenli basınç dayanımı ve nokta yük indisine göre sınıflandırılması (Marinos ve Hoek, 2001).

Derece*	Kaya Tanımı	Tek Eksenli Basınç Mukavemeti (Mpa)	Nokta Yükleme İndeksi (Mpa)	Dayanımın Arazide Belirlenmesi	Örnekler
R6	aşırı sağlam	>250	>10	jeoloji çekici kullanılarak yontulabilir	bazalt, çört, diyabaz, gnays, granit, kuvarsit
R5	çok sağlam	100-250	4-10	jeoloji çekici kullanılarak çatlatılabilir	amfibolit, kumtaşı, bazalt, gabro, gnays, riyolit, tuf
R4	Sağlam	50-100	2-4	jeoloji çekici kullanılarak çatlatılabilir	kireçtaşı, marn, kumtaşı, şist
R3	Orta	25-50	1-2	jeolojik çekiçle çatlatılabilir, cep bıçağı ile kazınamaz	beton, fillit, şist, silttaşı
R2	Zayıf	5-25	**	cep bıçağı ile zor parçalanır, jeolojik çekiçle çatlaklar oluşturulabilir	kireçtaşı, kiltası, marn, silttaşı, kayatuzu, şist
R1	çok zayıf	1-5	**	cep bıçağı ve çekiçle parçalanabilir	fazlaca hava şartlarına maruz kalmış ve değişmiş kaya
R0	aşırı zayıf	0,25-1	**	başparmak tırnağı ile çökertilebilir	Fay

* Derecelendirme, Brown (1981)’a göre yapılmıştır.

** Tek eksenli basınç dayanımı 25 MPa’nın altında olan kayaçlar, nokta yükleme deneylerinde belirsiz sonuçlar vermektedir.



Şekil 5.13 : Tek eksenli basınç dayanımı σ_k ile nokta yük indisi $I_s(50)$ arasındaki istatistiksel ilişkiler (n : veri sayısı, r : korelasyon katsayısı) (Tsiambaos ve Sabatakakis, 2004).

Nokta yük indisi değerine bağlı olarak bulunan kayanın tek eksenli basınç dayanımı değeri, o kaya için mutlak doğru dayanım olmayıp bir yaklaşım olarak fikir vermektedir. Literatüre geçen tek eksenli basınç dayanımı ile nokta yük indisi arasında oluşturulan bağıntılar Çizelge 5.20’de verilmiştir.

Yukarıda hesaplanan ortalama serbest basınç değeri (37,84 MPa), ortalama nokta yük indisine (2,24 MPa) bölününce ($37,84/2,24=16,9$) bulunan oran katsayısı, Çizelgede “tortul kökenli kaya numuneleri için Read ve arkadaşları (1980) tarafından verilen “16” katsayısı ile tam uyumludur.

Çizelge 5.18 : Tek eksenli basınç dayanımı ile nokta yük indisi arasında çıkartılan istatistiksel bağıntılar.

Sağlam kayalar	$\sigma_k=24 I_s$	Broch ve Franklin,1972
Tortul kökenli kaya numuneleri	$\sigma_k=16 I_{s(50)}$	Read ve Arkadaşları,1980
Kumtaşları	$\sigma_k=19 I_{s(50)}+12,7, r=0,9$	Ulusay ve Arkadaşları,1994
Granit ve tüf	$\sigma_k=12,5 I_{s(50)}, r\approx 0,73$	Chau ve Wong,1996
Granitik kayalar	$\sigma_k=12,25 I_{s(50)}, r\approx 0,98$	Tuğrul ve Zarif,1999
Kireçtaşı	$\sigma_k=(14,5\sim 27) I_{s(50)}$	Romana,1999
Tebeşir taşı-boşluklu kireç taşı	$\sigma_k=(5\sim 10) I_{s(50)}$	Romana,1999
Sağlam kayalar	$\sigma_k=24,4 I_{s(50)}$	Quane ve Russel,2003
Zayıf kayalar	$\sigma_k=3,86 I_s^2 + 5,65 I_{s(50)}$	Quane ve Russel,2003

Sonuç olarak; Bu çalışma kapsamındaki veriler kullanılarak tortul kökenli bir kaya olan İstanbul grovaklarının nokta yük indisi değeri biliniyor ise tek eksenli basınç değerini tahmin etmek için;

$$\sigma_k=16,9. I_{s(50)} \quad (5.2)$$

bağıntısı önerilmektedir.

Bu sonuç, bu çalışma kapsamında esas alınan deney verilerinin tortul kökenli kaya verileri ile uyumlu olduğunu; Read ve arkadaşları (1980) tarafından önerilen bağıntıyla paralelliğin sözkonusu olduğunu göstermektedir. Bununla birlikte, grovaklar için sadece bağıntılar kullanılarak proje yapmanın yanlışlığı da ortadadır. Çünkü, Çizelgelerin verdiği ortalama dayanım değeri ile maksimum ve minimum değerler arasındaki salınımın genişliği, ampirik bağıntı ile nokta yük indisinden elde edilecek dayanım değerinin hesaplarda esas alınması durumunda oluşacak riskin büyüklüğünü de göstermektedir. Herhangi bir projede, temel sisteminin inşa edileceği lokasyon ve derinlikteki gerçek durumun, bu istatistiğin en düşük değerine

yakın olması halinde önemli stabilite sorunları ile karşılaşılması kaçınılmaz olacaktır. Zira, güncel bir örnek olarak İstanbul Metrosu Haliç Metro Geçiş Köprüsünün grovaplara oturan, kuzeyden güneye doğru sıralanmış 4 ayağında, çakım kayıtlarından geriye dönük olarak hesaplanmış olan kayaların ortalama serbest basınç dayanımları (q_u) şöyle verilmiştir (Toğrol vd., 2011):

- P3-4 ayağı $q_u = 22$ MPa,
- P3-3 ayağı $q_u = 104$ MPa,
- P3-1 ayağı $q_u = 10$ MPa,
- P2-2 ayağı $q_u = 5$ MPa.

Bu dayanım değerlerinin ortalama değeri 35,25 MPa olarak ortaya konduğunda yukarıda istatistiksel olarak tespit edilebilen 37,84 MPa değerine oldukça uyumlu bir ortalama değer bulunur. Diğer yandan, birbirine yakın ayaklardan birinde 104 MPa dayanım tespit edilmişken buna çok yakın lokasyonlardaki diğer üçünde dramatik farkla 5, 10, 22 MPa gibi dayanımların okunması, İstanbul grovaplara oturan temel sistemlerinde teorik-ampirik yaklaşımla hareket etmenin yanlışlığına bariz bir örnek teşkil etmektedir.

5.10.8 Permeabilite (geçirimsizlik) değeri

Vardar ve Eriş (1994), Taksim-4.Levent arasında 30 metre derinliğe kadar olan grovaplarda üzerinde yaptıkları çalışmalarda permeabilite değerinin 10^{-6} - 10^{-7} cm/sn arasında olduğunu tespit etmiştir. İTÜ MJKM (1985) ise Hasköy-Fındıklı arasında bu değeri 10^{-8} olarak tespit etmiştir.

Dolayısıyla, İstanbul grovaplarda permeabilite değeri 10^{-6} - 10^{-8} cm/sn arasında olan ve pratikte geçirimsiz kabul edilebilecek bir kaya ortamıdır. Bununla birlikte çatlak, kırık, kıvrım, fay yapıları gibi süreksizlik düzlemleri boyunca kaya ortamının su geçirimsizliği çok daha yüksektir.

5.10.9 İçsel sürtünme açısı

Aşağıda Çizelge 5.21’de, Mayne vd.nin (2004) derlediği, kayaların tipik içsel sürtünme açıları (ϕ') verilmiştir.

Çizelge 5.22’de ise, bu çalışma kapsamında elde edilen içsel sürtünme açıları verilmiştir.

Çizelge 5.19 : Kayaların tipik içsel sürtünme açısı (ϕ') (Mayne vd., 2001).

Malzeme	İçsel sürtünme açısı ϕ' ($c'=0$)
kristal kireçtaşı	42-49
poroz kireçtaşı	32-48
tebeşir, kireçtaşı	30-41
Kumtaşı	24-35
Kuvarsit	23-44
killi şist	22-37
bentonitik şist	9-27
Granit	31-33
Dolerit	33-43
Şist	32-40
Marn	31-37
Gabro	33
Gnays	31-35

Çizelge 5.20 : İstanbul grovaklarının içsel sürtünme açısı değerleri.

Yer	İçsel Sürtünme Açısı ($^{\circ}$)	Derinlik (m)	Kaynak
Hasköy-Fındıklı	32-39	5-25	İTÜ MJKM, 1985
4.Levent-Sanayi	38	2-14	Metro inşaatı, 2005
	45	>14	
Darüşşafaka-Hacıosman	36	5-10	Metro inşaatı, 2007
	44	10-35	
	46	> 35	

5.10.10 Pressiyometre Modülü

Çizelge 5.23’de, İstanbul grovaklarının pressiyometre deneyinden elde edilen Pressiyometre Modülleri verilmiştir. Değerlerin, lokasyon ve derinliğe göre büyük farklılıklar göstermesi, bu kaya ortamının içerdiği anomalilerin ne denli yaygın bir karakter oluşturduğunu göstermekte, diğer bir ifade ile grovaklardaki “süreksizliklerin sürekliliği”ni ortaya koymaktadır. Farklı bölgelerde aynı kaya üzerinde aynı derinlikte uygulanan deneylerde sonuçların yakın çıkmaması da bu değişken karakterin bir göstergesidir.

5.10.11 Su emme ve su muhtevası değeri

Çizelge 5.24 ve Çizelge 5.25’de, İstanbul grovaklarının laboratuvar numunelerinin işleme tabi tutularak zemin numunesi haline getirilmesi ile tatbik edilen su emme ve su muhtevası deneylerinin sonuçları verilmiştir.

Çizelge 5.21 : İstanbul grovaklarında belirlenen pressiyometre modülleri.

Yer	Pressiyometre Modülü (MPa)	Derinlik (m)	Limit Basınç (Mpa)	Kaynak
İTÜ Taşkışla	200-1.200	1-10	-	Özüer, 1975
Taksim araştırma galerisi	17,4-1.276	18,5-28,5	1,42-30	Vardar ve Eriş, 1994
Şişhane Metro	3,2-73,2	22-27	0,8-1,56	Eyigün, 2001
Yeni Galata Köprüsü	12,9-102,2	35-98,4	1,22-2,25	Toğrol vd., 2011
Eminönü-Unkapanı arası	20-50 70	0,2-12 >12	-	Toğrol, 1975
Darüşşafaka-Haciosman	670 1.770 3.165	5-10 10-35 >35	-	Metro inşaatı, 2007
Seyrantepe Metro	27-216	7,5-27	1,7-7,4	Metro inşaatı, 2005
Haliç Metro Köprüsü Azapkapı	252-1127	8-57	3-4,8	Metro inşaatı, 2009

Çizelge 5.22 : İstanbul grovaklarından alınan numuneler üzerine yapılan su emme deneylerinin verileri.

Yer	Su Emme Değeri (%)		Açıklama	Kaynak
	Ağırlıkça	Hacimce		
Harbiye Orduevi	-	4,7	ayırışmış	Kumbasar, 1968
	-	0,7	ayırışmamış	
Taksim Sheraton	-	4-6	-	Güz, 1968
Hasköy-Fındıklı	2,8	8	ayırışmış	İTÜ MJKM, 1985
	0,22	0,65	ayırışmamış	
Eminönü-Üsküdar arası Boğaz tabanı	0,28-1,67	0,66-3,21	derinlik > 10	Yıldırım vd., 1992

Çizelge 5.23 : İstanbul grovaklarından alınan numuneler üzerinde yapılan su muhtevası deneylerinin verileri.

Yer	Su Muhtevası (%)	Derinlik (m)	Kaynak
İTÜ Taşkışla	2,36-8,05	0-2	Özüer, 1975
Taksim Sheraton	1,83-5,51	8-10	
Zeyrek Altgeçidi	7,3-8,3	4-6	
Zincirlikuyu	5,92-7,23	6-10	

Su muhtevası yüzdesi değerinin 1,83 ile 8,05 arasında değiştiği görülmektedir. Bu değişim bandı geniş bir aralıktır.

5.10.12 Porozite

Çizelge 5.26’da, İstanbul grovaklarının porozite değerleri verilmiştir. Porozitenin 0,02 ile 2,85 arasında değiştiği görülmektedir. Bu değişim bandı geniş bir aralıktır.

Çizelge 5.24 : İstanbul grovaklarının porozite değerleri.

Yer	Porozite değeri (%)	Derinlik (m)	Kaynak
Harbiye Orduevi	0,02-0,10	-	Kumbasar, 1968
İTÜ Taşkışla	0,142-0,170	0-2	Özüer, 1975
Taksim Sheraton	0,10-0,15	8-10	Güz, 1968
Taksim Sheraton	0,136-0,140	8-10	Özüer, 1975
Zeyrek Altgeçidi	0,175-0,185	4-6	Özüer, 1975
Zincirlikuyu	0,142-0,195	6-10	Özüer, 1975
İstanbul geneli	0,02-0,05	> 20	Yıldırım ve Savaşkan, 2002
Hasköy-Fındıklı	0,02-0,07	5-25	İTÜ MJKM, 1985
Eminönü-Üsküdar arası Boğaz tabanı	0,48-2,85	> 10	Yıldırım vd., 1992
Seyrantepe	0,04-0,16	7,5-27	Metro inşaatı, 2005

6. İSTANBUL GROVAKLARINA SOKETLİ FORE KAZIKLARDA YÜKLEME DENEYİ UYGULAMASI VE SOKET SÜRTÜNMESİNİN TAYİNİ

6.1 Uygulama Alanının Jeolojik ve Geoteknik Özellikleri

Bu çalışmada incelenen kazık yükleme deneyleri, Metro Haliç Geçiş Köprüsüne ait kayaya soketli kazıklarda yapılmıştır. Bu yüzden aşağıda öncelikle uygulama alanının jeolojik ve geoteknik özellikleri genel hatlarıyla tanıtılmış, ardından kazık yükleme deneylerine geçilmiştir.

İstanbul'da, Tarihî Yarımada ile Beyoğlu yakası arasında yer alan Haliç, İstanbul Boğazı'na açılan yedi buçuk kilometre uzunluğunda doğal bir limandır. İstanbul Boğazı ile birleştiği kesitteki genişliği 700 m, en dar yerinde ise 180 m'dir. Haliç'in su derinliği, Boğaz ile birleştiği kesitte 40 m'yi bulmaktadır.

Haliç'i enine olarak kesen köprülerin yapımı, Haliçin jeolojisi ve geotekniği için değerli fırsatlar oluşturmuştur (Toğrol vd, 2011).

Yeni Galata Köprüsü ile Sarayburnu-Salacak arasında inşa edilen Marmaray için yapılan zemin araştırmaları sırasında alınan numuneleri inceleyen Meriç (1990), Holosen devrinde Haliç ve civarında karasal koşulların egemen olduğunu göstermiştir. Meriç'in bulguları, Haliç ve Boğaz karasal çökellerinin yaşının 7400 ± 1300 yıl önceye, denizel çökellerin yaşının ise 5700 ± 1800 yıl önceye götürülebileceğini göstermektedir. Haliç çökellerinin karasal ve denizel olarak ayrılabilmesi, geoteknik incelemeler yapan araştırmacıların da dikkatini çekmiştir (Peynircioğlu, 1962).

Haliç Metro Geçiş Köprüsü güzergâhı boyunca karşılaşılan zemin profilinde deniz dibi yaklaşık 34 m kadar derinlikte ve çok yumuşak kil tabakası ile örtülüdür. Yüzeyi hemen hemen yatay olan bu kil tabakasının kalınlığı 30 m ile 50 m arasında değişmektedir. Kil tabakasının altında kumtaşı (grovak), silttaşı, çamurtaşı aralanmasından oluşan kaya tabakasına girilmektedir. Kaya tabakasının derinliği

Azapkapı tarafında 55m, Unkapanı tarafında 80m'dir. Ayrıca, Metro geçiş köprüsünün Unkapanı tarafındaki ayaklarında kazıkların çakımı sırasında kaygan yüzeyler (slickenside) içeren çamurtaşı tabakalarına da rastlanmıştır. Unkapanı tarafında kaya tabakasının daha derinde bulunuşu, bu kesimdeki kayanın karadan denize doğru daha büyük eğimle dalmasına yol açmakta, bu kesimde derin bir fay bulunması olasılığını ortaya çıkarmaktadır. Bu kısımda, anakaya tabakasına daha derinde girilmesi ve anakaya üzerinde yer alan yaklaşık 12 metre kalınlıktaki dere alüvyonu Haliç oluşumu öncesindeki akarsuyun Unkapanı tarafında bulunduğuna işaret etmektedir. Metro köprüsü eksen boyunca su derinliği genelde 33 m. ile 36 m. arasında değişmektedir (Sağlam, 2009).

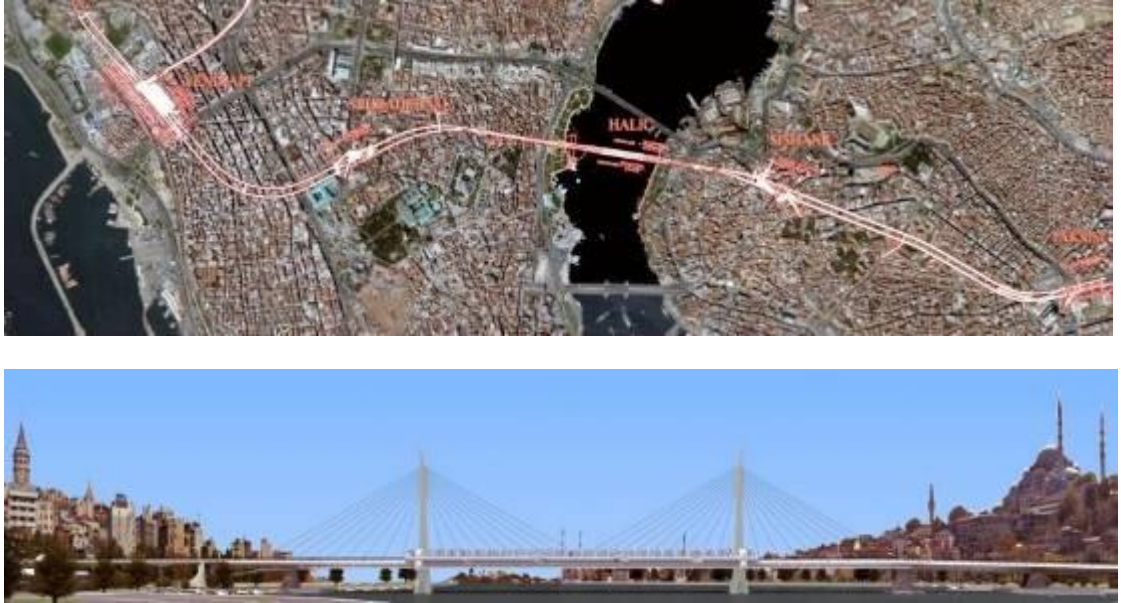
Haliç (karayolu) Köprüsü yerleşim yerinin incelenmesi amacı ile bir seri zemin inceleme sondajı yapılmıştır (Japan Bridge Consultants, 1970). Bu sondajlarda, köprü ekseninde arazi kesitinin 5 m kadar kalınlıkta çok yumuşak kil (organik çamur) tabakası ile örtülü olduğu, bunun altında oldukça kalın bir kil tabakası bulunduğu belirlenmiştir. Haliç Köprüsü'nün yapıldığı yerde Haliç oldukça sığdır ve kilin üst kısımlarının tabii su muhtevası likit limit değerine yakın hatta likit limitin üstündedir. Sondajlarda kaya tabakasının yuvarlak çakıllarla örtülü olduğu belirlenmiştir. Köprü eksen boyunca yapılan sondajlarda kaya üst kotunun en derinde -64,50 m'de olduğu tespit edilmiştir. Köprü'nün orta kısmında yapılan sondajlarda kayayı yeşil renkli kumlu, içinde yuvarlak çakıllar bulunan çökeller örtmektedir. Bu kesimin dışında anakaya kahverengi killi çökellerle örtülüdür. Kahverengi çökellerin içinde yuvarlak çakıla rastlanmamıştır. Japan Bridge Consultants (1970) raporunda kahverengi çökellerin anakayanın ayrışması sonucu oluştuğu, buna karşılık yuvarlak çakıl ve kum içeren yeşil çökellerin suyla taşınmış olabileceği sonucuna varılmıştır.

Yeni Galata Köprüsü sondajlarında, köprü eksen boyunca kıyıya yakın kısımlarda arazi profilinin kalın yapay dolgu tabakaları ile örtülü olduğu belirlenmiştir (Toğrol vd.,1989, Toğrol, 1998). Bu dolgular her türlü şehir artığı, moloz ve çöp içermektedir. Bu dolgu tabakasının kalınlığı 43 metreyi bulmaktadır. Kıyıda uzaklaştıkça dolgu tabakasının kalınlığı azalmakta, Haliç'in ortasında, enine doğrultuda en az 100 metrelik bir kesimde, şehir dolgusu bulunmamaktadır.

Yeni Galata Köprüsü sondajlarında yapay dolgu tabakası altında koyu gri renkli siltli kil tabakası, bu tabakanın altında, çoğu kere koyu gri organik kil tabakası bulunmaktadır. Deniz içinde yapılan sondajların bazılarında siltli kil tabakası üstünde kavkılı organik kil tabakasına rastlanmıştır. Ana kaya üst kotunun ise en derinde -64 metrede olduğu tespit edilmiştir. Yeni Galata Köprüsü'nün tabanında -76 m ile -88 m kotları arasında, yaklaşık 12 m kalınlıkta bloklu, sağlam kireçtaşı, diyabaz ve kumtaşı kökenli çakıl tabakası bulunmaktadır. Yeni Galata Köprüsü sondajlarında kaya tabakası, “grovak alterasyon zonu” (çakıllı kumlu kil) ve daha derinde ince daneli, iyi çimentolanmış, ince çatlaklı, sağlam “grovak” olarak tanımlanmıştır.

Haliç Metro Geçiş Köprüsü Kapsamında Yapılan Zemin Araştırmaları:

Haliç Metro Geçiş Köprüsü projesi, 5.2 kilometrelik metro hattının bir parçasıdır. Bu köprü vasıtasıyla Yenikapı-Taksim-Levent-Hacıosman hattı bağlantısı sağlanmış olacaktır (Şekil 6.1).

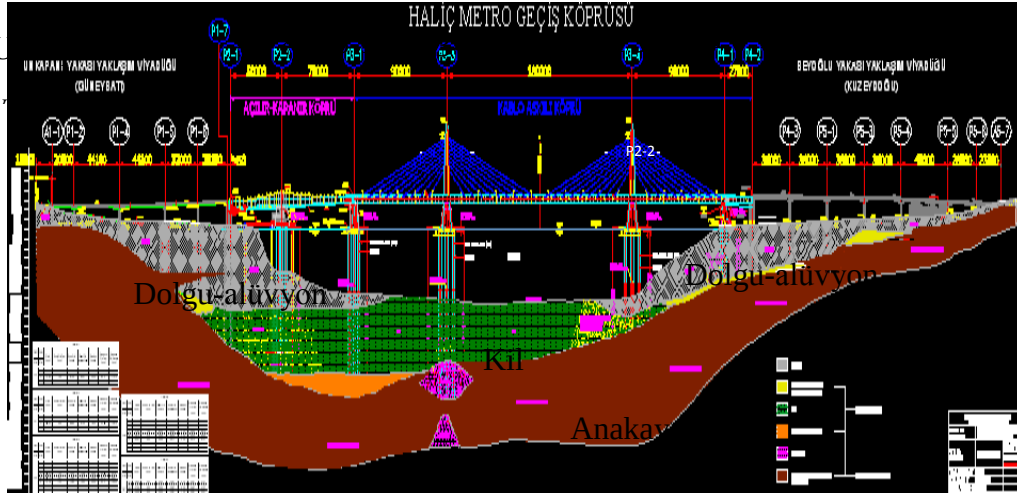


Şekil 6.1 : Haliç Metro Geçiş Köprüsü plan ve perspektif görünüşü.

Haliç Geçiş, toplam uzunluğu 947 metre olan bir projedir. Bu projenin 480 metrelik deniz kısmında kablo askılı köprü (360 m.) ve çelik açılır-kapanır (döner) köprü (120 m.) bulunurken kara kısmında Unkapanı ve Beyoğlu yakalarında olmak üzere iki yaklaşım viyadüğü (270 m ve 170 m) ana mühendislik yapılarını oluşturmaktadır.

Eğik askılı köprüünün iki taşıyıcı pilonu vardır. P3-3 ve P3-4 numaralı bu pilonlar, askı kabloları ile her iki tarafında 90 metre uzunluktaki tabliyeyi taşımaktadır.

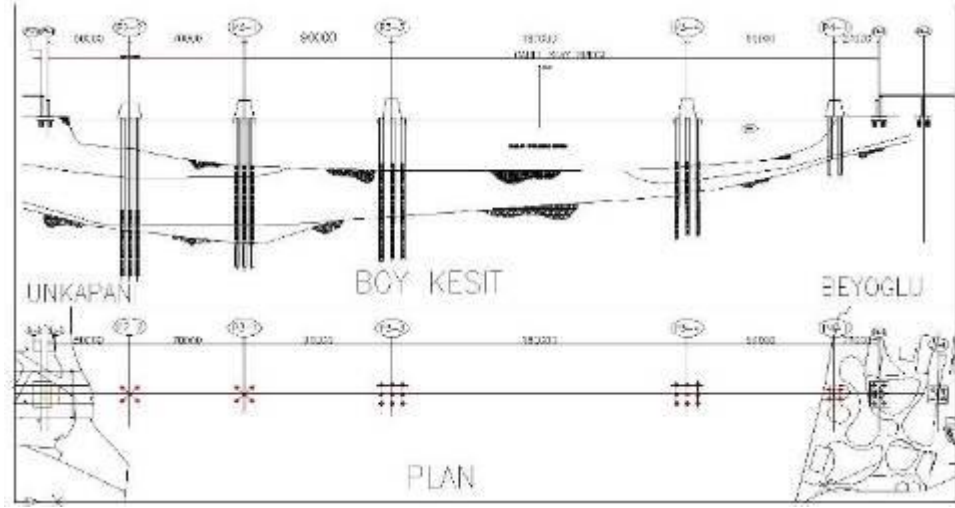
Denizde bulunan diğer iki ayak P2-2 ve P3-1 no.lu ayaklardır (Şekil 6.2). Çelik köprü, Azapkapı tarafında, kıydan birkaç m. içeride bulunan P4-1no.lu karaayağı ile tamamlanmaktadır. Betonarme yapıdaki kara viyadüğü kısımlarında kayaya soketli fore kazık veya kayaya oturan radye temel formunda 17 ayak bulunmaktadır.



Şekil 6.2 : Haliç Metro Geçiş Köprüsü ve zemininin genelleştirilmiş profili.

P2-2 ve P3-1 ayakları beşer, P3-3 ve P3-4 ayakları dokuzar kazıktan oluşmaktadır. Bu kazıklar, üst kısımda zemin ortamının geçildiği kotlarda 2500 mm çapında 40-50 mm et kalınlığında çelik boru kazık ve betondan oluşan kompozit kısım ve bunun altında anakayaya soketli 2200 mm çapında yerinde dökme betonarme kazıktan kısımdan meydana gelmektedir. Ortalama kazık boyları P3-4ayağında 82m, P3-3 ayağında 99m, P3-1ayağında 106m ve P2-2 ayağında 110m'dir.

Kazık kesit ve planları ile deniz dibi kotu, kaya tabakası üst kotu, çelik kazık boyu, betonarme kazık uç kotu ve kaya soketi boyları ayrıntılı olarak Şekil 6.3 ve Çizelge 6.1'de verilmiştir. Çizelgede görüldüğü üzere anakaya grovak tabakası içindeki soket boyları ortalama olarak P3-4 ayağında 22 m, P3-3 ayağında 25 m, P3-1 ayağında 18 m. ve P2-2 ayağında ise 30 m.dir.



Şekil 6.3 : Haliç Metro Geçiş Köprüsü ayakları boykesiti ve planı.

Çizelge 6.1 : Metro geçiş köprüsü kazık ve kaya soket boyları.

Kazık no	Deniz dibi kotu (m)	Kaya kotu (m)	Çelik boru kazık uç kotu (m)	Betonarme kazık uç kotu (m)	Çelik boru soket boyu (m)	Betonarme kazık soket boyu (m)
P3-4A	34,50	61,99	65,12	87,12	3,13	22,00
P3-4B	34,40	59,47	62,30	84,50	2,83	22,20
P3-4C	32,85	56,91	60,72	82,92	3,81	22,20
P3-4D	34,70	58,55	63,50	85,80	4,95	22,30
P3-4E	32,90	56,03	60,25	82,45	4,22	22,20
P3-4F	31,00	55,83	59,17	81,37	3,34	22,20
P3-4G	34,50	56,31	61,56	83,76	5,25	22,20
P3-4H	33,20	54,35	58,53	80,73	4,18	22,20
P3-4J	31,00	52,46	58,51	80,70	6,05	22,19
P3-3A	34,80	70,05	74,03	99,20	3,98	25,17
P3-3B	35,15	70,70	75,05	100,25	4,35	25,20
P3-3C	35,50	69,82	75,11	100,31	5,29	25,20
P3-3D	34,90	70,10	73,98	99,20	3,88	25,22
P3-3E	35,30	70,59	74,77	99,97	4,18	25,20
P3-3F	35,50	70,87	75,02	100,20	4,15	25,18
P3-3G	35,30	69,55	74,02	99,22	4,47	25,20
P3-3H	35,50	69,35	72,81	98,01	3,46	25,20
P3-3J	35,50	70,01	75,09	100,20	5,08	25,11
P3-1A	32,46	82,67	87,86	106,10	5,19	18,24
P3-1B	32,10	82,68	87,82	106,05	5,14	18,23
P3-1C	32,60	82,72	87,90	106,10	5,18	18,20
P3-1D	32,60	82,63	87,87	106,22	5,24	18,35
P3-1E	33,60	82,90	88,00	106,20	5,10	18,20
P2-2A	21,60	74,88	80,42	110,70	5,54	30,28
P2-2B	25,60	76,95	80,46	110,70	3,51	30,24
P2-2C	19,50	75,10	80,41	110,70	5,31	30,29
P2-2D	25,90	76,60	80,42	110,67	3,82	30,25
P2-2E	22,60	75,82	80,42	110,70	4,60	30,28

6.2 Haliç Metro Geçiş Köprüsü Güzergâhı Zemin Araştırmaları

Metro köprüsü aksında çok sayıda zemin araştırma çalışması gerçekleştirilmiştir. 1999, 2006 ve 2009 yıllarında gerçekleştirilen toplam 21 deniz sondajı vasıtasıyla köprü aksı boyunca kapsamlı bir zemin etüt çalışması yapılmıştır. Yapılan sondajlar ve anakaya derinlikleri ile ilgili veriler Çizelge 6.2’de özetlenmiştir.

Çizelge 6.2’de verilen bilgilere göre; 1999 ve 2006 yıllarında yapılan sondajlardaki maksimum sondaj boyları sırasıyla 81,50 m. ve 92,75 m. ve 2009 yılı sondajlarındaki en derin sondajın boyu 118,35 m. dir. Anakaya içindeki maksimum ilerleme boyu 1999 yılı sondajlarında 19,00m, 2006 yılı sondajlarında 19,25 m ve 2009 yılı sondajlarında ise P2-2 ayağı için 10,60 m, P3-1ayağı için 31,00 m, P3-3 ayağı için 35,00 m, P3-4 ayağı için 57,50 m ve P4-1 ayağı için 20,60 m olmuştur. Bu çalışma kapsamında taşıma gücü tayini için incelenen kaya soket boyları 18 m. ile 30 m. arasında değiştiğinden anakaya hakkında sağlıklı veri temini açısından sondajların yeterince ilerletilmiş olduğu görülebilmektedir.

Çizelge 6.2’de gösterilen bütün sondajlarda, deniz tabanı ile kaya üst seviyesi arasında karşılaşılan zemin tabakalarında SPT deneyleri yapılmış, yer yer Shelby tüpü ile örselenmemiş zemin numuneleri alınmıştır. Ayrıca, bütün sondajlarda kaya ortamdan sürekli numune alınmış, 2006 ve 2009 yılı sondajlarında kaya ortamda Pressiyometre deneyleri yapılmıştır. 2009 yılı sondajlarında, denizel alüvyon tabakalarında sistematik olarak in-situ Vane deneyleri yapılmış ve ayrıca P3-1A ve P3-4A sondajlarında denizel alüvyon içerisinde az sayıda Pressiyometre deneyleri yapılmıştır. Bu çalışma kapsamında konunun kapsamı itibariyle sadece kaya ortamla ilgili olan deney ve zemin araştırması bulgularına yer verilmiştir. Bununla birlikte, Haliç taban zemininde yapılan çok sayıda sondaj ve arazi laboratuvar deneylerinin zemin bulguları başka araştırmalara ışık tutmak amacıyla Ekler bölümüne eklenmiştir.

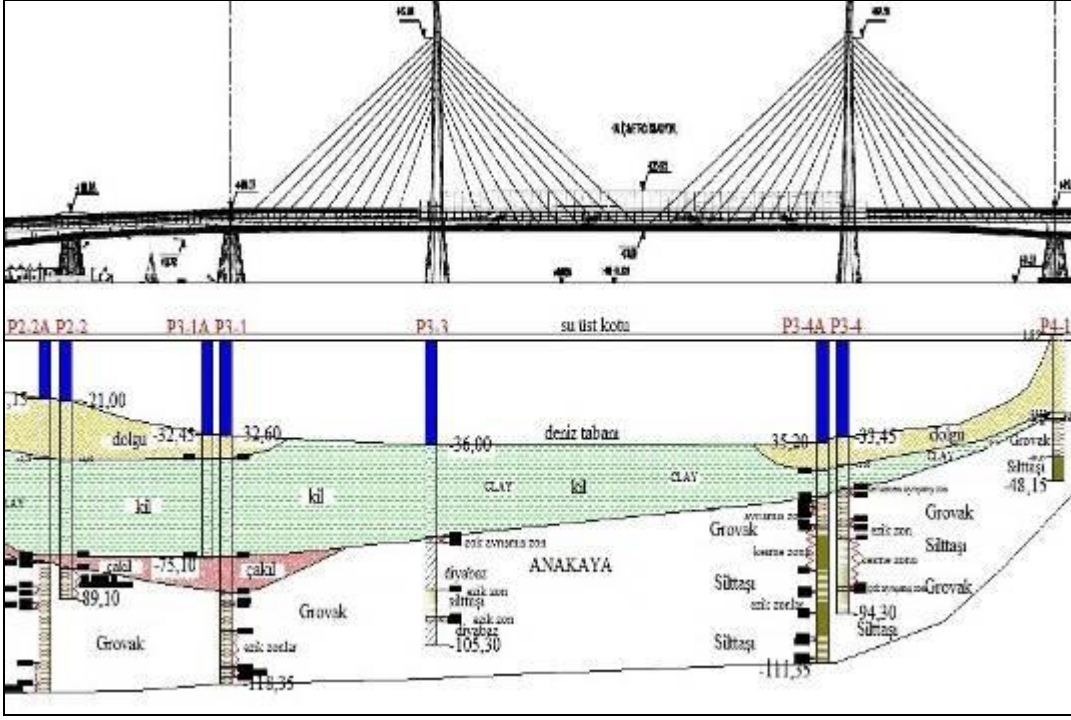
Çizelge 6.2 : Haliç Metro Geçiş Köprüsü kapsamında yapılan deniz sondajları genel bilgi tablosu.

Ayak No	Sondaj No	Etüt Tarihi	Sondaj Üst Kotu (m)	Sondaj Boyu (m)	Deniz Taban Kotu (m)	Kaya Üst Kotu (m)	Kaya Birimde İlerleme (m)
P2-2	BH 4	2006	0.00	79.00	-22.75	-	-
	BH4A	2006	0.00	92.75	-22.40	-77.75	15.00
	BH4C	2006	0.00	91.25	-27.00	-76.25	15.00
	P2-2	2009	0.00	89.10	-21.00	-78.50	10.60
	P2-2A	2009	0.00	121.35	-20.15	-76.35	45.00
P3-1	HK-7-99	1999	0.00	75.75	-32.50	-	-
	HK-8-99	1999	0.00	77.00	-33.00	-	-
	BH-5	2006	0.00	82.50	-31.60	-	-
	P3-1	2009	0.00	118.35	-32.60	-86.65	31.00
	P3-1A	2009	0.00	75.10	-32.45	-	-
P3-3	HK-9-99	1999	0.00	78.00	-35.00	-72.50	5.50
	HK-10-99	1999	0.00	72.00	-35.00	-70.35	1.65
	BH-7	2006	0.00	72.85	-34.75	-	-
	BH-7A	2006	0.00	84.50	-35.50	-69.50	15.00
	P3-3	2009	0.00	105.30	-36.00	-67.80	35.38
P3-4	HK-13-99	1999	0.00	81.50	-36.25	-62.50	19.00
	BH-9	2006	0.00	73.50	-33.75	-54.25	19.25
	BH-9A	2006	0.00	66.00	-35.00	-53.25	12.75
	P3-4	2009	0.00	94.30	-33.45	-50.50	43.80
	P3-4A	2009	0.00	111.35	-35.20	-53.85	57.50
P4-1	HK-15-99	1999	1.66	35.50	Karada	-27.04	6.80
	INC-K-1	2006	1.68	31.75	Karada	-26.32	3.75
	BH 11	2006	2.15	42.00	Karada	-26.85	13.00
	P4-1	2009	1.85	50.00	Karada	-27.55	20.60

6.3 Zemin Profili

Haliç Metro Köprüsü ekseninde 1999, 2006 ve 2009 yıllarında yapılan 21 adet sondajın korelasyonu ile aşağıdaki zemin profili oluşmuştur (Şekil 6.4). Aşağıda köprü aksı boyunca karşılaşılan zemin profili ve genel karakteri özetlenmiştir.

Açılan döner köprü ayağı olan P2-2 ayağında su derinliği 21 m’dir. Deniz tabanında, 21 m. ile 41 m. derinlikler arasında kalın bir dolgu tabakası mevcuttur. 41 m. ile 50 m. derinlikler arasında karşılaşılan gri renkli kil tabakası yüksek plastisitelidir ve “yumuşak-orta katı” kıvama sahiptir. SPT indisleri $N_{30} = 4-6$ aralığındadır. 50 m. ile 74 m. arasında yer alan gri renkli kil tabakası da yüksek plastisitelidir ve “katı-çok katı” kıvamdadır.



Şekil 6.4 : Haliç Metro Geçiş Köprüsü aksının zemin profili.

50-60 m derinlikler arasında belirlenen SPT sayıları $N_{30} = 10$ dolayında iken 60 m ile 74 m arasında $N_{30} = 17-32$ aralığında darbe sayıları elde edilmiştir. 74 m ile 78,50 m derinlikler arasında dere alüvyonu olan kumlu çakıl ve bloklar içinde sondaj yapılmıştır. Bu granüler birim içindeki çakıl ve blok boyutundaki daneler nedeniyle SPT deneylerinde $N_{30} = \text{refü}$ elde edilmiştir. Bu sondajda, 78,50 m derinlikte Trakya Formasyonu üyesi olan gri renkli kumtaşı (grovak) kayasına girilmiş, sondaja bu birim içinde 89,10 m derinlikte son verilmiştir. Grovak birimi çok çatlaklı-çok kırıklıdır. RQD değerleri % 0 olarak belirlenmiştir.

P3-1 ayağında ortalama su derinliği 32,50 m'dir. Deniz tabanında öncelikle 8 m. kalınlıkta siyah renkli genelde kil boyutundaki danelerden oluşan çok yumuşak dolgu ile karşılaşılmasıdır. 40 m. ile 67 m. derinlik arasında geçilen siyah-yeşil renkli kil tabakaları yüksek plasitiselidir ve çok yumuşaktır. 67 m. ile 74,50 m. arasında karşılaşılan denizel kil tabakaları "orta katı", derinlemesine "katı" kıvamdadır. SPT darbe sayıları $N_{30} = 4-12$ arasında değerler almıştır. P3-1 ve P3-1A sondajlarında 74,50 m. derinlikte dere alüvyonu olan granüler tabakaya girilmiştir. Bu birim kumlu çakıl ve bloklardan oluşmaktadır. P3-1 sondajında, 12 m. derinlikteki bu granüler birimi takiben 86 m. derinlikte grovak tabakası ile karşılaşılmasıdır. Grovak çok

kırıklıdır ve yer yer ezilme zonları içermektedir. P3-1 sondajına 118.35 m. derinlikte son verilmiştir.

P3-3 ayağı, eğik askılı köprünün iki pilonundan birisini taşıyacaktır. Bu noktada ortalama su derinliği 35.50 m.'dir. Deniz tabanında dolgu zemin ile karşılaşılmadan doğrudan "çok yumuşak" kil istifine girilmiştir. 68 m. derinliğe kadar devam eden yüksek plastisiteli kil tabakaları 65 m. derinliğe kadar çok yumuşak kıvamdadır. 65 m. ile 68 m. derinlikler arasındaki kil tabakası ise yumuşak-orta katı kıvamdadır. 68 m. derinlikte Trakya formasyonu silttaşı içinde yer alan diyabaz daykı ile karşılaşmıştır. Diyabaz daykı nedeniyle kaya ortam çok kırıklı ve yer yer ezilme zonludur. RQD değerleri genelde % 0 olarak belirlenmiştir. Sondaja diyabaz ve silttaşı içinde 105 m. derinliğe kadar devam edilmiştir.

P3-4 ayağı, eğik askılı köprünün pilonlarından ikincisini taşıyacaktır. Bu ayakta, ortalama su derinliği 34 m.'dir. Deniz tabanında yer alan çok yumuşak kıvamdaki dolgunun kalınlığı 9 m. dolayındadır. 42,80 m. ile 50,50 m. derinlikler arasında çok yumuşak kil tabakası geçilmiştir. 50,50 m. derinlikte girilen ana kaya birimi çok zayıf kaya özellikleri gösteren çok çatlaklı ve çok kırıklı grovak (kumtaşı) tır. RQD değerleri genelde % 0'dır. 68 m. ile 85,50 m. derinlikler arasında genelde zemin özellikleri gösteren makaslama zonu (shear zone) içinde ilerlenmiştir. 85.50 m.'yi takiben orta sağlam grovak-silttaşı içinde sondaj yapılmıştır. P3-4 sondajına 94,30 m. derinlikte son verilmiştir. P3-4A sondajı ise 111,35 m. derinlikte sonlandırılmıştır.

P4-1 sondajı, karada 1,85 m. kotundan girilerek yapılmıştır. Bu sondajda, 26,50 m. derinliğe kadar dolgu istifi içinde ilerlenmiştir. Dolgu içinde bol miktarda ahşap ve kiremit parçaları belirlenmiştir. SPT darbe sayıları yüzeye yakın seviyelerde $N_{30} = 4-10$ dolayında iken derinlikle $N_{30} = 12-20$ dolayında değerlere yükselmektedir. 26.50 m. derinlikte, 2 m. kalınlıkta gevşek çakıllı kum tabakasına girilmiştir. 28.50 m. derinlikte ise anakaya grovak birimi ile karşılaşmıştır. 42 m. derinlikte, grovak biriminin yerini silttaşı almaktadır. Her iki kaya birimi çok çatlaklı-çok kırıklı olup çok zayıf kaya özellikleri göstermektedir.

Sondajlar sırasında kaya ortamdan sürekli karot alınmıştır. Kaya cinsleri, TCR ve RQD değerleri, aşırı kırıklı ve çatlaklı zonlar, çatlak dolgularının cinsleri, ezilme zonları Ekler bölümünde verilen karot fotoğraflarından görülebilmektedir.

Her iki sahilde kalınlıkları 20 m–25 m’lere ulaşan kalın dolgu istifleri bulunmaktadır. Dolgular genelde kil boyutunda danelerden oluşmaktadır ve içlerinde ahşap-tuğla-kiremit parçalar bol miktarda bulunmaktadır.

Dolgu istifleri altında karşılaşılan siyah-gri-koyu yeşil renkli çok yumuşak kil tabakaları genelde yüksek plastisiteli olup çok yüksek sıkışabilme özellikleri göstermektedir. Bu kil tabakaları genelde henüz kendi ağırlıkları altında konsolide olmamıştır ve “under-consolidated” olarak tanımlanan kil zeminler grubunda yer almaktadır. Kil tabakalarının kalınlığı Unkapanı tarafındaki P2-2, P3-1 ve P3-3 ayaklarında 30 m. dolayında iken P3-4 no’lu ayak tarafında 8 m.’ye azalmaktadır. Diğer bir deyişle, Unkapanı tarafındaki yumuşak kil tabakalarının kalınlıkları Azapkapı tarafına göre oldukça fazladır.

Unkapanı tarafında, eski vadi tabanında karşılaşılan dere alüvyonu genelde kumlu çakıl, taş ve blok boyutunda danelerden oluşmaktadır. Sondajlarda belirlenen refü değerleri, taş ve blok boyutundaki danelerden kaynaklanmaktadır. Bu granüler birimin gerçek yerleşme sıklığı bilinmemektedir.

Köprü aksında karşılaşılan anakaya birimi, Trakya Formasyonu olarak tanımlanan kumtaşı (grovak)-silttaşı-kiltaşı kaya birimlerinden oluşmaktadır. Ana unsur grovaktır. Paleozoik yaşlı olan bu birimin özellikle üstte yer alan 15 m.’lik bölümü çok kırıklı, çok çatlaklı olup “çok zayıf kaya” özellikleri göstermektedir. Makaslama zonları çok yaygındır. Bu zonlar içinde kaya kalitesi bozulmakta, kaya ortam yer yer zemin özellikleri sergilemektedir. P3-3 ayağında karşılaşılan diyabaz daykı nedeniyle bu bölgedeki kaya ortamda makaslama zonları yaygındır ve kaya kalitesinde azalma söz konusudur. Kaya ortamın çok zayıf kaya özellikleri göstermesi nedeniyle sondajlar sırasında üzerinde kaya mekaniği deneyleri yapılabilecek karotlar alınmasında ciddi sorunlarla karşılaşmıştır.

6.4 Kaya Mekaniği Deneyleri

Karada ve denizde yapılan BH (2006) ve P (2009) sondajlarında alınan karotlar üzerinde nokta yük insidi (I_s) ve tek eksenli basınç (q_u) deneyleri yapılmıştır.

Nokta yük indisi (I_s) değerlerinin dar bir aralıkta değiştiği ve derinlikle pratik anlamda sabit kaldığı görülmüştür. Bu değerlerin derinlikle değişimi Ekler

bölümünde verilmiştir. Bu grafikten, ortalama bir değer olarak $I_s = 1.8$ MPa olarak alınabilmektedir. Tek eksenli basınç dayanımının tahmini için ampirik bağıntı kullanılması halinde nokta yük indisi değerlerinin bir çarpanla büyütülmesi gerekmektedir. Bu çarpan, sağlam kayalar için 24, tortul kökenli kaya numuneleri için 16, bu çalışma kapsamındaki tortul kütleler (grovak) için ise 16,9 olmuştur. Buna göre $q_u = 24 \times I_s$ bağıntısı kullanıldığı takdirde, nokta yük indisi değerlerinden ortalama tek eksenli basınç dayanımı için $q_u = 24 \times 1.8 = 43.2$ MPa, $q_u = 16,9 \times I_s$ bağıntısı ile de $q_u = 30,4$ MPa değeri bulunmaktadır.

Sondajlardan alınan karotlar üzerinde yapılan tek eksenli basınç deneyleri sonucunda ise $q_u = 30-50$ MPa aralığında tek eksenli basınç dayanımı değerleri ortaya çıkmıştır. Ekler bölümünde sözkonusu kaya mekaniği deneylerinin sonuçları grafik olarak verilmiştir.

İstanbul grovakların genel özelliklerinin anlatıldığı bölümde ve yukarıda zemin profili kısmında izah edildiği üzere süreksizlikler içeren bu formasyonda bu değerlerin taşıma gücü hesapları için aynen kullanılması stabilite açısından sorunlu durumların oluşmasına sebep olacaktır.

6.5 Uygulanan Osterberg Hücresi Deneyleri

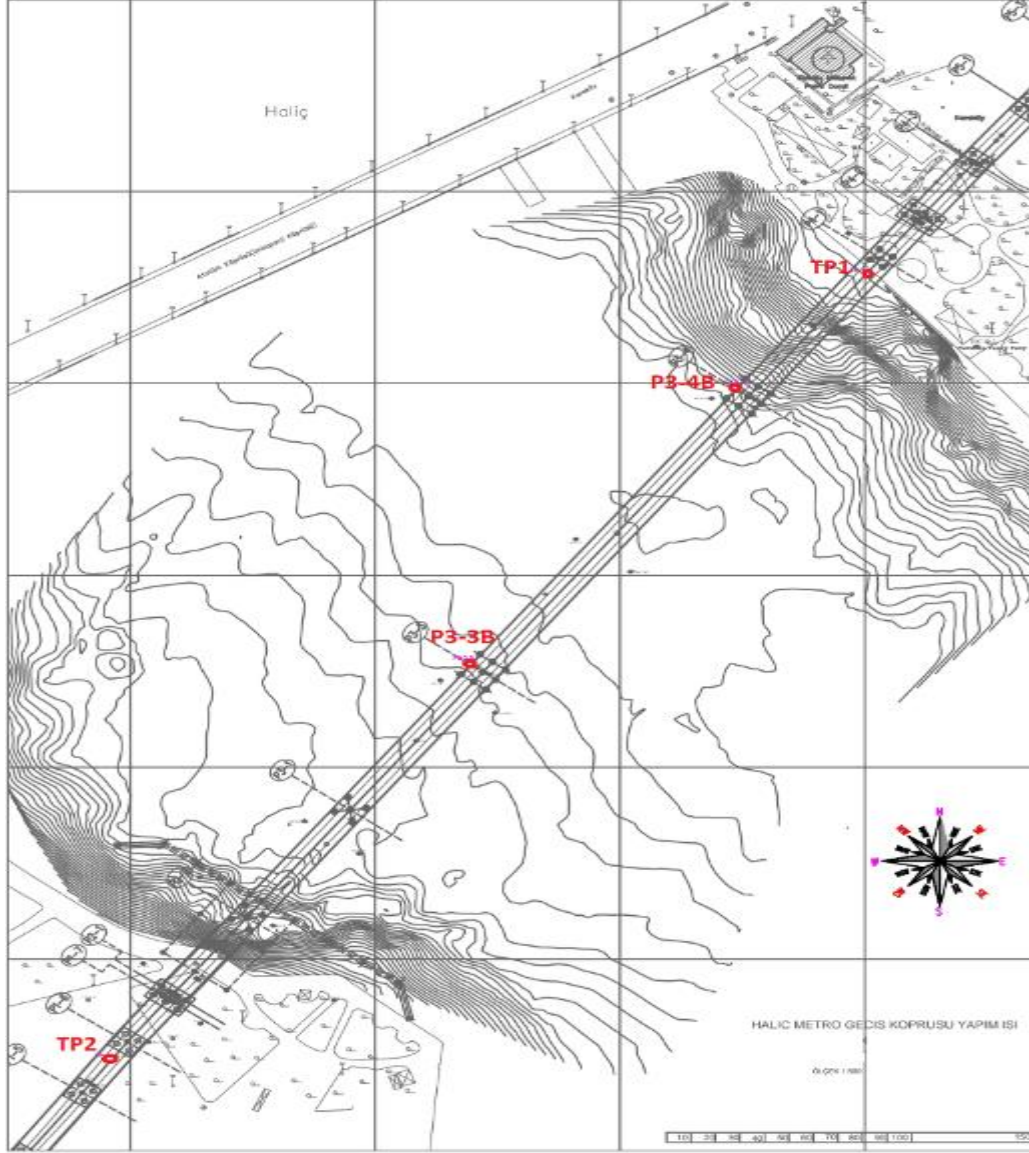
Bu çalışma kapsamında 4 adet Osterberg Hücresi Deneyi gerçekleştirilmiştir. Bu deneylerden ikisi test kazığı olarak imal edilen müstakil kazıklar üzerinde (TP1 ve TP2), ikisi de proje kapsamında imal edilen kazıklar (P3-3B ve P3-4B) üzerinde uygulanmıştır. Şekil 6.5’de deney kazıklarının köprü aksı üzerindeki lokasyonları verilmektedir.

Çalışma kapsamında ilk uygulanan deney 12 Eylül 2009’de gerçekleştirilen TP1 no.lu deney kazığına uygulanan deneydir. Bu kazık, P4-1 ayağının hemen komşuluğunda ve Beyoğlu yakasında kıyı çizgisinin 2 metre kadar açığında imal edilen bir test kazığıdır (Şekil 6.6).

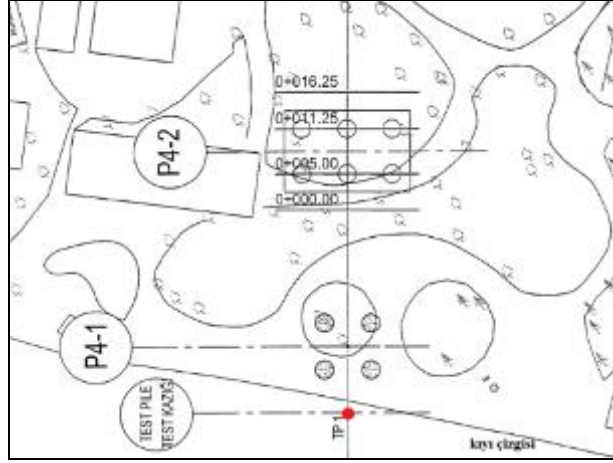
Uygulanan ikinci deney, 7 Ağustos 2010 tarihinde icra edilen ve köprü temel sisteminin bir elemanı olarak hizmet edecek kazıklardan olan ve denizdeki ana taşıyıcı pilon ayaklarından biri olan P3-4 no.lu ayağın 9 kazığından biri olan P3-4B no.lu kazıkta uygulanmıştır (Şekil 6.7).

Üçüncü deney, yine denizde diğer pilon ayağı P3-3 no.lu ayakta ve yine B kodlu kazıkta uygulanmıştır (Şekil 6.8). bu deneyin uygulama tarihi 17 Ocak 2011'dir.

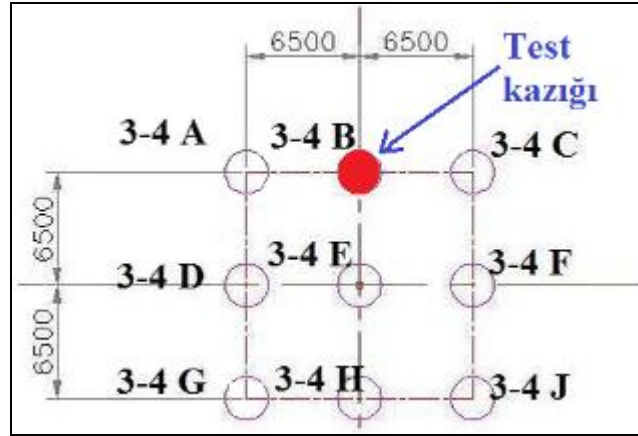
Uygulanan dördüncü deney, Unkapanı yakasında, karada TP2 no.lu kazık üzerinde uygulanan deneydir. Kıyıya yaklaşık 60 m. mesafede ve kara viyadüğü ayaklarından P1-6 no.lu ayağın hemen gerisinde (7,5m) uygulanan bu deney, ilk üç deneyin verilerinin kontrolünü yapmak açısından önemli faydalar sağlamıştır (Şekil 6.9).



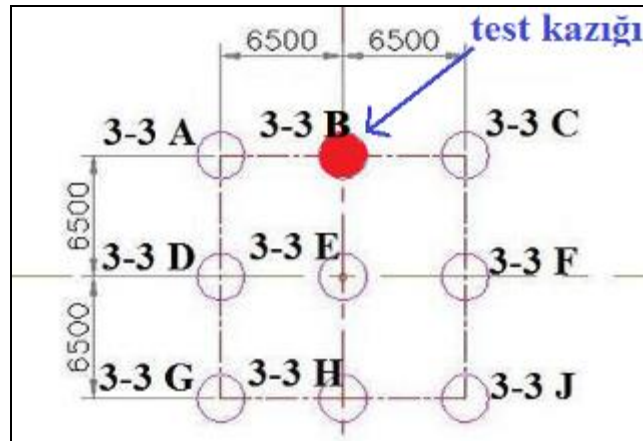
Şekil 6.5 : Osterberg Deneyi uygulanan kazıkların köprü aksı üzerindeki lokasyonları.



Şekil 6.6 : TP1 no.lu test kazığının lokasyonu.



Şekil 6.7 : P3-4 ayağının B kazığında tatbik edilen deneyin lokasyonu.



Şekil 6.8 : P3-3 ayağının B kazığında tatbik edilen deneyin lokasyonu.



Şekil 6.9 : TP2 no.lu test kazığının lokasyonu.

Uygulanan deneyler, önceki bölümlerde Osterberg Hücresi Deneyi hakkında verilen genel prensipler içinde gerçekleştirilmiştir. Test kazıklarında Osterberg hücrelerinin altında ve üstünde kalan kısımlarda farklı kademelerde donatıya akuple edilmiş deformasyon ölçerler (strain gauge) yerleştirilmiştir. Her kademedeki iki adet deformasyon ölçer karşılıklı olarak yerleştirilmiş ve herhangi bir seviyedeki birim deformasyon farkından hareketle kazık-zemin arasında mobilize olan birim çevre sürtünmesinin belirlenmesi amaçlanmıştır. Yük altından test kazığında meydana gelmesi beklenen oturma ve kazık betonundaki elastik deformasyon ölçülmüştür. Bu işlem, hücrelerin monte edildiği çelik levhalara 4, 6 veya 8 adet *LVWDT* (Lineer Titreşim Telli Deformasyon Ölçer) tesis edilerek yapılmıştır. Kazık alt ucunu, Osterberg hücrelerinin üst ve alt seviyelerini ve kazık betonu üst kotunu referans alan ölçümler yapılmıştır. Her seviye için iki adet deformasyon çubukları (telltale)

yerleştirilmiştir. Deformasyon çubukları, içine yerleştirildikleri boruda serbest hareket edebilmekte ve kazıktaki hareketlerin bu elemanlar ile kazık üst seviyesinde ölçülmesi mümkün olmaktadır. Deformasyon çubuklarındaki hareketler, referans kirişinden okuma alan LVWDT'ler ile belirlenmiştir. Beton dökümünden 15 gün sonra Crosshole Sonic Logging (CSL) deneyi yapılarak kazık betonunda yapısal bir kusur olup olmadığı incelenmiş ve kazık betonunda herhangi bir kusur olmadığı rapor ile bildirilmiştir.

Yükleme deneyi öncesinde ön yüklemeye yapılarak Osterberg hücrelerinin donatı kafesinin kaldırılması sırasında açılmasını engelleyen kaynakların kırılması sağlanmaktadır. Bu ön yüklemeye – boşaltma çevriminden sonra test kazığı kademeli olarak yüklenmektedir. Yüklemeye işleminde her yük kademesi maksimum yükün %5'i olarak ayarlanmış ve her adımda 15 dakika durulmuştur. Yük boşaltma kademeleri maksimum deney yükünün %10'u değerinde olmuştur. Yük sıfır değerine geri döndüğünde 60 dakika süre ile okuma alınarak kazığın plastik deformasyonu belirlenmiştir.

Bu çalışmaya konu olan Haliç Metro Geçiş Köprüsü projesi kapsamında Osterberg Hücresi kullanılarak yapılan 4 adet kazık yüklemeye deneyi ile ilgili genel bilgiler Çizelge 6.3'de özetlenmiştir.

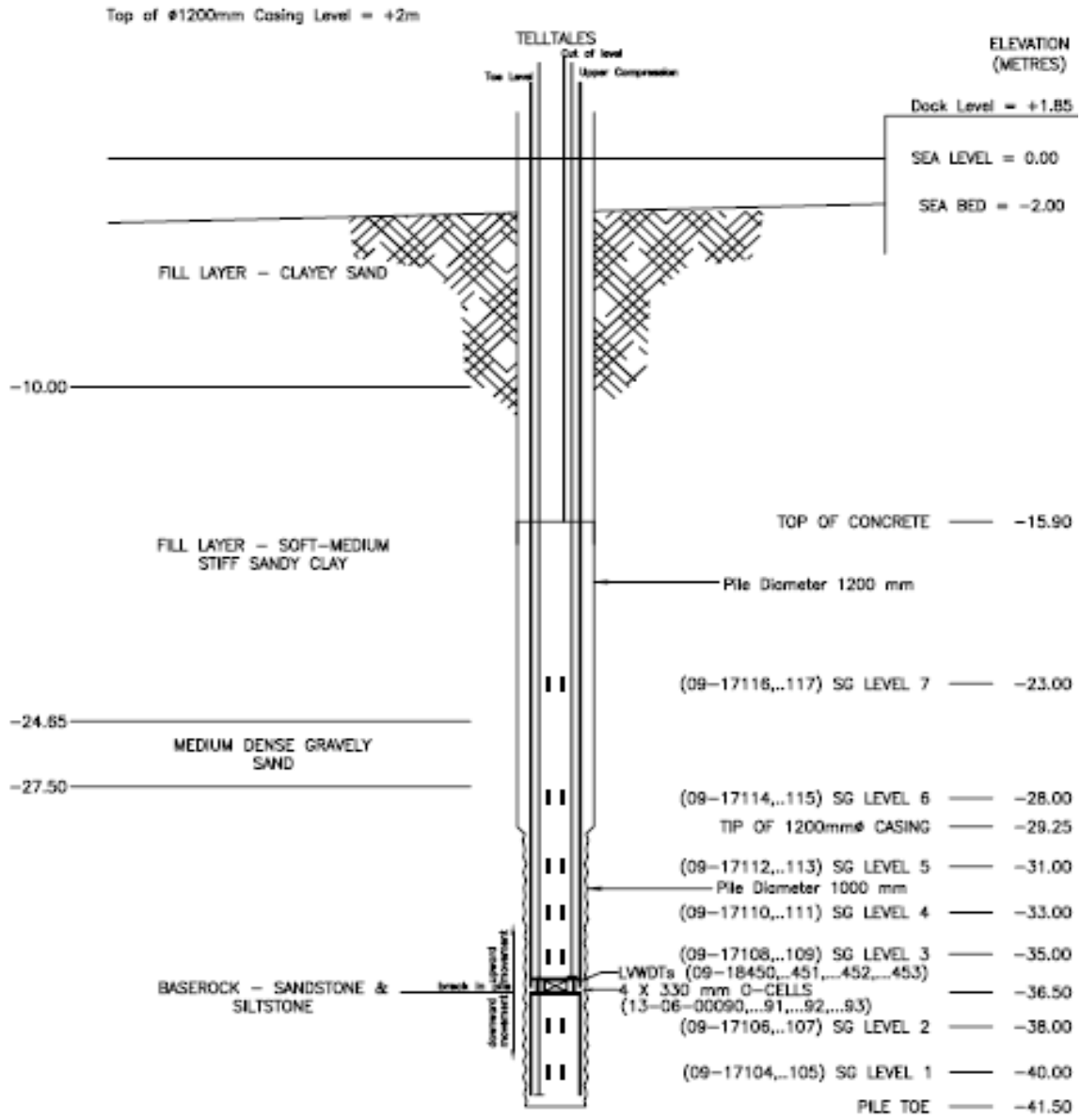
Çizelge 6.3 : Gerçekleştirilen deneylerin ana argümanları özeti.

Deney kazığının adı	TP1	P3-4B	P3-3B	TP2
Deney tarihi	12.09.2009	07.08.2010	17.01.2011	03.07.2012
Kazık çapı (mm)	1.000	2.220	2.220	1.600
Kazık boyu (m)	41	84,50	100,25	62,70
Kaya soket boyu (m)	11	18	25	12,25
Hücrenin kazık alt ucundan yüksekliği (m)	5	12,20	10,25	5,50
Hücre sayısı (adet) ve çapı (mm)	4 x 330 mm	2 x 670 mm	2 x 870 mm	2 x 610 mm
Öngörülen maksimum yük (MN)	31	47	66,60	50
Uygulanan maksimum yük (MN)	36,80	47	66,60	53,60

Takip eden alt paragrafta TP1 nolu test kazığı üzerinde yapılan deney ile ilgili ayrıntılı bilgilere yer verilmiştir. Diğer deneyler ile ilgili olarak enstrümantasyon şeması, kazık imalatına ilişkin bilgiler, deney sırasında alınan okumalar ve sonuçlara tezin EK bölümünde yer verilmiştir.

6.5.1 TP 1 nolu Kazık Üzerinde Yapılan Yükleme Deneyi

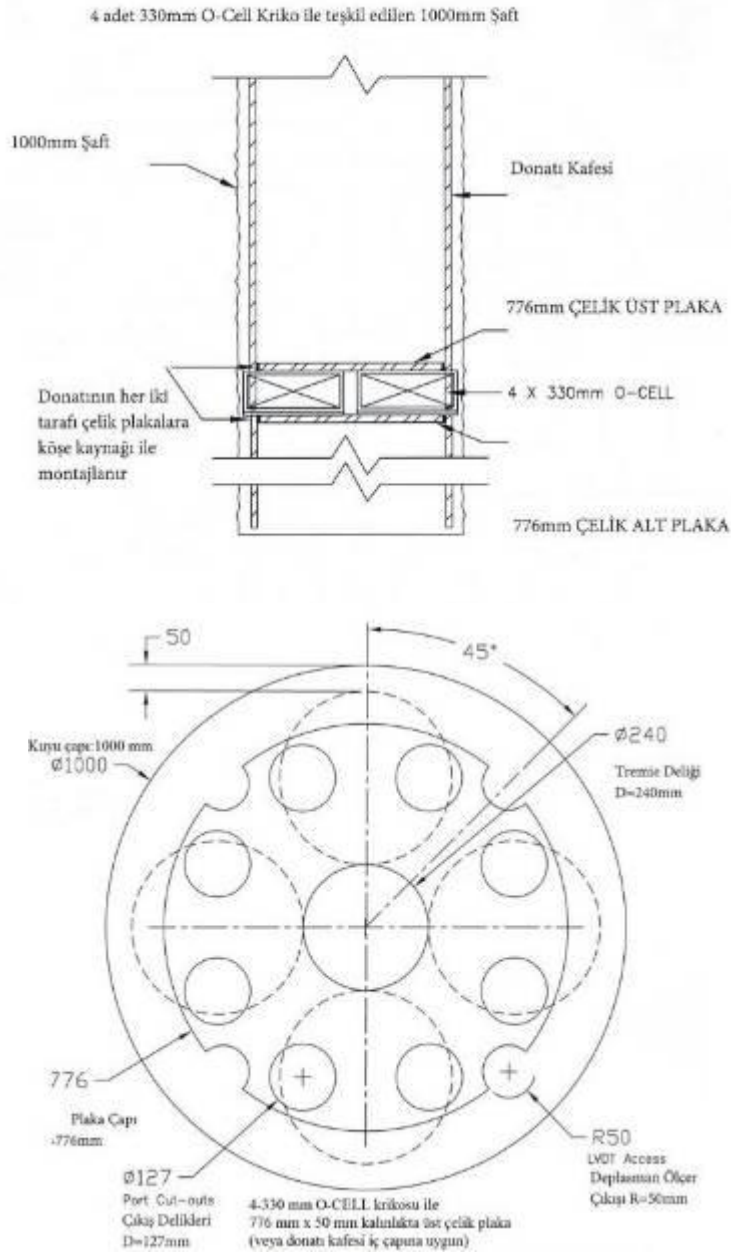
Daha önce de konu edildiği üzere, TP 1 nolu kazık Haliç Metro Köprüsü projesi kapsamında imal edilecek kazıkların tasarım yüklerinin kontrol edilmesi amacıyla kaya soket çapı $D = 1,00$ m olacak şekilde imal edilmiş bir test kazığıdır. Bu kazık üzerinde yapılan yükleme deneyi, Haliç Metro Köprüsü projesi kapsamında yapılan ilk yükleme deneyi olup 12 Eylül 2009 tarihinde yapılmıştır. TP 1 test kazığı, Azapkapı tarafında, Haliç Kıyısında deniz taban kotunun -2,0m olduğu bölgede, -41,50 m kotuna kadar, toplam 39,50 m boyda imal edilmiştir. Şekil 6.10'da TP 1 kazığına ait şematik kesit verilmiştir.



Şekil 6.10 : TP1 no.lu test kazığına ait şematik kesit.

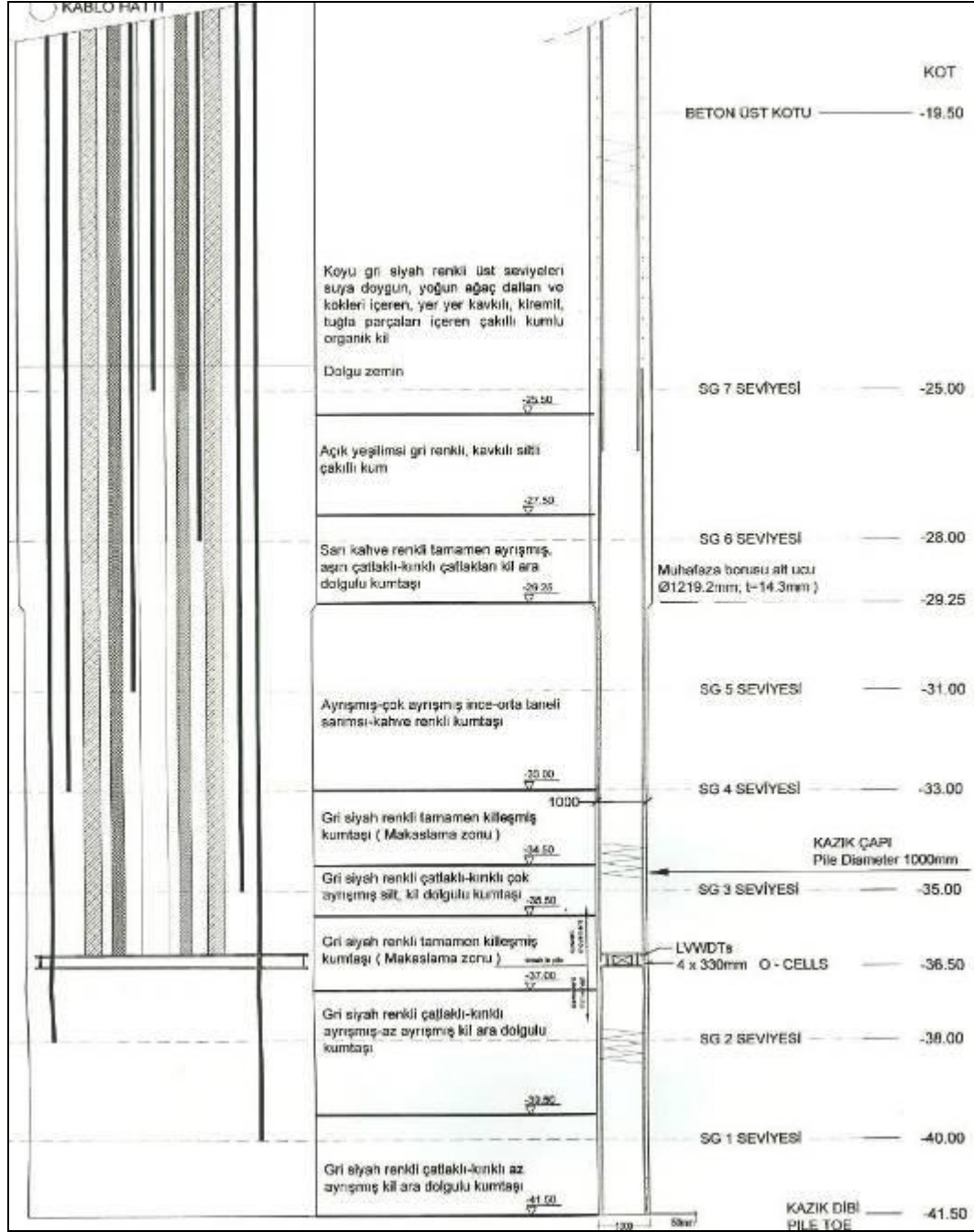
Şekil 6.10'dan görülebileceği üzere, 1200 mm çapındaki çelik boru kazık -29,25 m kotuna kadar sürülebilmektedir. Kaya üst kotunun 1,25 m altındaki bu kottan -41,50 m kotundaki kazık ucuna kadar 1 m çapındaki betonarme soket devam etmektedir. Vibrasyonla sürülen çelik boru kazığın içi -15,90 m kotuna kadar betonlanmıştır.

İki yönlü kazık yükleme deneyinde kullanılan Osterberg hücresi, -36,50 m kotuna, kazık uçunun 5 m yukarısına yerleştirilmiştir. Şekil 6.11'de TP1 no.lu kazık yükleme deneyinde kullanılan hücrenin boyuna ve enine kesiti verilmiştir.



Şekil 6.11 : TP1 no.lu kazık yükleme deneyinde kullanılan Osterberg deneyi hücresinin düşey kesiti ile enkesiti.

Şekil 6.12’de ise kazığın betonlanan kısmındaki zemin profilini, gerinim ölçer ve LWDT seviyelerini ayrıntılı olarak gösteren kesit görülmektedir.



Şekil 6.12 : TP1 no.lu deney kazığında zemin profili ve Osterberg hücresi tipik enstrümantasyon bileşenlerinin yerleşim kesiti.

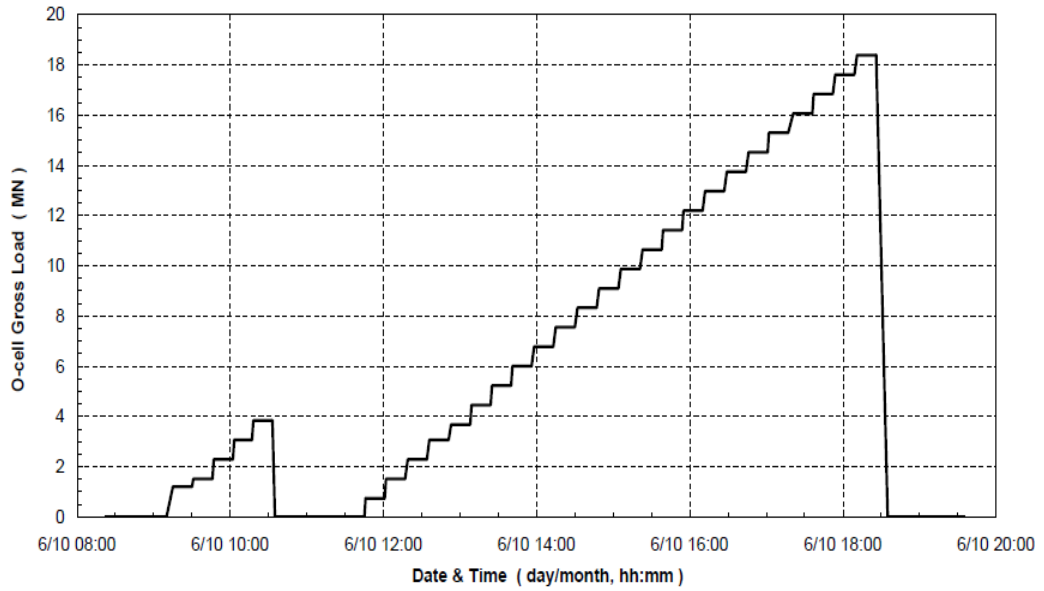
Denizde yapılan deneylerde, test kazığı dışında 2 veya 3 adet servis kazığı imal edilmiş ve bu kazıklar üzerine oturtulan çelik kirişlerden referans kirişi teşkil edilmiştir (Şekil 6.13). Referans kirişi üzerinde, $\pm 0.01\text{mm}$ hassasiyetle ölçüm

yapabilen bir adet dijital nivo tesis edilmiş ve deney süresince sürekli okuma alınmıştır. Nivodan alınan okumalar yardımıyla test kazığının çevreleyen alandaki yükleme sırasında meydana gelen deformasyonlar belirlenmiş ve LVDT okumaları bu değerlere göre düzeltilerek, teste tabii tutulan kazığın yaptığı deformasyon hassas olarak belirlenebilmiştir.



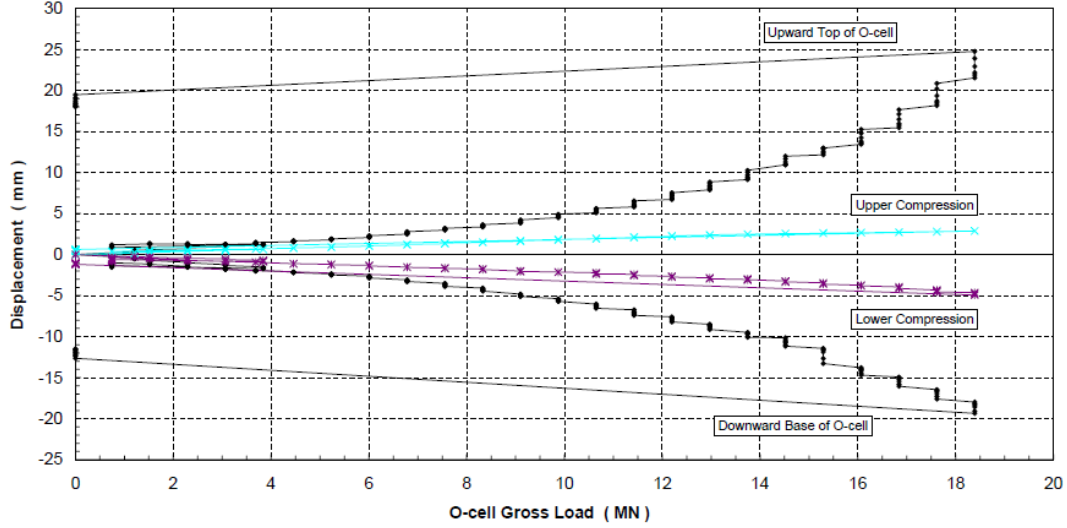
Şekil 6.13 : TP1 no.lu deney kazığı çevresinde servis kazıklarıyla teşkil edilen referans giriş.

TP 1 numaralı test kazığı üzerinde yapılan deney sırasında takip edilen yük – zaman grafiği Şekil 6.14’de verilmiştir.



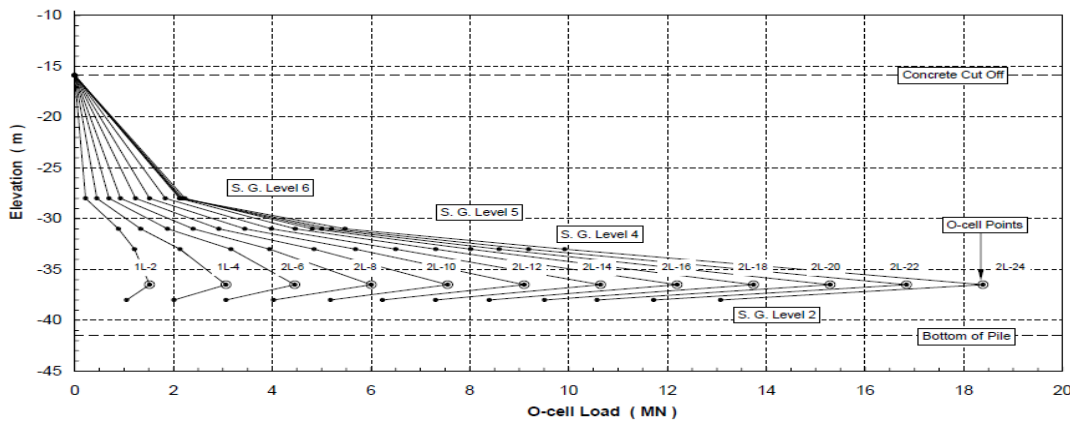
Şekil 6.14 : TP1 nolu kazık yükleme deneyine ait Yük – Zaman grafiği.

Deney sırasında, yük hücresinin yukarı ve aşağıya yöndeki açılma miktarını ve yük hücresinin açıldığı seviyelerde, yukarı yönde betonun bittiği seviyede, aşağı yönde ise kazık ucunda meydana gelen deformasyonlar Şekil 6.15’de gösterilmiştir.



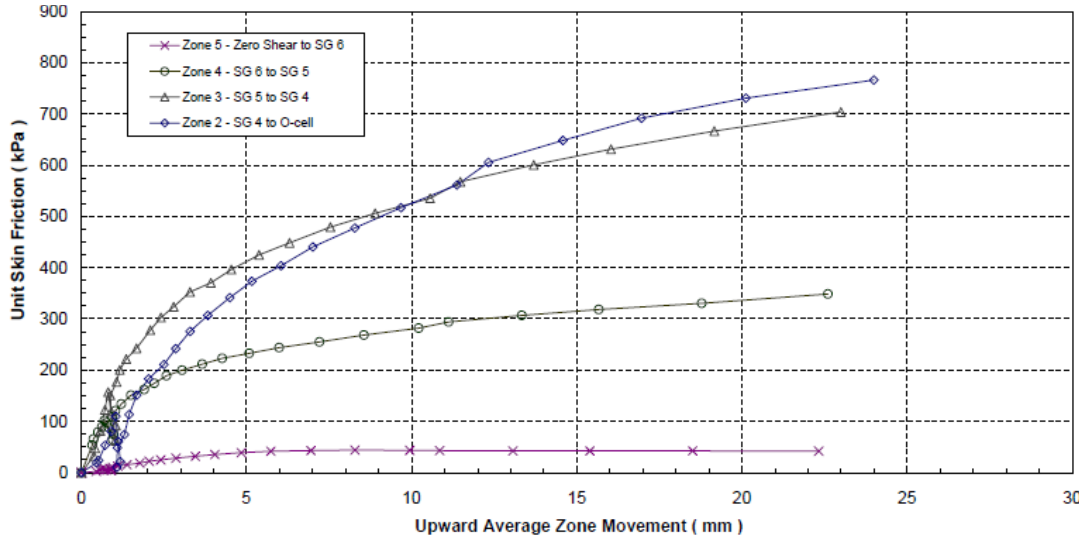
Şekil 6.15 : TP1 nolu kazık yükleme deneyinde yük hücresinin ve kazık ucunun yüke bağlı deformasyon değerleri.

Şekil 6.16’da ise yük hücresinin alt ve üst seviyelerine yerleştirilen gerinim ölçerlerin, yük hücresine olan mesafelerine göre ne şekilde yüklendikleri gösterilmiştir. Bu grafik bir anlamda, yük hücresinden kazığa etkiyen yükün kota bağlı olarak ne şekilde sönümlendiğini göstermektedir. Özellikle, kaya tabakası içerisindeki S.G. 5 seviyesinde, kazık yüzeyinde mobilize olan sürtünmeler, çelik boru kazık ve zemin tabakasının aderansının ölçülmeye başlandığı S.G. 6 ve kazık betonu üst sınırı arasında hızla sönümlenmektedir.



Şekil 6.16 : TP1 nolu kazık yükleme deneyinde yük hücresinin ve kazık ucunun yüke bağlı deformasyon değerleri.

Birim deformasyon ölçerler (Strain Gauge)'den alınan deformasyon değerlerinden hareketle, birim deformasyon ölçerler arasında, kazık yüzünde mobilize olan birim sürtünme değerleri hesap edilmiştir. Yukarı yönde ve aşağı yönde hareketlere bağlı olarak mobilize olan sürtünme değerlerini gösteren grafikler ayrı ayrı çizilmiştir. Şekil 6.17, yük hücresinin üstünde yer alan birim deformasyon ölçerlerden hareketle belirlenen soket sürtünmelerini göstermektedir.

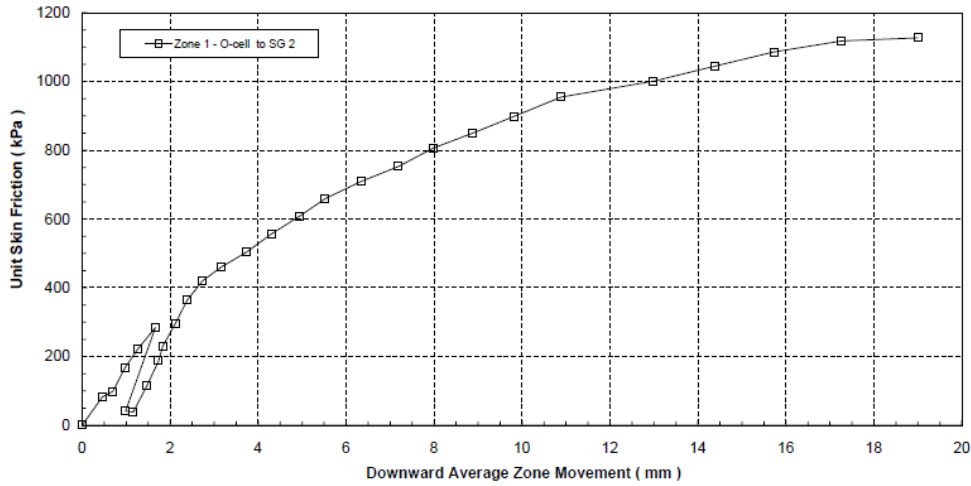


Şekil 6.17 : TP1 nolu kazık yükleme deneyinde yük hücresinin üstünde bulunan birim deformasyon ölçerlerden elde edilen soket sürtünmesi değerleri.

Beklendiği üzere, en yüksek soket sürtünmesi yük hücresi ile ona yakın konumdaki birim deformasyon ölçer seviyesi olan S.G. 4 arasında ölçülmüştür. Deformasyona bağlı olarak artan soket sürtünmeleri, belirli bir deformasyon oranından sonra asimptotik davranış sergilemekte, diğer bir deyişle pik değerlerinde sabit kalmaktadır. Yukarı yönde yapılan deformasyon ölçümlerinden hareketle ölçülen soket sürtünmeleri artan deformasyon değerlerinde 800 kPa dolayında değerlere ulaşmaktadır. Diğer taraftan, S.G. 6 seviyesinde ilerleyen deformasyon değerlerinde bile pratik anlamda soket sürtünmesinin mobilize olmadığı görülmektedir. Bu seviyenin yük hücresinden uzak oluşu ve çelik boru ile zemin arasındaki birim çevre sürtünmesinin, beton ile kaya ortam arasındaki birim çevre sürtünmesine oranla çok düşük olmasından dolayı pratik anlamda birim çevre sürtünmesi ölçülmemiştir. TP 1 nolu test kazığı için bu bölgede mobilize olmuş olan küçük çevre sürtünmesi değerleri, bu çalışmanın ileriki paragraflarında konu edilecek olan ve grovak tabakası

içerisindeki betonarme kazıkların soket sürtünmesini inceleyen değerlendirmelerde dikkate alınmayacaktır.

Şekil 6.18, aynı test kazığında, yük hücresi ile kazık alt ucu arasında mobilize olan soket sürtünmesine ait grafikdir. Kazığın uç kısmında mobilize olan birim soket sürtünmesi 1.100 kPa – 1.200 kPa seviyesine ulaşmış olup aynı düşey deformasyon değerleri için yukarı yönde mobilize olan birim soket sürtünmesi değerlerinden % 40 daha yüksektir.



Şekil 6.18 : TP1 nolu kazık yükleme deneyinde yük hücresi ile kazık ucu arasında mobilize olan birim soket sürtünmesi değerleri.

Çizelge 6.4, TP 1 nolu kazık yükleme deneyinde mobilize olmuş olan pik birim soket sürtünmesi değerlerini özetlemektedir.

Çizelge 6.4 : TP1 nolu kazık yükleme deneyinde mobilize olan pik birim soket sürtünmesi değerleri.

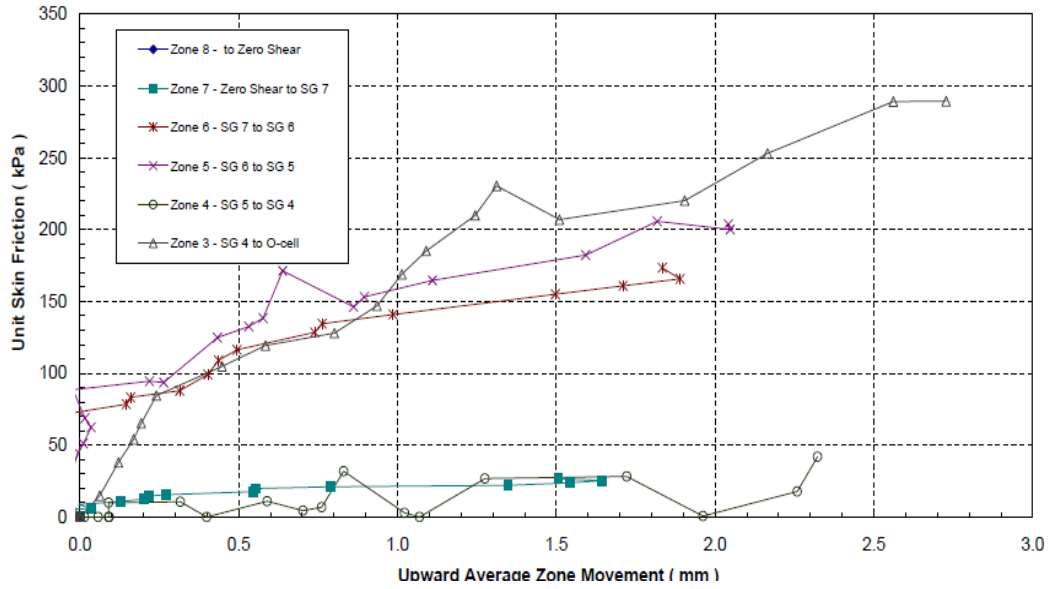
Yük Transfer Aralığı	Deplasman	Net Mobilize Olmuş Birim Çevre Sürtünmesi
Beton üst kotu – S.G. 6	22,32 mm Yukarı Yönde	42,1 kPa
S.G. 6 – S.G. 5	22,60 mm Yukarı Yönde	349 kPa
S.G. 5 – S.G. 4	22,99 mm Yukarı Yönde	704 kPa
S.G. 4 – Yük Hücresi	23,99 mm Yukarı Yönde	766 kPa
Yük Hücresi – S.G. 2	19,00 mm Aşağı Yönde	1127 kPa

Haliç Metro Geçiş Köprüsü projesi kapsamında yapılan tüm kazık yükleme deneyleri Osterberg hücresi ile yapılmış olup TP 1 ile aynı yapım yöntemi izlenmiştir. Bu sebeple, deneyler ile ilgili ayrıntılı anlatıma çalışma içerisinde tekrar yer verilmemiş olup deneylerden elde edilen data EK'ler bölümünde sunulmuştur. Bununla birlikte, betonarme kazıkların grovak tabakaları içerisindeki soket sürtünmesinin

değerlendirildiği çalışmanın sonraki bölümünde konu edilecek olan deformasyon soket sürtünmesi grafiklerine aşağıdaki alt paragraflarda özet olarak yer verilmiştir.

6.5.2 P3-4B Kazık Yükleme Deneyi ile ilgili Sonuçlar

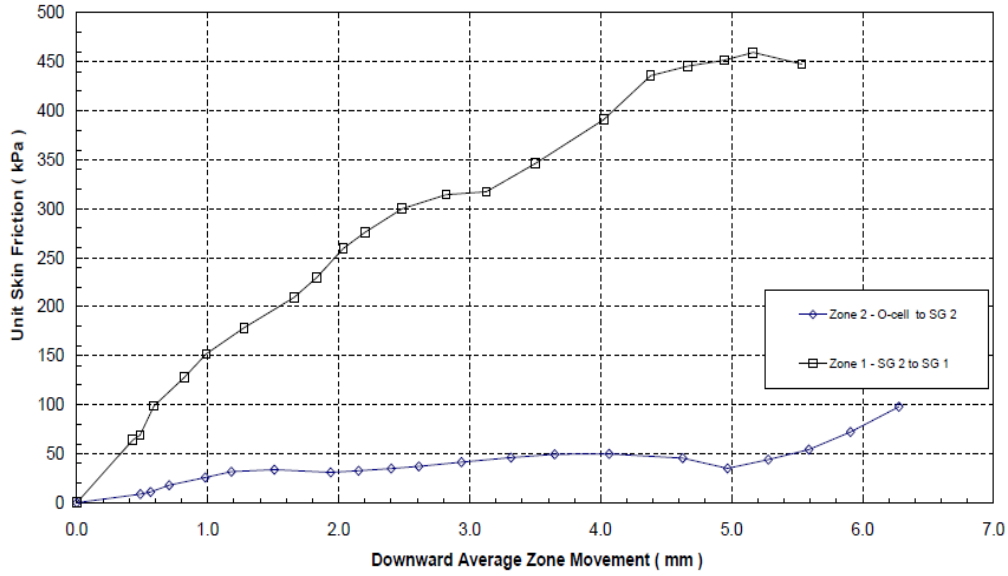
İkinci deney, sistem kazığı olan P3-4B kazığı üzerinde yapılmıştır. Bunun sistem kazığı olması ve deney sırasında herhangi bir hasara uğramasının istenmemesi sebebiyle test yükü TP1 nolu test kazığına göre sınırlı tutulmuştur. Şekil 6.19'da P3-4B kazığın üzerinde yapılan yükleme deneyinde hücrenin üst kısmında deformasyona bağlı olarak mobilize olan birim soket sürtünmesi değerleri görülmektedir.



Şekil 6.19 : P3-4B nolu kazık yükleme deneyinde yük hücresinin üstünde bulunan birim deformasyon ölçerlerden elde edilen soket sürtünmesi değerleri.

Bu grafikte, soket sürtünmesi değerlerinin TP 1'de elde edilen değerlerin %30'u mertebesinde olması, kazığa uygulanan aksel yükün, sistem kazığı olması sebebiyle, servis yükünün 1.5 katı ile sınırlandırılmış olmasından, diğer bir deyişle kazığın ileri düşey yerdeğiştirme değerlerine kadar yüklenmemiş olmasından kaynaklanmaktadır. Yine TP 1'e benzer şekilde, yük hücresinden uzak konumda yerleştirilen ve zemin ile çelik kılıfın aderansını temsil eden S.G. 7 ve beton üst kotu bölgesi arasında mobilize olan birim soket sürtünmesi değerleri dikkate alınmayacaktır.

P3 – 4B deneyinde, hücrenin aşağı yöndeki deformasyonuna bağlı olarak, birim deformasyon ölçerlerden elde edilen verilerden hesap edilen soket sürtünmesi değerleri Şekil 6.20’de, pik soket sürtünmesi değerlerini özetleyen tablo ise Çizelge 6.5 olarak sunulmuştur.



Şekil 6.20 : P3-4B nolu kazık yükleme deneyinde yük hücresinin alt kısmında bulunan birim deformasyon ölçerlerden elde edilen soket sürtünmesi değerleri.

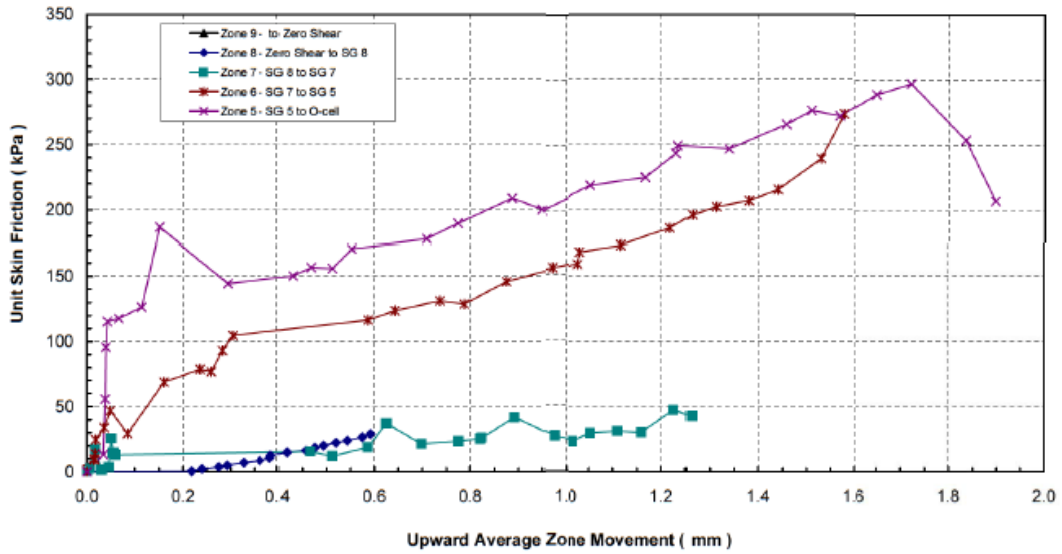
Çizelge 6.5 : TP1 nolu kazık yükleme deneyinde mobilize olan pik birim soket sürtünmesi değerleri.

Yük Transfer Aralığı	Deplasman	Net Mobilize Olmuş Birim Çevre Sürtünmesi
Beton üst kotu – S.G. 7	1,51 mm Yukarı Yönde	26,7 kPa
S.G: 7 – S.G. 6	1,83 mm Yukarı Yönde	173,0 kPa
S.G: 6 – S.G. 5	2,04 mm Yukarı Yönde	204,0 kPa
S.G. 5 – S.G. 4	2,32 mm Yukarı Yönde	42,0 kPa
S.G. 4 – Yük Hücresi	2,73 mm Yukarı Yönde	289,0 kPa
Yük Hücresi – S.G. 2	6,28 mm Aşağı Yönde	97,9 kPa
S.G. 2– S.G. 1	5,54 mm Aşağı Yönde	448,0 kPa

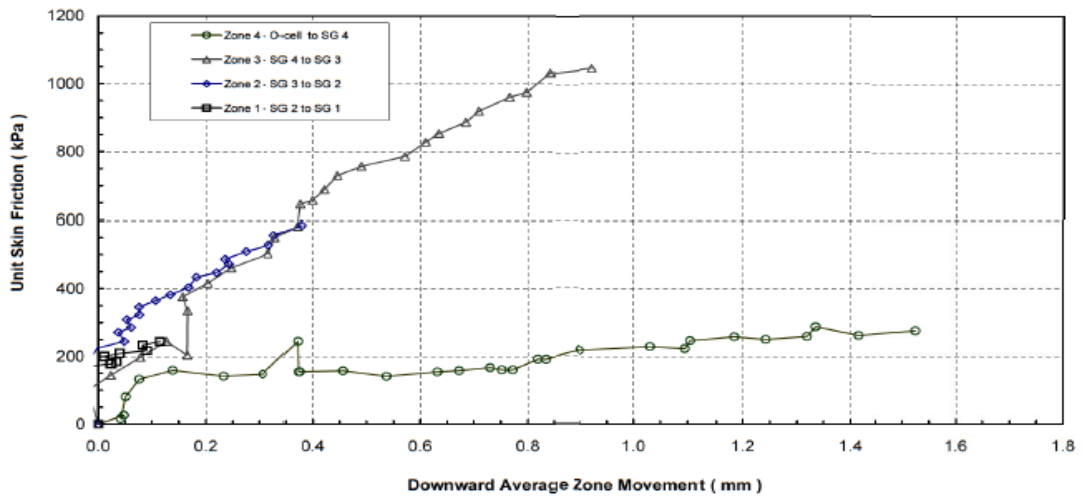
Çizelge 6.5’deki değerler uyarınca, P3-4B kazığı üzerinde yapılan yükleme deneyi sırasında, yukarıda belirtilenlere ilave olarak S.G.5- S.G.4 birim deformasyon ölçer seviyeleri arasında hesap edilen birim soket sürtünmesi değerlerinin temsili olmadığı ve dikkate alınmaması gerektiği aşikardır.

6.5.3 P3-3B Kazık Yükleme Deneyi ile ilgili Sonuçlar

P3-3B kazığı üzerinde yapılan yükleme deneyi de P3-4B numaralı kazık üzerinde yapılabenzer şekilde sistem kazığı üzerinde yapılmıştır ve uygulanan deney yükü servis yükünün 1.5 katı ile sınırlıdır. Bu deney sırasında, hücrenin yukarı ve aşağı yönlü deformasyonuna bağlı olarak kazık soketinin yüzeyinde mobilize olan birim sürtünmelerini gösteren grafikler sırasıyla Şekil 6.21 ve Şekil 6.22’de verilmiştir. Çizelge 6.6 ise pik birim soket sürtünmelerini özetlemektedir.



Şekil 6.21 : P3-3B nolu kazık yükleme deneyinde yük hücresinin üstünde bulunan birim deformasyon ölçerlerden elde edilen soket sürtünmesi değerleri.



Şekil 6.22 : P3-4B nolu kazık yükleme deneyinde yük hücresinin alt kısmında bulunan birim deformasyon ölçerlerden elde edilen soket sürtünmesi değerleri.

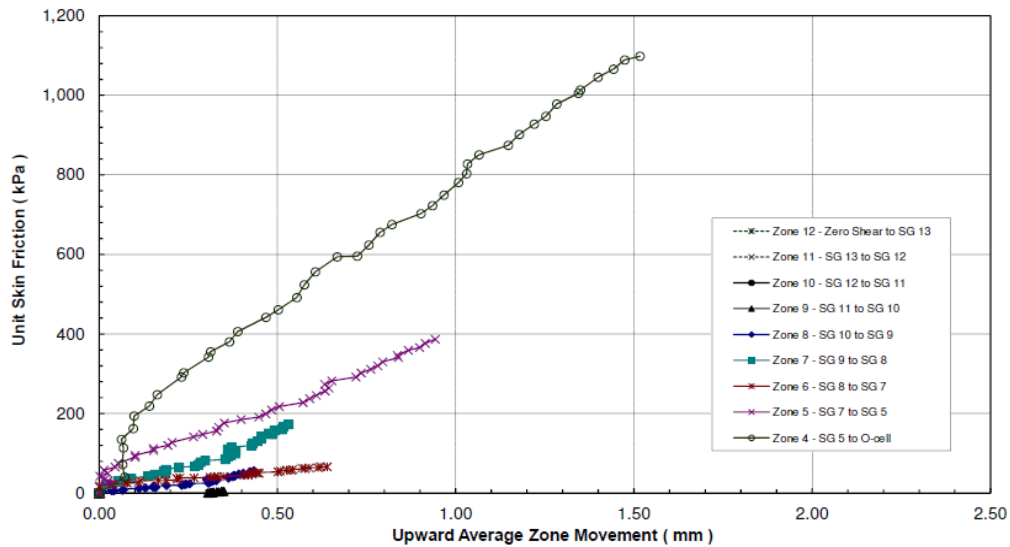
Daha önceki deneylere benzer şekilde, kazığın çelik boru kılıf içerisinde kalan kısmında ve zemin tabakaları içerisinde mobilize olan birim soket sürtünmesi değerlerinin temsili olmadığı aşikardır. Bu değerler, genel değerlendirme aşamasında göz ardı edilecektir.

Çizelge 6.6 : TP1 nolu kazık yükleme deneyinde mobilize olan pik soket sürtünmesi değerleri.

Yük Transfer Aralığı	Deplasman	Net Mobilize Olmuş Birim Çevre Sürtünmesi
Beton üst kotu – S.G. 8	0,59 mm Yukarı Yönde	29,0 kPa
S.G. 8 – S.G. 7	1,26 mm Yukarı Yönde	42,9 kPa
S.G. 7 – S.G. 5	1,58 mm Yukarı Yönde	273,0 kPa
S.G. 5 – Yük Hücresi	1,90 mm Yukarı Yönde	207,0 kPa
Yük Hücresi – S.G. 4	1,52 mm Aşağı Yönde	276,0 kPa
S.G. 4– S.G. 3	0,92 mm Aşağı Yönde	1045,0 kPa
S.G. 3– S.G. 2	0,38 mm Aşağı Yönde	586,0 kPa
S.G. 2– S.G. 1	0,12 mm Aşağı Yönde	244,0 kPa

6.5.4 TP2 nolu Kazık Yükleme Deneyi ile ilgili Sonuçlar

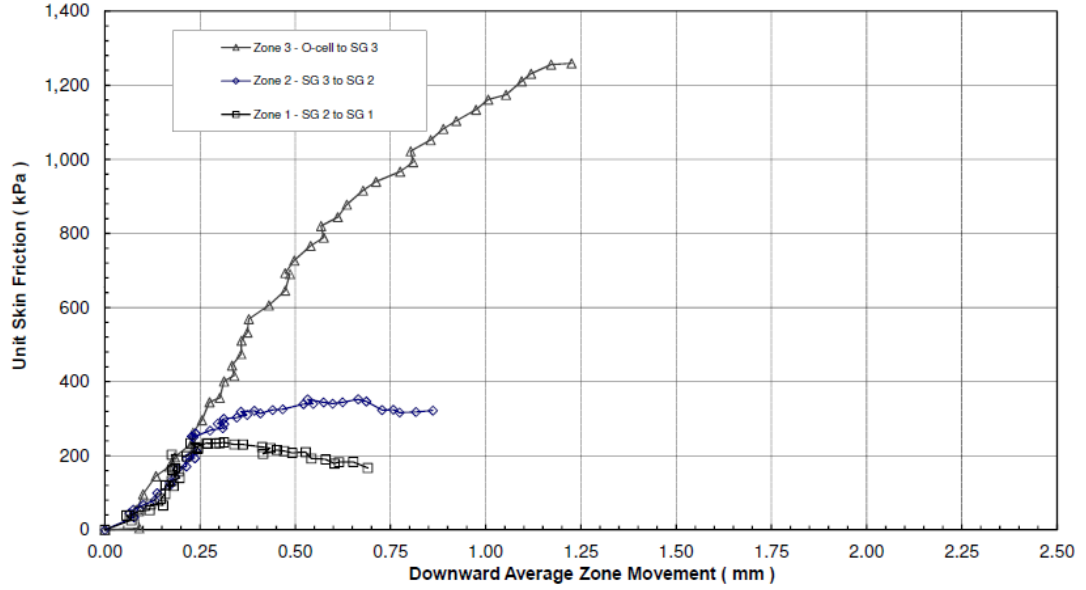
TP 2 nolu deney, proje kapsamında imal edilen ikinci test kazığı üzerinde yapılan yükleme deneyidir. Bu deneyde kaydedilen birim soket sürtünmesi değerleri ile deplasman ilişkisini gösteren grafikler ve deney sırasında kaydedilen pik değerleri özetleyen tablo aşağıda sunulmaktadır.



Şekil 6.23 : TP2 nolu kazık yükleme deneyinde yük hücresinin üstünde bulunan birim deformasyon ölçerlerden elde edilen soket sürtünmesi değerleri.

TP 2 nolu kazık üzerinde yapılan yükleme deneyinde, Zone 9 ile Zone 12 arası, diğer bir deyişle 10 numaralı birim deformasyon ölçer ile sıfır kesme bölgesi olarak tabir

edilen kazık betonu üst sınırı arasında beklendiği gibi çok düşük birim çevre sürtünmeleri okunmuştur.



Şekil 6.24 : TP2 nolu kazık yükleme deneyinde yük hücresinin alt kısmında bulunan birim deformasyon ölçerlerden elde edilen soket sürtünmesi değerleri.

TP 2 nolu deneyde, yük hücresinin yakın çevresinde mobilize olan birim soket sürtünmesi değeri oldukça yüksek değerlere ulaşırken, kazık ucuna doğru hızla sönümlenmiştir. Bu fark bir anlamda, kaya içerisinde yüklenen kazığın her bölgede homojen bir soket sürtünmesi ile çalışmadığını gösterdiği gibi, kayaya soketli kazıklarda uç direnci hesaba katılmadan tasarım yapılmasının doğru bir yaklaşım olduğunu teyit etmektedir.

Kazığın yüklenme şekli ve buna bağlı olarak mobilize olan birim soket sürtünmesinin kazık yüzeyindeki dağılımı ve tasarıma ilişkin esaslar ile ilgili değerlendirmelere çalışmanın sonraki paragraflarında ayrıntılı olarak yer verilecektir.

TP 2 nolu deneye ait Çizelge 6.7'deki pik birim çevre sürtünmesi değerlerinin yük hücresinden beton üst kotu bölgesine göre dağılımı incelendiğinde, S.G. 8 – S.G. 7 bölgesi için hesap edilen 66.2kPa değerinin temsili olmadığı anlaşılmaktadır. Bu değer ve bu bölgeye ait deformasyon – birim çevre sürtünmesi grafiği değerlendirmeye alınmayacaktır.

Çizelge 6.7 : TP2 nolu kazık yükleme deneyinde mobilize olan pik birim soket sürtünmesi değerleri.

Yük Transfer Aralığı	Deplasman	Net Mobilize Olmuş Birim Çevre Sürtünmesi
Beton üst kotu – S.G. 13	0,00 mm Yukarı Yönde	0,0 kPa
S.G: 13 – S.G. 12	0,00 mm Yukarı Yönde	0,0 kPa
S.G: 12 – S.G. 11	0,00 mm Yukarı Yönde	0,0 kPa
S.G: 11 – S.G. 10	0,35 mm Yukarı Yönde	4,7 kPa
S.G. 10 – S.G. 9	0,43 mm Yukarı Yönde	56,3 kPa
S.G. 9 – S.G. 8	0,53 mm Yukarı Yönde	173,0 kPa
S.G. 8 – S.G. 7	0,64 mm Yukarı Yönde	66,2 kPa
S.G: 7 – S.G. 5	0,94 mm Yukarı Yönde	387,0 kPa
S.G. 5 – Yük Hücresi	1,52 mm Yukarı Yönde	1098,0 kPa
Yük Hücresi – S.G. 3	1,23 mm Aşağı Yönde	1259,0 kPa
S.G. 3– S.G. 2	0,86 mm Aşağı Yönde	322,0 kPa
S.G. 2– S.G. 1	0.69 mm Aşağı Yönde	167,0 kPa

7. HALIÇ METRO GEÇİŞ KÖPRÜSÜ PROJESİ KAZIK YÜKLEME DENEYİ SONUÇLARI İLE İLGİLİ DEĞERLENDİRMELER

İstanbul Haliç Metro Geçiş Köprüsü projesi dâhilinde, Osterberg hücresi ile yapılan 4 adet kazık yükleme deneyine ait sonuçlar önceki paragraflarda özetlenmiştir. Bu paragrafta ise, bu çalışmanın asıl konusu olan, İstanbul Grovaklarına soketli betonarme fore kazıkların taşıma kapasitesinin belirlenmesine yönelik olarak deney sonuçları değerlendirilecektir.

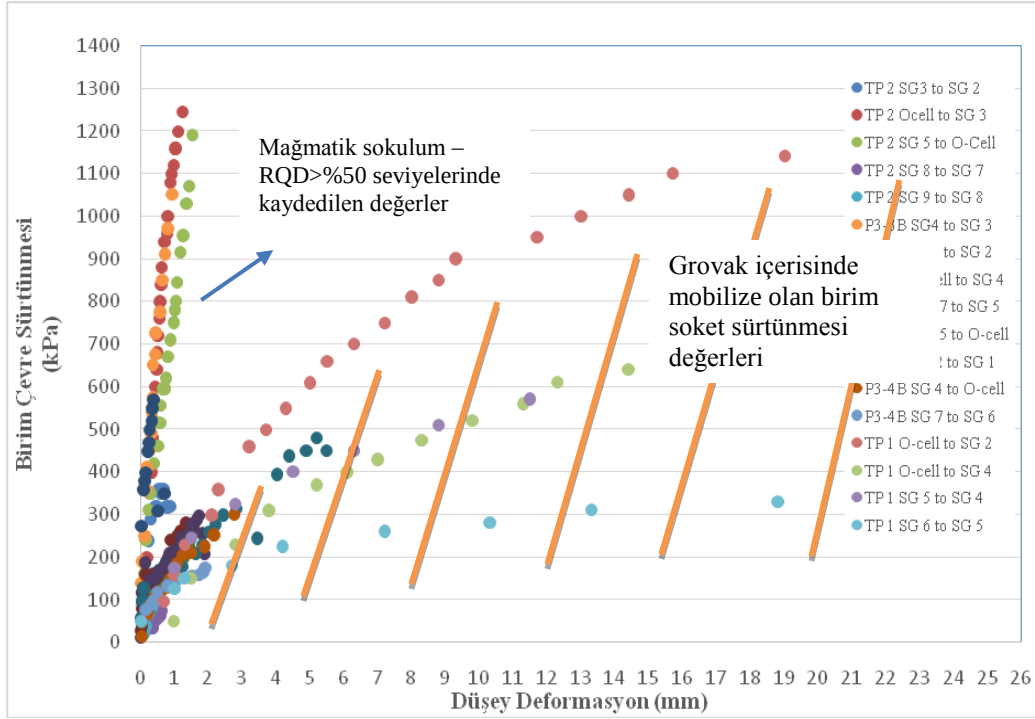
Değerlendirmelere geçmeden önce, farklı çap ve kaya soket ile imal edilen test kazıklarında deney yüklerinin anlamlı ve değerlendirilebilir olması açısından deney sırasında ulaşılan maksimum deney yükü için her bir kazığın kaya soketinde mobilize olması beklenen ortalama birim soket sürtünmesi değerleri hesaplanmıştır. Çizelge 7.1’de verilen ortalama birim soket sürtünmesi değerleri ortalama değerler olup, tasarımda kabul edildiği gibi tüm kaya soket içerisinde homojen bir gerilme değerinin mobilize olduğu kabulüne dayanmaktadır.

Çizelge 7.1 : Kazık Yükleme Deneylerinde, Maksimum Deney Yükü Altında Mobilize Olması Beklenen Ortalama Soket Sürtünmesi Değerleri.

Test No.	Maksimum Deney Yükü Q (kN)	Çap (m)	L _{soket} (m)	Ortalama Birim Soket Sürtünmesi, f _s (kPa)	Ölçülen Mikro Gerilim $\mu\epsilon$
TP 1	36.780	1,00	12.25	956	1,16E+02
P3-4B	47.000	2,20	22	309	1,70E+01
P3-3B	66.700	2,20	25	386	2,13E+01
TP 2	53.800	1,60	20,5	522	3,96E+01

Çizelge 7.1’de yer verilen ve soket sürtünmelerini normalize eden bu değerlendirme, kazık yükleme deneylerinde kaydedilen ve değerlendirmelerin temelini oluşturan farklı düşey deplasman değerlerini de anlaşılabilir kılmaktadır. Diğer bir deyişle, TP 1 nolu test kazığında, 20 mm’yi aşan düşey yerdeğiştirmelerin görülmesi ve diğer kazık yükleme deneylerinde birbirine çok yakın ve birkaç mm’yi aşmayan deplasmanlar için göreceli olarak düşük birim soket sürtünmesi değerlerinin ölçülmesi beklenen bir sonuçtur.

Şekil 7.1’de tüm kazık yükleme deneylerinde, yukarı ve aşağı yönde mobilize olan birim soket sürtünmesi değerlerinin, kazığın deney sırasında yaptığı düşey deformasyon ile ilişkisi toplu halde gösterilmiştir. Şekil 7.1, sadece anlamlı olduğu düşünülen birim gerinim ölçer seviyelerinden alınan ölçümlere dayanan sürtünmeleri kapsamaktadır. Anlamsız olan veya hatalı olduğu düşünülen seviyeler ile ilgili değerlendirmelere her bir kazık yükleme deneyi için önceki paragraflarda yer verilmiştir.

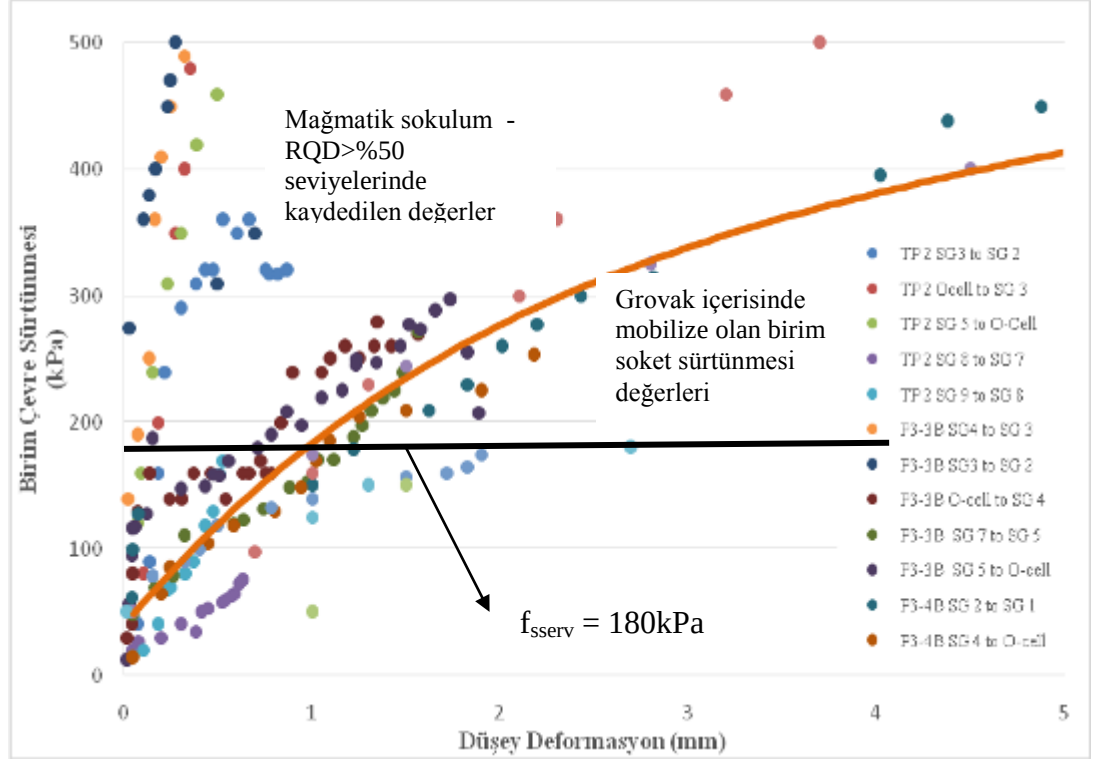


Şekil 7.1 : Kazık Yükleme Deneylerinden Elde Edilen Birim Çevre Sürtünmesi-Düşey Deformasyon Değerlerinin Toplu Halde Gösterilmesi.

İstanbul Grovakları içerisinde, dayk şeklinde, magmatik sokulumlar olduğu bilinmektedir. İstanbul’un birçok bölgesinde olduğu gibi Haliç Metro Geçiş Köprüsü projesinin inşa edildiği bölgede de rastlanılan söz konusu diabaz sokulumlarının etkisi, kazık yükleme deneylerinde ölçülen birim çevre sürtünmesi değerlerinde de görülmüştür. Bu magmatik sokulumlar içerisinde mobilize olan görel olarak yüksek soket sürtünmeleri ileride tekrar konu edilecektir.

Çok çatlaklı – çok parçalı, zayıf – çok zayıf kaya özelliği gösteren Trakya Formasyonu üyesi İstanbul grovakları içerisinde teşkil edilmiş betonarme kazıklarda, soket sürtünmesi-kazık düşey yerdeğiştirmesi davranışı Şekil 7.1’de gösterilmiştir.

Tüm deneylerde, 0'dan 5mm'ye kadar meydana gelen düşey kazık yerdeğiştirmeleri için ölçülen birim çevre sürtünmesi değerleri şekil 7.1'de işaretlenmiş olan bölgede kümelenmektedir. Bu ifadenin daha açık olarak anlaşılabilmesi açısından, şekil 7.1'deki grafiğin 500 kPa – 5 mm zonu büyütölerek şekil 7.2'de tekrar verilmiştir.



şekil 7.2 : Kazık Yükleme Deneylerinden elde Birim Çevre Sürtünmesi-Düşey Kazık Yerdeğiştirmesi İlişkisinin Toplu Halde Gösterilmesi.

şekil 7.2, henüz asimptotik sınıra uzak, sınırlı deformasyon değerleri için elde edilen soket sürtünmesi değerlerinin 250 kPa – 400 kPa aralığında yoğunlaştığını ve geniş açılımlı bir zarf çizmediğini göstermektedir.

Test kazığının göçmesini sağlamak üzere ileri yerdeğiştirme (oturma) değerlerine kadar yüklenen TP 1 nolu test kazığında ise, yüksek yerdeğiştirme değerlerine ulaşıldığı durumda mobilize olan birim çevre sürtünmesi değerlerinin zarfı görölmektedir (şekil 7.1). Görülebileceği üzere, 20mm düşey kazık yerdeğiştirmesi için 1100 kPa dolayında birim çevre sürtünmesi değerleri de elde edilmiştir.

şekil 7.2'de, Haliç Metro Köprüsü fore kazıklarının govak içindeki soketlerinin servis sürtünmesi olan $f_{serv} = 180 \text{ kPa}$ değeri işaretlenmiştir. Söz konusu servis

sürtünmesi, $G_s = 2$ güvenlik sayısı uygulanarak $F_{sult} = 360$ kPa nihai soket sürtünmesi değerinden elde edilmiştir. Haliç Metro köprüsünün geniş çaplı fore kazıklarında seçilen nihai ve servis soket sürtünmeleri, köprü yapısının kazıklı temellerinde düşük deformasyon yapması esas alınarak tasarlandığını ortaya koymaktadır.

8. GENEL SONUÇLAR

Haliç Metro Köprüsü Projesi kapsamında, Haliç grovaklarına soketlenen geniş çaplı betonarme fore kazıklar üzerinde, Osterberg yük hücreleri kullanılarak 4000-6000 ton gibi yüksek düşey yüklerin uygulandığı kazık yükleme deneyleri yapılmıştır. Bu yükleme deneylerinin ayrıntıları, deneylerde elde edilen veriler tez içerisinde ve tezin eklerinde verilmiştir. Tezde ulaşılan genel sonuçlar aşağıda özetlenmiştir :

1. İstanbul Grovaklarına soketli betonarme kazıkların tasarımında, soket sürtünmesi ile tasarım yapılmalıdır. Kaya soket ucunun yeterince temizlenmemesi durumunda veya kazığın küçük oturma değerlerinde uç dayanımının mobilize olmayacağı dikkate alınarak kayaya soketlenen kazıklarda sadece soket sürtünmesiyle tasarım yapılması tavsiye edilmektedir.
2. Üst yapıda izin verilebilen oturma değerlerinin görelî olarak küçük değerleri için (2-3mm) grovak içindeki soket tasarımında 300 kPa – 400 kPa aralığında soket sürtünmesi değerleri seçilmelidir. Nitekim, Haliç Metro Köprüsünde imal edilen $D = 2,20$ m çapındaki betonarme kazıkların grovak içindeki kaya soketlerinin tasarımında, nihai soket sürtünmesi olarak $f_{sult} = 360$ kPa değeri seçilmiştir. Yerindeki kaya kalitesine bağılı olarak tasarımcı alt sınır veya üst sınır değerlerle tasarım yapabilecektir. Belirtilen soket sürtünmesi değerleri için kazığın elastik sıkışmasına ilave olarak çok sınırlı miktarda düşey kazık yerdeğiştirmesi meydana gelebileceğı söylenebilecektir.
3. Tasarımcı, kazıklı temeller üzerinde yükselen üst yapının 10 mm – 20 mm gibi görelî olarak ileri düzeyde düşey yerdeğiştirme yapmasına izin verilmesi durumunda, İstanbul grovaklarında teşkil edilecek betonarme kazık soketlerinde mobilize olacak nihai soket sürtünmesi değerleri için 600 kPa-1000 kPa gibi görelî olarak yüksek birim çevre sürtünmesi değerlerini dikkate alabilecektir. Bununla birlikte, genelde $RQD < \% 25$ özelliğı sergileyen

İstanbul grovaklarında, bu birim içerisine soketli betonarme fore kazıklarda 800 kPa - 1000 kPa gibi yüksek soket sürtünmesi değerleri seçilmesinin önemli riskleri beraberinde getireceği ve kazık tasarımında kullanılan güvenlik sayısını düşüreceği göz önünde bulundurulmalıdır. Söz konusu yüksek soket sürtünmesi değerlerinin kullanılabilmesi için sahada birim çevre sürtünmesi değerlerinin hassas bir şekilde ölçüldüğü bir kaç kazık yükleme deneyi yapılmalıdır.

4. Şekil 7.1’de, TP 1 deney kazığının ulaştığı deney yükü sebebiyle İstanbul Grovakları için çizilebilen birim soket sürtünmesi – düşey kazık yerdeğiştirmesi ilişkisinin zarfı, Grovak kayasının heterojen yapısını ortaya koymaktadır. Özellikle, 20 mm mertebesindeki düşey yerdeğiştirme değeri için 320 kPa ila 1.150 kPa arasında değışen birim soket sürtünmesi değerlerinin oranının 3,30’ a yaklaşması dikkat çekmektedir.
5. İleri deplasman seviyeleri için elde edilen soket sürtünmesi alt sınırının 320 kPa gibi bir değerde kalması, sınırlı yerdeğiştirme değerleri için seçilen güvenli kaya soket sürtünmesinin 300kPa – 400 kPa bandını aşmayacak şekilde seçilmesinin doğru bir yaklaşım olduğunu ortaya koymaktadır. Diğer bir deyişle, grovak kayasının çok parçalı ve çok zayıf yapısı, yüksek soket sürtünmelerinin her yerde mobilize olmasına imkân tanımamakta, bir anlamda grovakların, zemin ile kaya arasındaki geçiş kayacı özelliğini doğrulamaktadır.
6. Orta sağlam-sağlam kaya ortamda mobilize olması beklenen ve literatürde yaygın olarak karşılaşılan 1000 kPa mertebesindeki kaya soket sürtünmesi değerlerinin, Haliç Metro Köprüsü projesinde yapılan kazık yükleme deneylerinin bazılarında karşımıza çıktığını görmekteyiz. Grovak içerisindeki magmatik orjinli diyabaz-andezit gibi sokulum kayalarıyla $RQD > \%50$ veya $TCR = \%100$ kaya kalitesine sahip kumtaşı seviyelerinde, 300-400 mikrometre (μm), diğer bir deyişle 1 mm’nin yarısından az bir kazık yerdeğiştirmesi için soket sürtünmesinin 500 kPa (Şekil 7.2), 1 mm’lik kazık yerdeğiştirmesi için ise 1000 kPa değerini aştığı görölmektedir. Bununla birlikte, dayk ve sil şeklindeki bu sokulumların düşey ve yatay düzlemlerde sürekli olmadığı bilinmektedir. Dolayısıyla, temel sistemindeki hangi

kazıkların, hangi soket boylarının bu sokulumlar içinde yer alacağını önceden kestirmek mümkün olmayacaktır. Diğer taraftan, aynı temel sistemindeki bazı kazıkların kaya soketleri için 300-400 kPa gibi alt sınır değerlerle hesap yaparken, bazı kazıklar için 1000 kPa dolayında üst sınır değerler seçilmesi kazık boylarında veya kazık çaplarında farklılıklar ortaya çıkaracağı için temel tasarımında istenmeyen bir durumdur. Bu sebeple, İstanbul grovıkları ve benzeri geçiş kayalarında alt sınır dolayındaki nihai soket sürtünmeleriyle hesap yapılması durumunda yeterli güvenliğe sahip kazık tasarımları yapılmış olacaktır.

KAYNAKLAR

- AASHTO** (2005). *Standart Specifications for Highway Bridges, 17th Edition*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC.
- Abdüsselamoğlu, Ş.** (1963). İstanbul Boğazı doğusunda mostra veren paleozoik arazide stratigrafik ve paleontolojik yeni müşahedeler, *MTA Dergisi*, 60, 1-6.
- Aksoy, İ. H.** (1982). *İstanbul'da Tarihi Yapılarda Uygulanan Temel Sistemleri*. İstanbul : İstanbul Teknik Üniversitesi Matbaası.
- ASTM** (1989). *Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Loads* (ASTM D1143-81). American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- ASTM** (2008) *Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles* (ASTM D4945-08). American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- Arioğlu, E., Yılmaz, A. O., ve Tunçdemir, H.** (2007). Kayaya gömülü fore kazıklar. *Evrinm Yayınevi, İstanbul*.
- Baykal, F. ve Kaya, O.** (1963). İstanbul bölgesinde bulunan karboniferin genel stratigrafisi, *MTA Dergisi*, 61, 1-9.
- Bell, F. G.** (1992). *Engineering In Rock Masses*. Oxford : F.G. Bell, Butterworth-Heinmann Ltd.
- Birand A.** (2007). *Kazıklı Temeller*. Ankara : Teknik Yayınevi, Mühendislik Mimarlık Yayınları.
- Bowles, J. E.** (1997). *Foundation Analysis and Design 5th International Edition*. Singapore : McGraw-Hill.
- Butler, H. D. & Hoy, H. E.** (1976). The Texas Quick-Load method for foundation load testing – users manual (Report No. FHWA-IP-77-8). Washington, D.C. : U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Development Report.
- Bychkov, N., Vdovin, J., & Sazavov, G.** (1970). İstanbul şehri metrosu için fizibilite raporu, s: 1-68 ve ekler. İstanbul : İETT Umum Müdürlüğü (Yayınlanmamış rapor).
- Byerlee, J. D.** (1967). Frictional characteristic of granite under high confining pressure, *J. Geophys*, 72, 3639-3648.
- Canadian Foundation Engineering Manual.** (1992). Canadian Geotechnical Society, Bitech. Publishers Ltd, Vancouver B. C.
- Canadian Geotechnical Society.** (2006). Canadian Foundation Engineering Manual 4th Edition, Bitech Publishers Ltd, Vancouver B.C.

- Castelli, R. J. & Fan, K.** (2002). O-Cell test results for drilled shafts in marl and limestone, *Deep Foundations 2002: An International Perspective On Theory, Design, Construction And Performance. Proceedings Of International Deep Foundations Congress. Eds: O'Neill, M.W., Townsend, F.C., 1:807-824.*
- Coduto, D. P.** (2001). *Foundation Design: Principles and Practices 2nd Edition.* New Jersey : Prentice Hall Inc., Upper Saddle River.
- Deere, D. U., & Miller, R. P.** (1966). Engineering classification and index properties for intact rock. London : Air Force Weapons Laboratory Technical Report, Leonard Hill.
- Dinç, H.** (2010). *Osterberg hücresi ile kazık taşıma kapasitesinin belirlenmesi.* (Yüksek Lisans Tezi). İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Duncan, C. W.** (1999). *Foundations on Rock.* London : E & FN Spon.
- Düzceer, İ. R.** (2002). *Kazık yükleme deneyleri ile nihai kazık taşıma kapasitesinin belirlenmesi üzerine bir çalışma.* (Doktora Tezi). İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Emerson, W. & Nice, R. L.** (1952). *Hagia Sophia Istanbul.* M.I.T., The Archaeological Institute of America.
- ENAR Müh. Mim. ve Dan. Ltd. Şti.** (2012). *TP2 Deney Kazığında Yapılan Kazık Yükleme Deneyi Hakkında Değerlendirme Raporu.* İstanbul: Enar Müh. Mim. ve Dan. Ltd. Şti.
- Englang, M. & Fleming, W. G. K.** (1994). Review of foundation testing methods and procedures, *Proceedings of Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*, 3 (3), 135-142.
- England, M.** (2003). Bi-directional static load testing – state of the art. *Proceedings of the 4th International Geotechnical Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles*, Ghent, Belgium.
- Erguvanlı, K.** (1971). Jeoloji ve kaya mekaniği. *Çatlaklı ve Ayrışmış Kayaların Mühendislik Özellikleri Sempozyumu*, 4, (s.1-6). İstanbul : İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi Matbaası.
- Erguvanlı, K.** (1978). *Mühendislere Jeoloji.* İstanbul : İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Fakültesi, Mühendislik Jeolojisi ve Kaya Mekaniği Kürsüsü, İstanbul Teknik Üniversite Matbaası.
- Eyigün, Y.** (2001). *Ankrajların Trakya formasyonunda uygulanması.* (Yüksek Lisans Tezi). İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Ezeldin, S.** (2004). Practical foundation engineering handbook. Retrieved from Digital Engineering Library @ McGraw-Hill.
- Fellenius, B. H.** (1972). Precast concrete piles. State-of-the-Art Report, Technical Committee No.11: Foundation Design, ASCE – IABSE Joint Committee on Planning and Design of Tall Buildings.

- Fellenius, B. H.** (1975). Test loading of piles and new proof testing procedure, *ASCE J.G.E.*,101 (GT9), 855-869.
- FHWA HI 97-013.** (1998). Design and Construction of Driven Pile Foundations, Workshop Manual, Vol.1, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Goble, G. G. & Likins, G. E.** (1996). On the Application of PDA Dynamic Pile Testing. *Proceedings of the Fifth International Conference on the Application of Stress-wave Theory to Piles*, (pp.12-17). Orlando, Florida, USA, September.
- İncecik, M.** (2005). İstanbul metrosu 4.Levent-Ayazağa kesimi depo sahası ve bağlantı hatları inşaatı hakkında geoteknik rapor. İstanbul: İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, Geoteknik Anabilim Dalı.
- Handin, J. & Stearns, D. W.** (1964). Sliding friction of rock, *Trans. Am. Geophys. Un.*,45, 103.
- Hatipoğlu, M.** (2002). *Kayaya soketli kazıkların mühendislik davranışı*. (Yüksek Lisans Tezi). İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Hendron Jr., A. J.** (1968). “*Mechanical Properties of Rocks*” *Rock Mechanics in Engineering Practice* (pp. 21-23). London : Stagg-Zienkiewicz, John Wiley & Sons Ltd.
- Hertlein, B. & Davis, A.** (2006). *Nondestructive Testing of Deep Foundations*. Chichester : John Wiley & Sons Ltd.
- Horvath, R. G.** (1980). Load transfer for rock socketed drilled pier foundations (DSS File No.10X5.31155-9-4420, Contact Serial No.1SX79.000531). Canada: Research Project Report for the National Research of Canada.
- Horvath, R. G. & Kenney, T. C.** (1979). Shaft resistance of rock socketed drilled piers. *Proc. Symposium on Deep Foundations*. Atlanta, Georgia, USA : ASCE.
- Horvath, R. G., Kenney, T. C., & Kozicki, P.** (1983). Methods of improving the performance of drilled piers in weak rock. *Canadian Geotechnical Journal*, 20 (4), 758-772.
- Hoskins, E. R.** (1968). A medium scale direct friction experiment, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*,3, 249-264.
- ICE** (1996). *Specification for Piling and Embedded Retaining Walls*. London : Thomas Telford Ltd.
- İnce, G. Ç.** (2005). Tarihi yarımadanın (İstanbul) yerel zemin koşullarının büyütme özellikleri ile jeolojik geoteknik yapısının karşılaştırılması. *Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*. İstanbul, Türkiye.
- İstanbul Büyükşehir Belediyesi.** (1999). *Taksim-Unkapanı Arası Metro İnşaatı 7 no.lu Nisan Ayı Aylık İlerleme Raporu*. İstanbul: İstanbul Büyükşehir Belediyesi.

- İstanbul Büyükşehir Belediyesi.** (2000a). *Süleymaniye Sondaj ve Geoteknik Veri Raporu*. İstanbul: İstanbul Büyükşehir Belediyesi.
- İstanbul Büyükşehir Belediyesi.** (2000b). *Yenikapı Sondaj ve Geoteknik Veri Raporu*. İstanbul: İstanbul Büyükşehir Belediyesi.
- İstanbul Büyükşehir Belediyesi.** (2007). *Darıüşşafaka-Hacıosman Tünelleri Geoteknik Değerlendirme Raporu*. İstanbul: İstanbul Büyükşehir Belediyesi.
- İstanbul Büyükşehir Belediyesi.** (2010). *Zemin ve Deprem İnceleme Müdürlüğü, Avrupa Yakası Jeolojisi Raporu*. İstanbul: İstanbul Büyükşehir Belediyesi. (Yayınlanmamış rapor).
- İstanbul Teknik Üniversitesi MJKM.** (1985). *İSKİ Haliç Kuzey Yakası Kanalizasyon Tünelleri Güzergahının Mühendislik Jeolojisi ve Kaya Mekaniği Raporu* (Rapor No: 85/2). İstanbul: İstanbul Teknik Üniversitesi.
- Jaeger, J. C.** (1959). The frictional properties of joints in rock, *Geofis*,43, 148-158.
- Japan Bridge Consultants Co. Ltd.** (1970). *Report on Soil Exploration of İstanbul Haliç Bridge*
- Kaya, O.** (1969). *Karbon bei İstanbul* (Pal. 3, pp. 160-173). Stuttgart : N.Jahr F.Geol.
- Kishida, H., Tsubakihara & Ogura, T.** (1992). Pile loading tests at Osaka Amenity Park Project. Tokyo : Mitsubishi Co.
- Kulhawy, F. H. & Phoon, K. K.** (1993). Drilled Shaft Side Resistance in Clay Soil to Rock. *Proceedings, Conference on Design and Performance of Deep Foundations: Piles and Piers in Soil and Soft Rock*, (pp.172-183). Geotechnical Special Publication No:38.
- Kumbasar, V., & Diğ.** (1968). Orduevi kültür ve dinlenme tesislerine ait temel zemini ve sistemi. Yayınlanmamış Rapor.
- LOADTEST.** (2008). *Method Statement for Installation and Load Testing of Preliminary Test Piles Using O-Cell® Test Methodology* (Project No. LT 2691, Test Nos. LT 2691 TP1, Issue 2).
- Marinos, P. & Hoek, E.** (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch, *Bull. Engg. Geol. Env.*,60, 85-92.
- Mayne, P. W., Christopher, B. R., & DeJong, J.** (2001). Geotechnical site characterization-manual of subsurface investigations, *National Highway Institute, Federal Highway Administration*, Publication No. FHWA NHI-01-031, Washington.
- Meriç, E.** (1990). *İstanbul Boğazı Güneyi ve Haliç'in Genç Kuvaterner (Holosen) Dip Tortulları*. İstanbul : İstanbul Teknik Üniversitesi Vakfı.
- Nam, M. S.** (2004). *Improved design for drilled shafts in rock* (PhD Thesis). University of Houston, Houston, TX.

- Ogura, H. ve Diğ.** (1995). Application of pile load test to cast-in-place concrete pile and precast pile, special volume, "Tsuchi-to-Kiso" on pile loading test. *Japanese Geotechnical Society*, 3 (5), Ser.No.448.
- Osterberg, J. O.** (1995). The Osterberg cell for load testing drilled shafts and driven piles (Report No. FHWA-SA-94-035). Washington, D.C : U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration Office of Technology Applications.
- Osterberg, J. O.** (1998). The Osterberg Load Test Method for Bored and Driven Piles. *The First Ten Years. 7th International Conference & Exhibition on Piling and Deep Foundations*. Vienna, Austria : Deep Foundations Institute.
- Özüer, A. B.** (1975). *Çatlaklı grovak ve killi şistlerin mühendislik özellikleri*. (Doktora Tezi). İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Pells, P. J. N. & Turner, R. M.** (1980). *End-bearing on Rock With Particular Reference to Sandstone*. Rotterdam : Balkema.
- Penck, W.** (1919). *Grundzude der Geologie des Bosporus*. Berlin : Veriff. Inst. F. Mecresk.
- Peng, L. S., & Diğ.** (1999). Osterberg Cell Testing of Piles. *Proceedings of the International Conference on Rail Transit*. Singapore : Association of Consulting Engineers, March.
- Pettijohn, F. J.** (1949). *Sedimentary Rocks*. New York : Harper.
- Peynircioğlu, H.** (1962). İstanbul Haliç sahillerinin geotekniği. *Türkiye İnşaat Mühendisliği 1. Teknik Kongresi*, (s.20-22). Ankara.
- Peynircioğlu, H.** (1971). Çatlaklı ve ayrıışmış kaya kütlelerinin kayma direnci. *Çatlaklı ve Ayrıışmış Kayaların Mühendislik Özellikleri Sempozyumu*, I, (s.1-13). İstanbul : İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi Matbaası.
- Peynircioğlu, H., Aksoy, İ. H., ve Özüdoğru, K.** (1978). Eminönü Süleymaniye Unkapanı bölgesinin geoteknik etüdü ve yeni cami temellerinin incelenmesi (Rapor No. 31). İstanbul : İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi Teknik Raporu.
- Rae, D.** (1963). *The Measurement of the Coefficient of Friction of Some Rocks During Continuous Robbing* (pp. 438-440).
- Reese, L. C. & O'Neill, M. W.** (1988). Drilled shafts: Construction procedures and design methods (Report No. FHWA-HI-88042). Virginia : U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration Office of Implementation.
- Reese, L. C. & O'Neill M. W.** (1999). Drilled shafts: Construction procedures and design methods, *Technical Manual*, Publication No. FHWA-IF-99-025.

- Sağlam, A.** (2009). Haliç Metro Geçiş Köprüsü eğik askılı ve döner tabliyeli köprü ayakları hakkında geoteknik rapor. İstanbul : İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı ve Deprem Uygulama Araştırma Merkezi.
- Sağlam, A.** (2010). Haliç Metro Geçiş Köprüsü P3-4B kazığında yapılan yükleme deneyi hakkında değerlendirme raporu. İstanbul : İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı ve Deprem Uygulama Araştırma Merkezi.
- Sağlam, A.** (2009). Haliç Metro Geçiş Köprüsü TP1 kazığında yapılan yükleme deneyi hakkında değerlendirme raporu. İstanbul : İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı ve Deprem Uygulama Araştırma Merkezi.
- Sayar, C.** (1973). İstanbul'un yeni metro projesi ve şehrin jeolojisi. *Çatlaklı ve Ayrışmış Kayaların Mühendislik Özellikleri Sempozyumu*, VIII, (s.15). İstanbul : İstanbul Teknik Üniversitesi Zemin Mekaniği Araştırma Kurumu.
- Sayar, C.** (1976). Haliç ve civarının jeolojisi. *Haliç Sorunları ve Çözüm Yolları Ulusal Sempozyumu*, (s.355-374). İstanbul : Boğaziçi Üniversitesi.
- Sayar, M. ve Sayar, C.** (1962). *İstanbul'un Surlar İçindeki Kısımının Jeolojisi*. İstanbul : İstanbul Teknik Üniversitesi Maden Fakültesi.
- Schellingerhout, A. J. G. & Revoort, E.** (1996). Pseudo Static Pile Load Tester. *Fifth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*, (pp.1031-1037). Orlando, Florida, September 11-13.
- Schmertmann, J. H. & Hayes, J. A.** (1997). The Osterberg Cell and Bored Pile Testing – A Symbiosis. *Proceedings : Third International Geotechnical Engineering Conference*. Egypt : Cairo University, January 5-8.
- Stain, R. T.** (1982). *Integrity Testing, Civil Engineering* (pp. 55-59).
- Stain, R. T. & French, S.** (1992). *Simbat – A Dynamic Load Test for Bored Piles. Piling: European Practice and Worldwide Trends* (pp. 198-205). London : Thomas Telford.
- Toğrol, E.** (1971). Ayrışmış ve çatlaklı kayalara oturan kazıklar. *Çatlaklı ve Ayrışmış Kayaların Mühendislik Özellikleri Sempozyumu*, 3, (s.1-11). İstanbul : İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi Matbaası.
- Toğrol, E.** (1975). Haliç Sempozyumu. *İstanbul Geoteknik Su ve Çevre Mühendisliği Sorunları Araştırma Grubu Sempozyumları*, 1. İstanbul : İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi Matbaası.
- Toğrol, E.** (1998). *Yeni Galata Köprüsü* (pp. 253-258). İstanbul : Prof. Dr. Kazım Çeçen Anma Kitabı.
- Toğrol, E. ve Akman, S.** (1969). Karotlar üzerinde laboratuvar deneyleri. *Numune Alma ve Arazi Deneyleri Sempozyumu*, XVIII, (s.11). İstanbul : İstanbul Teknik Üniversitesi Zemin Mekaniği Araştırma Kurumu.
- Toğrol, E., Aydınoğlu, N., Tuğcu, E. K., & Bekaroğlu, Ö.** (1989). Design and Construction of Large Piles. *Proceedings : Twelfth ICSMFE*, (pp.1067-1072). Rio de Janeiro.

- Toğrol, E., Eyigün, Y., Küman, S., ve Yıldırım, Ü. E.** (2011). Haliç'in zemin özellikleri - yeni bir değerlendirme. *İTÜ Dergisi*, Cilt: 10, Sayı: 4, (s.81-90). İstanbul.
- Tomlinson, M. J.** (2004). *Pile Design and Construction Practice*. London : E & FN Spon.
- Tomlinson, M. & Woodward, J.** (2008). *Pile Design and Construction Practice* (5th ed.). New York : Taylor & Farncis.
- Ülgen, A. S.** (1942). Yeni Camii, *Vakıflar Dergisi*, 2, 387-397.
- Vardar, M. ve Eriş, İ.** (1994). İstanbul Metrosu Taksim-4. Levent güzergahı temel kayaçlarının jeomekanik özellikleri ve duraylılık sorunları. *Ulaşımında Yeraltı Kazıları Sempozyumu*, (s.181-197). İstanbul : Maden Mühendisleri Odası.
- Vesic, A. S.** (1972). Expansion of cavities in infinite soil mass, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98, 265-290.
- Vipulanandan, C., Hussain, A., & Usluoğulları, O.** (2007). Parametric study of open core-hole on the behavior of drilled shafts socketed in soft rock. *Contemporary Issues in Deep Foundations*. Proc. Of Geo-Denver, Geotechnical Special Publication No.158, Denver, Colorado, In Cd-Ram.
- Williams, A. F.** (1980). The design of socketed piles in weak rocks. *Int. Conference Structural Foundations on Rock*. Sydney : Balkema.
- Yıldırım, S.** (2004). *Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı*. İstanbul : Birsen Yayınevi.
- Yıldırım, M. ve Savaşkan, E.** (2002). İstanbul tersiyer çökellerinin stratigrafisi mühendislik özellikleri, *Mühendislik Jeolojisi Türk Milli Komitesi Bülteni*, 25, 18.
- Yıldırım, M. ve Savaşkan, E.** (2003). İstanbul bölgesi tersiyer çökellerinin stratigrafisine yeni bir yaklaşım ve çökellerin mühendislik özellikleri. *İstanbul'un Jeolojisi Sempozyumu*, (s.87-102). İstanbul : TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası.
- Zhang, L.** (1997). *Analysis and Design of Axially Loaded Drilled Shafts Socketed into Rock*.
- Zhang, L.** (2004). *Drilled Shafts in Rock*. Leiden : A.A. Balkema Publishers.
- Zhang, L.** (2008). Predicting The End Bearing Capacity of Rock Socketed Shafts. *33rd Annual & 11th International Conference on Deep Foundations*, (pp.307-316). New York, USA : Deep Foundations Institute, October 15-17.
- Zhang, L. & Einstein, H. H.** (1998). End bearing resistance of drilled shafts in rock, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124 (7), 574-584.

EKLER

EK A : Zemin ve kaya deneylerinin sonuç grafikleri

EK B : Karot sandığı fotoğrafları

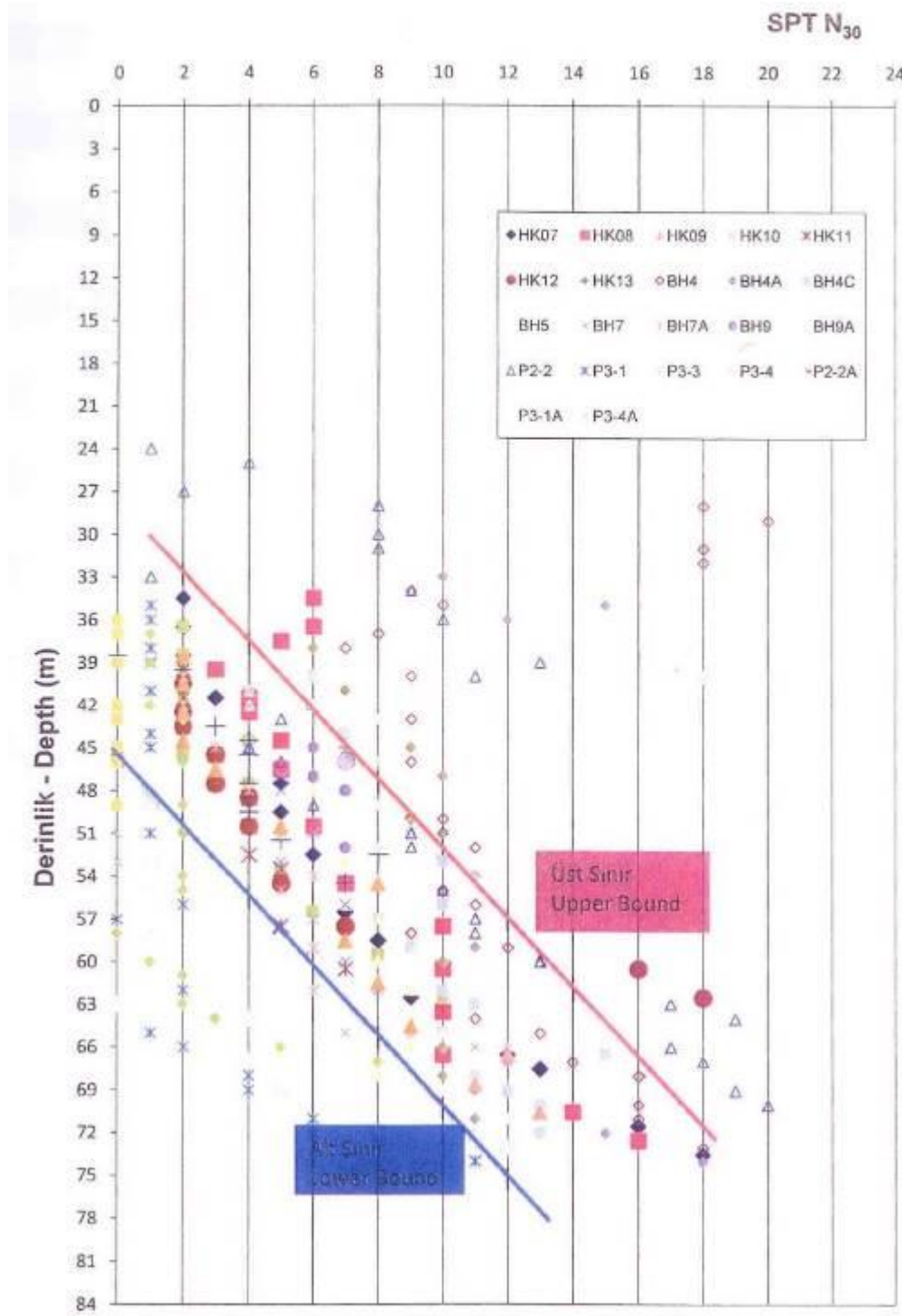
EK C : TP1 no.lu test kazığı ile ilgili fotoğraf, grafik ve şekiller

EK D : P3-4B no.lu test kazığı ile ilgili fotoğraf, grafik ve şekiller

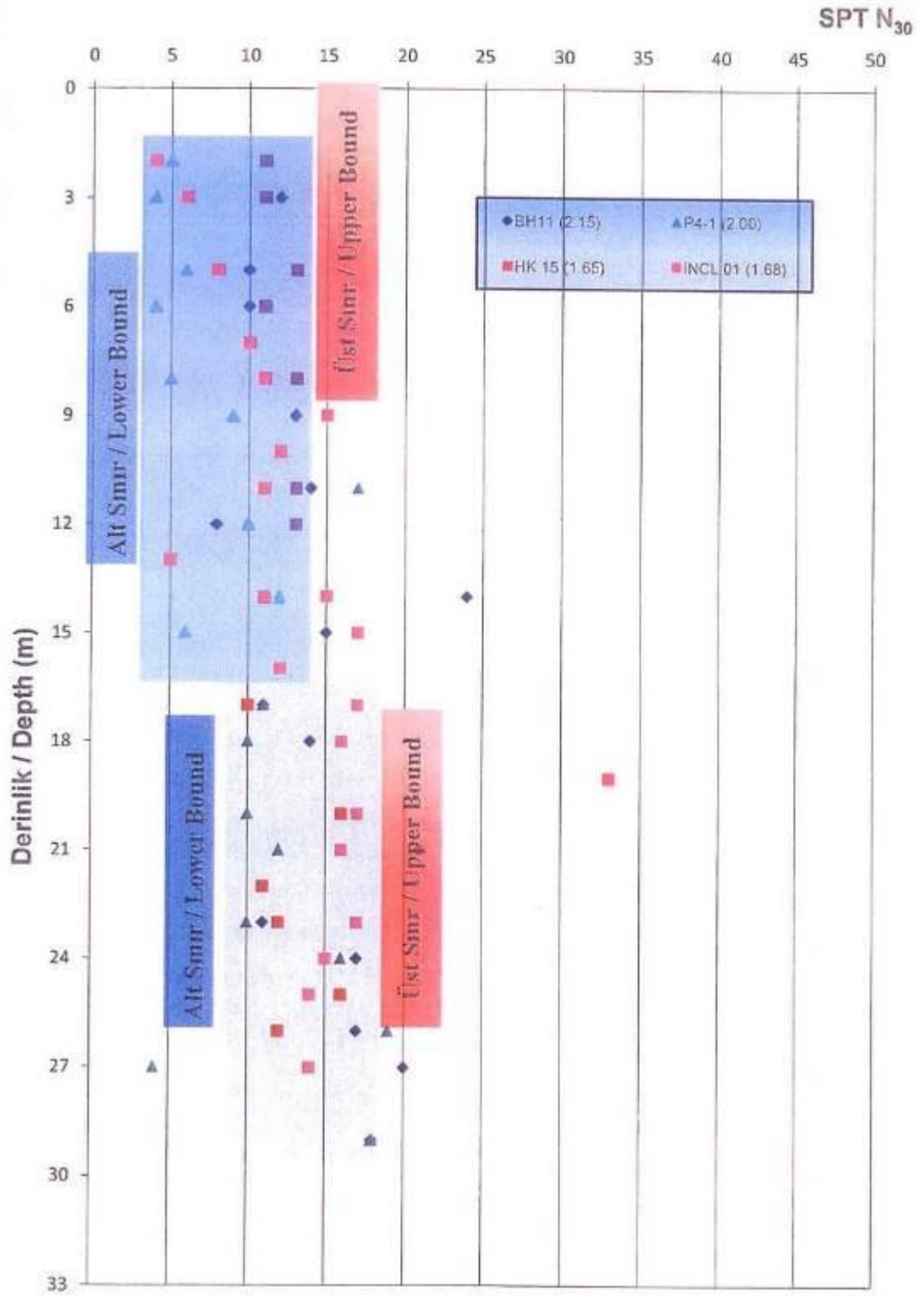
EK E : P3-3B no.lu test kazığı ile ilgili fotoğraf, grafik ve şekiller

EK F : TP2 no.lu test kazığı ile ilgili fotoğraf, grafik ve şekiller

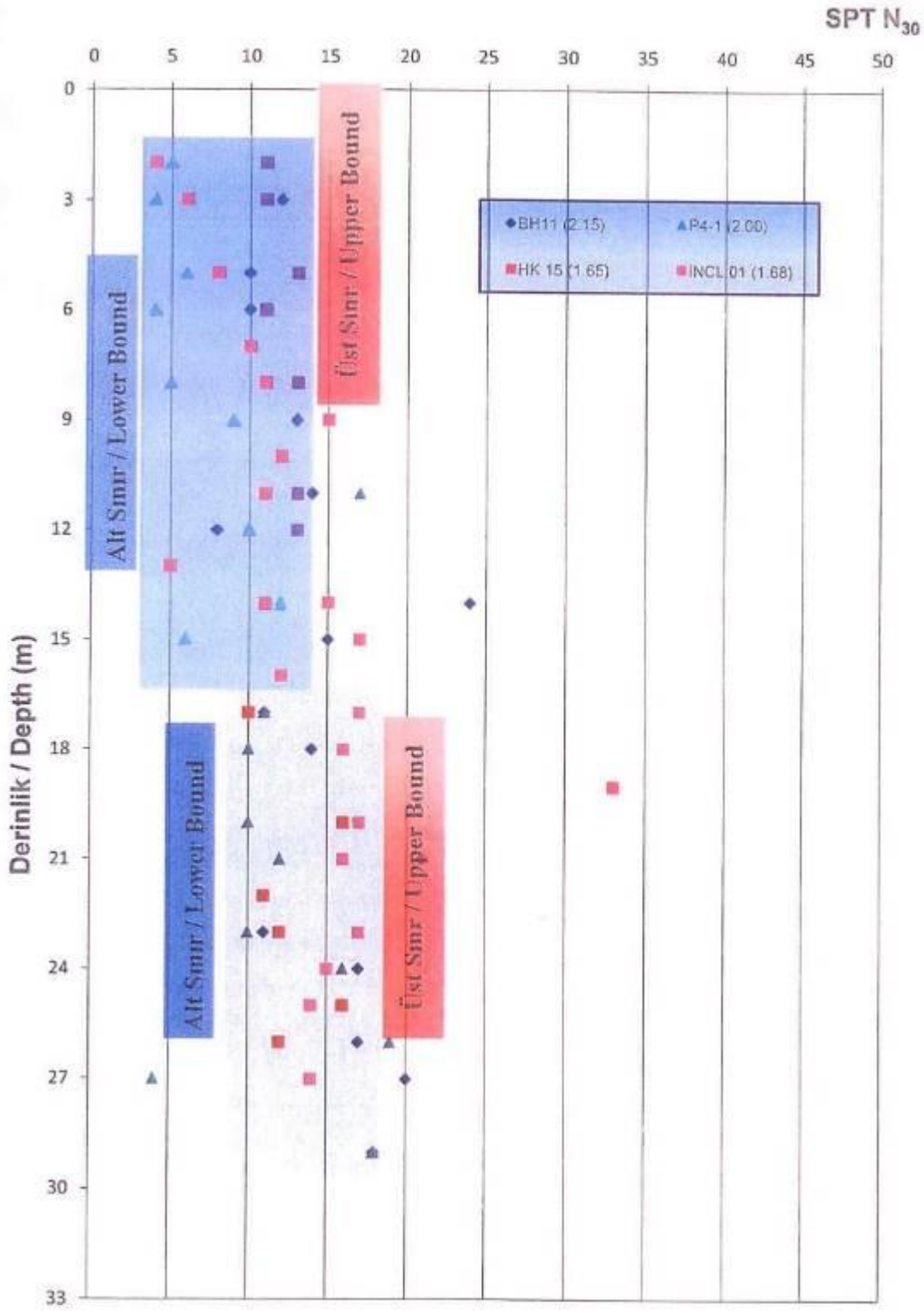
A. Zemin Ve Kaya Deneylerinin Sonuç Grafikleri



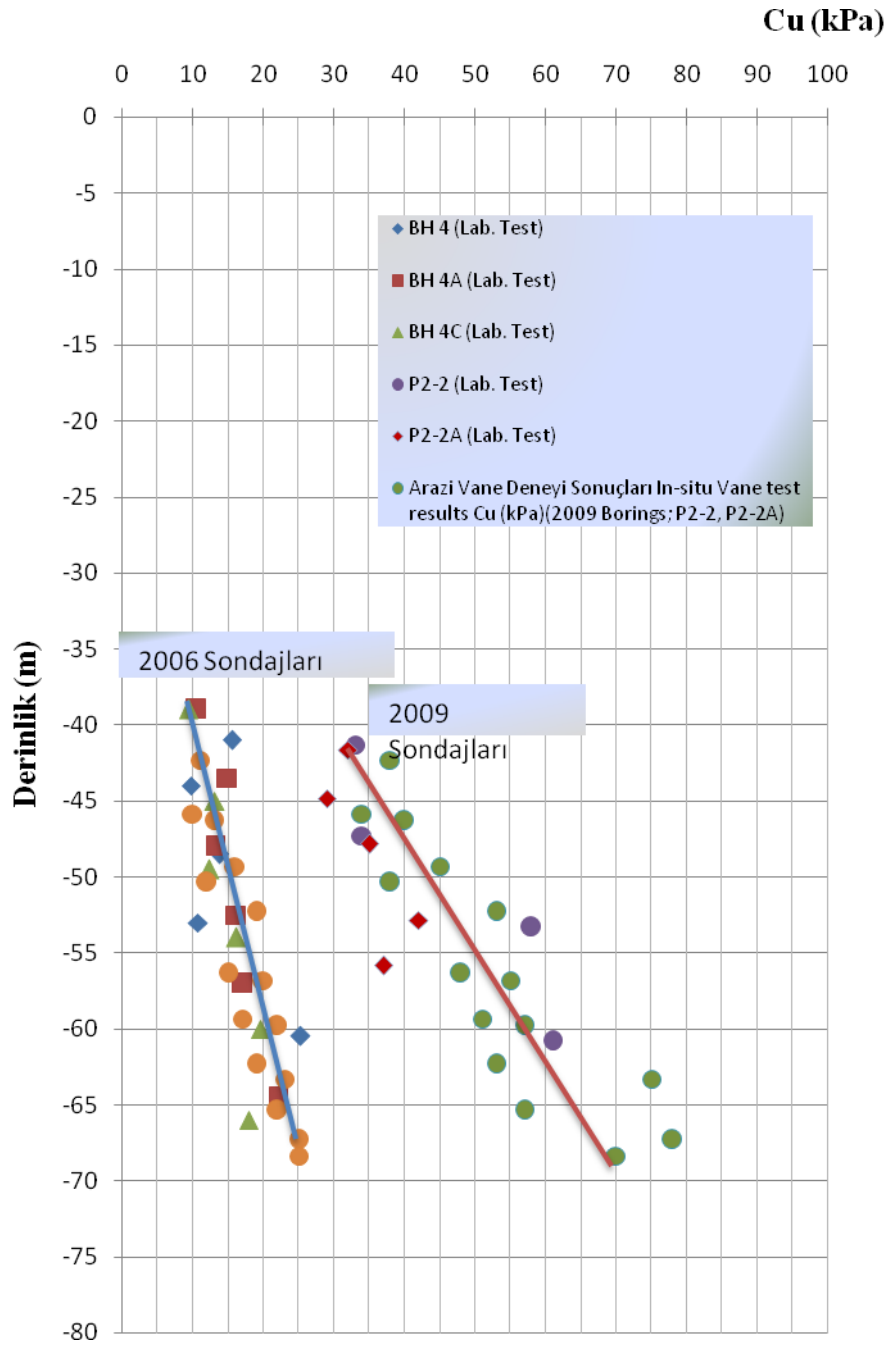
Şekil A-1 : Köprünün deniz ayaklarındaki (P2-2, P3-1, P3-3, P3-4) sondajlardan elde edilen SPT-Derinlik değişimi grafiği.



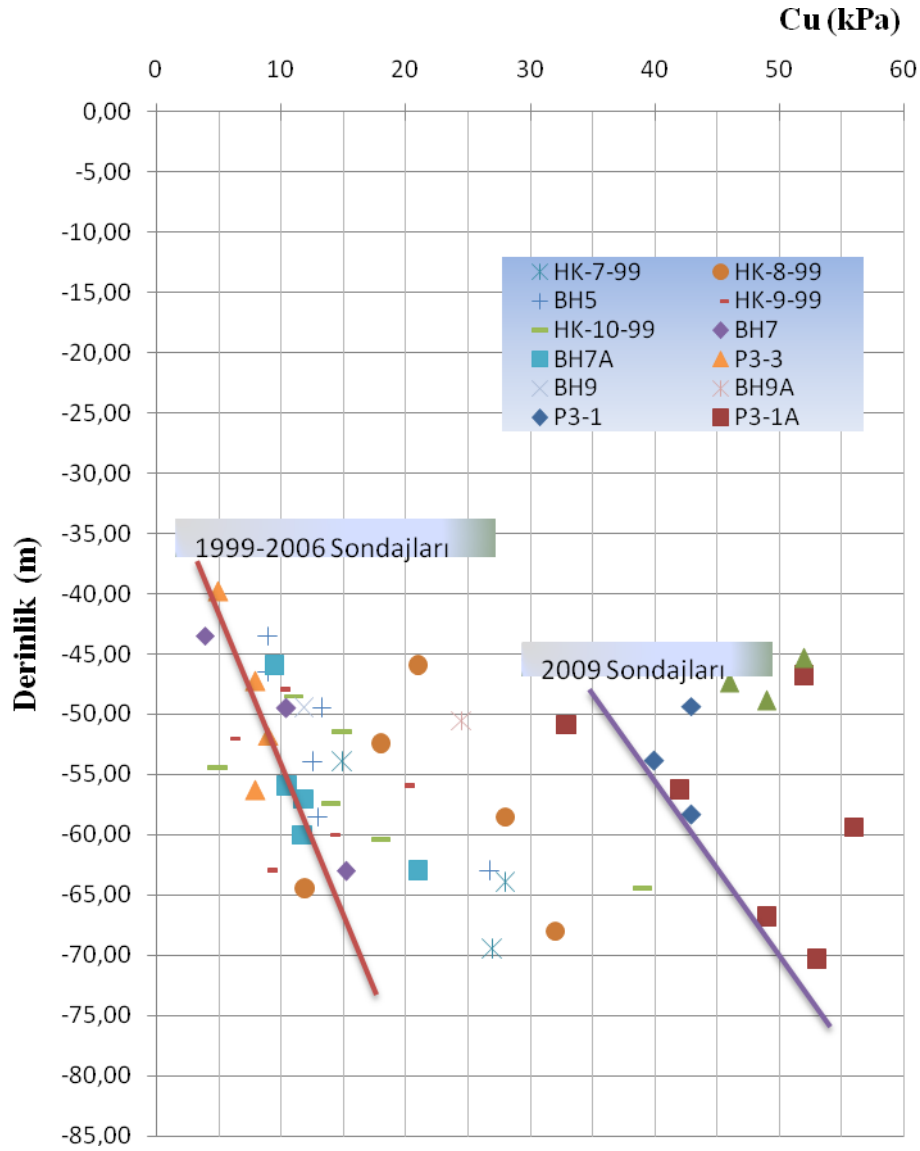
Şekil A-2 : Köprünün deniz ayaklarındaki (P2-2, P3-1, P3-3, P3-4) sondajlardan elde edilen SPT-Derinlik değişimi grafiği.



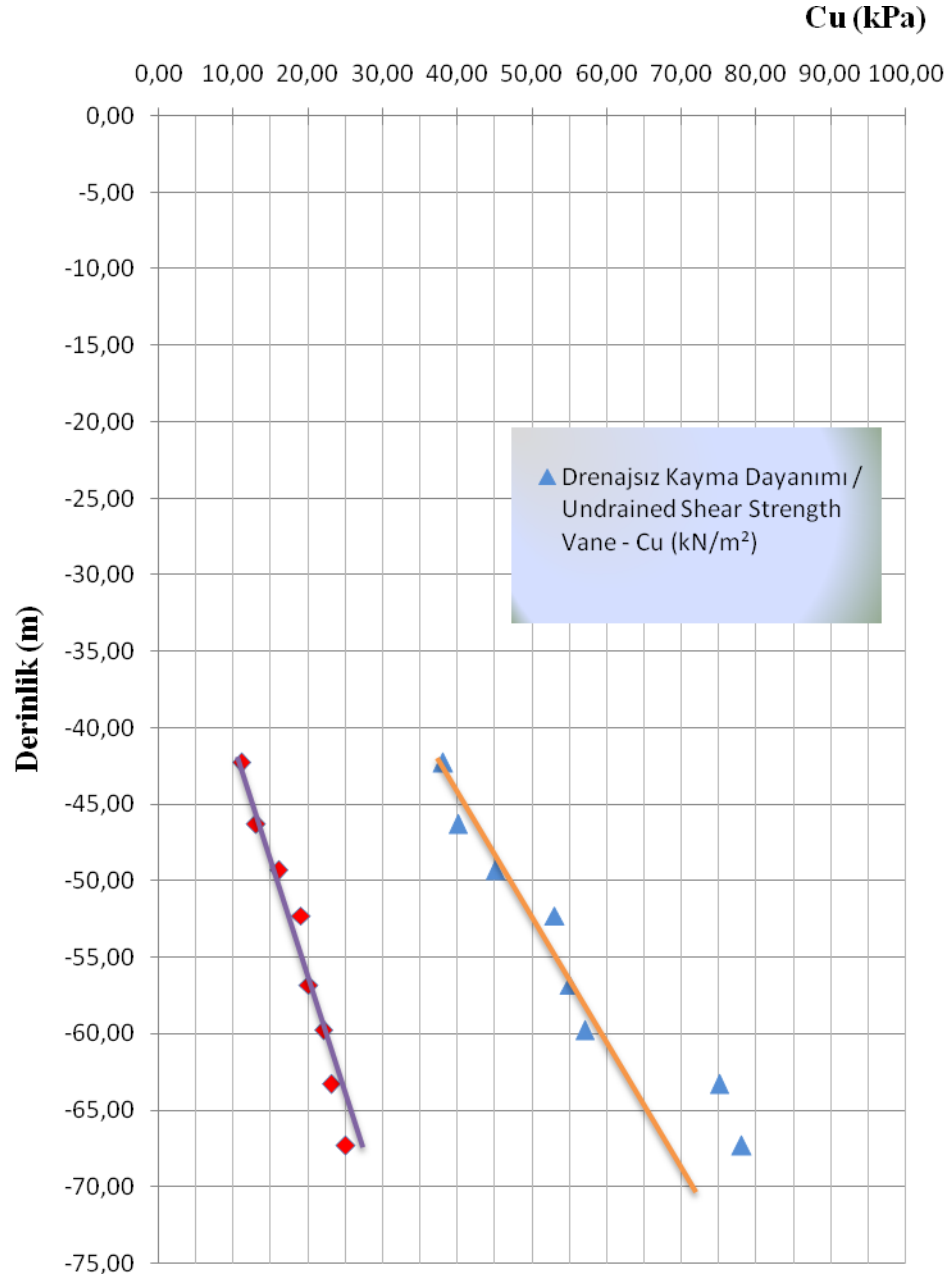
Şekil A-3 : Çelik köprünün Beyoğlu yakasında kıyı çizgisine yakın ayağında (P4-1) yapılan sondajlardan elde edilen SPT-Derinlik değişimi grafiği.



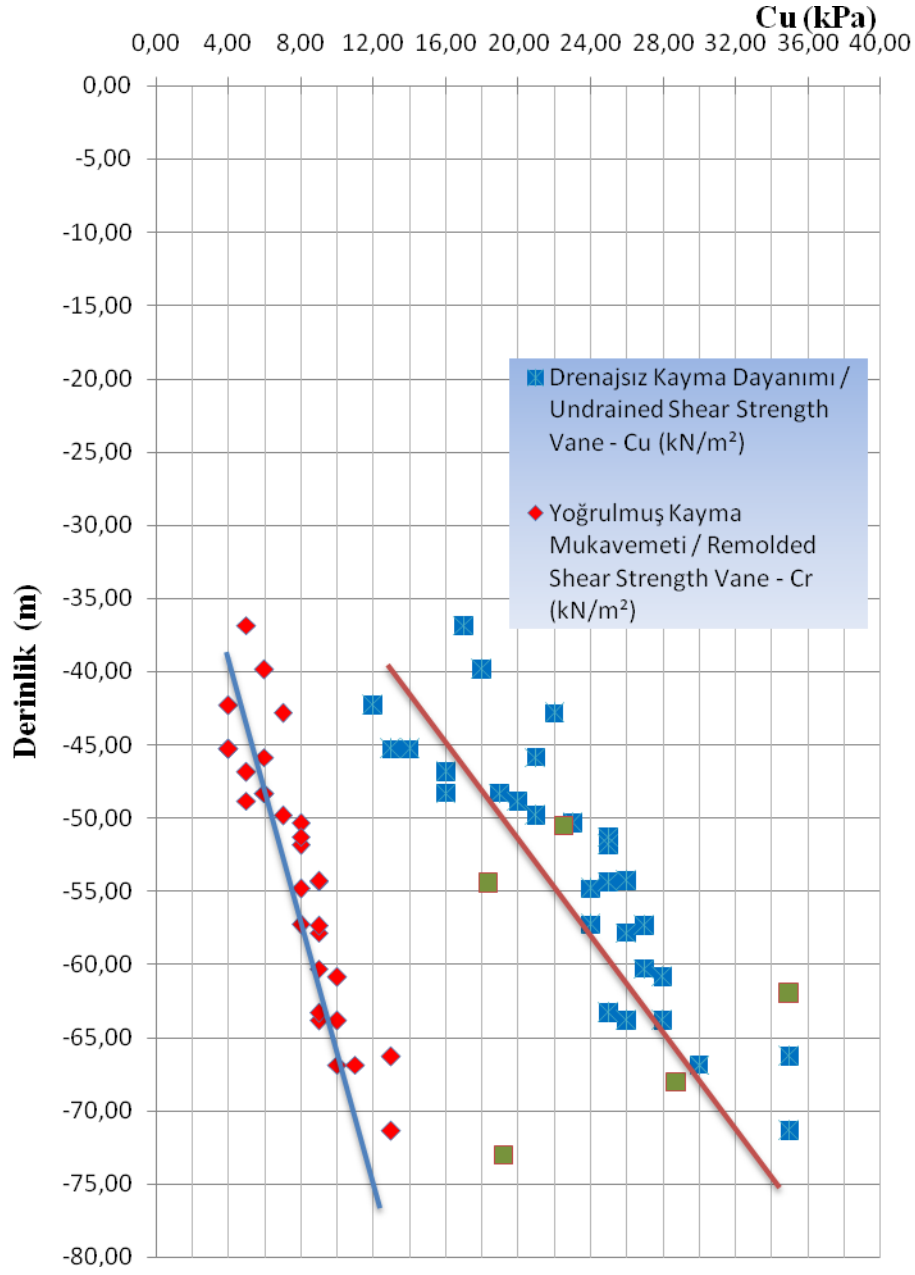
Şekil A-4 : P2-2 Ayağı Kayma Dayanımı-Derinlik Grafiği (Laboratuvar ve Arazi Deneyleri birlikte).



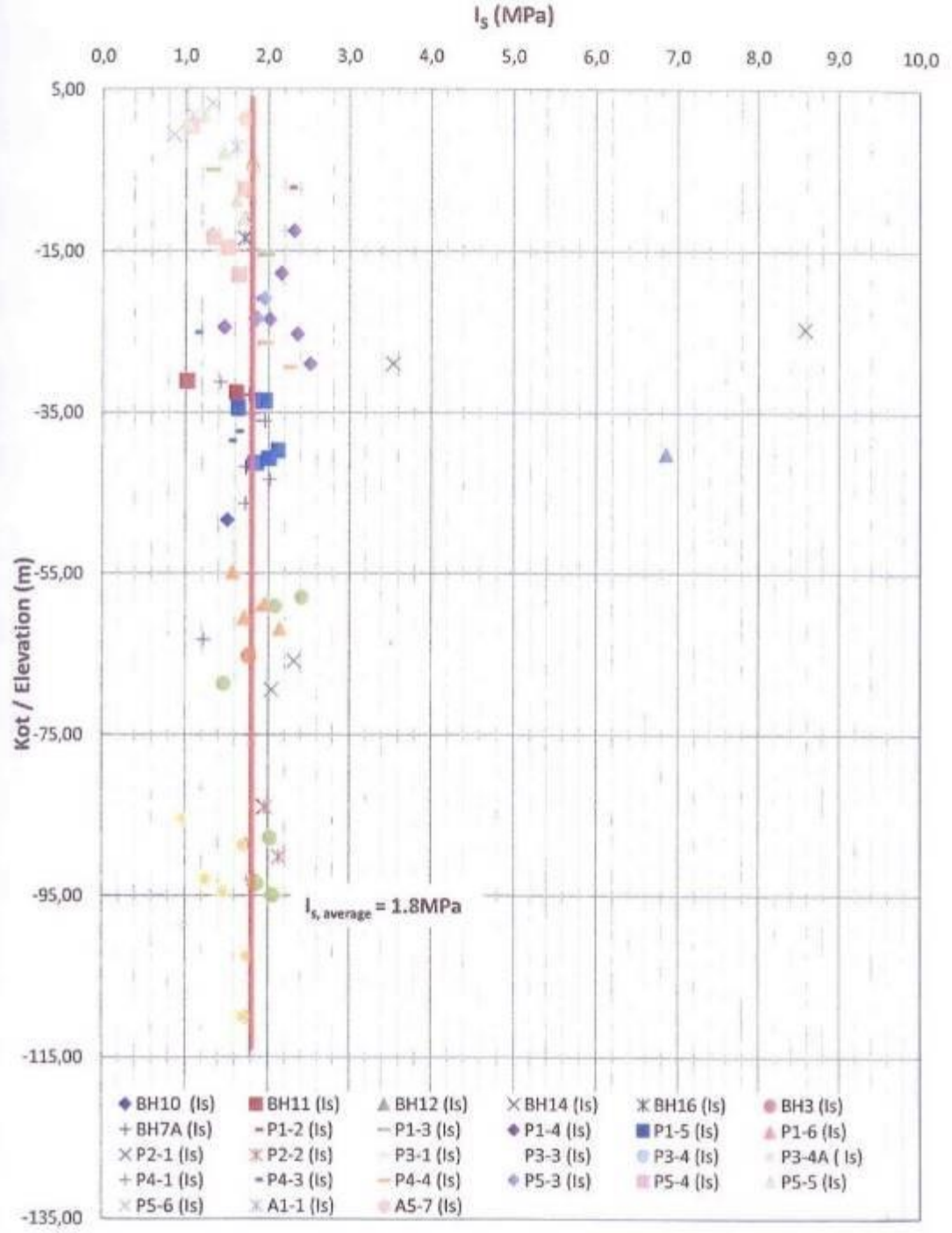
Şekil A-5 : P3-1 Ayağı, P3-3 Ayağı, P3-4 Ayaklarından alınan numuneler üzerinde yapılan Laboratuvar Deneyleri ile elde edilen Drenajsız Kayma Dayanımı-Derinlik Grafîği.



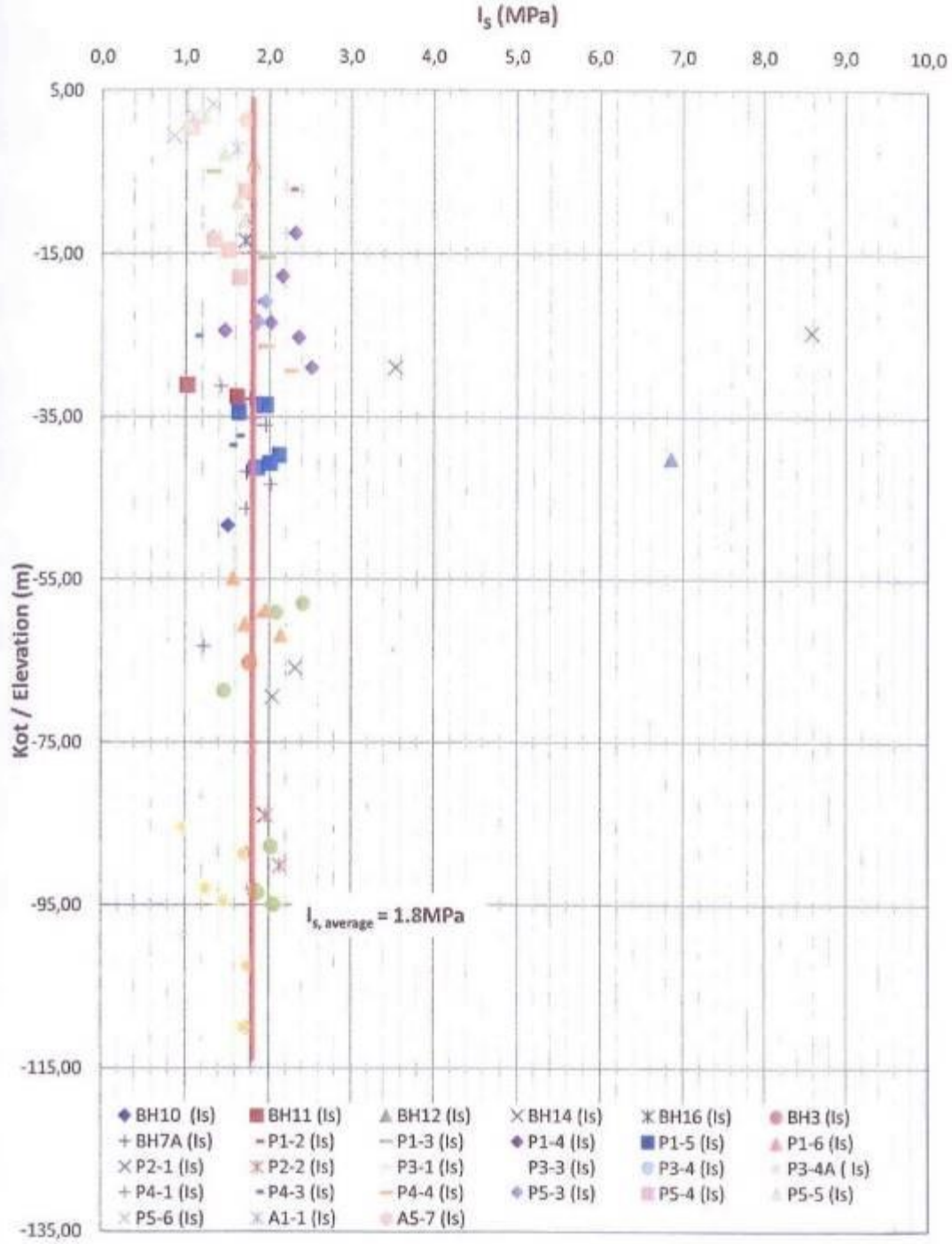
Şekil A-6 : P2-2 Ayağı Drenajsız ve Yoğrulmuş Kayma Dayanımı - Derinlik Grafiği (Arazi Vane Deneyi).



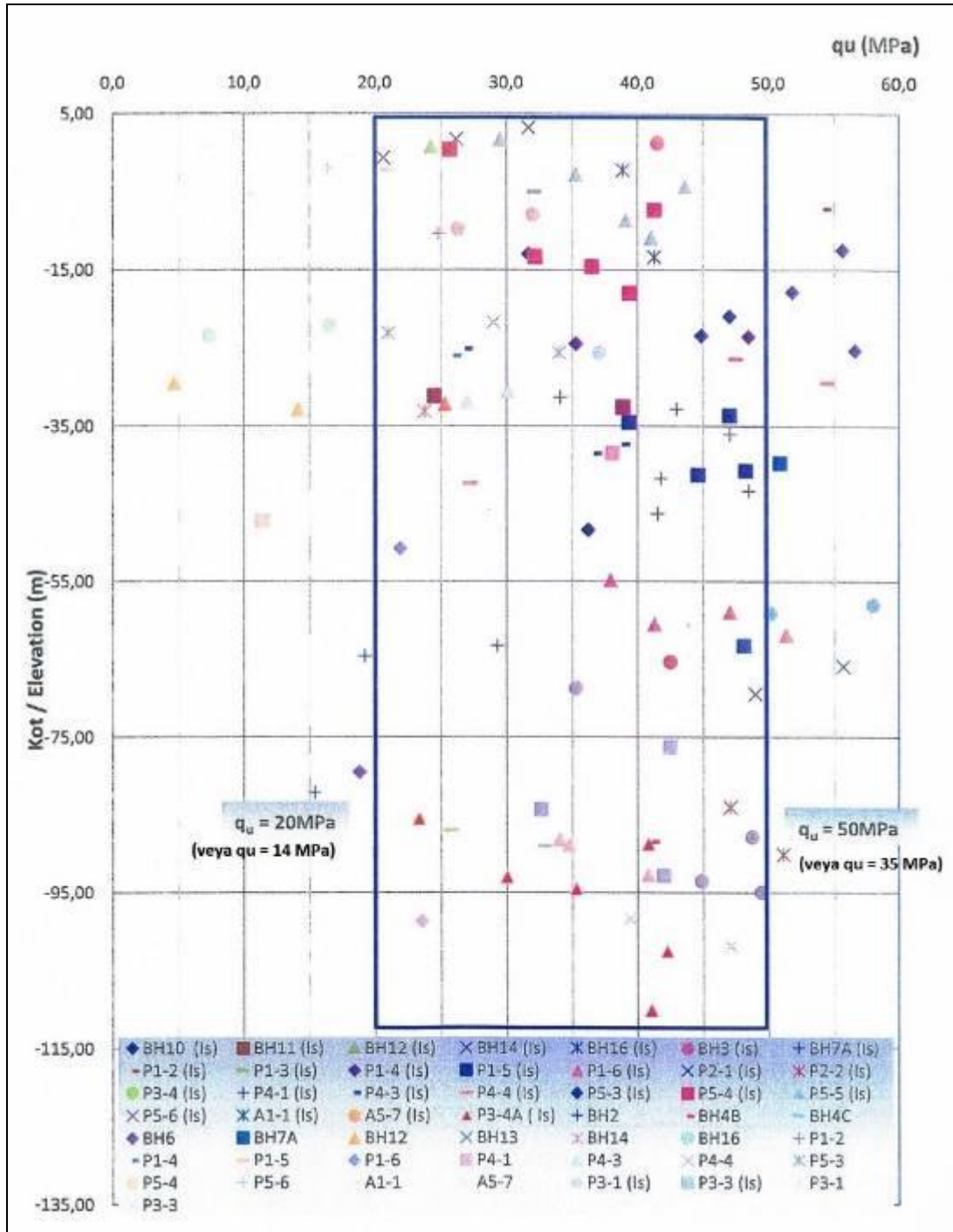
Şekil A-7 : P3-1 Ayağı, P3-3 Ayağı P3-4 Ayağı Drenajsız ve Yoğrulmuş Kayma Mukavemeti - Derinlik Grafiği (Arazi Vane ve Presyometre Deneyleri).

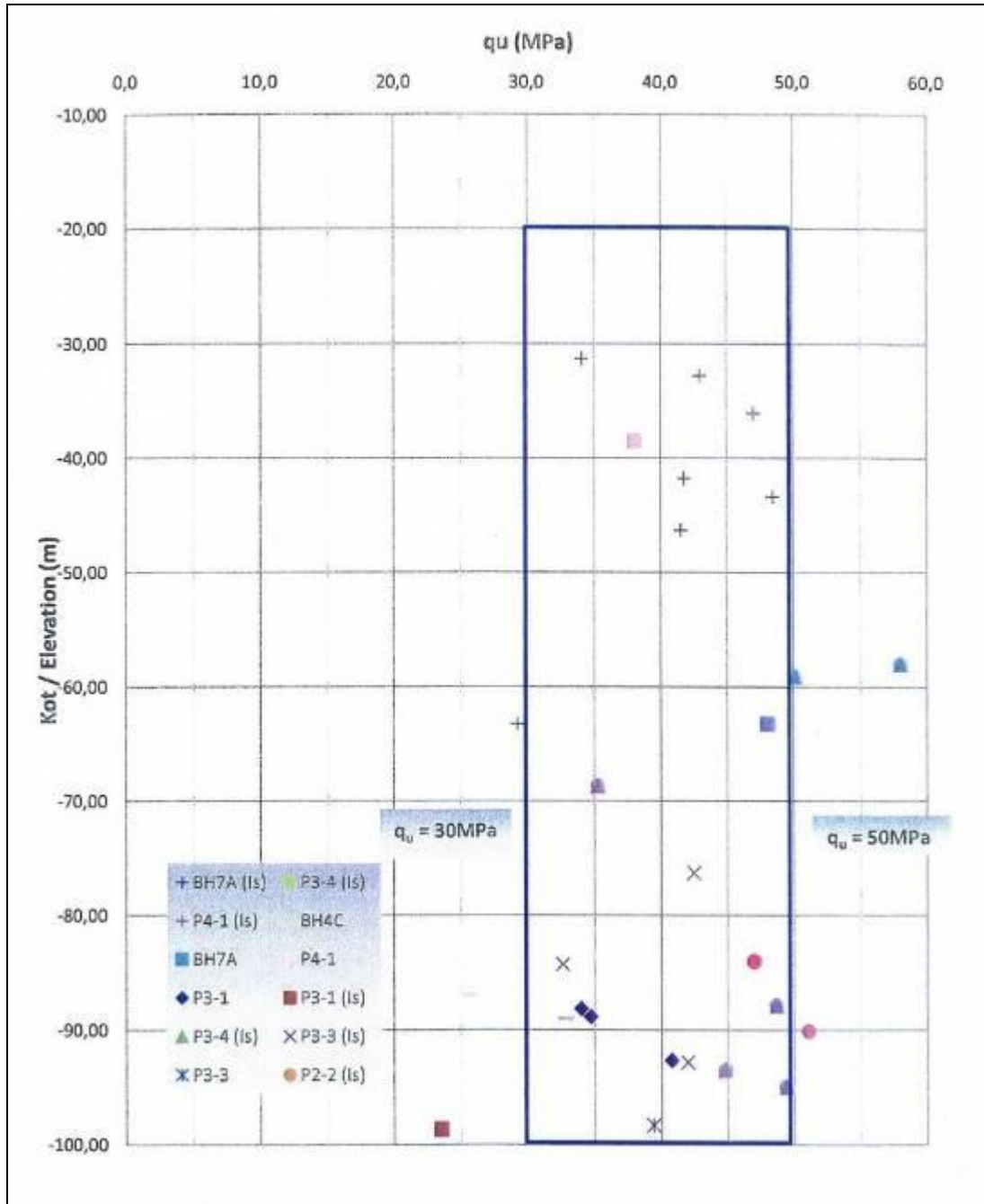


Şekil A-8 : P3-1 Ayağı, P3-3 Ayağı P3-4 Ayağı Drenajsız ve Yoğrulmuş Kayma Mukavemeti - Derinlik Grafiği (Arazi Vane ve Presyometre Deneyleri).



Şekil A-9 : Değişik lokasyonlardaki sondaj numuneleri üzerinde yapılan kaya mekanik laboratuvar deneylerinden oluşan Nokta Yük İndisi-Derinlik grafiği.





Şekil A-11 : Deniz sondajlarından elde edilen karot numuneleri üzerinde yapılan Tek Eksenli Basınç Dayanımı – Derinlik grafiği.

B. Karot Sandığı Fotoğrafları



Şekil B-1 : P2-2 ayağı karot sandığı fotoğrafları.



Şekil B-2 : P2-2 ayağı karot sandığı fotoğrafları.



Şekil B-3 : P3-1 ve P3-3 ayakları karot sandığı fotoğrafları (Üstteki 4 fotoğraf; P3-1, alttaki 4 fotoğraf; P3-3'e aittir).



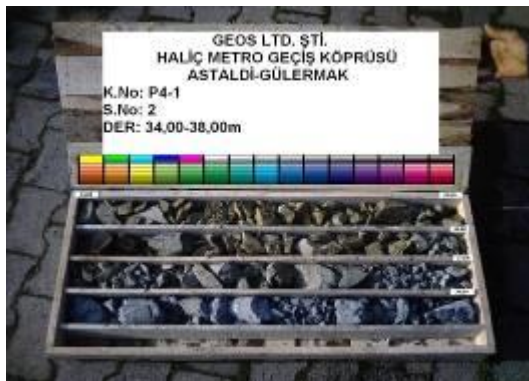
Şekil B-4 : P3-3 ayağı karot sandığı fotoğrafları.



Şekil B-5 : P3-4 ayağı karot sandığı fotoğrafları.



Şekil B-6 : P3-4 ayağı karot sandığı fotoğrafları.



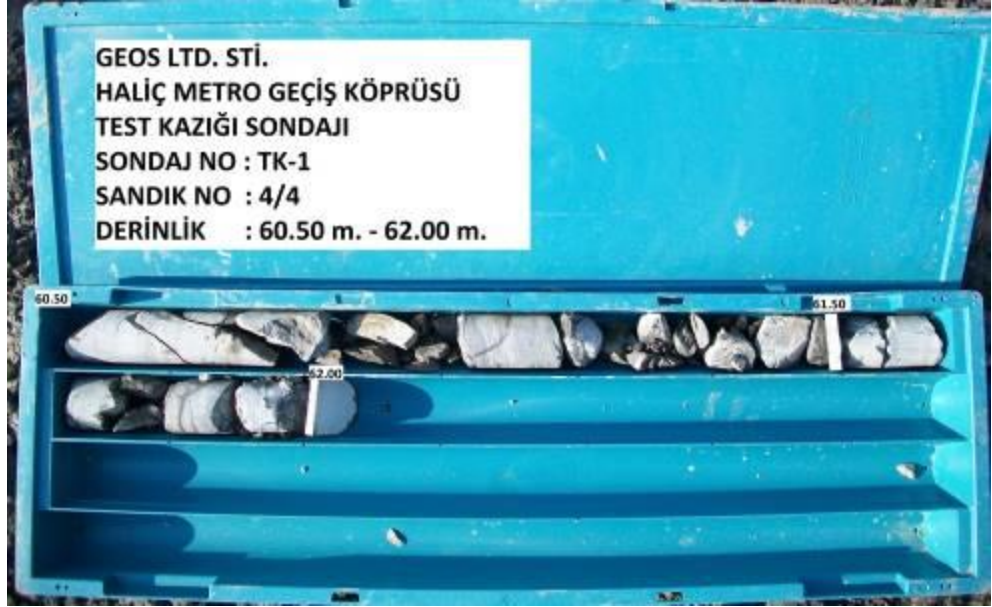
Şekil B-7 : P4-1 ayağı karot sandığı fotoğrafları.



Şekil B-8 : P4-1 ayağı karot sandığı fotoğrafları.

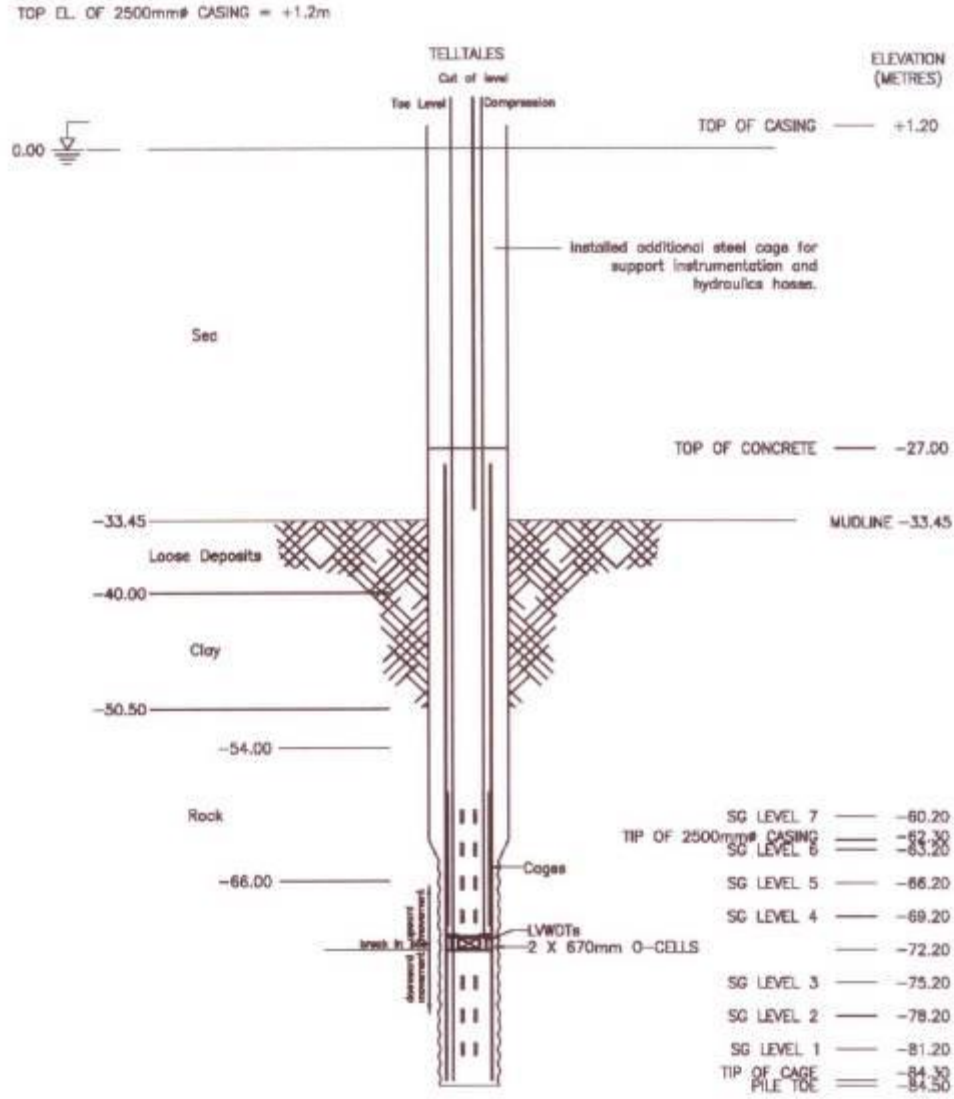


Şekil B-9 : TP2 nolu Osterberg deneyinin yapıldığı noktadaki TK-1 No.lu sondajın karot sandığı fotoğrafları.



Şekil B-10 : TP2 nolu Osterberg deneyinin yapıldığı noktadaki TK-1 No.lu sondajın karot sandığı fotoğrafları.

C. TP1 no.lu test kazığı ile ilgili fotoğraf, grafik ve şekiller



Şekil C-1 : TP1 no.lu test kazığının estrümantasyon yerleşimi ve zemin profili.



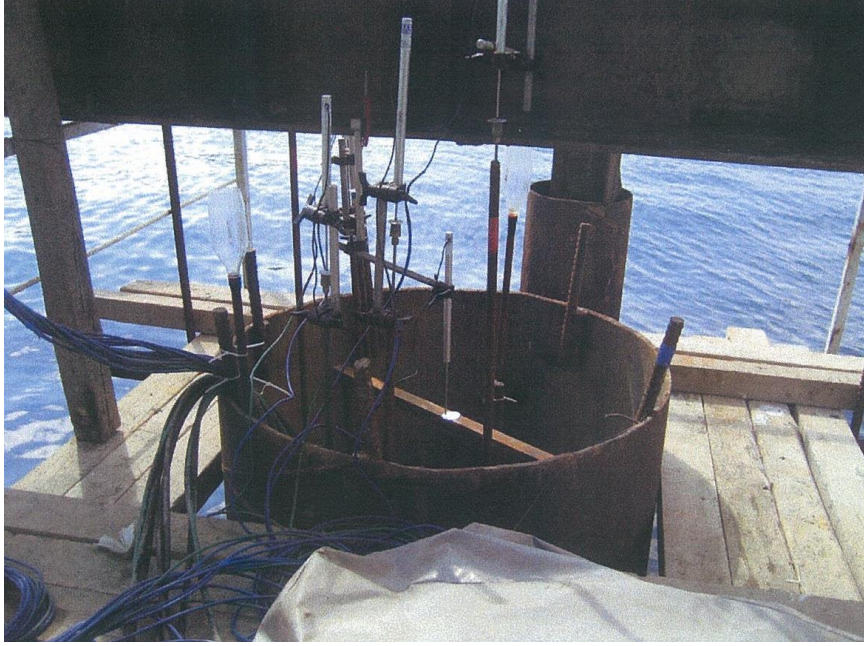
Şekil C-2 : TP1 no.lu test kazığının çakımı ve donatı yerleştirilmesi.



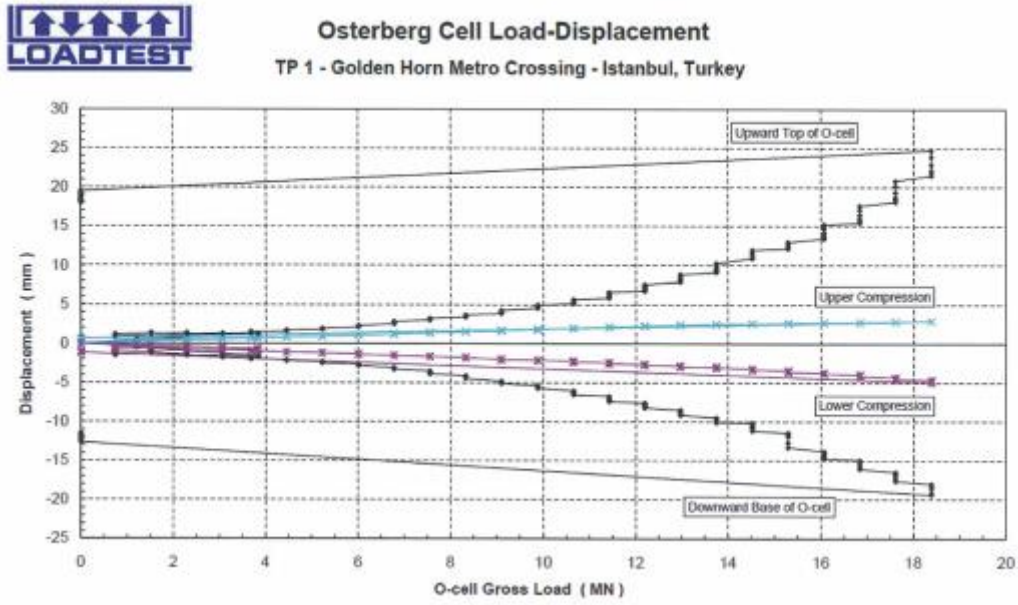
Şekil C-3 : TP1 no.lu test kazığında Osterberg hücrelerinin montaj aşamaları.



Şekil C-4 : TP1 no.lu test kazığında deformasyon ölçer montajı.



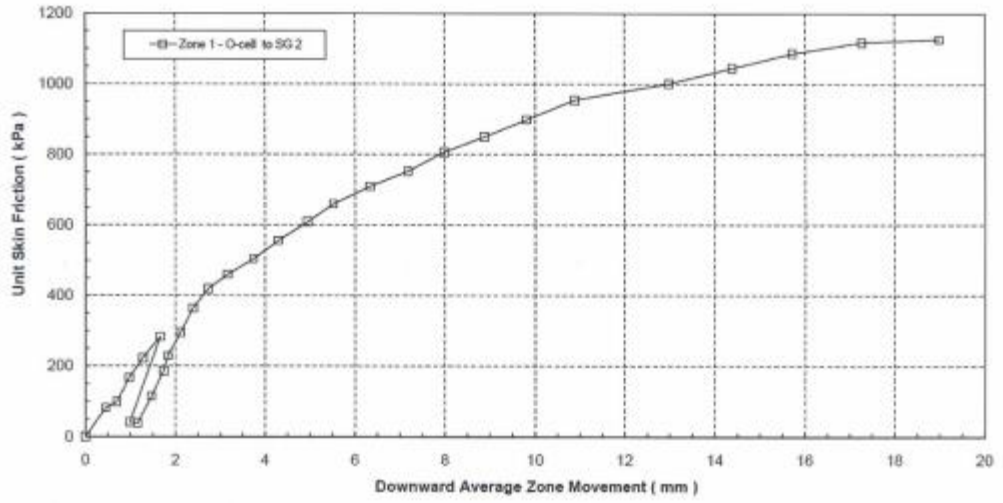
Şekil C-5 : TP1 no.lu test kazığı, çevresinde üç adet servis kazığı ve kazıklar üzerine oturtulan referans kirişi.



Şekil C-6 : TP1 no.lu test kazığında Osterberg Hücresi Yük-Deplasman grafiği.



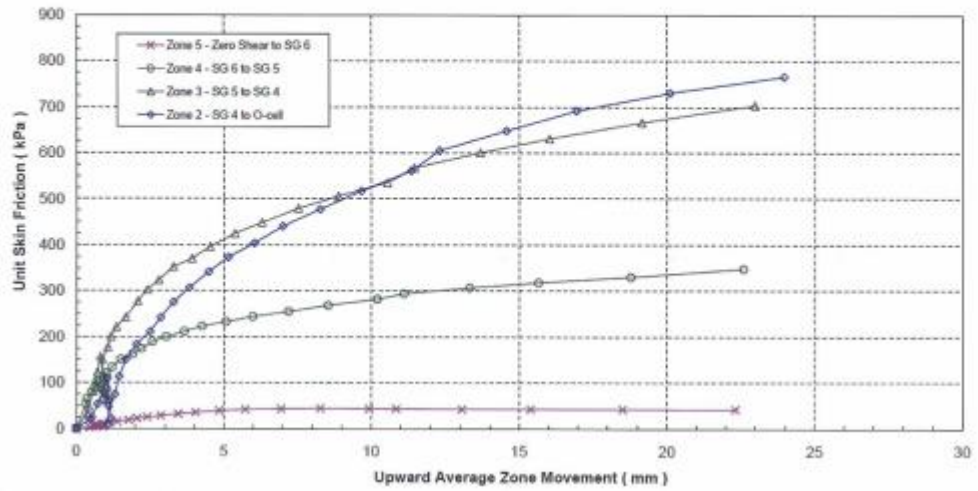
Mobilized Downward Unit Skin Friction
TP 1 - Golden Horn Metro Crossing - Istanbul, Turkey



Şekil C-7 : TP1 no.lu test kazığında Osterberg Hücresinin alt seviyesinde mobilize olan birim çevre sürtünmesi-deformasyon grafiği.



Mobilized Upward Unit Skin Friction
TP 1 - Golden Horn Metro Crossing - Istanbul, Turkey



Şekil C-8 : TP1 no.lu test kazığında Osterberg Hücresinin üst seviyesinde mobilize olan birim çevre sürtünmesi-deformasyon grafiği.

LOCATION : KARAKÖY												BOREHOLE NO : P4-1		
EQUIPMENT : Traşör üzerine monteli hidrolik makine												GROUND LEVEL : 1.85 m.		
BORING METHOD : Döner Sondaj from 0.00 to 50.00m.								COORDS. : N : 4543950.964				E : 413239.442		
BOREHOLE DIAMETER : from 0.00 to 38.00m - 114mm.								STARTED ON : 08.01.2009				FINISHED ON : 14.01.2009		
SAMPLES AND IN SITU TESTS		S.P.T. blows in cm				Casing Depth (m) Date	Water Depth (m)	TCR %	RQD %	SCR %	Depth (m)	DESCRIPTION OF STRATA	M.S.L (m)	LEGEND
DEPTH (M)	TYPE	15	7.5	7.5	7.5	08.01.20								
1.50	D1	3	2	N = 5	3		G W L							
1.95							1.90							
3.00	D2	3	2	N = 4	2									
3.45														
4.50	D5	2	3	N = 6	3									
4.95														
6.00	D4	3	2	N = 4	2									
6.45														
7.50	D5	2	3	N = 5	2									
7.95														
9.00	D6	3	4	N = 9	5									
9.45														
10.50	D7	5	8	N = 17	8									
10.95														
12.00	D8	3	4	N = 10	6									
12.45														
13.50	D9	4	5	N = 12	7									
13.95														
15.00	D10	3	3	N = 6	3									
15.45														
16.50	D11	8	6	N = 11	5									
16.95														
18.00	D12	5	4	N = 10	8									
18.45														
19.50	D13	3	5	N = 10	3									
19.95														
REMARKS :														
OPERATOR : H.KOLUKISA														
LOGGED BY : U.KOBAC														
REVIEWED BY : T.ÖZBEK														

Şekil C-9 : TP1 numaralı test kazığına yakın lokasyonda yapılan P4-1 no.lu sondaj logu (1.sayfa).

LOCATION : KARAKÖY										BOREHOLE NO : P4-1		
EQUIPMENT : Traktör üzerine monteli hidrolik makine										GROUND LEVEL : 1.55 m.		
BORING METHOD : Döner Sondaj from 0.00 to 50.00m.								COORDS. : N : 4543950.954		E : 413239.442		
BOREHOLE DIAMETER : from 0.00 to 39.00m - 114mm. from 39.00 to 50.00m - 76mm.								STARTED ON : 06.01.2009		FINISHED ON : 14.01.2009		
SAMPLES AND IN SITU TESTS		S.P.T. blows in cm		Casing Depth (m)	Water Depth (m)	TCR %	RQD %	SCR %	Depth (m)	DESCRIPTION OF STRATA	M.S.L. (m)	LEGEND
DEPTH (M)	TYPE	15	7.5 7.5 7.5 7.5	Date								
				06.01.20								
21.00	Q14	4	3	7						Doğu Zemin		
21.45			N = 12							(0.00m - 12.00m derinlik arası siyah renkli, tane boyu 0.1 - 3.0cm arasında değişen, içersinde kiremit parçaları, çakıllı kumlu kumdan oluşmaktadır.)		
22.50	Q15	5	4	8						(12.00m - 26.50m derinlik arası koyu gri renkli, tane boyu 0.1 - 2.0cm arasında değişen, içersinde ağaç kabukları ve kiremit parçaları bulunan çakıllı kumlu organik kilten oluşmaktadır.)		
22.95			N = 10									
24.00	Q16	7	3	8						Made ground		
24.45			N = 16									
25.00	Q17	8	8	10						(Between 0.00m to 12.00m consist of black coloured, 0.1cm to 3.0cm grained, gravelly clayey sand with tile pieces)		
25.95			N = 19							(Between 12.00m to 26.50m consist of dark grey coloured, 0.1cm to 2.0cm grained, shelly gravelly sandy organic clay with tree and tile pieces)	-24.65	
27.00	Q18	2	2	2						Geçmiş, siyahimsi gri renkli, siltli çakıllı KUM, ince-orta deniz kabuklu		
27.45			N = 4							Loose, blackish grey coloured, silty gravelly SAND, fine to medium shelly	-26.85	
28.50	Q19	7	8	10						Çok zayıf, kahverengimsi gri renkli, çok kırık, kırılgan KUMTAŞI, tamamen ayrışmış. Very weak, brownish grey coloured, very jointed clayed SANDSTONE, completely weathered	-27.55	
28.95			N = 10									
30.00						95	0	0				
31.50						100	0	0		Orta zayıf-orta sağlam, kahverengimsi gri renkli, ince-orta taneli, çok çakıllı-kök kırık KUMTAŞI, orta derecede yer yer çok ayrışmış.		
33.00						100	0	0		Medium weak to medium strong, brownish grey coloured, fine to medium grained very fractured - very jointed SANDSTONE, moderately weathered occasionally very weathered		
34.00						100	0	0				
35.00						100	0	0				
36.00						100	0	0				
37.00						100	0	1		Orta zayıf-orta sağlam, gri renkli, ince-orta taneli, çok çakıllı-kök kırık KUMTAŞI, az ayrışmış.	-34.15	
38.00						100	0	4		Medium weak to medium strong, grey coloured, fine to medium grained, very fractured - very jointed SANDSTONE, slightly weathered	-36.85	
39.00				39.00		100	70	70				
39.50						95	0	15				
40.00						100	0	3		See next sheet (3)		
REMARKS :												
OPERATOR : H.KOLUKISA												
LOGGED BY : U.KOBAK												
REVIEWED BY : T.ÖZBEK												

Şekil C-10 : TP1 numaralı test kazığına yakın lokasyonda yapılan P4-1 no.lu sondaj logu (2.sayfa).

LOCATION : KARAKÖY										BOREHOLE NO : P4-1	
EQUIPMENT : Traktör üzerine monte hidrolik makine										GROUND LEVEL : 1.85 m.	
BORING METHOD : Döner Sondaj from 0.00 to 50.00m.					COORDS. : N : 4543950.964		E : 413239.442				
BOREHOLE DIAMETER : from 39.00 to 50.00m - 76mm.					STARTED ON : 05.01.2009		FINISHED ON : 14.01.2009				
SAMPLES AND IN SITU TESTS	S.P.T. blows in cm	Casing Depth (m)	Water Depth (m)	TCR %	RQD %	SCR %	Depth (m)	DESCRIPTION OF STRATA	M.S.L. (m)	LEGEND	
DEPTH (M)	TYPE	15	7.5	7.5	7.5						
40.00							100	50	50	Orta sağlam-sağlam, gri renkil, çatalak-kenk, silttaş aralıklı KUMTASI, az ayrılmış - ayrılmamış	
41.00							46	0	0	Medium strong to strong, grey coloured, fractured - jointed, siltstone interbedded SANDSTONE, slightly weathered to fresh	
42.00							33	0	0		
43.50							97	0	12		
45.00							100	16	20	Orta sağlam, gri renkil, çok çatalak-çok lenk, SILTASI, az ayrılmış - ayrılmamış	
45.75							89	13	15	Medium strong, grey coloured, very fractured - very jointed SILTSTONE, slightly weathered to fresh	
46.50							100	0	20		
47.10							71	10	24		
48.50							50	0	5		
49.00							100	80	62		
50.00										END OF BOREHOLE	
REMARKS :											
OPERATOR : H.KOLUKISA			LOGGED BY : U.KOBAK			REVIEWED BY : T.ÖZBEK					

Şekil C-11 : TP1 numaralı test kazığına yakın lokasyonda yapılan P4-1 no.lu sondaj logu (3.sayfa).

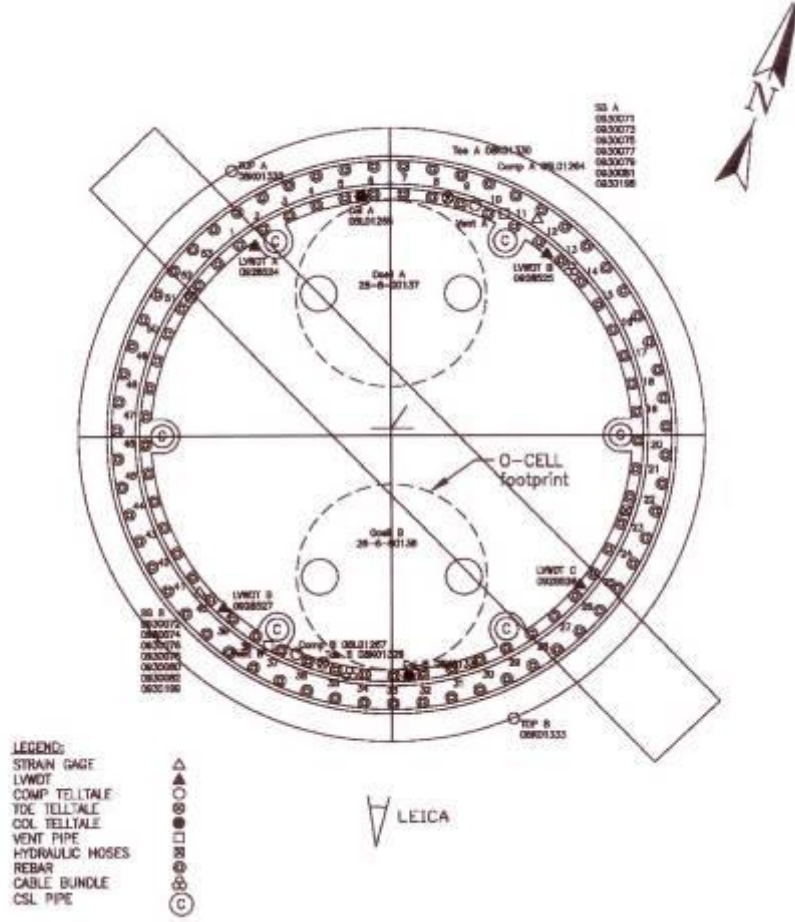
D. P3-4 B no.lu test kazığı ile ilgili fotoğraf, grafik ve şekiller



Şekil D-1 : P3-4 B no.lu proje kazığının çakımı.



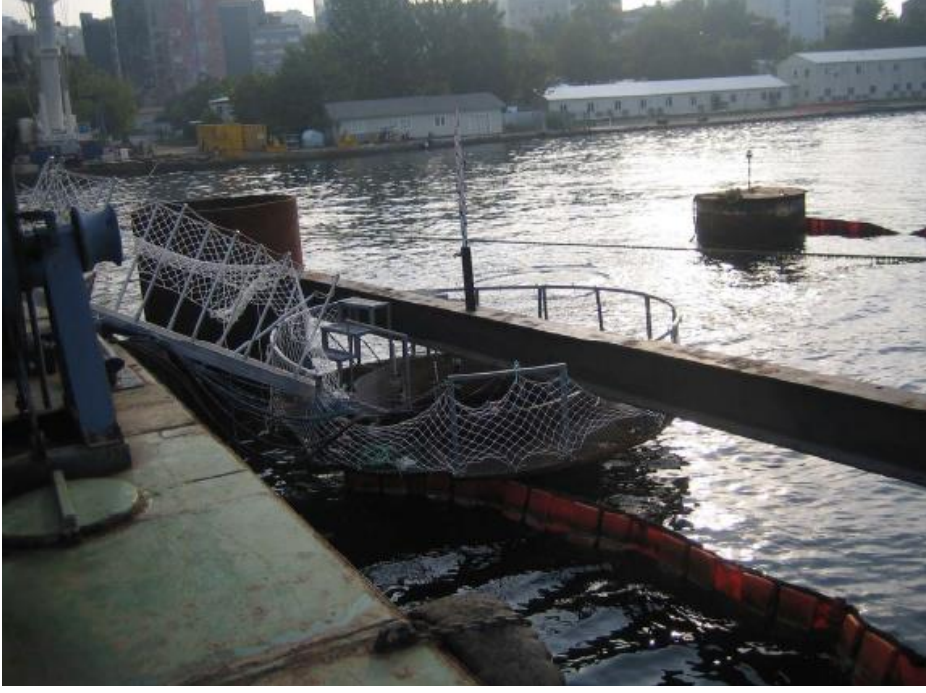
Şekil D-2 : P3-4B no.lu proje kazığına O-cell hücresi montajı.



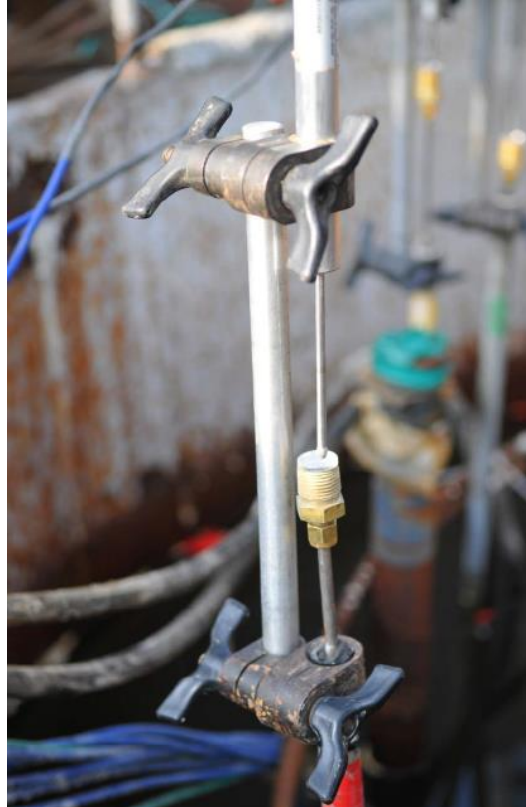
Şekil D-4 : Osterberg hücresinin P3-4B no.lu kazık içindeki yerleşim planı.



Şekil D-5 : P3-4B no.lu kazıkta donatıya 7 farklı kademede akuple edilen deformasyon ölçerler (sister bar-strain gauge).



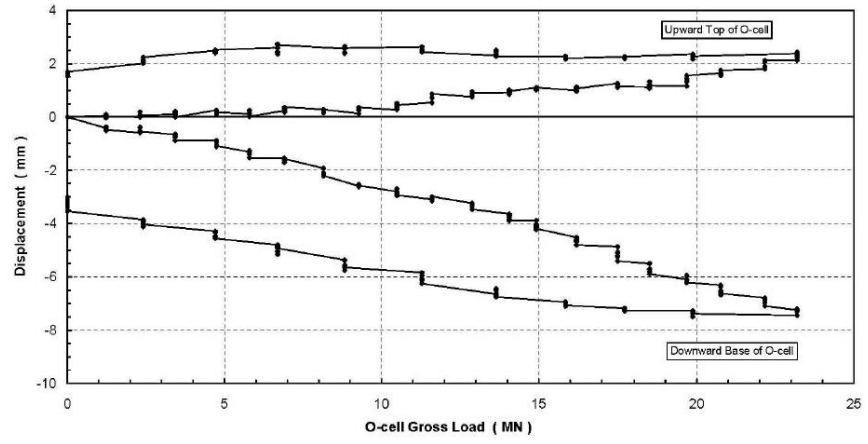
Şekil D-6 : P3-4B kazığı ve ilave çakılan iki servis kazığına oturtularak teşkil edilen referans kiriş.



Şekil D-7 : P3-4B kazığında referans kirişinden okuma alan LVWDT'ler (8 adet).



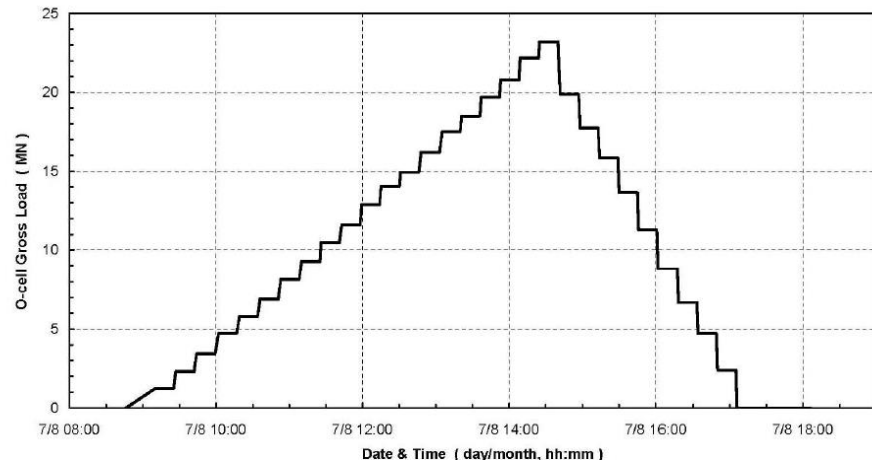
Osterberg Cell Load-Displacement
TP 2 - Golden Horn Metro Crossing - Istanbul, Turkey



Şekil D-8 : P3-4B kazığında Osterberg hücresi üstünde ve altında kalan soket kısımlarının yük-deplasman grafiği.



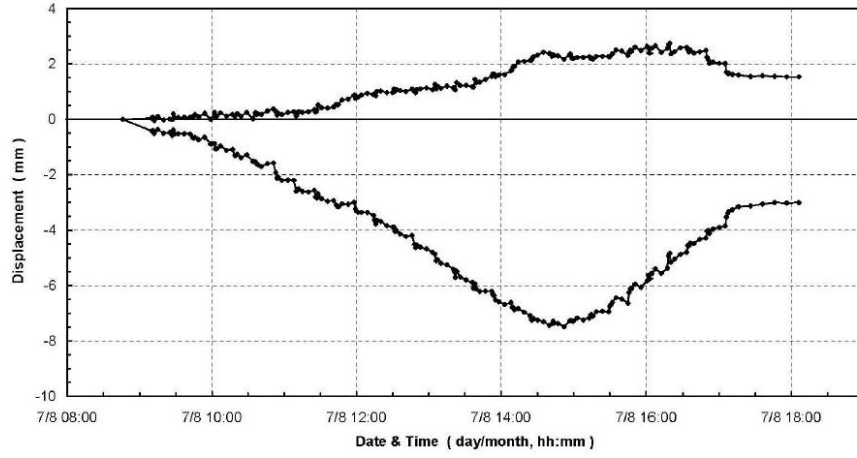
Time-Osterberg Cell Load
TP 2 - Golden Horn Metro Crossing - Istanbul, Turkey



Şekil D-9 : P3-4B kazığı yükleme deneyi Yük-Zaman grafiği.



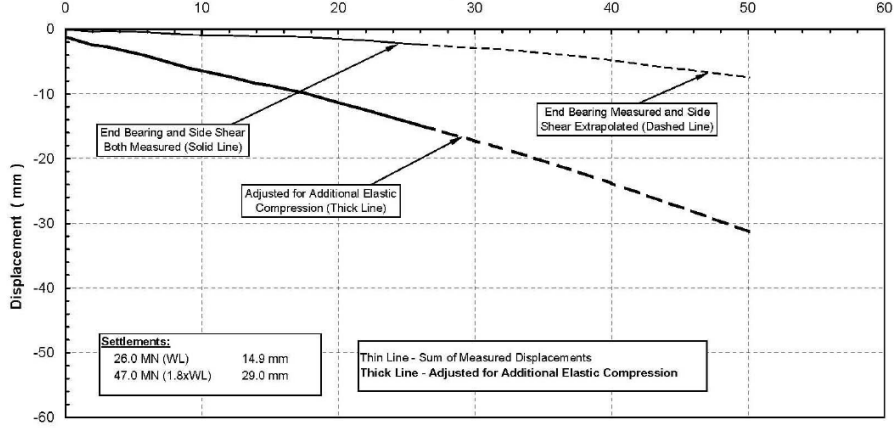
Time-Osterberg Cell Displacement
TP 2 - Golden Horn Metro Crossing - Istanbul, Turkey



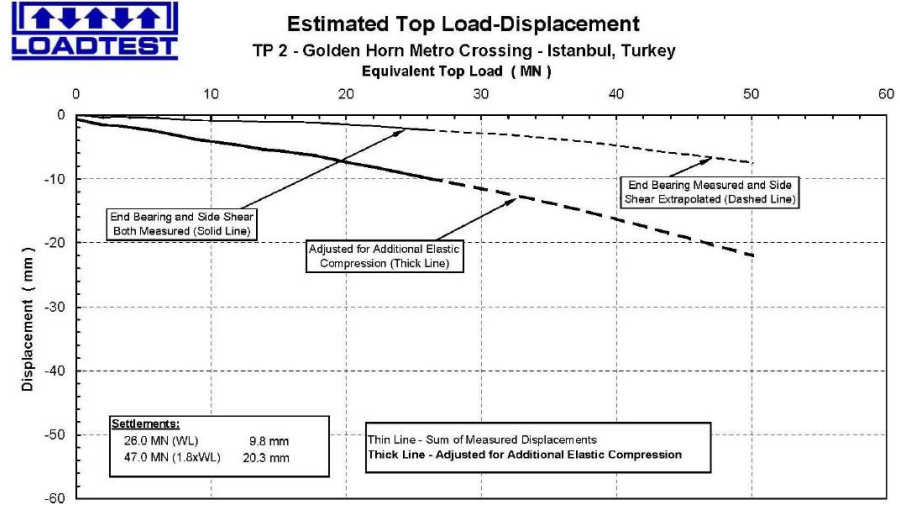
Şekil D-10 : P3-4B no.lu kazıkta uygulanan deneyde Osterberg Hücresinin Açılma Miktarı-Zaman grafiği.



Estimated Top Load-Displacement
TP 2 - Golden Horn Metro Crossing - Istanbul, Turkey
Equivalent Top Load (MN)

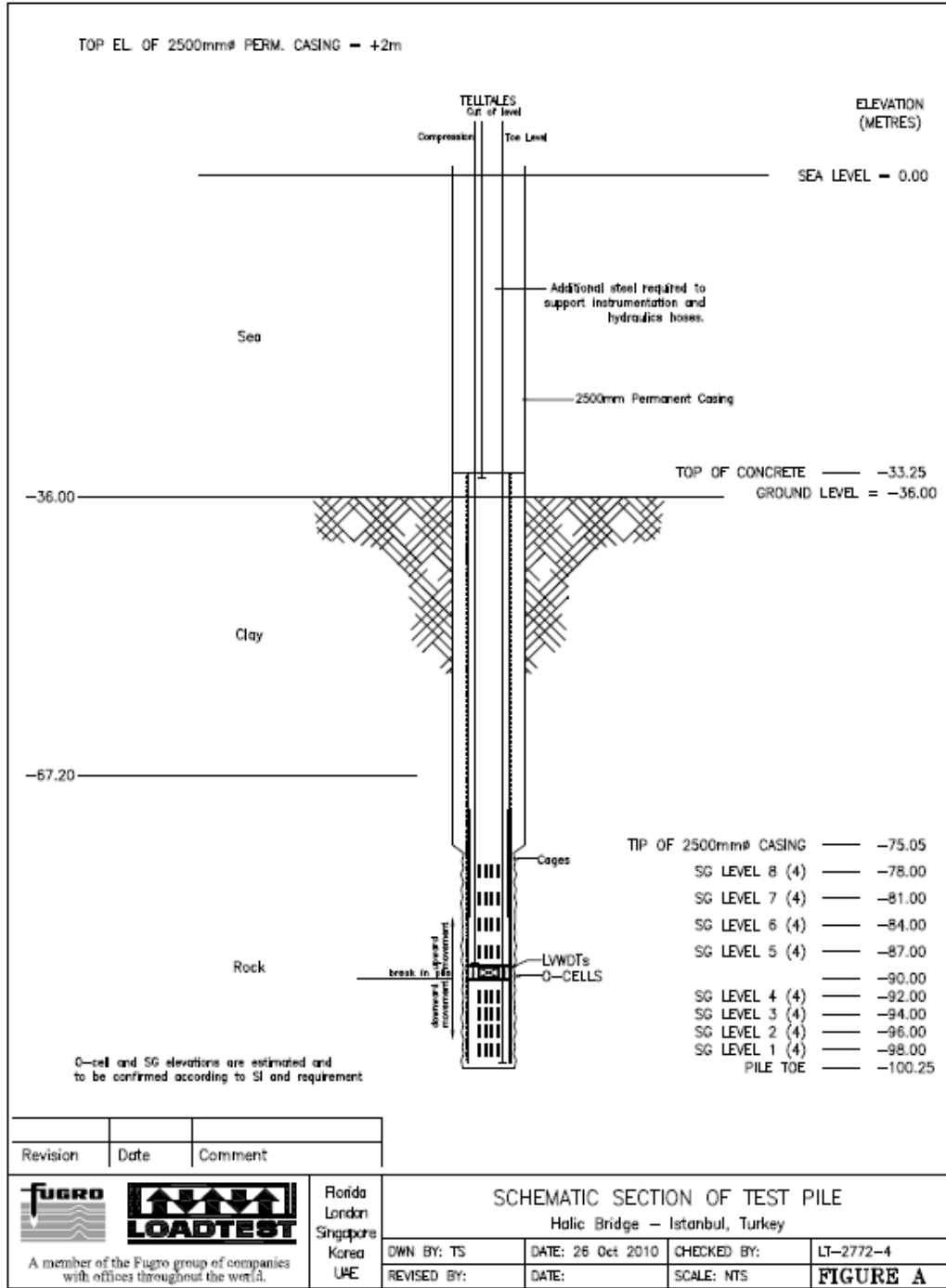


Şekil D-11 : P3-4B kazığında çelik boru kısmın üst ucunun referanslı Yük-Oturma grafiği.

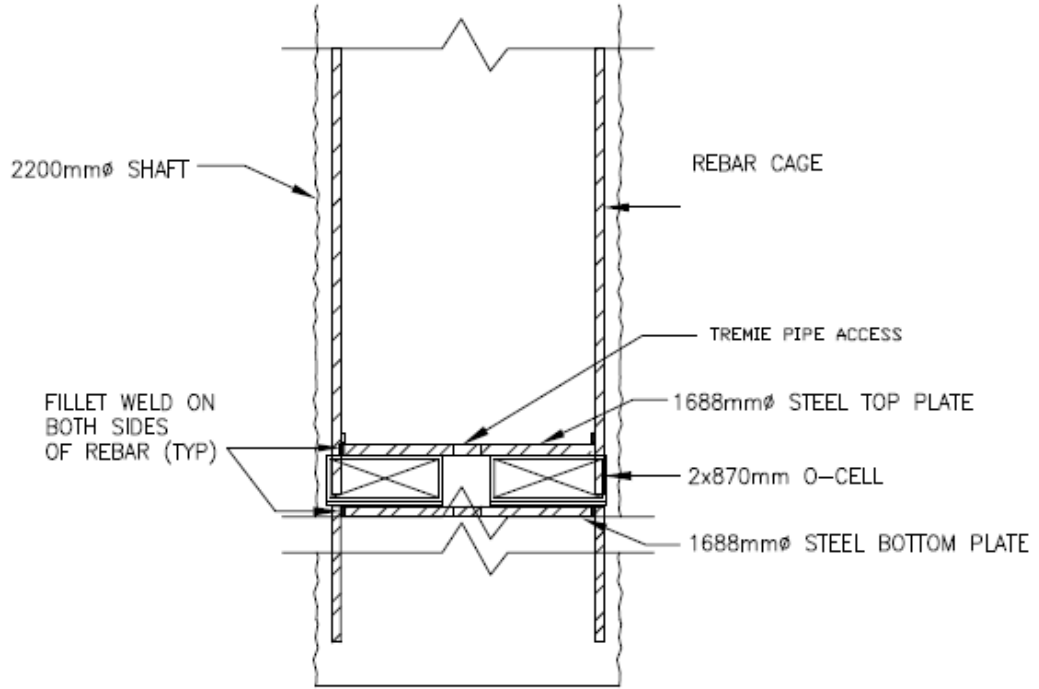


Şekil D-12 : P3-4B kazığında betonarme kısmın üst ucunun referanslı Yük-Oturma grafiği.

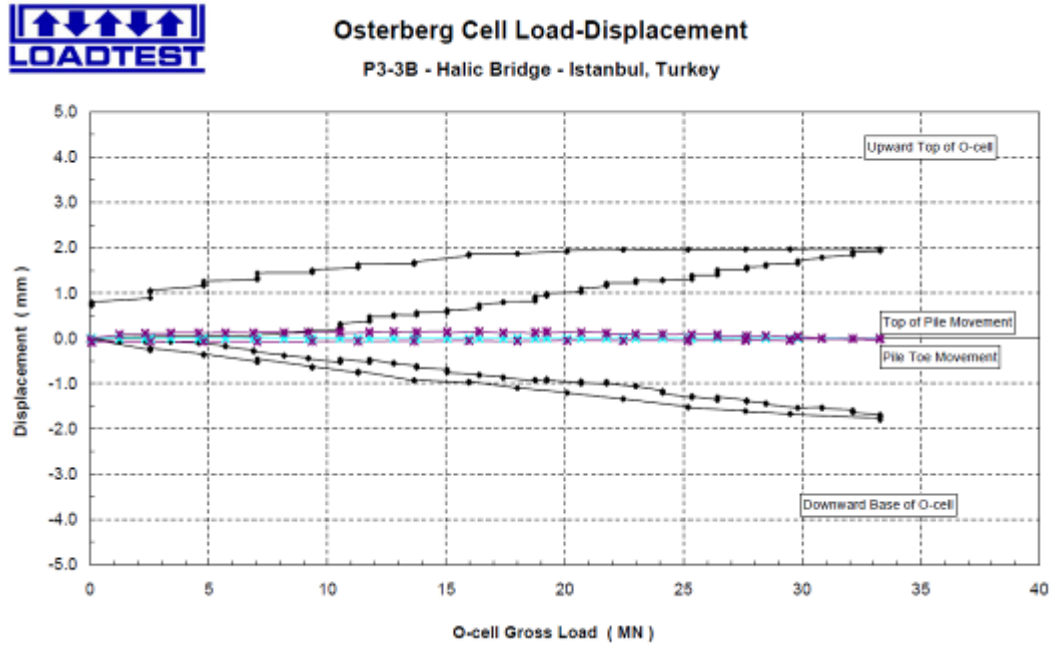
E. P3-3B no.lu test kazığı ile ilgili fotoğraf, grafik ve şekiller



Şekil E-1 : P3-3B no.lu kazıkta estrümantasyon yerleşimi ve zemin profili.



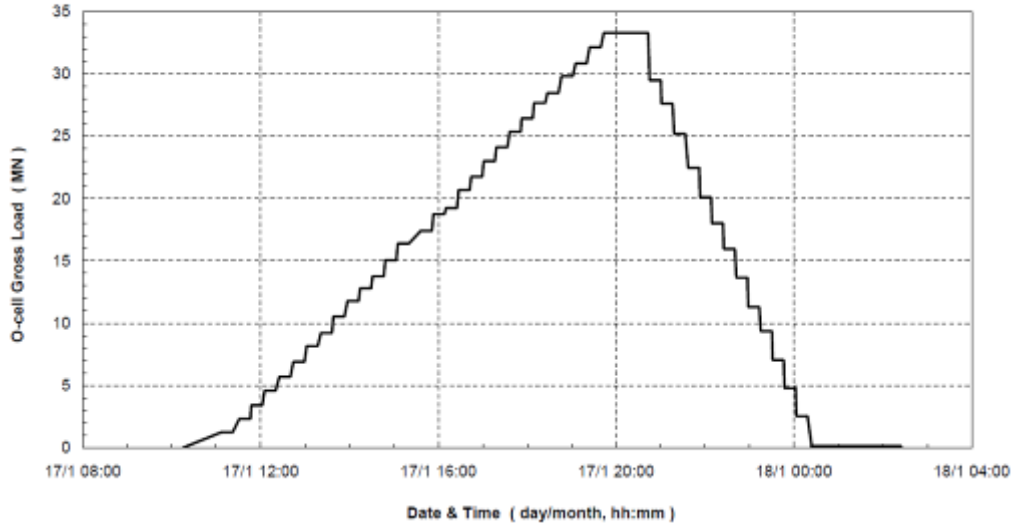
Şekil E-2 : P33B no.lu kazıkta Osterberg Hücresi montajlanan kısmın detaylı kesiti.



Şekil E-3 : P3-3B kazığında Osterberg hücresi üstünde ve altında kalan soket kısımlarının yük-deplasman grafiği.



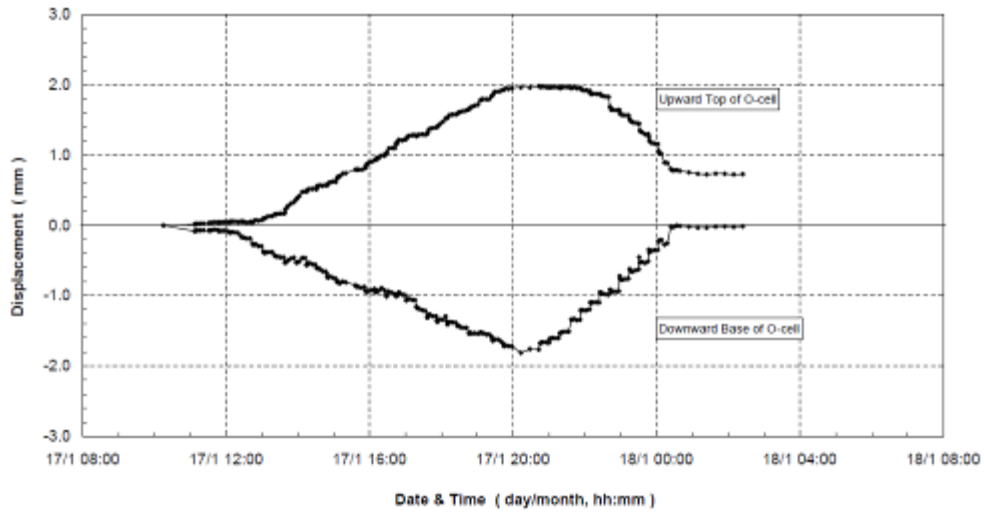
Time-Osterberg Cell Load
P3-3B - Halic Bridge - Istanbul, Turkey



Şekil E-4 : P3-3B kazığı yükleme deneyi Yük-Zaman grafiği.



Time-Osterberg Cell Displacement
P3-3B - Halic Bridge - Istanbul, Turkey

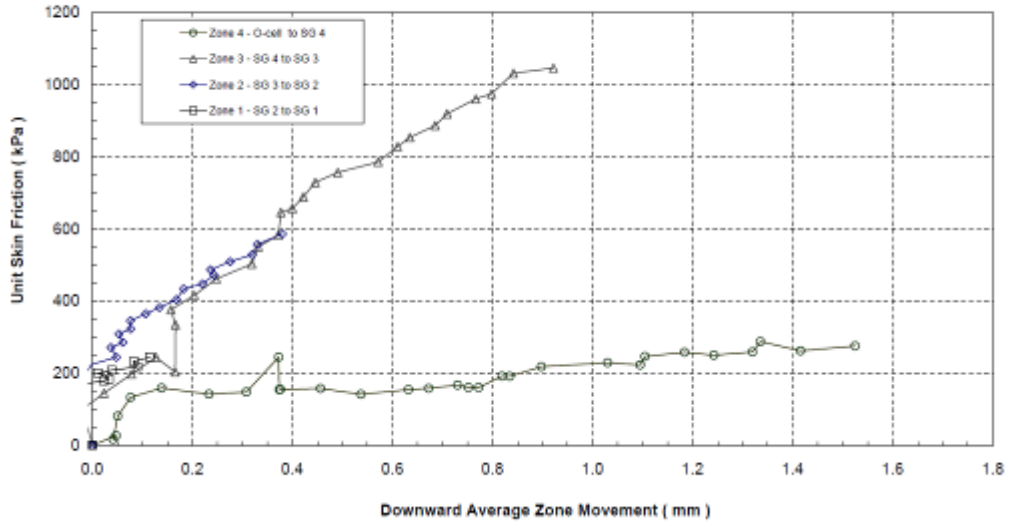


Şekil E-5 : P3-3B no.lu kazıkta uygulanan deneyde Osterberg Hücresinin Açılma Miktarı-Zaman grafiği.



Mobilised Downward Unit Skin Friction

P3-3B - Halic Bridge - Istanbul, Turkey

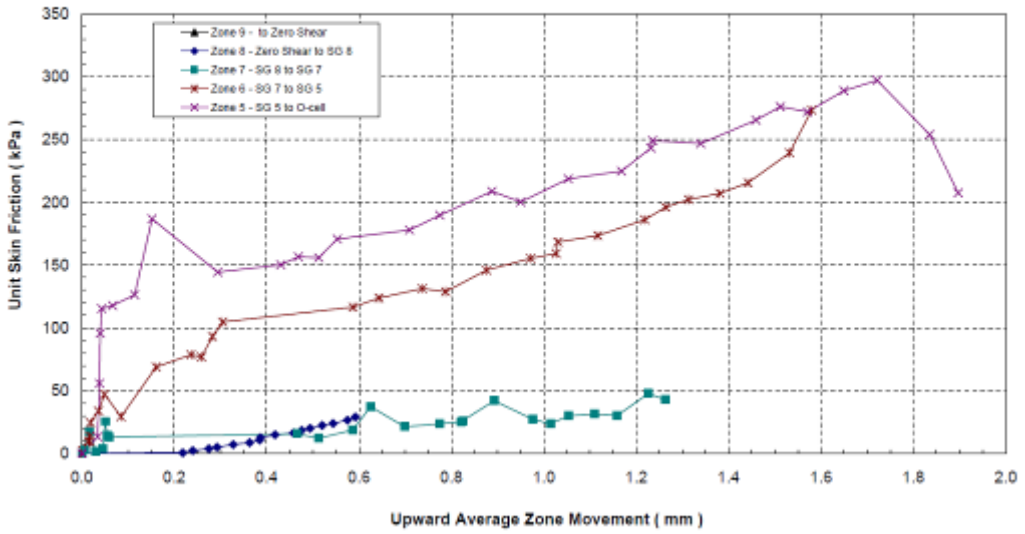


Şekil E-6 : P3-3B kazığında Osterberg Hücresinin alt seviyesinde mobilize olan birim çevre sürtünmesi-deformasyon grafiği.

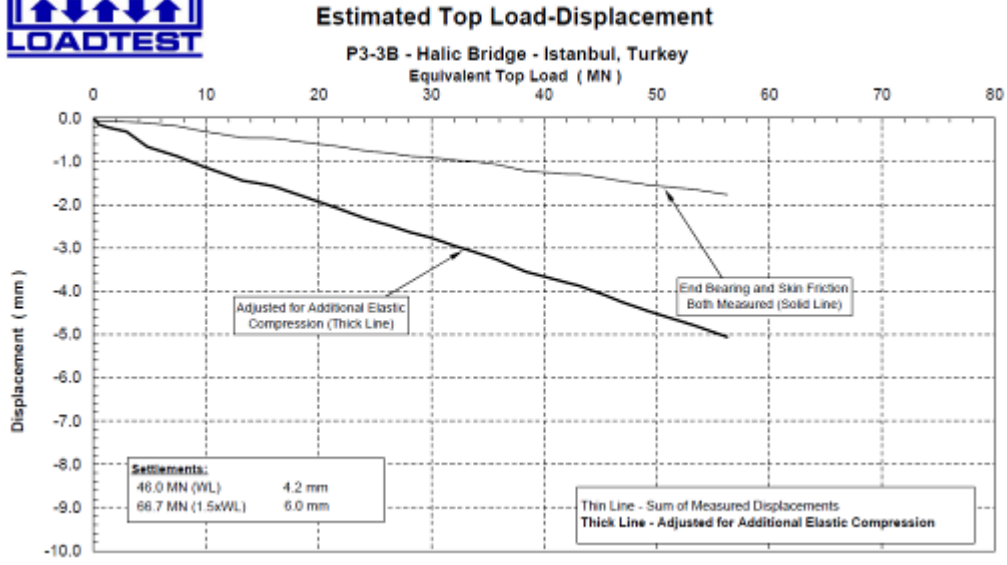


Mobilised Upward Unit Skin Friction

P3-3B - Halic Bridge - Istanbul, Turkey

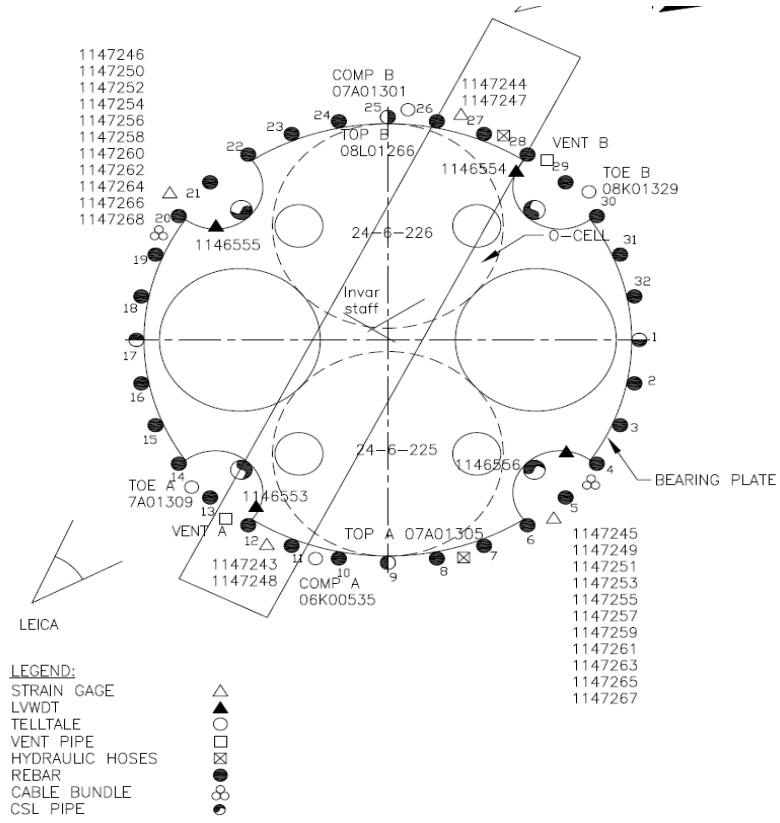


Şekil E-7 : P3-3B kazığında Osterberg Hücresinin üst seviyesinde mobilize olan birim çevre sürtünmesi-deformasyon grafiği.

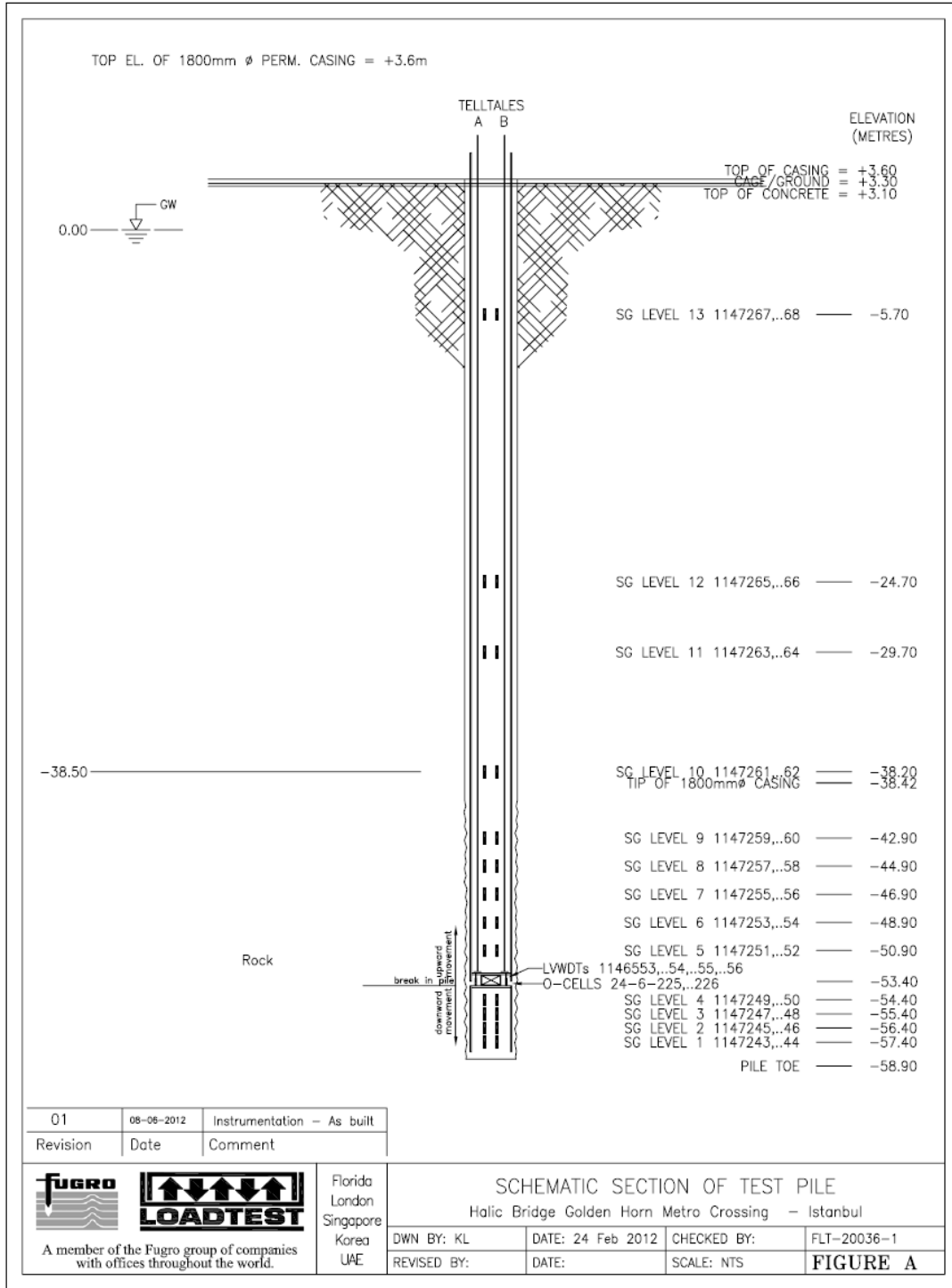


Şekil E-8 : P3-3B kazığında betonarme kısmın üst ucunun referanslı Yük-Oturma grafiği.

F. TP 2 no.lu test kazığı ile ilgili fotoğraf, grafik ve şekiller



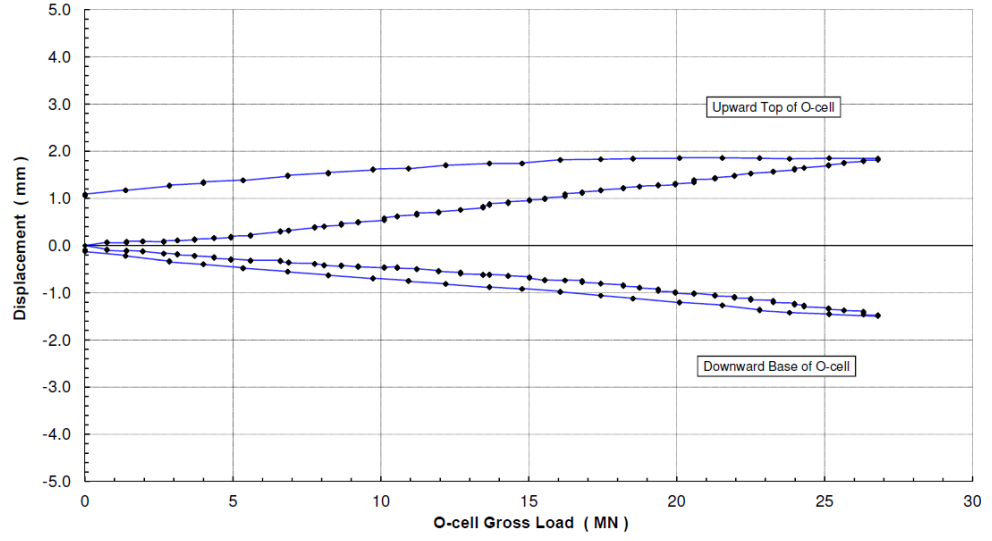
Şekil F-1 : TP2 no.lu test kazığında Osterberg Hücresinin yerleşimi ve enstrümantasyon planı.



Şekil F-2 : TP02 no.lu test kazığında estrümantasyon yerleşimi ve genel zemin profili.



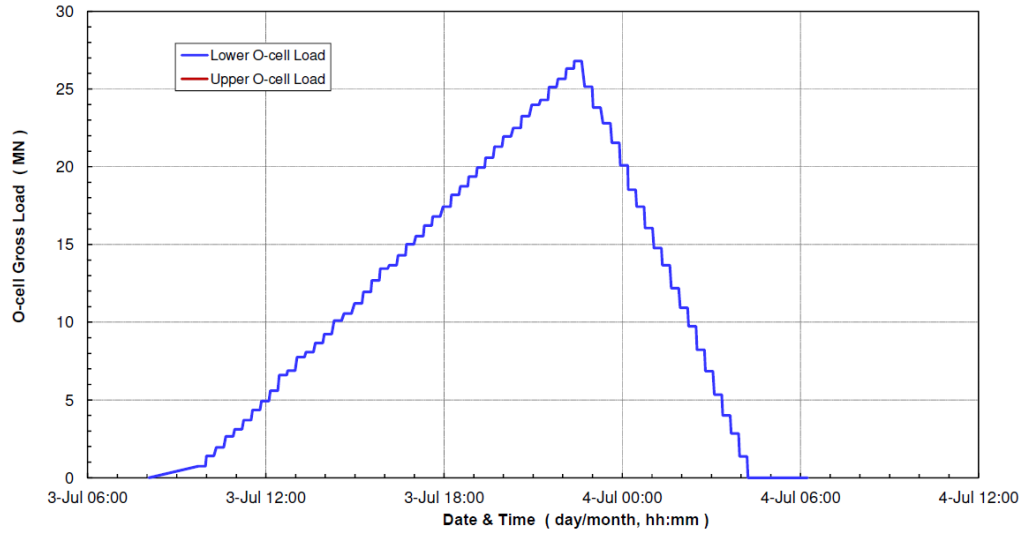
Osterberg Cell Load-Displacement
TP 02 - Haliç Metro Geçiş Köprüsü - İstanbul, Turkey



Şekil F-3 : TP2 no.lu test kazığında Osterberg Hücresi Yük-Deplasman grafiği.



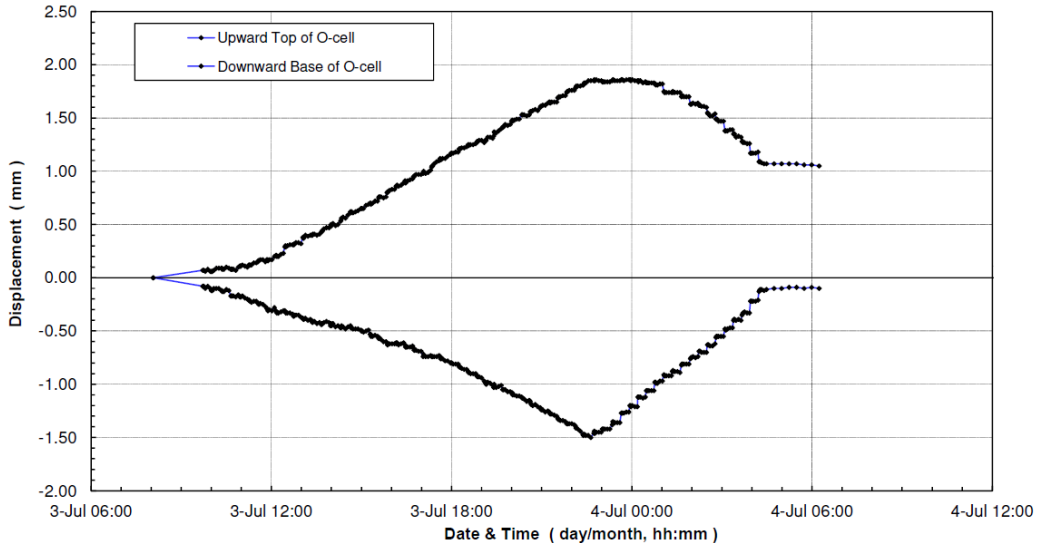
Time-Osterberg Cell Load
TP 02 - Haliç Metro Geçiş Köprüsü - İstanbul, Turkey



Şekil F-4 : TP2 no.lu test kazığı yükleme deneyi Yük-Zaman grafiği.



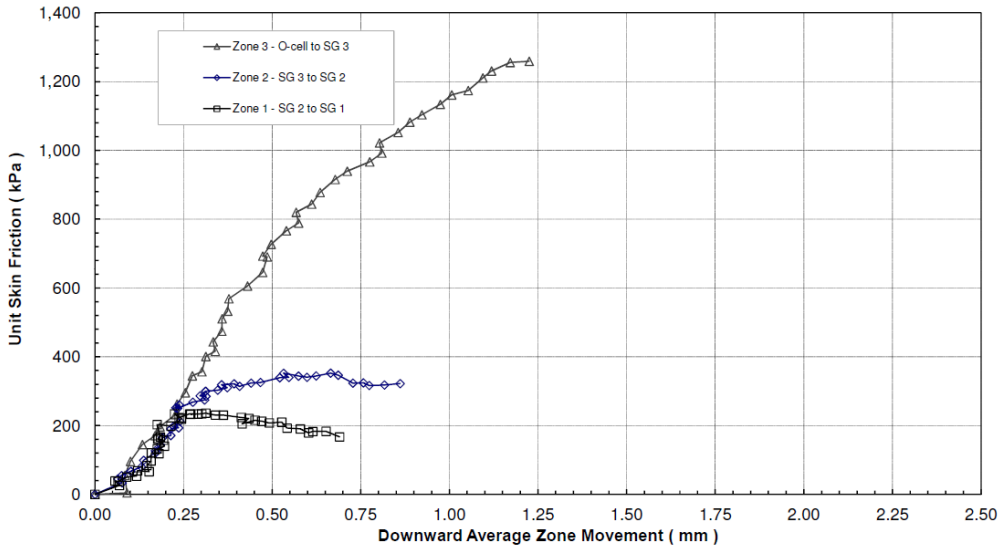
Time-Osterberg Cell Displacement
TP 02 - Haliç Metro Geçiş Köprüsü - İstanbul, Turkey



Şekil F-5 : TP2 no.lu test kazığında uygulanan deneyde Osterberg Hücresinin Açılma Miktarı-Zaman grafiği.



Mobilised Downward Unit Skin Friction
TP 02 - Haliç Metro Geçiş Köprüsü - İstanbul, Turkey

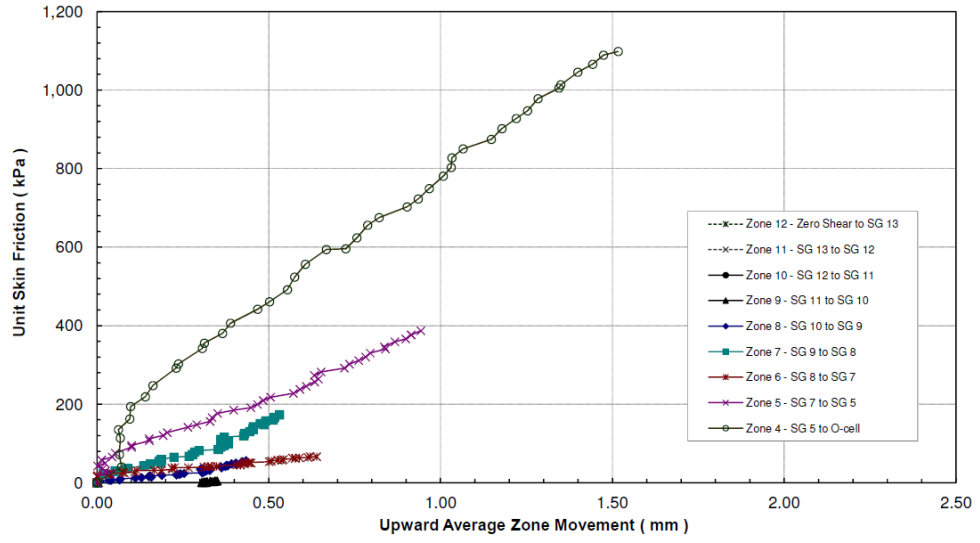


Şekil F-6 : TP2 no.lu test kazığında Osterberg Hücresinin alt seviyesinde mobilize olan birim çevre sürtünmesi-deformasyon grafiği.



Mobilised Upward Unit Skin Friction

TP 02 - Haliç Metro Geçiş Köprüsü - İstanbul, Turkey

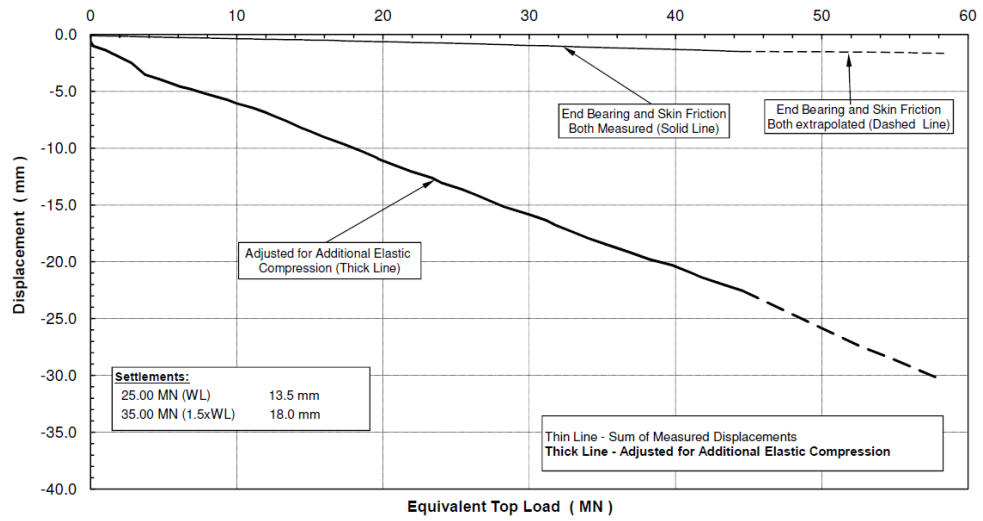


Şekil F-7 : TP2 no.lu test kazığında Osterberg Hücresinin üst seviyesinde mobilize olan birim çevre sürtünmesi-deformasyon grafiği.



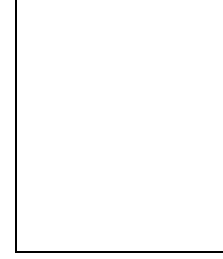
Equivalent Top Load-Displacement

TP 02 - Haliç Metro Geçiş Köprüsü - İstanbul, Turkey



Şekil F-8 : P3-3B kazığında betonarme kısmın üst ucunun eşdeğer Yük-Oturma grafiği.

ÖZGEÇMİŞ



Ad-Soyad : Yalçın EYİĞÜN

Doğum Tarihi ve Yeri: Tatvan/BİTLİS - 06.02.1974

E-posta : yalcineyigun@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 1995, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği
- **Yüksek lisans** : 2001, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

MESLEKİ DENEYİM:

- **1997-2012:** İstanbul Büyükşehir Belediyesi Raylı Sistem Müdürlüğü (Kontrol Mühendisi, Müdür Yardımcısı, Müdür olarak kent içi raylı system etüt-proje ve yapım işleri sorumluluğu)
- **2012 -** : Ulaştırma, Denizcilik ve Haberleşme Bakanlığı Altyapı Yatırımları Genel Müdürlüğü (Genel Müdür Yardımcısı olarak kent içi raylı system ve ulusal demiryolu ağı etüt-proje ve yapım işleri sorumluluğu)

YAYINLAR :

▪ **Eyigün Y.**, Moroy K., 2003: İstanbul Büyükşehir Belediyesi İstanbul Metrosu Yenikapı-Taksim Arası İnşaat Projesinin Tanıtımı ve Yapılan İnşaat-Jeoteknik Çalışmalar. *TMMOB, Ölçü, Mühendislikte, Mimarlıkta ve Planlamada*, Sayfa : 152-161, Sayı: Aralık 2003, İstanbul, Türkiye.

▪ **Eyigün Y.**, Moroy K., Sağlamer A., 2005: Modified New Austian Tunneling Method In Clay Soils. *Underground Space Use: Analysis of The Past And Lessons For the Future, ITA 2005*, Mayıs 7-12, 2005 İstanbul, Türkiye.

- Kuşku, İ., **Eyigün Y.**, 2006: İstanbul Metrosu Aksaray – Yenikapı Hattında Kaya Kütlesi ve Kazı Destek Sistemlerinin Yüzey Deformasyonlarına Etkisi. *Mühendislik Jeolojisinde Çağdaş Uygulamalar Sempozyumu*, Mayıs 25-26, 2006 Denizli, Türkiye.
- Köksal, M.D., Vardar Z., Yılmaz Ö., Şimşek S., Atik İ., **Eyigün Y.**, Küman S., 2007: Umbrella Arch Applications And Related Engineering Geological Conditions at İstanbul Metro Project. *Sri Lankan Geotechnical Society's First International Conference on Soil & Rock Engineering*. Ağustos 5-11, 2007 Sri Lanka.
- Köksal, M.D., Vardar Z., Yılmaz Ö., Şimşek S., Atik İ., Özat T., **Eyigün Y.**, Küman S., Altıntaş M., 2007: Sorunlu Jeolojik Ortamlarda Enjeksiyonlu Şemsiye Boruları İle Kemer Yapılması – İstanbul Metrosu 4.Levent – Ayazağa Kesimi, Kuyu-3 ve Maslak Yaklaşım Tünelleri. *60. Türkiye Jeoloji Kurultayı*, Nisan 16-22, 2007 Ankara, Türkiye.
- Ocak İ., **Eyigün Y.**, Çınar M., Nahya T., 2007: Kadıköy – Kartal Metro Tünellerinde Kullanılan Roadheader'ın Kazı Performansı ve Keski Tüketiminin Araştırılması. *2. Ulaşımında Yer altı Kazıları Sempozyumu*, Kasım 15-17, 2007 İstanbul, Türkiye.
- Eyigün Y., 2008: İstanbul'da Raylı Sistem Projeleri, II.Oturum. *Marmaray-Metro Kurtarma Kazıları Sempozyumu*, Mayıs 5-6, 2008 İstanbul, Türkiye.
- Toğrol E., **Eyigün Y.**, Küman S., 2009: The Creeping Shores of Golden Horn. *2nd International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Mayıs 28-29, 2009 Yakın Doğu Üniversitesi, Kuzey Kıbrıs Türk Cumhuriyeti.
- Bilgin N., Özbayır T., Sozak N., **Eyigün Y.**, 2009: Factors Affecting The Economy And The Efficiency of Metro Tunnel Drivage With Two TBM's in İstanbul In Very Fracured Rock. *ITA-AITES World Tunnel Congress 2009, Safe Tunnelling for the City and for the Environment*, Mayıs 23-28, 2009 Budapeşte, Macaristan.
- **Eyigün Y.**, Yıldırım, Ü.E., Koçak S., 2009: Tunnel construction in Historical Peninsula of İstanbul. *ITA-AITES World Tunnel Congress 2009, Safe Tunnelling for the City and for the Environment*, Mayıs 23-28, 2009 Budapeşte, Macaristan.
- Yıldırım, Ü.E., Toğrol E., **Eyigün Y.**, Koçak S., Küman S., 2010: Kil Zeminde Tünel Açılması: Koska Bölgesi. *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 13. Ulusal Kongresi*, Eylül 30 – Ekim 1, 2010 İstanbul, Türkiye.
- **Eyigün Y.**, 2010: Raylı Sistem Yatırımlarında Özürlüler Konsepti, *Özürlüler Kongresi*, Mayıs 28-30, 2010 İstanbul, Türkiye.