

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BARET KAZIKLI TEMELLERDE DÜŞEY TAŞIMA KAPASİTESİ

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Kenan YILDIZ**

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği

HAZİRAN 2011

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BARET KAZIKLI TEMELLERDE DÜŞEY TAŞIMA KAPASİTESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
Kenan YILDIZ
(501081306)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 06 Mayıs 2011

Tezin Savunulduğu Tarih : 10 Haziran 2011

Tez Danışmanı : Yrd. Doç. Dr. Aykut ŞENOL (İTÜ)
Diğer Jüri Üyeleri : Doç. Dr. İsmail Hakkı AKSOY (İTÜ)
Doç. Dr. İlknur BOZBEY (İÜ)

HAZİRAN 2011

Aileme,

ÖNSÖZ

Baret temeller, klasik tipte derin temellerin taşıma gücü bakımından yetersiz olduğu durumlarda, üst yapıya ait kolonlardan ya da perdelerden gelen yükleri doğrudan zemine aktarmak amacıyla tercih edilmektedir. Bu araştırmada, baret temellerin düşey yük taşıma mekanizmaları, oturma davranışları, imalat yöntemleri ve kalite kontrol amaçlı arazi deneyleri ele alınmış ve incelenmiştir. Buna ilave olarak, baret kazık uygulamasına ait bir vaka analizi sunulmuştur.

Tez çalışmam süresince engin bilgisini ve desteğini esirgemeyen danışmanım Sayın Y. Doç. Dr. Aykut Şenol'a saygı ve şükranlarımı sunarım.

Tez üzerine çalışmam için vakit sağlayan, çalışanı olduğum Zemin Etüd ve Tasarım A.Ş.'ye, vaka analizi bölümünde anlatılan proje ile ilgili bilgileri sağladığı için ZETAŞ Zemin Teknolojisi A.Ş.'ye, tez akışı ve fikir teatisi için kıymetli vakitlerini bana ayıran Sayın Emel Hacıoğlu'na ve Sayın Önder Akçakal'a teşekkürlerimi bildiririm.

Ayrıca öğrenimim süresince verdikleri maddi destek için TÜBİTAK'a teşekkürlerimi sunarım.

Haziran 2011

Kenan YILDIZ
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	v
İÇİNDEKİLER	vii
SEMBOLLER	ix
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xi
ŞEKİL LİSTESİ.....	xiii
ÖZET.....	xv
SUMMARY	xvii
1. GİRİŞ	1
2. BARET KAZIKLARIN DÜŞEY YÜK TAŞIMA MEKANİZMALARI.....	3
2.1 Baret Kazıkların Düşey Taşıma Gücü.....	5
2.1.1 Uç kazıkları	6
2.1.2 Sürtünme kazıkları	8
2.1.3 Kayaya soketli baret kazıklarda taşıma kapasitesi	8
2.1.4 Grup kazıklarda taşıma kapasitesi.....	14
2.2 Baret Kazık Tasarımı.....	16
3. BARET KAZIKLARIN OTURMASI.....	19
3.1 Düşey Yük Altında Kazıkların Davranışı	19
3.1.1 Kazık yük aktarma mekanizması	21
3.2 Kazıkların Elastik Oturması	25
4. BARET KAZIK İMALATI.....	31
4.1 Baret Kazık İmalat Aşamaları	34
4.1.1 Delgi.....	35
4.1.1.1 Zemin koşulları	35
4.1.1.2 Kazık boyu	36
4.1.1.3 Kazık çapı	36
4.1.1.4 Delgi yeri koşulları	37
4.1.2 Muhafazasız / kısmi muhafazalı imalat	37
4.1.3 Bentonit süspansiyonu destekli imalat.....	37
4.1.4 Donatı kafesi indirilmesi	39
4.1.5 Betonlama	42
5. BARET KAZIKLARDA ARAZİ DENEYLERİ.....	43
5.1 Statik Kazık Yükleme Deneyi.....	43
5.1.1 Deney ekipmanı	44
5.1.2 Yük uygulama yöntemi	44
5.1.3 Yük ölçümü.....	47
5.1.4 Oturma - deplasman ölçümü	47
5.1.5 Yükleme prosedürleri.....	48
5.1.5.1 Sabit oturma artışına göre yükleme deneyi	48
5.1.5.2 Sabit yük kademe artışına göre yükleme deneyi	48
5.1.6 Deney verilerinin yorumlanması.....	49

5.2 Osterberg Hücresiyle Kazık Yükleme Deneyi	52
5.2.1 Deney ekipmanı.....	53
5.2.2 Kurulum	54
5.2.3 Deney prosedürü ve ölçümler	55
6. VAKA ANALİZİ - ÜLKER ARENA VE ALPELLA GENÇLİK ŞEHİRİ	57
6.1 Proje Bilgileri ve Planlanan Yapı	57
6.2 Zemin Koşulları ve Geoteknik Modelleme	58
6.3 Temel Mühendisliği Değerlendirmeleri	61
6.4 Sahada Yapılan İmalatlar ve Osterberg Hücresi ile Kazık Yükleme Deneyi...	63
6.5 Yapılan Uygulamaya İlişkin Sonuçlar ve Genel Değerlendirmeler	72
7. SONUÇ VE ÖNERİLER	73
KAYNAKLAR.....	77
EKLER.....	81
ÖZGEÇMİŞ.....	123

SEMBOLLER

A_p	: Kazık ucunun kesit alanı
B	: Kazık genişliği
c'	: Kazık ucundaki zemine ait kohezyon değeri
E	: Kazık elastisite modülü
E_b	: Kazık ucundaki zeminin deformasyon modülü
E_d	: Soket çevresindeki kayanın deformasyon modülü
E_p	: Kazık malzemesinin elastisite modülü
E_s	: Kazık ucundaki zeminin elastisite modülü
f	: Birim sürtünme mukavemeti
f_s	: Maksimum bağ mukavemeti
FS_p	: Uç direnci için güvelik sayısı
FS_s	: Sürtünme direnci için güvenlik sayısı
I_p	: L/B oranına bağlı etki faktörü
I_{wp}	: Etki faktörü
I_{ws}	: Etki faktörü
j	: Kütle faktörü
k	: Aktarım fonksiyonu
L	: Kazık boyu
M_r	: Elastisite modülü oranı
N^*_c, N^*_q	: Kazık uç kapasite faktörleri
p	: Kazık çevresi
q'	: Kazık uç seviyesindeki efektif düşey gerilme
Q_d	: Tasarım kapasitesi
Q_{emn}	: Emniyetli taşıma gücü
$Q_{g(u)}$	: Grup kazıkların maksimum taşıma gücü
Q_{nsf}	: Negatif çevre sürtünmesi
q_p	: Birim uç mukavemeti
Q_p	: Maksimum uç direnci
Q_s	: Maksimum çevre sürtünmesi
Q_u	: Maksimum taşıma kapasitesi
q_u	: Serbest basınç mukavemeti
Q_w	: Suyun kaldırma kuvveti etkisi altında kazığın zati ağırlığı
q_{wp}	: Kazık ucunda birim alana gelen yük
Q_{wp}	: Servis yükü altında kazık uç yükü
Q_{ws}	: Servis yükü altında toplam sürtünme direnci
s_e	: Kazığın elastik sıkışması
s_p	: Kazık uç direncinden kaynaklanan oturma
s_s	: Kazık sürtünme direncinden kaynaklanan oturma
W_s, W_b	: Kazık çevresinde ve ucundaki yük
α	: Azaltma faktörü
β	: Kayadaki süreksizlik düzlemlerine ilişkin düzeltme faktörü
ΔL	: Birim sürtünmenin sabit olduğu uzunluk
ζ	: Sürtünme dağılım katsayısı
η	: Grup verimliliği

μ_s
 ϕ

: Zeminin poisson oranı
: Kayma mukavemeti açısı

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : RQD – kütle faktörü ilişkisi (Tomlinson, 2004)	12
Çizelge 2.2 : Maksimum soket mukavemeti için çeşitli tasarım bağıntıları (Yıldırım, 2004)	13
Çizelge 2.3 : Çeşitli kayalar için kayma mukavemeti açısı (Tomlinson, 2004)	14
Çizelge 2.4 : Grup etkisi ile kapasite kaybının Feld yöntemi ile hesaplanması	16
Çizelge 3.1 : Kaya tipine göre M_r değerleri (Tomlinson, 2004)	28
Çizelge 4.1 : Bentonit çamuru şartnamesi	38
Çizelge 5.1 : Deney yük kademeleri (ASTM D1143-81)	55
Çizelge 6.1 : Taban kayanın ortalama tek eksenli basınç değerleri	59
Çizelge 6.2 : Soket bağ mukavemeti hesapları (Yıldırım, 2004)	62
Çizelge 6.3 : Baret kazık kapasite hesapları (2.80m x 0.80m)	63
Çizelge 6.4 : Deney kazığı ile ilgili özet bilgi	64
Çizelge 6.5 : Birinci çevrim ile ilgili özet bilgi	68
Çizelge 6.6 : İkinci çevrim ile ilgili özet bilgi	68
Çizelge 6.7 : Birim çevre sürtünmesi (kN/m^2)	70

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Kazıklı temellerin kullanım alanları (Das, 2007).....	4
Şekil 2.2 : Yük taşıma biçimlerine göre kazıklar (Candoğan, 2008).....	6
Şekil 2.3 : Uç kazığı gerilme dağılımları (Leonards, 1962)	7
Şekil 2.4 : Sürtünme kazıklarında gerilme dağılımı (Leonards, 1962).....	9
Şekil 2.5 : Kayaya soketlenen kazıklar için azaltma faktörleri (Tomlinson, 2004) ..	11
Şekil 2.6 : Kayadaki süreksizlik düzlemlerine ilişkin düzeltme faktörü (Tomlinson, 2004).....	11
Şekil 2.7 : Kütle faktörü değerleri (Tomlinson, 2004)	12
Şekil 2.8 : Kazıklarda grup etkisi (Das, 2007).....	15
Şekil 2.9 : Sürtünme kazıklarının grup kapasitesi için Feld metodu	15
Şekil 3.1 : Kazığın yük-oturma eğrisi (Tomlinson, 2004).....	19
Şekil 3.2 : Temel genişliği ile kazık boyu arasındaki ilişkinin gerilme dağılımına etkisi.....	20
Şekil 3.3 : Kazık başlığından kazık çevresine yük aktarımı (Tomlinson, 1977).....	21
Şekil 3.4 : Kil zeminde eksenel yüklü bir kazıkta yük-oturma ilişkisi hesap yöntemi (Bowles, 1996).....	22
Şekil 3.5 : Aktarım fonksiyonu yaklaşımı için yük-aktarım analizi (Tomlinson, 2004)	24
Şekil 3.6 : Taşıma gücü yetersizliği: (a) genel kayma göçmesi, (b) lokal kayma göçmesi, (c) zımbalama göçmesi (Das, 2004).....	24
Şekil 3.7 : Kazık boyunca çevre sürtünmesi mukavemetinin dağılımı (Das, 2004).....	26
Şekil 3.8 : Kayaya soketli kazıklarda elastik oturma etki faktörü (Tomlinson, 2004)	29
Şekil 3.9 : Kayaya soketli kazıklarda azaltma faktörü (Tomlinson, 2004)	29
Şekil 4.1 : Baret kazıklarda tip kesitler.....	31
Şekil 4.2 : Hidrofreze (cutter), (projects.soundtransit.org).....	34
Şekil 4.3 : Grab çeşitleri, (projects.soundtransit.org)	35
Şekil 4.4 : Hidrofreze (ZETAŞ katalog, 2011).....	36
Şekil 4.5 : Toz ve taze süspansiyon halde bentonit (ZETAŞ katalog, 2011)	37
Şekil 4.6 : Bentonit süspansiyonunun çalışma prensibi.....	38
Şekil 4.7 : Kazı ve bentonit sirkülasyon sistemi (ZETAŞ katalog, 2011).....	39
Şekil 4.8 : Bentonit tesisi (ZETAŞ katalog, 2011)	40
Şekil 4.9 : Desander (ZETAŞ katalog, 2011).....	40
Şekil 4.10 : Donatı kafesinin hazırlanması (ZETAŞ katalog, 2011)	41
Şekil 4.11 : Donatı kafesinin indirilmesi (ZETAŞ katalog, 2011)	41
Şekil 4.12 : Betonlama (ZETAŞ katalog, 2011).....	42
Şekil 5.1 : Statik kazık yükleme deney düzeneği (Das, 2007)	45
Şekil 5.2 : Statik kazık yükleme deney düzeneği (ZETAŞ katalog, 2011)	46
Şekil 5.3 : Tipik yük-oturma eğrileri (Tomlinson, 2004)	50
Şekil 5.4 : Tipik yük-oturma eğrileri (Tomlinson, 2004)	51
Şekil 5.5 : Osterberg hücresi ile kazık yükleme deneyi ile klasik kazık yükleme deneyi karşılaştırması (England, 2003)	53

Şekil 5.6 : Osterberg hücresi ile kazık yükleme deneyi şeması (England, 2003).....	54
Şekil 6.1 : Genel görünüş - Ülker Arena ve Alpella Gençlik Şehri Projesi.....	57
Şekil 6.2 : Vaziyet planı - Ülker Arena ve Alpella Gençlik Şehri Projesi.....	58
Şekil 6.3 : Tek eksenli basınç mukavemetinin derinlikle değişimi	60
Şekil 6.4 : Baret kazık yerleşim planı	62
Şekil 6.5 : Yükleme düzeneğinin donatı kafesine montajı	64
Şekil 6.6 : Deney kazığına ait şematik kesit	65
Şekil 6.7 : Yükleme düzeneğinin donatı kafesine montajı	66
Şekil 6.8 : Donatı kafesi ve yükleme düzeneğinin kuyuya montajı.....	66
Şekil 6.9 : Referans kirişi ve düşey deformasyon ölçümleri	67
Şekil 6.10 : Yük – deplasman grafiği (3 ayrı deplasman ölçülmüştür)	69
Şekil 6.11 : Eşdeğer klasik kazık yükleme deneyi yük-oturma grafiği	70
Şekil 6.12 : Baret boyunca yük dağılımı.....	71
Şekil 6.13 : Baret boyunca mobilize olan birim çevre sürtünmesi	71

BARET KAZIKLI TEMELLERDE DÜŞEY TAŞIMA KAPASİTESİ

ÖZET

Günümüzde, yüksek yapılar, geniş açıklıklı köprü ve viyadükler, metro inşaatları, havalimanları, deniz limanları, demiryolları, alışveriş merkezleri ve stadyumlar gibi dev mühendislik yapılarının inşaatlarına ihtiyaç sürekli artmaktadır. Bütün bu mühendislik yapılarında, üstyapıdan zemine aktarılan yükler oldukça büyük mertebelerdedir. Zemine aktarılan yükler altında, genellikle taşıma gücü ve oturma sorunu gözlenmektedir. Bu sorunun çözümü ise üst seviyedeki zayıf zemin tabakalarını geçerek, yükleri daha derinde bulunan sağlam tabakalara aktarmaktır. Bu görevi yapacak olan yapı elemanı ise kazıklı temellerdir. İnşa edilecek yapının özellikleri, gereksinimleri ve bulunduğu konum, kazıklı temellerin inşaat maliyetlerini etkilemekte olup optimize edilmesi gerekmektedir. Bu ihtiyaçlar nedeniyle, “Baret Temeller” adı verilen yeni bir temel sistemi geliştirilmiştir. Baret temeller, en basit tanımı ile dikdörtgen kesitli fore kazıklardır. Fore kazıklara göre birçok avantajı olan baret kazıkların en temel faydalarından biri, aynı miktarda kullanılacak demir ve beton ile %35’e varan daha fazla taşıma kapasitesi elde edilebilmesidir. Ayrıca kaya birimlerde soket boyunun kolayca temin edilmesi, güvenli projeler yapılmasına olanak sağlar. Bu tez çalışması kapsamında, baret temellerin düşey yük taşıma mekanizmaları, oturma davranışları, imalat yöntemleri ve kalite kontrol amaçlı arazi deneyleri ele alınmış, baret kazık uygulamasının yapıldığı bir proje vaka analizi olarak sunulmuştur.

VERTICAL BEARING CAPACITY OF BARRETTE PILED FOUNDATIONS

SUMMARY

Nowadays, the modern life standards are required to construct mega structures such as; high-rise buildings, bridges and viaduct having wide span length, metro line constructions, airports, harbors, railways, malls and stadiums recently. Transferred load from all these kind of super structures to the soils are huge and mass. It is observed and experienced those, the failure of bearing capacity and the settlement are common problem for heavy structures. As a solution, transferring loads to deeper and stiffer soil layers is general approach. The pile foundations carry that mission as a construction element. The soil properties and the structural needs indicate the foundation costs and the engineers should optimize it. As a result of that situation, new foundation construction technique is developed which called as “Barrette Foundations”. Basically, they are rectangular cast-in-situ piles. The barrette piles have many advantages comparatively with classical bored piles. The most significant advantage is possible to reach up to 35% higher pile bearing capacity with the same concrete and steel content. On the other hand, socket length could be easily controlled in rocks. This thesis covers the vertical bearing mechanism, the settlement behavior, the installation methods and in-situ quality control of the barrette piles. Consequently, a barrette pile application project as a case-study is evaluated and presented in the final part.

1. GİRİŞ

Her geçen gün artan nüfus ve insanoğlunun sürekli değişen ihtiyaçları, tüm mühendislik dallarında olduğu gibi, inşaat mühendisliği alanında da değişimi ve gelişimi beraberinde getirmiştir. Bunun yansıması olarak, yüksek yapılar, geniş açıklıklı köprü ve viyadükler, metro inşaatları, havalimanları, deniz limanları, demiryolları, alışveriş merkezleri ve stadyum inşaatlarına ihtiyaç doğmuştur. Bütün bu mühendislik yapılarında, üstyapıdan zemine aktarılan yükler oldukça büyük mertebelerdedir. Zemine aktarılan yükler altında, genellikle taşıma gücü ve oturma sorunu gözlenmektedir. Bu sorunun çözümü ise üst seviyedeki zayıf zemin tabakalarını geçerek, yükleri daha derinde bulunan sağlam tabakalara aktarmaktır. Bu görevi görecektir olan yapı elemanı ise kazıklı temellerdir. İnşa edilecek yapının özellikleri, gereksinimleri ve bulunduğu konum, kazıklı temellerin inşaat maliyetlerini etkileyen faktörlerdir. Hayatın her alanında olduğu gibi kazıklı temel inşaatı için de maliyetlerin en uygun hale getirilmesi beklenmektedir. Bu ihtiyaçlar nedeniyle, “Baret Temeller” adı verilen yeni bir temel sistemi geliştirilmiştir. Baret temeller en basit tanımıyla, dikdörtgen kesitli fore kazıklardır. Fore kazıklara göre birçok avantajı olan baret kazıkların en temel faydalarından biri, aynı miktarda kullanılacak demir ve beton ile %35’e varan daha fazla taşıma kapasitesi elde edilebilmesidir. Diğer yandan kaya birimlerde soket boyunun kolayca temin edilmesi güvenli projeler yapılmasına olanak sağlar. Klasik fore kazıklarda olduğu gibi baret kazıklarda da ispat ve kalite kontrol deneylerinin gerekliliği tartışılmazdır. Ancak yüksek kapasiteli kazıkların, klasik statik yükleme deneylerine tabi tutulması, ihtiyaç duyulan reaksiyon yükünün büyüklüğü nedeniyle pratik olmamakla birlikte ihtiyaç duyulan yükün temini ve kazık başlığı üzerinde stabil hale getirilmesi oldukça zordur. Osterberg tarafından geliştirilmiş ve ilk kez 1984 yılında bir fore kazık üzerinde denenmiş olan Osterberg hücresi ile kazık yükleme deneyi sayesinde reaksiyon yüküne ihtiyaç duyulmamakta dolayısıyla daha ekonomik ve daha güvenli kazık yükleme deneyleri yapılabilmektedir. Klasik fore kazıklar ile ilgili günümüze dek çok sayıda çalışma yapılmıştır. Ancak baret kazıklar üzerine yapılan çalışmaların ve makalelerin sayısı oldukça azdır. Bu çalışmalar örnek olarak Zhang (2003),

Charles ve Douglas (2000), Ho Eu (2003), Seo v.d.(2009), Teperaksa (2002), Rahimian v.d. (2010), Lin v.d. (2010) gösterilebilir.

Konu ile ilgili literatür araştırması yapılmış ve geçmişte yapılan çalışmalar ile birlikte güncel gelişmeleri kapsayan kaynaklar taranmıştır. Edinilen bilgiler ışığında, baret temellerin düşey yükler altında taşıma gücü ve oturma davranışları incelenmiştir.

Bu çalışma kapsamında, baret temellerin düşey yük taşıma mekanizmaları, oturma davranışları, imalat yöntemleri ve kalite kontrol amaçlı arazi deneyleri incelenmiştir. Buna ilaveten baret kazık uygulamasının yapıldığı önemli bir proje vaka analizi olarak sunulmaktadır. 2. Bölüm’de baret kazıkların düşey yük taşıma mekanizmaları ele alınmış ve literatürden taşıma gücü ile ilgili bilgiler verilmiştir. 3. Bölüm’de baret kazıkların düşey yükler altına oturma davranışları hakkında bilgi verilmiştir. 4. Bölüm’de baret kazıkların imalat detayları, avantajları ve kısıtlayıcı yanları ele alınmıştır. 5. Bölüm’de baret kazıkların arazi deneyleri ile performanslarının değerlendirilmesi üzerine çalışılmıştır. 6. Bölüm’de Türkiye’de ilk baret temel uygulaması üzerine inşası devam eden önemli bir proje ele alınmış, proje kapsamında yapılan çalışmalar değerlendirilmiştir. 7. Bölüm’de ise baret temellerin düşey yük taşıma mekanizmaları, oturma davranışları, imalat yöntemleri ve kalite kontrol amaçlı arazi deneyleri üzerine elde edilen verilerin tartışmasını içermektedir.

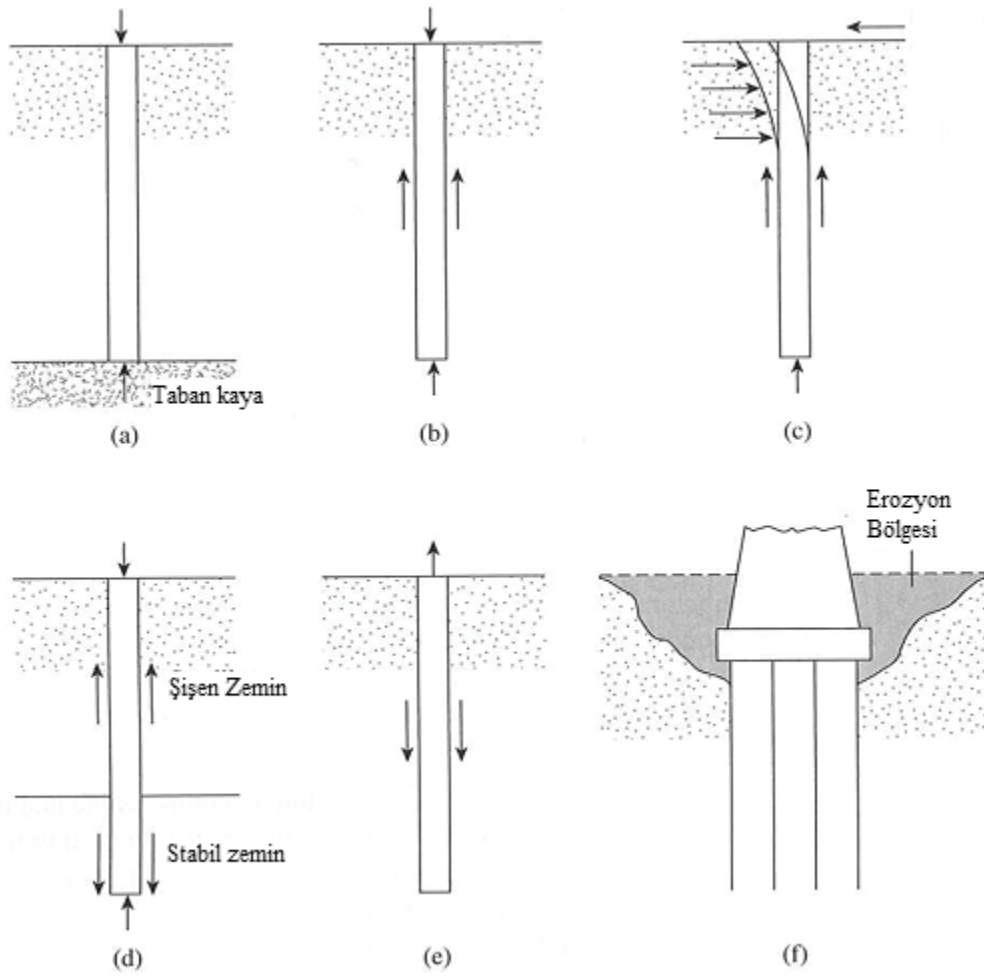
2. BARET KAZIKLARIN DÜŞEY YÜK TAŞIMA MEKANİZMALARI

Kazıklar, çelik, beton veya ahşap malzemeden imal edilmiş, üstyapı yüklerini alt zemin tabakalarına aktaran yapı elemanlarıdır. Bazı zemin koşullarında daha derin ve yüzeysel temellere göre daha ekonomik olup genellikle aşağıdaki amaçlar için kullanılmaktadır (Şekil 2.1) (Bowles, 1996);

- Üst seviyelerdeki bir ya da birkaç zayıf zemin tabakası, çok zayıf ve aşırı sıkışabilme özelliğine sahipse, üstyapı yüklerini daha derinde bulunan sağlam zemine aktarmak,
- Yapıdaki toplam oturma miktarını kontrol altına almak,
- Sıvılaşma nedeniyle temel zemininde meydana gelebilecek taşıma gücü kaybını önlemek,
- Kaldırma ve döndürme kuvvetlerine karşı,
- Temel zemininde gerçekleşecek şişme ve büzölmeye karşı kullanılmaktadır.

Kazıklı temel gerektiren zemin ve yükleme koşulları Şekil 2.1’de şematik olarak verilmektedir (Vesic, 1977). Bunlar;

- (a) taban kaya üzerinde bir ya da birden fazla sıkışabilir ve/veya zayıf zemin tabakası bulunması,
- (b) taban kaya bulunmaması,
- (c) yatay yük etkimesi durumu,
- (d) temeller altında şişen zeminler bulunması,
- (e) su altında kalan temellerde yüzme problemine karşı,
- (f) köprü, viyadük vb. yapıların ayak temelleri zemininde meydana gelen yüzey erozyonuna karşıdır.



Şekil 2.1 : Kazıklı temellerin kullanım alanları (Das, 2007)

Fore kazıkların özel kesitli hali olan baret kazık tasarımında ve imalatında birçok yöntem kullanılmaktadır (Toğrol ve Tan, 2003). Bu yöntemler;

- Zemin özelliklerine dayanan taşıma gücü formülleri: Yüzeysel temelerde olduğu gibi zemin etüdlerine ve laboratuvar deneylerine dayanarak kazıklı temelerde taşıma gücü hesaplanabilmektedir.
- Arazi deneylerinden belirlenmesi: SPT, CPT, Presiyometre ve Dilatometre deneyleri gibi arazi deneylerine dayanılarak kazıklı temeller için taşıma gücü hesaplanabilmektedir.
- Dinamik kazık formülleri: Fiziğin çarpışma ve enerjinin korunumu ilkesine dayanarak geliştirilmiş formüllerdir. Kazıkların çakma kayıtlarına dayanan çok sayıda dinamik kazık formülleri geliştirilmiştir.

- Arazi Yükleme Deneyleri: Derin temelin inşasından önce, aynı arazide bir deneme kazığı üzerinde yükleme deneyi yapılarak kazık kapasitesi ölçülebilmektedir. Genelde zemindeki belirsizliklerden ötürü mühendislik analizlerde, emniyetli tarafta kalmak için, güvenlik sayıları daha yüksek alınmaktadır. Arazide kazık yükleme deneyi yapıldığında kazığın gerçekte ne kadar yük taşıyabileceği belirlenebilmekte, bu sayede güvenlik sayılarını bir miktar düşürerek daha ekonomik temel tasarımı yapılması mümkün olmaktadır.

Kazık kapasite hesapları ile kazıkların granüler ve kohezyonlu zeminlerde yük-taşıma kapasitesi ilişkisini ve davranışını öngörmek için birçok sayıda araştırma yapılmış olmasına rağmen mekanizmalar henüz tam olarak anlaşılamamıştır. Kazık kapasite hesaplarında çok sayıda farklı denklemler kullanılabilmekte olup bu denklemlerden herhangi ikisi nadiren aynı sonucu vermektedir. Dolayısıyla imalatın yapılacağı bölgede daha önceden edinilmiş yerel deneyimler önemlidir.

2.1 Baret Kazıkların Düşey Taşıma Gücü

Bir kazıklı temelin taşıma kapasitesi, yükün aktarıldığı zeminin taşıma kapasitesi ile sınırlıdır. Bu nedenle tasarım iki açıdan incelenmelidir; birincisi kazık tipi ile imalat ekipmanlarının seçimi, ikincisi ise zemin mekaniği prensiplerine göre yükün aktarıldığı zeminde imal edilecek kazık için yapılacak kapasite hesaplarıdır.

Üstyapıdan kazıklara aktarılan yüklerin bir kısmı sürtünme kuvveti ile taşınırken kalan kısmı uç direnci ile taşınmaktadır. Uç ya da kazık çevresinin taşıyacağı yükü zemin modeline göre tayin edilebilir. Buna göre taşıma biçimlerine göre kazıklar iki ana gruba ayrılmaktadır;

- Uç kazığı,
- Sürtünme kazığı,

Fore kazığın özel kesitli hali baret kazıklarda da, yük taşıma kapasite denklemi aşağıdaki gibi yazılabilir (Das, 2004);

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (2.1)$$

Bu denklemde,

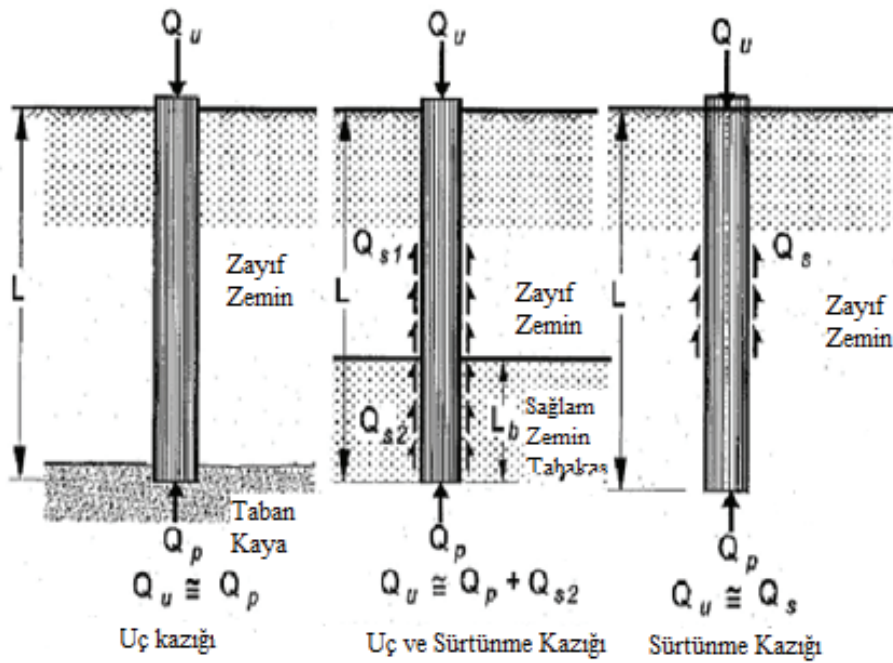
Q_u : Toplam taşıma kapasitesi

Q_p : Uç direnci

Q_s : Çevre sürtünmesi

2.1.1 Uç kazıkları

Arazide gerçekleştirilen zemin etütlerinde, makul derinlikte ana kayaya rastlanması durumunda, kazıklar ana kayaya kadar uzatılabilmektedir (Şekil 2.2). Bu durumda kazığın taşıma gücü tamamen uç direncinden oluşur. Bu kazıklara “uç kazığı” adı verilmektedir. Tekli ve çoklu uç kazıklarında, kazık ucu altındaki gerilme dağılımları Boussinesq metodu ile yapıldığında Şekil 2.3’deki gerilme soğanları oluşmaktadır.



Şekil 2.2 : Yük taşıma biçimlerine göre kazıklar (Candoğan, 2008)

Uç direnci formülü: Terzaghi ve Meyerhof’un yüzeysel temeller için taşıma kapasitesi denkleminde, genişlik yerine çap yazılırsa;

$$q_u = q_p = c' N_c^* + q N_q^* + \gamma N_\gamma^* \quad (2.2)$$

Çap küçük olduğu için üçüncü kısmı ihmal edebiliriz. Bu durumda;

$$q_u = c' N_c^* + q N_q^* = q_p \quad (2.3)$$

Bu denklem bize uç direncini verir;

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c' N_c^* + q N_q^*) \quad (2.4)$$

Burada,

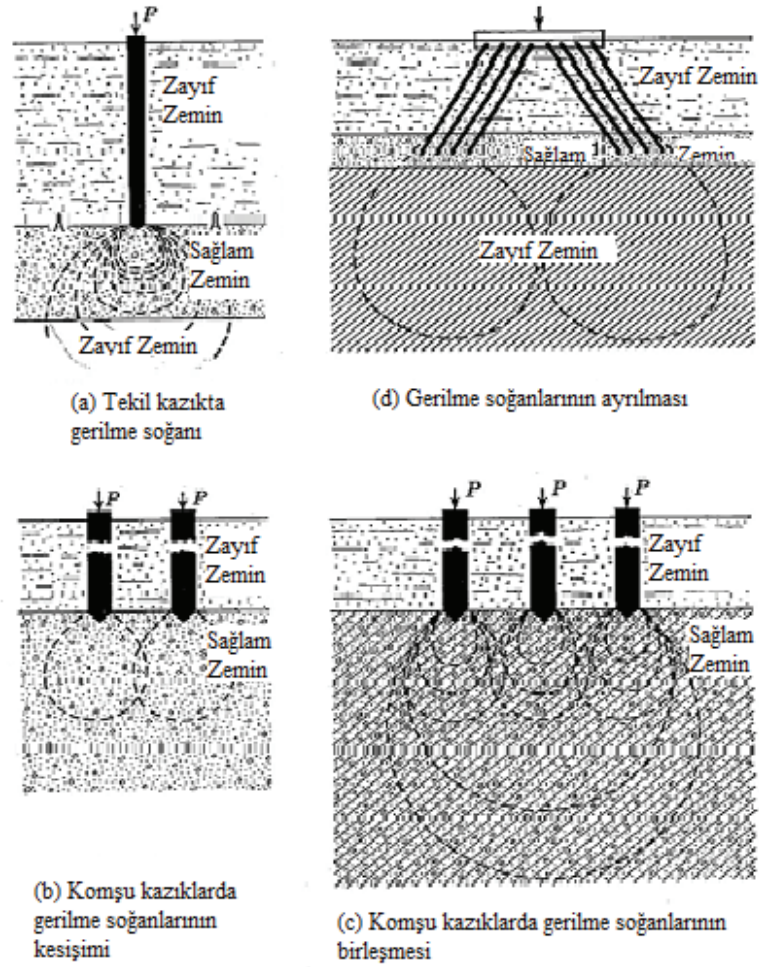
A_p : Kazık ucunun kesit alanı

q_p : Birim uç mukavemeti

c' : Kazık ucundaki zemine ait kohezyon değeri

q' : Kazık uç seviyesindeki efektif düşey gerilme

N_c^* , N_q^* : Kazık uç kapasite faktörleri



Şekil 2.3 : Uç kazığı gerilme dağılımları (Leonards, 1962)

Maksimum çevre sürtünmesinin tamamen oluşabilmesi için kazık çapının % 0,3 ila 1' i arasında, uç direncinin tamamen oluşabilmesi için ise kazık çapının % 10 ila 20' si kadar oturma olması gerekmektedir (Tomlinson, 1977). Das'a göre uç direncinin tamamen çalışabilmesi için kazık ucunda kazık çapının %10' u ila 25' i oranında deplasman olmalıdır (Das, 2004).

Başka bir kaynağa göre, kazık uç direncinin tamamen oluşabilmesi için kayada 1.0 - 2.5 mm, granüler zeminlerde kazık çapının % 2.5 ila 7.5' i ve kohezyonlu zeminlerde kazık çapının % 5' i ila 15' i kadar oturma olması gerekmektedir. Çakma kazıklar, fore kazıklara göre daha küçük oturma değerlerinde uç kapasitelerinin tamamına ulaşabilirler (Candoğan, 2008).

2.1.2 Sürtünme kazıkları

Eğer kazık imal edilecek sahada kaya ile karşılaşılmaıssa veya çok derinde karşılaşılmaıssa, uç kazık tasarlanması durumunda kazıklar çok uzun ve yüksek maliyetli olacaktır (Şekil 2.2). Dolayısıyla, Q_p değeri nispeten, Q_s değerinden küçük olan bu kazıklara “sürtünme kazığı” adı verilmektedir. Sürtünme kazıklarında oluşan gerilme dağılımları Şekil 2.4'te verilmektedir.

Baret kazığın sürtünme direnci aşağıdaki formülle hesaplanabilmektedir (Candoğan, 2008);

$$Q_s = \sum p \Delta L f \quad (2.5)$$

Burada,

p : Kazık çevresi

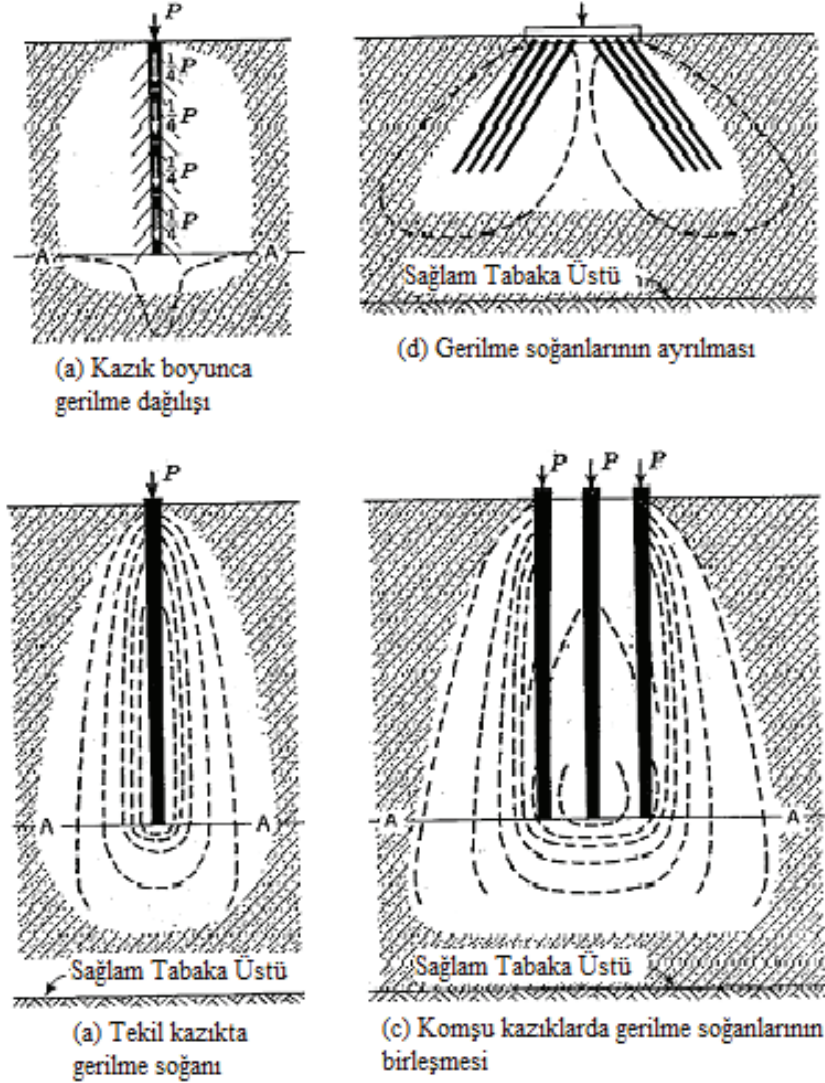
ΔL : Birim sürtünme mukavemetinin sabit olduğu uzunluk

f : Birim sürtünme mukavemeti

2.1.3 Kayaya soketli baret kazıklarda taşıma kapasitesi

Kayaya soketli kazıkların tasarımı, statik yükleme deneyleri ve ana kayadan alınan numuneler üzerinde uygulanan tek eksenli basınç deney sonuçlarından türetilmiş ampirik bağıntılar ile yerel tecrübelerle dayanarak yapılmaktadır. Tasarımın

doğasında olan belirsizlikler, kaçınılmaz biçimde, ya temelin güvenle taşıyabileceği yükü azaltır ya da tasarımcıyı üstyapı yüklerini taşıyabilmek için aslında aşırı güvenli olan ve ekonomik olmayan bir tasarım yapmak durumunda bırakır (Seidel, 2000).



Şekil 2.4 : Sürtünme kazıklarında gerilme dağılımı (Leonards, 1962)

Zayıf zemin tabakası geçilerek sağlam ana kaya üzerine inşa edilmiş kazıklar, uç kazığı olarak nitelendirilirler ve çalışma yükleri, kazık kesit alanının güvenli taşıyabileceği yük olarak belirlenir. Benzer derinlikte zayıf ya da ayrışmış kayalara soketlenmiş kazıklar ise hem sürtünme hem de uç kazığı davranışı göstermektedir. Taşıma kapasitesini ve oturmayı yönlendiren faktörler şöyle özetlenmektedir (Tomlinson, 1977);

- Kazık soketinin boy/çap oranı,

- Soketin ucundaki ve çevresinde kayanın mukavemet ve elastisite modülü,
- Soket çevresinin pürüzlülüğü ve bentonit çamuru özellikleri,
- Delgi esnasında kuyu dibine çöken malzemenin temizlenmesi,
- Sokette kaya tabakalanması sonucu mukavemet ve elastisite modülünde olabilecek değişkenlik,
- Kazığın oturma miktarı,
- Kaya-beton arayüzünde malzemenin aşınması ile oturmaların zamanla artışıdır.

Çevre Sürtünmesi

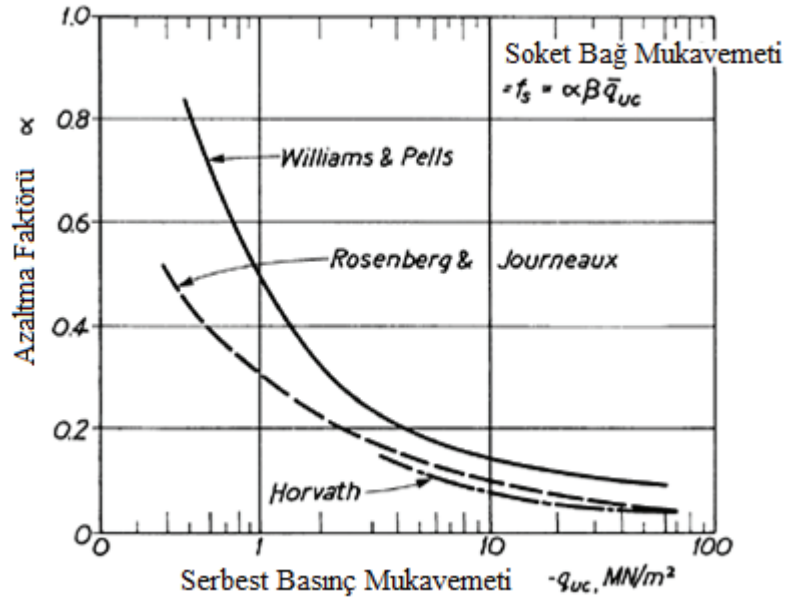
Soket çevresinde beton ile kayanın bağlanması ve dolayısıyla bu bağın mukavemeti kayanın mukavemetine bağlıdır. Maksimum bağ mukavemetinin ortalama tek eksenli basınç mukavemetiyle olan ilişkisi aşağıdaki denklem ile verilmektedir;

$$f_s = \alpha q_u^\beta \quad (2.6)$$

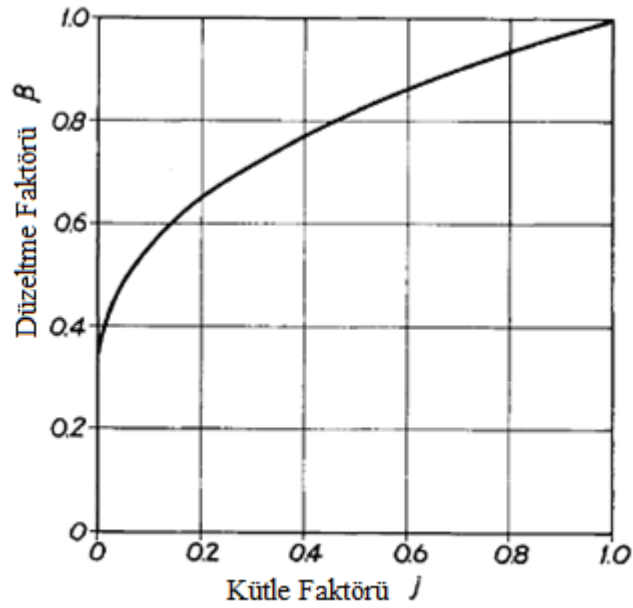
Burada,

- f_s : Maksimum bağ mukavemeti
 q_u : Tek eksenli basınç mukavemeti
 α : Şekil 2.5'ten elde edilen azaltma faktörü
 β : Kayadaki süreksizlik düzlemlerine ilişkin düzeltme faktörü (Şekil 2.6)

β düzeltme faktörü, “j” kütle faktörüne bağlıdır. Kütle faktörü soket bölgesindeki kaya kütlelerinin elastisite modülünün, ana kayanın elastisite modülüne oranıdır. (Şekil 2.7)

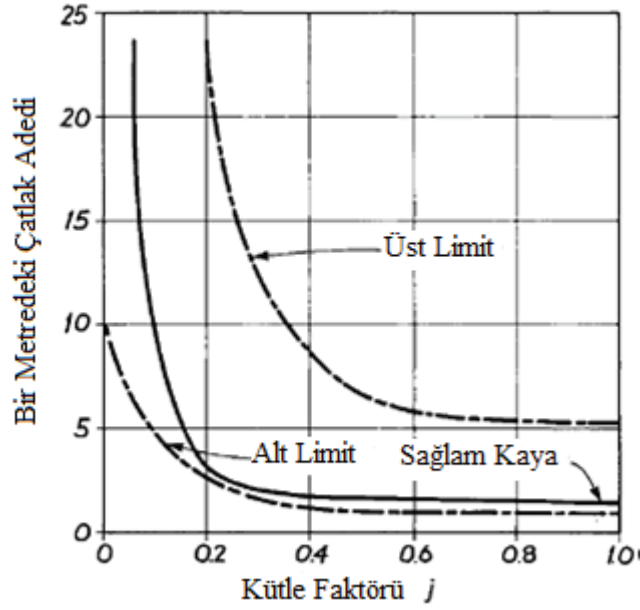


Şekil 2.5 : Kayaya soketlenen kazıklar için azaltma faktörleri (Tomlinson, 2004)



Şekil 2.6 : Kayadaki süreksizlik düzlemlerine ilişkin düzeltme faktörü (Tomlinson, 2004)

Eğer kütle faktörü laboratuvar deneylerinden veya sismik ölçümlerden elde edilmemişse, Çizelge 2.1’de verilen RQD ya da süreksizlik düzlem sıklığı ile yaklaşık olarak elde edilebilir.



Şekil 2.7 : Kütle faktörü değerleri (Tomlinson, 2004)

Çizelge 2.1 : RQD – kütle faktörü ilişkisi (Tomlinson, 2004)

RQD (%)	Her bir metredeki çatlak adedi	j
0 – 25	15	0.2
25 – 50	15 – 8	0.2
50 – 75	8 – 5	0.2 – 0.5
75 – 90	5 – 1	0.5 – 0.8
90 – 100	1	0.8 – 1.0

Kayaların tek eksenli basınç mukavemeti ile soket bağ mukavemeti arasındaki ilişki çeşitli araştırmacılar tarafından aşağıdaki bağıntılarla verilmiştir (Çizelge 2.2).

Yumuşak kayalarda imal edilen baret kazıklarının emniyetli uç direnci delgi tekniğine bağlıdır.

Uç direnci

Az ayrılmış, az çatlaklı kaya tabakalarına soketlenen kazıklarda maksimum birim uç direnci şöyle hesaplanabilir;

$$q_p = 2 N_\phi q_u \quad (2.7)$$

Burada,

N_ϕ : Taşıma gücü faktörü

$$N_\phi = \tan^2 (45+\phi/2) \quad (2.8)$$

ϕ : Kayma mukavemeti açısı

q_u : Tek eksenli basınç mukavemeti

Çizelge 2.2 : Maksimum soket mukavemeti için çeşitli tasarım bağıntıları
(Yıldırım, 2004)

$f_s = 0.21 \times q_u^{0.50}$	Hovarth ve Kenney (1979)
$f_s = 0.20 \times q_u^{0.50}$	Carter ve Kulhawy (1988)
$f_s = 0.44 \times q_u^{0.36}$	Williams et al. (1980)
$f_s = 0.40 \times q_u^{0.57}$	Rowe ve Armitage (1984)
$f_s = 0.34 \times q_u^{0.51}$	Rosenberg ve Journeaux (1976)
$f_s = 0.30 \times q_u$	Reynolds ve Kaderbek (1980)
$f_s = 0.20 \times q_u$	Gupton ve Logan (1984)
$f_s = 0.15 \times q_u$	Reese ve O'Neill (1987)
$f_s = 0.25 \times q_u$	Toh et al. (1989)
$f_s = 0.22 \times q_u^{0.50}$	Migh ve Wolshi (1979)
$f_s = 0.20 \times q_u^{0.50}$	Hovarth (1982)

Kayma mukavemeti açısı 40 ila 45 derece arası olan iri daneli kumtaşlarında, Pels ve Turner tarafından birim uç direnci, tek eksenli basınç mukavemetinin 9 ila 12 katı olarak belirtilmiştir. Çeşitli kaya tipleri için kayma mukavemeti açıları Çizelge 2.3'te verilmiştir, fakat bu değerler sadece fikir vermesi açısından faydalı olmakla birlikte, gerçekte saha koşullarına göre değişkenlik göstermektedir (Tomlinson, 2004).

Ana kayanın kayma mukavemeti açısından elde edilmiş taşıma gücü faktörü, kayaç birimlerin açık veya kil dolgulu çatlakları olması durumunda büyük oranda azaltılabilir. Bu durumda maksimum birim uç direnci, ana kayanın tek eksenli basınç mukavemeti değerinden düşük olabilmektedir.

Çizelge 2.3 : Çeşitli kayalar için kayma mukavemeti açısı (Tomlinson, 2004)

Sınıflandırma	Cins	ϕ (°)
Düşük mukavemetli	Şist (Yüksek mika içerikli)	20 – 27
	Şeyl	
	Marn	
Orta mukavemetli	Kumtaşı	27 – 34
	Silttaşı	
	Çalk	
	Gınays	
	Slate	
Yüksek mukavemetli	Bazalt	34 – 40
	Granit	

2.1.4 Grup kazıklarda taşıma kapasitesi

Yapısal yükü zemine aktarmak amacıyla temel altı kazıklar genellikle grup olarak tasarlanır ve kullanılır. Teori ve testler özellikle killi zeminlerde inşa edilen grup sürtünme kazıklarının toplam taşıma gücünün, tek kazığın taşıma gücünün toplam kazık adedi ile çarpılmasından elde edilen değerden düşük olduğunu göstermektedir. Taşıma gücündeki azalma kazık çapı, boyu ve aralığına bağlı olarak değişmektedir. Uç kazıkları için grup etkisinden ötürü taşıma gücü kaybı söz konusu olmamaktadır. Hem uç hem de sürtünme kazığı olarak çalışan kazıklarda ise taşıma gücü kaybı sadece sürtünme direncinde dikkate alınmaktadır. Şekil 2.8’de görülen gerilme dağılımlarının kesişmesi, taşıma gücü kaybına neden olmaktadır. En ideal çözüm grup kazıklarda taşıma gücü kaybına neden olmayacak şekilde aralık belirlemektir. Uygulamada iki kazık arası minimum mesafe merkezden merkeze, granüler zeminlerde kazık çapının 2.0 katı, kohezyonlu zeminlerde ise 3.0 katı alınmaktadır (Tomlinson, 1977; Brown, 2006).

Diğer yandan grup kazıklarda, her bir kazık için çalışma yükünü azaltmak yerine kazık boyunu arttırarak kazık kapasitesini arttırmak ve azaltma faktörü uygulandığında istenilen kazık kapasitesine ulaşmak genellikle daha ekonomik bir çözüm olarak karşımıza çıkmaktadır (Leonards, 1962; Das, 2004).

Grup kazıkların yük taşıma kapasitesi verimliliği aşağıdaki gibi tanımlanabilir:

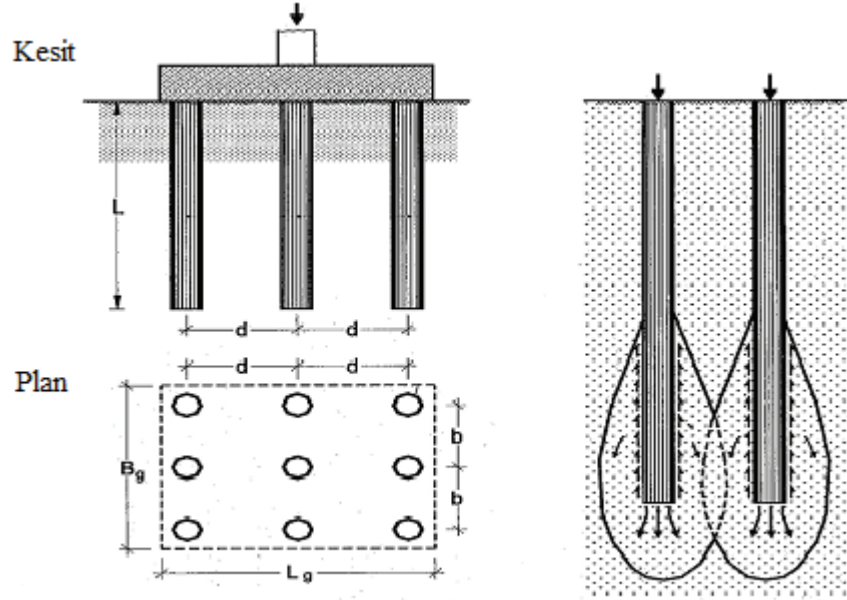
$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} \quad (2.9)$$

Burada,

η : Grup verimliliği

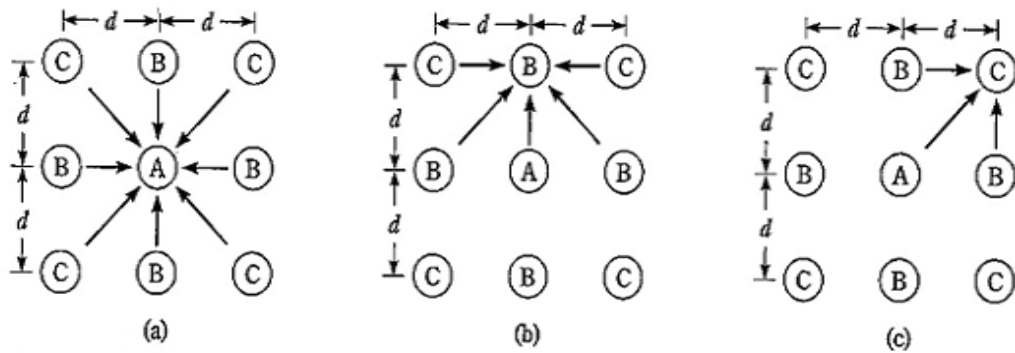
$Q_{g(u)}$: Grup kazıkların maksimum yük taşıma kapasitesi

Q_u : Bir kazığın grup etkisi olmaksızın maksimum yük taşıma kapasitesi



Şekil 2.8 : Kazıklarda grup etkisi (Das, 2007)

Kuma soketlenmiş grup kazıklarda, tekil kazıkların taşıma kapasitesi (sadece sürtünme direnci dikkate alındığında) Feld yöntemi ile belirlenebilir. Bu yöntemle göre, grup kazık planı gösterilen Şekil 2.9 incelenirse maksimum taşıma kapasitesi şöyle açıklanabilir: A tipi kazık için 8, B tipi kazık için 5 ve C tipi kazık için 3 komşu kazık bulunmaktadır. Buna göre Çizelge 2.4 hazırlanabilir.



Şekil 2.9 : Sürtünme kazıklarının grup kapasitesi için Feld metodu

Çizelge 2.4 : Grup etkisi ile kapasite kaybının Feld yöntemi ile hesaplanması

Kazık Tipi	Adedi	Komşu Kazık Adedi	Her Kazık için Azaltma Faktörü	Taşıma Gücü
A	1	8	$1 - \frac{8}{16}$	$0.50Q_u$
B	4	5	$1 - \frac{5}{16}$	$2.75Q_u$
C	4	3	$1 - \frac{3}{16}$	$3.25Q_u$
Kazık grubunun taşıma gücü				$\sum 6.50Q_u = Q_{g(u)}$

Buna göre;

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} = \frac{6,5Q_u}{9Q_u} = \%72 \quad (2.10)$$

2.2 Baret Kazık Tasarımı

Fore kazığının özel kesitli hali olan baret kazıklar da diğer kazıklar gibi yapısal ve derin temel elemanları olarak tasarlanmaktadır. Üst yapı tasarımı, kazığa etkileyen yükleri malzemenin emniyet gerilmesini aşmayacak şekilde yapılmaktadır. Temel tasarımı ise kazıkların yapısal yükleri, zeminden alacağı yeterli sürtünme direnci ve/veya uç direnci ile karşılayacak şekilde tasarlanır. Buna göre, bir baret kazığının tasarım kapasitesi ve emniyetli taşıma gücü aşağıdaki gibi açıklanabilir (Coduto, 2001; Candoğan, 2008);

$$Q_d \leq Q_{emn} = \frac{Q_p}{FS_p} + \frac{Q_s}{FS_s} \quad (2.11)$$

Burada,

Q_d : Tasarım kapasitesi

- Q_{emn} : Emniyetli taşıma kapasitesi
 Q_p : Maksimum uç direnci
 FS_p : Uç direnci için güvelik sayısı
 Q_s : Maksimum sürtünme
 FS_s : Sürtünme direnci için güvenlik sayısı

Kazıkların zati ağırlıkları da kazık tasarımında dikkate alınmalıdır. Büyük çaplı betonarme kazıklar ve H kesitli kazıkların ağırlıkları azımsanmayacak kadar fazladır. Demirli betonun birim hacim ağırlığı 24 - 25 kN/m³ ve çeliğin birim hacim ağırlığı 78 - 80 kN/m³ civarındadır. Kazıkların yer altı su seviyesi altındaki efektif ağırlıkları göz önünde bulundurularak gerçek zati ağırlıkları, emniyetli taşıma gücünden çıkarılmalıdır (Kumbasar ve Kip, 1992);

$$Q_d \leq Q_{emn} = \frac{Q_p}{FS_p} + \frac{Q_s}{FS_s} - Q_w \quad (2.12)$$

Burada,

Q_w : Suyun kaldırma kuvveti etkisi altında kazığın zati ağırlığı

Kazığın imalatından sonra, kazık çevresindeki zeminde; killerde konsolidasyon etkisiyle, kumlarda ise sıkışma etkisiyle, oturmalar meydana gelebilir. Doğal kompaksiyonu/konsolidasyonu tamamlanmamış güncel dolgular, alüvyonlar ve moloz/hafriyat atığı zeminler oturma sürecini devam ettirirken, bu tür zeminlerde daha önceden imal edilmiş kazıkların çevresinde aşağı yönlü çekme kuvveti oluşur. Ayrıca bazı yapay ya da doğal olaylar sonucunda yer altı su seviyesinin düşmesi, kazık çevresinde yapılacak dolgularla eklenecek sürşarj yükleri de ilave oturmalara dolayısıyla kazıklarda aşağı yönlü kuvvetlerin oluşmasına neden olacaktır. Bu gibi durumlarda oluşan bu kuvvetlere negatif çevre sürtünmesi adı verilmektedir. Negatif çevre sürtünmesi, nispeten önemli mertebelere ulaşabileceğinden emniyetli kazık kapasitesinden çıkarılmalıdır. Bu durumda denklem aşağıdaki gibi olacaktır (Şenol, 1991);

$$Q_d \leq Q_{emn} = \frac{Q_p}{FS_p} + \frac{Q_s}{FS_s} - Q_w - Q_{nsf} \quad (2.13)$$

Burada,

Q_{nsf} : Negatif çevre sürtünmesi

Sürtünme direncini ve uç direncini toplamak, derin temel tasarımında yapılan genel bir yanıltır. Bazı zeminlerde sürtünme direncinin mobilize olabilmesi için gerekli oturma, kazık çapının % 1' i mertebelerinde iken, uç direncinin mobilize olabilmesi için kazık çapının % 10 - 20' si kadar oturmaya ihtiyaç duymaktadır. Bu nedenle, uç ve sürtünme kapasitelerinin süperpoze edilmesi dikkatlice yapılmalıdır ve derin temelin oturma limiti yapısal ve mimari tasarımın müsaade edilebilir toplam ve farklı oturma limitleri içersinde olmalıdır.

Baret kazık yapısal olarak yalnızca beton olarak da imal edilebilmesine rağmen genellikle donatılı olarak projelendirilir. Yapısal tasarım, emniyetli taşıma gücü için beton ve çelikte oluşan gerilmelerin kontrolünden oluşur. Temel tasarımı ise müsaade edilebilir oturma limitleri için kazığın yük taşıma kapasitesinin hesaplanmasından oluşur.

Uç ve sürtünme direncinin hesaplandığı gibi gerçekleşmesinde imalat teknikleri önemli rol oynamaktadır. En önemli parametre ise istenilen taşıma gücü kapasitesine müsaade edilebilir oturma sınırları içersinde ulaşmaktır.

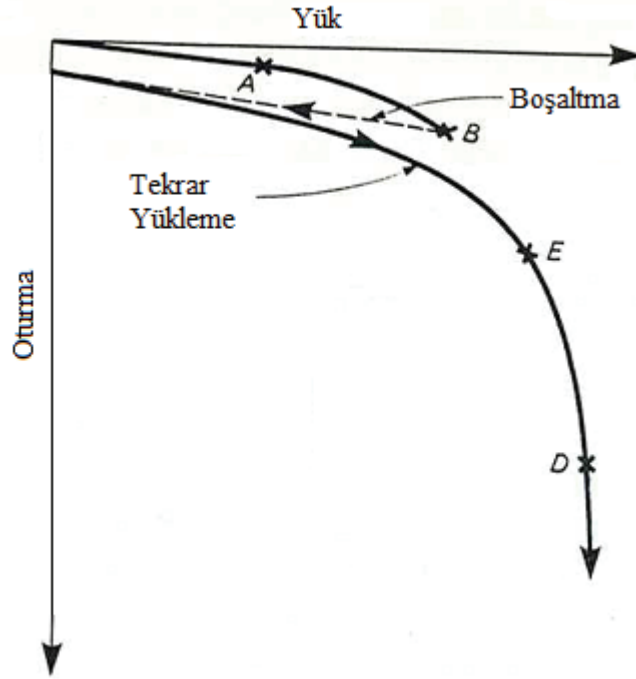
Kazığın tasarım servis yükünü elde etmek için maksimum taşıma kapasitesini güvenlik faktörü ile bölmek gerekmektedir. Güvenlik faktörü aşağıdaki nedenlerden ötürü gereklidir (Tomlinson, 2004);

- Zeminin dayanımında ve sıkışabilirliğinde doğal değişimleri sağlamak,
- Kullanılan hesap metodundaki belirsizlikleri kontrol etmek için,
- Servis yüklerinin güvenli sınırlar içersinde kaldığına emin olmak için,
- Tekil veya grup kazıklarının toplam oturmalarının kabul edilebilir sınırlar içersinde kalabilmesi için,
- Komşu kazıkların ve diğer grup kazıkların farklı oturmalarının kabul edilebilir sınırlar içersinde kalabilmesi içindir.

3. BARET KAZIKLARIN OTURMASI

3.1 Düşey Yük Altında Kazıkların Davranışı

Hızlı ya da orta hızlı bir uygulamada, kademeli artan basınç yüküne tabi tutulan bir kazığın yük-oturma eğrisi Şekil 3.1’de verilmektedir. Başlangıçta kazık-zemin sistemi, kazığın elastik davranışından ötürü elastik davranmaktadır. A noktasına kadar doğrusal ilişki vardır ve yük boşaltılırsa kazık başlığı ilk seviyesine geri döner.



Şekil 3.1 : Kazığın yük-oturma eğrisi (Tomlinson, 2004)

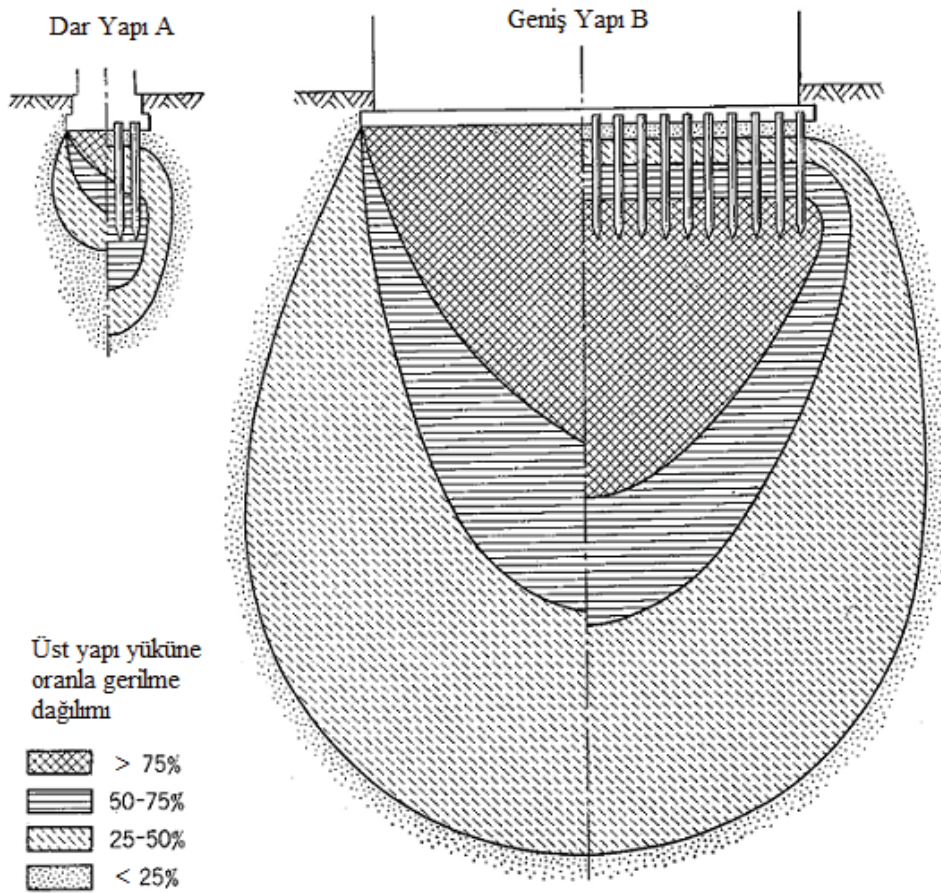
Yük A noktasının ilerisine çıkarılırsa, kazık-zemin arayüzünde veya yakınında plastik deformasyon başlar ve B noktasına kadar, maksimum sürtünme mukavemeti çevrede oluşana dek oturma gerçekleşir. Bu aşamada yük boşaltılırsa, kazık başlığı C noktasına kadar geri döner ve kalıcı oturma miktarı $\overline{OC}$ mesafesi kadar olur. Maksimum sürtünme mukavemeti için gerekli oturma miktarı çapın yüzde 0.3’ ü ile 1.0’ i kadardır. Kazık çapına bağlı olmakla birlikte uç mukavemetinin tamamının aktive olması için çok daha fazla oturmaya ihtiyaç duyulmaktadır. Bu oturma değeri kazık çapının %10’ u ile 20’ si oranındadır. Uç direncinin tamamen aktive olması

durumunda (D noktası), kazık herhangi bir kapasite artışı olmaksızın aşağıya doğru batar ve çok büyük oturmalara neden olur (Tomlinson, 1977).

Sürtünme kazıkları üniform yapıya sahip zayıf üst tabakalardaki maksimum gerilmeleri oturmanın daha az olacağı sıkı/sert alt tabakalara iletmek için kullanılmaktadır.

Kohezyonlu zeminlerdeki üniform yükler altındaki oturma miktarı dikdörtgen alanın genişliği / dairesel alanın çapı ile doğru orantılıdır. Kumlu zeminlerde gerçekleşen oturmalar ise üniform yükün alanından neredeyse bağımsızdır. Buna göre potansiyel oturmaları azaltmak için derinlik-çap/genişlik oranını da düşürmek gerekmektedir. Granüler zeminlerde bu oranın etkisi azdır.

Dar yapılar altında, kazık uzunluğu temel genişliğinden fazla tutulmalıdır. Bu sayede gerilme soğanı aşağı doğru kaydırılmış olur ve oturmalar azalır. Şekil 3.2 iki durumu canlandırmaktadır.

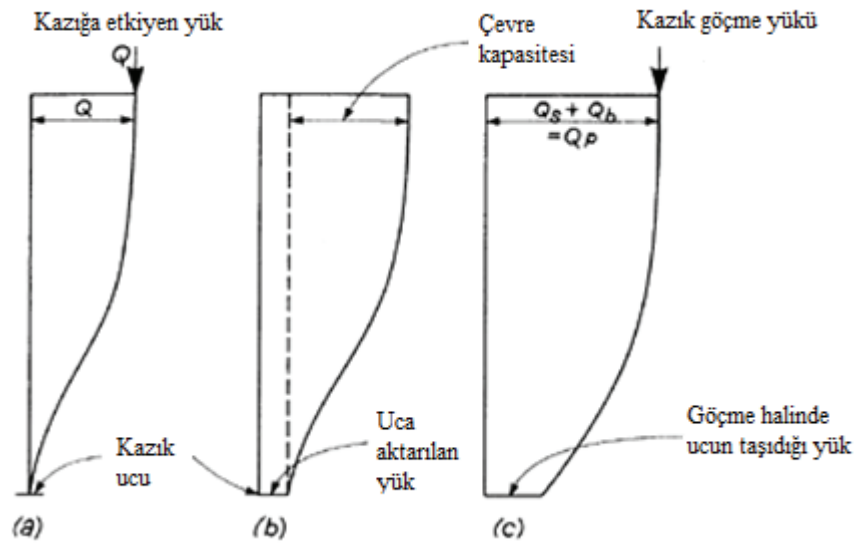


Şekil 3.2 : Temel genişliği ile kazık boyu arasındaki ilişkinin gerilme dağılımına etkisi

Dar A yapısında, gerilme soğanı kazıklar ile aşağı kaydırılmıştır; geniş B yapısında kazıkların oturmaları azaltmaya yönelik bir faydası bulunmamaktadır. Kazıklı halde A yapısındaki gerilme soğanı B yapısındaki gerilme soğanına göre daha derine ötelenmiş durumdadır. B yapısı altındaki oturmalarda kazıklı temelde gerçekleşen küçük ötelenme neredeyse radye temel ile aynıdır. Buradan yola çıkarak; temelin toplam taşıma gücünün kazıkların tekil taşıma gücü ile ilişkisi olmadığı sonucuna varılabilir (Leonards, 1962).

3.1.1 Kazık yük aktarma mekanizması

Basınç yükü altında kazığın farklı noktalarına yerleştirilen deformasyon ölçerlerden elde edilen değerlerden oluşan grafik Şekil 3.3'te verilmektedir. Bu grafik Şekil 3.1'de verilen kademelerde, kazığın zemine aktardığı yükleri göstermektedir. Kazık A noktasına kadar yüklendiğinde, tüm yük kazık çevresince taşınmakta olup kazık ucuna yük aktarılmamaktadır (Şekil 3.3.a).

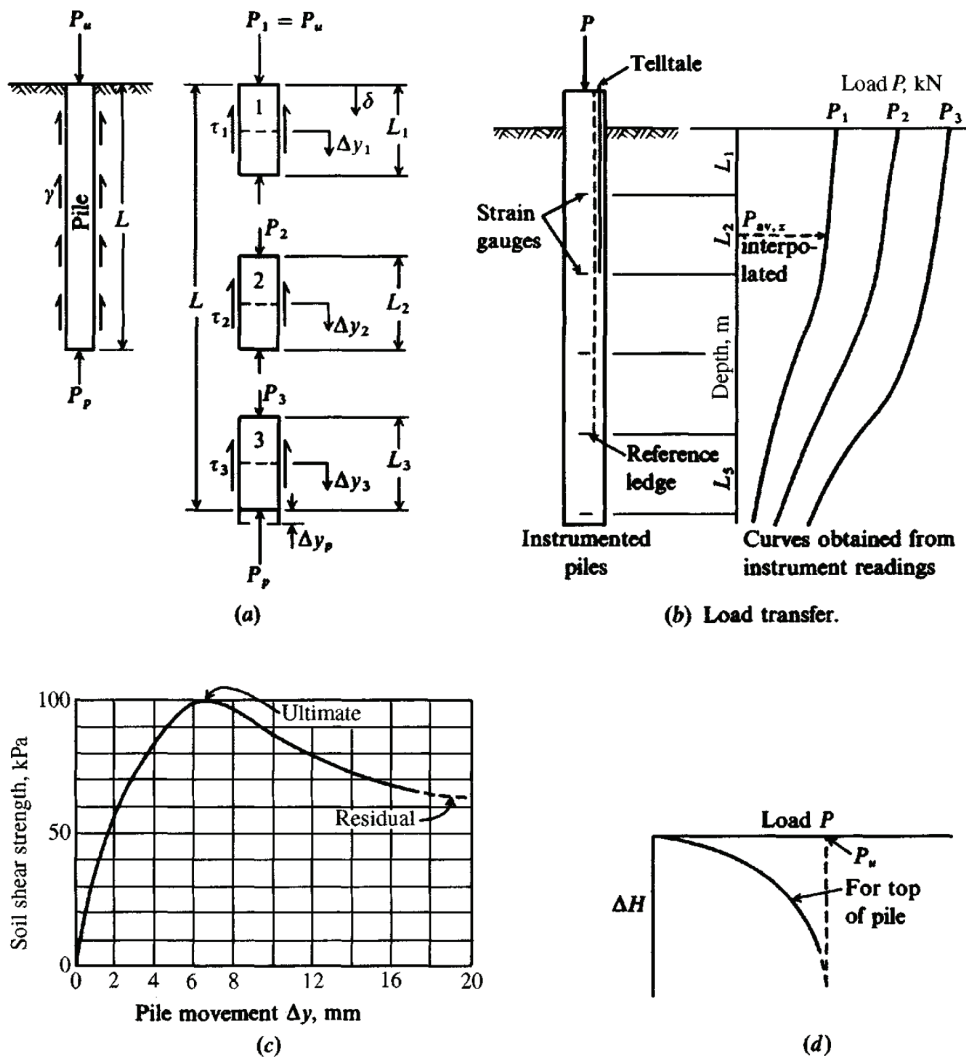


Şekil 3.3 : Kazık başlığından kazık çevresine yük aktarımı (Tomlinson, 1977)

Yük B noktasına ulaştığında kazık çevresi maksimum kapasitesine ulaşır ve kazık ucuna bir miktar yük aktarılır (Şekil 3.3.b). D noktasında ise kazık çevresinin taşıdığı yükte artış olmaz fakat ucu taşıdığı yük maksimum seviyesine ulaşır (Şekil 3.3.c). Sürtünme ve uç direncinin ayrı ayrı değerlendirilmesi konsepti, kazıkların statik taşıma kapasitesi hesaplarına dayanmaktadır (Tomlinson, 2004).

Yeterli miktarda enstrüman edilmiş bir kazığın yük transfer verisine dayanarak geri hesap metodu ile statik kapasitesi ve oturmasını hesaplamak mümkündür (Şekil 3.4.b). Bu konu detaylı olarak beşinci bölümde incelenecektir. Herhangi iki kesit arasında ölçülen yükün farkı, sürtünme sürtünmesi ile zemine aktarılan yükü vermekte olup bu yükün seçilen iki kesit arasında sabit kaldığı kabul edilir.

Kazık çevre uzunluğu ve seçilen iki nokta arasındaki mesafe bilindiğinden kayma mukavemeti kolayca hesaplanabilir. Buradan oturma-zemine aktarılan gerilme grafiği Şekil 3.4(c)'de verildiği gibi çizilebilir (Bowles, 1996).



Şekil 3.4 : Kil zeminde eksenel yüklü bir kazıkta yük-oturma ilişkisi hesap yöntemi (Bowles, 1996)

Kazıktan zemine yük aktarım mekanizması, basit bir yöntemle Vesic tarafından açıklanmıştır. Bu yöntemde kazığın “n” adet sıkışabilir, birim uzunluğa sahip kısa kolondan oluştuğu kabul edilmiştir. Zemin ise birbirinden etkilenmeyen ve doğrusal olmayan yay olarak modellenmiştir. Ayrıca kazık ucunun sıkışması da bir yay ile modellenmiştir (Şekil 3.5). Bütün kısa kolonlara eksenel yük ve çevre sürtünmesi uygulanmıştır.

Çevre sürtünmesi formülü kullanılarak, kolonun elastik sıkışması aşağıdaki gibi hesaplanmıştır;

$$\Delta l_i = l_{i+1} - l_i = \frac{Q \Delta L}{E_p A_p} \quad (3.1)$$

Burada,

- A_p : Kolonun kesit alanı
- E_p : Kazığın elastik modülü
- Q : Yük
- L : Kazık kesit uzunluğu

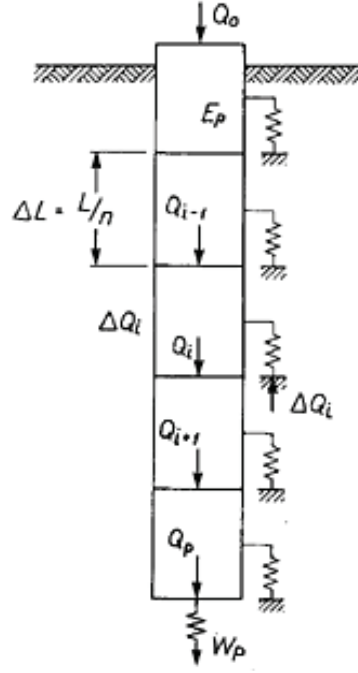
Kazık üzerindeki eksenel yükler “aktarım fonksiyonu” yardımıyla hesaplanır. Bu fonksiyon deneysel olarak hesaplanır ve ampirik/yarı ampirik bir bağıntıdır (Tomlinson, 2004);

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

Burada,

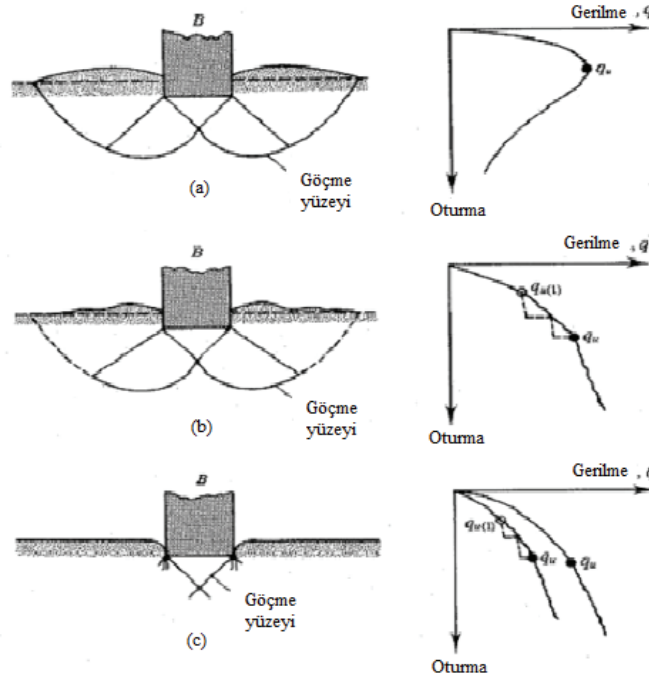
k : Aktarım fonksiyonu

Aktarım fonksiyonunun üretildiği yöntem, zeminin birbirinden bağımsız yaylar olarak modellenmesi ve bu tabakaların birbirinden etkilenmemesi esasına dayanır. Bu basitleştirilmiş yöntem fikir vermesi açısından faydalı olabilir fakat kazığın yük aktarım mekanizmasını tamamen açıklamak için yetersiz kalmaktadır. Dolayısıyla hesaplanan kazık kapasitesinin arazide kontrolü gerekmektedir.



Şekil 3.5 : Aktarım fonksiyonu yaklaşımı için yük-aktarım analizi (Tomlinson, 2004)

Maksimum yükte, kazık ucundaki zeminde oluşacak kayma düzlemi çeşitleri Şekil 3.6'da verilmektedir. Derin temellerde zemin, genellikle zımbalama mukavemetine yenilir. Bu durumda zeminde sadece kazık ucunda göçme meydana gelir ve başka bir kayma/göçme düzlemi gözlenmez.



Şekil 3.6 : Taşıma gücü yetersizliği: (a) genel kayma göçmesi, (b) lokal kayma göçmesi, (c) zımbalama göçmesi (Das, 2004)

3.2 Kazıkların Elastik Oturması

Kazıklarda oturma hesabı yapılması zordur. Ayrıca elde edilen değerler kesin sonuçlar vermez fakat yüzeysel ve derin temeller oturmaları kontrol etmek için inşa edilir ve temel tasarımında oturma analizlerinin önemi aşırı derecede incelenememektedir.

Bir kazığın toplam elastik oturması (Das, 2004);

$$s = s_e + s_p + s_s \quad (3.3)$$

Burada,

s_e : Kazığın elastik sıkışması

s_p : Kazık uç direncinden kaynaklanan oturma

s_s : Kazık sürtünme direncinden kaynaklanan oturma

Kazık malzemesi elastik sınırlar içerisinde kaldığı durumda (Das, 2004);

$$s_e = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{AE} \quad (3.4)$$

Burada,

Q_{wp} : Servis yükü altında kazık uç yükü

ξ : 0 - 0.5 veya 0 - 0.67 (Şekil 3.7' de verilen sürtünme mukavemeti dağılımına göre)

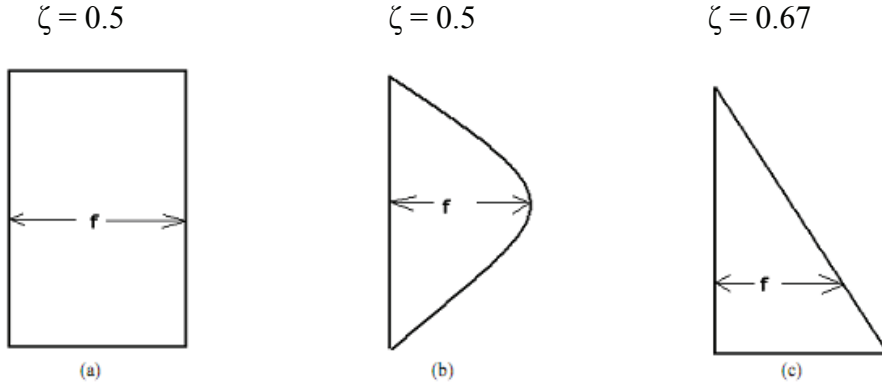
Q_{ws} : Servis yükü altında toplam sürtünme direnci

L : Kazık uzunluğu

A : Kazık kesit alanı

E : Kazık elastisite modülü (21-210 GPa)

Çeliğin elastisite modülü 200 – 210 GPa arasında, betonun elastisite modülü 21 – 32 GPa arasında ve betonarmenin elastisite modülü 23 – 35 GPa arasında değişmektedir. Kısa kazıkların elastik sıkışma değerleri çok küçük olup ihmal edilebilmektedir.



Şekil 3.7 : Kazık boyunca çevre sürtünmesi mukavemetinin dağılımı (Das, 2004)

Kazık uç direncinden kaynaklanan oturma şöyle hesaplanabilir (Das, 2004);

$$s_p = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} \quad (3.5)$$

Burada,

- D : Kazığın genişliği/çapı
- q_{wp} : Kazık ucunda birim alana gelen yük
- E_s : Kazık ucundaki zeminin elastisite modülü
- μ_s : Zeminin poisson oranı (0.15 – 0.40)
- I_{wp} : Etki faktörü (~0.85)

Kazık sürtünme direncinden kaynaklanan oturma şöyle hesaplanabilir (Das, 2004);

$$s_s = \frac{Q_{ws}}{pL} D I_{ws} \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} \quad (3.6)$$

Burada,

- p : Kazık çevresi
- L : Kazık uzunluğu
- I_{ws} : Etki faktörü

Eğer kazıklarda meydana gelecek oturma miktarı çok yüksek değerlerde ise, aşağıdaki yöntemlerden biri ya da birkaçı aracılığıyla azaltılmalıdır (Tomlinson, 2004);

- Kazığın servis yükü azaltılmalıdır,
- Kazık sürtünme mukavemeti artırılarak kazık ucuna gelen yük azaltılmalıdır. Bu durum kazık çapının artırılmasıyla sağlanabilir,
- Kazık boyu artırılarak kazık sürtünme mukavemetinin artması sağlanırken, kazık ucunun daha az sıkışabilir zemin tabakalarına ulaştırılması sağlanmalıdır.

Uç ve sürtünme mukavemeti ile yük taşıyan bir kazığın oturması aşağıdaki gibi hesaplanabilir. Buradaki toplam oturma, kazık boyunca gerçekleşen elastik kısılma ve kazık ucundaki zemin tabakasında meydana gelen sıkışmadır;

$$\rho = \frac{(W_s + 2W_b)L}{2A_s E_p} + \frac{\pi}{4} \cdot \frac{W_b}{A_b} \cdot \frac{B(1 - \mu^2)I_p}{E_b} \quad (3.7)$$

Burada,

- W_s : Kazık çevresindeki yük
 W_b : Kazık ucundaki yük
 L : Kazık boyu
 A_s : Çevre alanı
 A_b : Kesit alanı
 E_p : Kazık malzemesinin elastisite modülü
 B : Kazık genişliği
 μ : Zeminin Poisson oranı
 I_p : L/B oranına bağlı etki faktörü
 E_b : Kazık ucundaki zeminin deformasyon modülü

Kazık çevresinde meydana gelen oturma birinci kısımda verilmekte olup kazık çevresi boyunca zemine aktarılan yükün uniform olduğu kabulüyle hesaplanır. Fakat yükün büyük oranda sürtünme mukavemeti ile taşındığı uzun kazıklarda bu dağılım uniform olmamaktadır. Kayaya soketli kazıklarda, sadece soket boyunca oluşan sürtünme mukavemeti ile yük taşıyan bir kazığın oturması aşağıdaki formül ile hesaplanmaktadır (Tomlinson, 2004);

$$\rho = \frac{Ql_p}{BE_d} \quad (3.8)$$

Burada,

Q : Kazık tarafından taşınan toplam yük

I_p : L/B oranına bağlı etki faktörü

B : Kazık soket genişliği

E_d : Soket çevresindeki kayanın deformasyon modülü

BS8004' e göre kayaların tek eksenli basınç mukavemeti değerine göre deformasyon modülü aşağıdaki ampirik bağıntı ile hesaplanabilir (Tomlinson, 2004):

$$E_d = j M_r q_c \quad (3.9)$$

Burada,

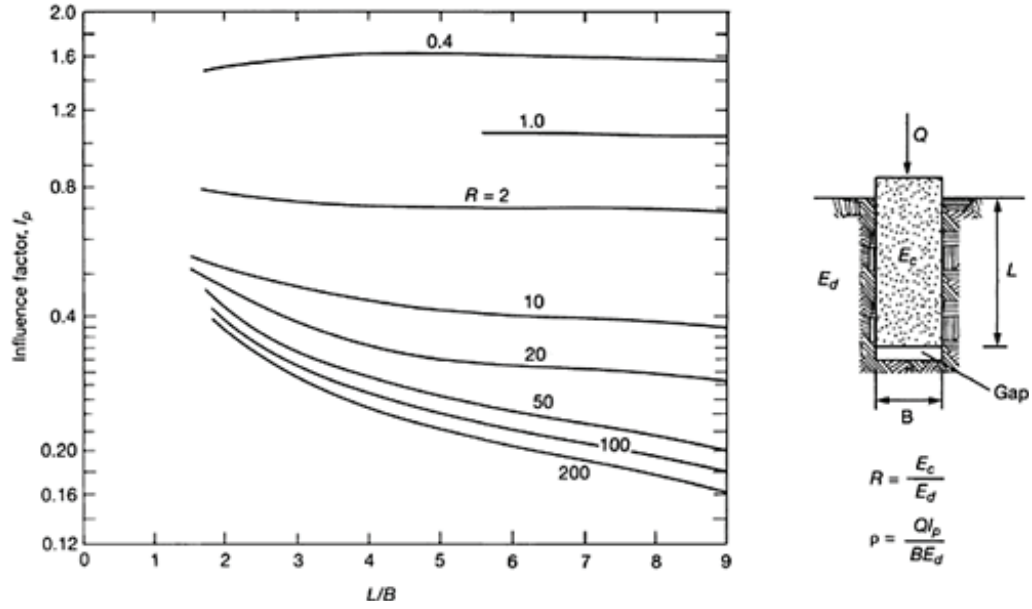
j : Kütle faktörü (Şekil 2.7, Çizelge 2.1)

M_r : Elastisite modülü oranı (Çizelge 3.1)

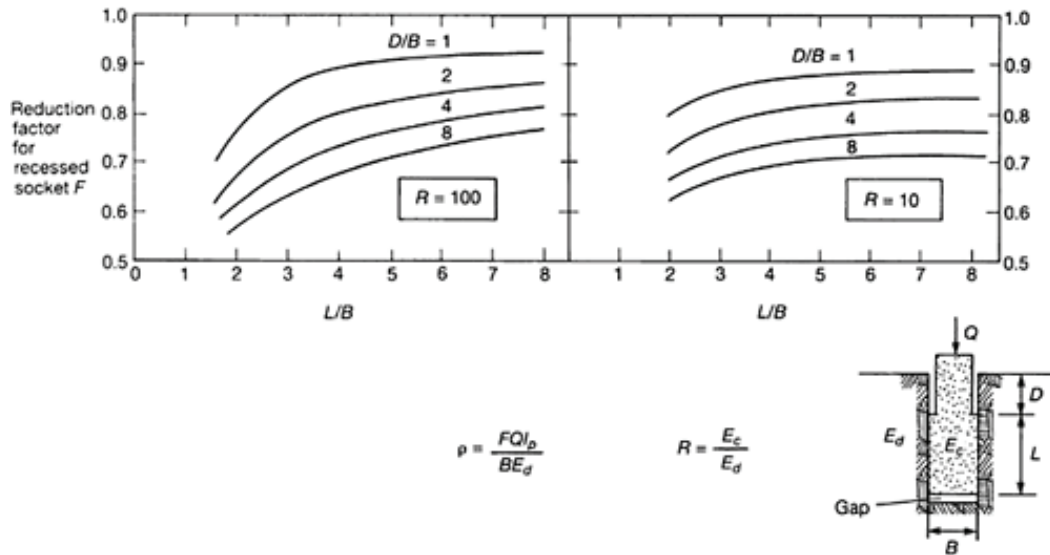
Çizelge 3.1 : Kaya tipine göre M_r değerleri (Tomlinson, 2004)

Grup No	Açıklama	M_r
Grup 1	Saf kireçtaşları ve dolomitler Düşük poroziteli karbonatlı kumtaşları	600
Grup 2	Volkanik kayalar Marnlı kireçtaşları İyi çimentolanmış kumtaşları Sertleşmiş karbonatlı kilaşları Metamorfik kayalar	300
Grup 3	Çok marnlı kireçtaşları Zayıf çimentolanmış kumtaşları Çimentolanmış kilaşları ve şeyler	150
Grup 4	Çimentolanmamış kilaşı ve şeyler	75

Pells ve Turner'ın etki faktörleri Şekil 3.8'de gösterilmektedir. Sağlam kaya üzerinde zayıf zemin tabakası ya da çok zayıf kaya olması durumunda denklem 3.9'da verilen denkleme bir azaltma faktörü uygulanır. Azaltma faktörü değerleri Şekil 3.9'da verilmiştir.



Şekil 3.8 : Kayaya soketli kazıklarda elastik oturma etki faktörü (Tomlinson, 2004)

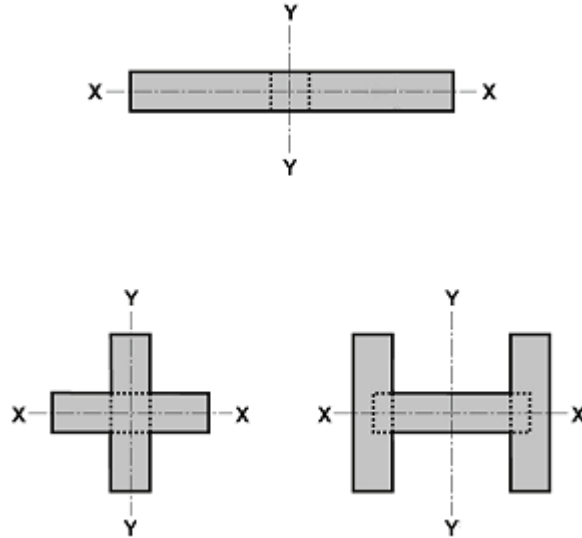


Şekil 3.9 : Kayaya soketli kazıklarda azaltma faktörü (Tomlinson, 2004)

4. BARET KAZIK İMALATI

Fore kazıkların özel kesitli hali olan baret kazıklar da zeminde açılan/delinen bir kuyunun donatı yerleştirilip betonla doldurulmasıyla imal edilir. Çakma kazıklar çelik, betonarme ya da ahşap malzemeden imal edilebilirken baret kazıklar sadece betonarme olarak imal edilebilirler. Teknolojik sebeplerden ötürü fore kazıklar çakma kazıklardan çok daha sonra kullanılmaya başlanmıştır. Baret kazıklar ise kazı yöntemindeki farklılıklar nedeniyle ülkemizde son yıllarda yaygınlaşmaya başlamıştır.

Yirminci yüzyılın ilk yarısında, imal edilebilir fore kazıkların çapları 30 cm ile 100cm arasında değişmekte ve boyları en fazla 30.00 m olabilmekteydi. Günümüzde güçlü ve ekonomik makinalar sayesinde 3.00 m ile 5.00 m arasında değişen çaplara ve 100.0m uzunluğa varan kazıklar üretilmektedir. Baret kazıklar ise dikdörtgen kesitlidir. Kesitin uzun kenarı 2.20 / 2.80 m ve kısa kenarı 0.60 / 0.80 / 1.00 / 1.20 m arasında değişmektedir. Proje şartlarına bağlı olarak T, +, H, L gibi şekillerde imal edilebilmektedir. Tipik baret kesitleri Şekil 4.1’ de verilmektedir.



Şekil 4.1 : Baret kazıklarda tip kesitler

Baret kazık imalatında, kazı esnasında, donatı kafesi indirilirken ve beton dökülürken, kuyu cidarı stabil olmalıdır. Buna göre, ihtiyaca yönelik olarak çeşitli kazı destek sistemleri geliştirilmiştir. En kolay baret kazık imalatı, hiçbir destek sistemi gerektirmeyecek olan katı killerde ya da zayıf kayalarda yapılır, fakat genellikle kazı desteği gerekmektedir.

Tipik fore kazıklarda, kazının/delginin stabilitesini sağlamak amacıyla genellikle muhafaza borusu kullanılmaktadır. Kazı desteği için kullanılan muhafaza borusu bazen kazığın donatısı olarak da kullanılabilir. Bu şekilde kullanılan boru aynı zamanda kazık betonunu kimyasal etkilere korumak için de tercih edilebilmektedir.

Diğer yandan bentonit süspansiyonu ile kazının stabilitesini sağlamak mümkündür. Fore kazıkların özel kesitli hali olan baret kazıklarda, bentonit süspansiyonu, kazı esnasında stabilite probleminin önüne geçmek için günümüz teknolojisinde kullanılabilecek tek yöntemdir.

Fore kazıkların çakma kazıklara göre avantajları genel olarak aşağıdaki gibi sıralanabilir (Candoğan, 2008):

Avantajlar

- Boyları zemin koşullarına göre kolayca ayarlanabilir,
- Kontrollü yapılan imalatlarda, kazığın hasar görme ihtimali düşüktür,
- Konsolide killerde kabarma olmaksızın imal edilebilir,
- Büyük düşey ve yatay üst yapı yüklerini taşıyabilecek şekilde, büyük çaplarda ve uzunluklarda imal edilebilir,
- İmalat sırasında çevreye daha az titreşim ve ses yayar,
- Zemin kabarması riski yoktur,
- Her türlü zemin koşulunda imalatı yapılabilir,
- Kazık uç mukavemetini artırmak için kazık ucu grouting ile iyileştirilebilir,
- Donatı kafesine yerleştirilen aletsel gözlem ekipmanları ile test ve kalite kontrol yapılabilir.

Kısıtlayıcı yanlar

- Yumuşak zeminin aktif itkisi taze betonun pasif itkisinden büyük olursa istenen kazık çapının sağlanması mümkün olmayabilir,
- Taze betonun aktif itkisi zeminin pasif itkisinden büyük olursa, kazığın bazı kesitlerinde balon gibi genişleme meydana gelebilir,
- Kazık ucundaki zeminin örselenmesi nedeniyle tasarlanan uç direncine ulaşılamayabilir,
- Kazı desteği gereklidir,
- Kazıdan çıkan malzemenin hafredilmesi gerekmektedir,
- Yeraltı su seviyesi altında betonarme imalatın kontrol edilmesi kolay değildir.

Bu farklılıklara ilaveten baret kazıkların klasik daire kesitli fore kazıklara göre avantajları şöyle sıralanabilir:

- Aynı kesit alanına sahip dairesel kesitli bir kazığa göre daha fazla sürtünme yüzeyi elde edilebilir. Basit bir örnekle aşağıda açıklanmaktadır:

2.80 m x 0.80 m bir baret kazığın kesit alanı 2.24 m²’dir.

Bu kazığın birim sürtünme alanı : $a_{sb} = 2 (2.8 + 0.8) = 7.20 \text{ m}^2 / \text{m}'$ dir.

Aynı kesit alanına sahip kazığın çapı : $d_{eş} = \sqrt{\frac{4 \times 2.24}{\pi}} = 1.69 \text{ m}$

Eş değer çaplı kazığın birim sürtünme alanı : $a_{sp} = \pi \times 1.69 = 5.31 \text{ m}^2 / \text{m}'$ dir.

Birim alanların oranı : $\frac{a_{sb}}{a_{sp}} = \frac{7.20}{5.31} = 1.35$ olarak hesaplanmaktadır. Bu

nedenle düşey yük taşıma kapasiteleri yüksektir.

- Yük doğrultusuna göre imal edildiklerinde yüksek yatay yük taşıma kapasitelerine sahiptirler. Depremsellik yönünden avantaj sağlar,
- İmalat kombinasyonları ile farklı geometrik şekillerde imal edilebilirler,
- Taban kayanın derinde olduğu ve kayaya soketin gerektiği durumlarda rotari tipi kazı yöntemlerine göre daha fazla düşeylik kontrolü ve grab/hidrofreze (cutter) kullanımı nedeni ile yüksek oranda kazı kolaylığı sağlanabilmektedir,

- Yapısal bütünlük bakımından klasik fore kazıklı sistemlere göre daha uygundurlar.

İmalat sürecine göre bir kazığın bütünlüğünü ve kalitesini etkileyecek hususlar aşağıda özetlenmektedir (Klingmüller ve Kirsch, 2004):

- Muhafaza borusunun çekilme hızı ile beton dökümü senkronize ilerlemelidir, aksi taktirde kuyunun yıkıntı yapması halinde kazığın kesitinde zeminle dolu ve beton olmayan bir kesit oluşabilir,
- Betonun tremi borusundan serbest düşüşü esnasında segregasyona uğraması nedeniyle beton istenen mukavemeti vermeyebilir,
- Yetersiz ters basınç nedeniyle kazık delgisinin alt seviyelerinde kuyu cidarında göçmeler meydana gelebilir.

4.1 Baret Kazık İmalat Aşamaları

Fore kazıkların özel kesitli hali olan baret kazıklar da zeminde açılan/delinen bir kuyunun donatı yerleştirilip betonun tremi borularıyla dökülmesiyle imal edilmektedir. Baret kazık imalatı için grab, hidrofreze (cutter) tipi delgi ekipmanları kullanılmaktadır (Şekil 4.2). Grabler, mekanik grab ve hidrolik grab olarak iki tiptir (Şekil 4.3). Hidrofreze tipi makineler kaya zeminlerde kazı için geliştirilmiş özel makinelerdir.



Şekil 4.2 : Hidrofreze (cutter), (projects.soundtransit.org)



Hidrolik grab



Mekanik grab

Şekil 4.3 : Grab çeşitleri, (projects.soundtransit.org)

4.1.1 Delgi

Delgi yöntemleri, dört değişken tarafından kontrol edilmekte olup bunlar aşağıda açıklanmaktadır.

4.1.1.1 Zemin koşulları

Zemin koşullarının homojen ya da heterojen olması farklı delgi yöntemlerini ve ekipmanlarını gerektirmektedir. Katı ya da yumuşak killer, gevşek kumlar, kuvarsit damarlı kalkerli kumtaşları hepsi delgiyi farklı yönleriyle zorlaştıran zeminlerdir. Karstik formasyonlarda, zemindeki boşluklardan kaybolan su nedeniyle delgi yapmak zorlaşır. Diğer yandan artezyen kaynağı olan bölgelerde de delgi yapmak oldukça zordur. Hidrofreze ile delgi başlangıcına ait bir fotoğraf Şekil 4.4’ te verilmektedir.



Şekil 4.4 : Hidrofreze (ZETAŞ katalog, 2011)

4.1.1.2 Kazık boyu

Kazık boyu, uygulama zorluğu açısından temel mühendisliğinde daima önemli parametrelerinden biri olmuştur. Kazık boyunun artması kazı derinliğinde artışı gerektirir. Kazı derinliğini artırabilmek için daha uzun ve mukavim ekipmanların kullanılması gerekir ve bu ekipmanlar doğal bir sonuç olarak standart ekipmana göre daha ağırdır. Ayrıca delgi sırasında kuyu dibinde biriken zeminin dışarı atılmasını sağlayan sirkülasyon sistemi de derinlik artışıyla birlikte daha yüksek basınçlara çıkabilen pompalara ihtiyaç duyacaktır. Bütün bu ekipman kapasite artışlarıyla birlikte, bu ekipmanların iş başına nakli de maliyet artırıcı diğer bir unsur olarak karşımıza çıkmaktadır. Dolayısıyla kazık boyu kullanılacak ekipman maliyetini etkileyen önemli bir faktördür.

4.1.1.3 Kazık çapı

Kazık çapı delgiyi etkileyen diğer bir önemli faktördür. Çap arttıkça ihtiyaç duyulan ekipman ağırlaşacaktır ve ağırlaşan ekipmanla çalışabilmesi için makinaların da yüksek kapasiteli seçilmesi gerekecektir. Buna bağlı olarak ağır makinaların nakliyatı da daha zor ve maliyetli olacaktır.

4.1.1.4 Delgi yeri koşulları

Delgi yapılacak yerdeki saha koşulları da önem arz etmektedir. Makinanın çalışacağı yerde manevra alanı bulunmalı ve ihtiyaç duyulabilecek malzemeleri tedarik etmek için kolay ulaşım sağlanabilmelidir.

4.1.2 Muhafazasız / kısmi muhafazalı imalat

Klasik fore kazıklarda zeminin özelliğine göre genellikle muhafaza borusu kullanılır. Çok katı-sert killerde ve zayıf kayalarda delgi muhafaza borusu kullanılmaksızın yapılabilir. Kazık imalatı yapılacak zeminin, üst birkaç metresinde zayıf tabaka bulunmaktaysa bu tabakayı geçebilecek uzunlukta “klavuz muhafaza” zemine sürülür ve delgi buradan yapılır.

Ancak baret kazıkların dikdörtgen kesitli imal edilmesi nedeniyle dikdörtgen muhafaza borusunu zemine itmek ve zeminden çekmek pratik açıdan mümkün değildir. Bu nedenle Türkiye’de günümüze kadar yapılan baret kazık uygulamaları, muhafazasız ve bentonit çamuru (süspansiyonu) kullanılarak yapılmıştır.

4.1.3 Bentonit süspansiyonu destekli imalat

Baret kazıkların dikdörtgen kesitli imal edilmesi nedeniyle dikdörtgen muhafaza borusunu zemine itmek ve zeminden çekmek pratik açıdan mümkün değildir. Bu nedenle bentonit çamuru (süspansiyonu) yardımıyla baret kazık imalatı yapılmaktadır. Baret kazıkların imalatında kazı destek sistemi olarak kullanılan süspansiyonun ham maddesi olan bentonit “montmorillonit” tipi kildir. Toz bentonit ve taze bentonit süspansiyonuna ait fotoğraflar Şekil 4.5’ te verilmektedir.



Toz bentonit



Taze bentonit süspansiyonu

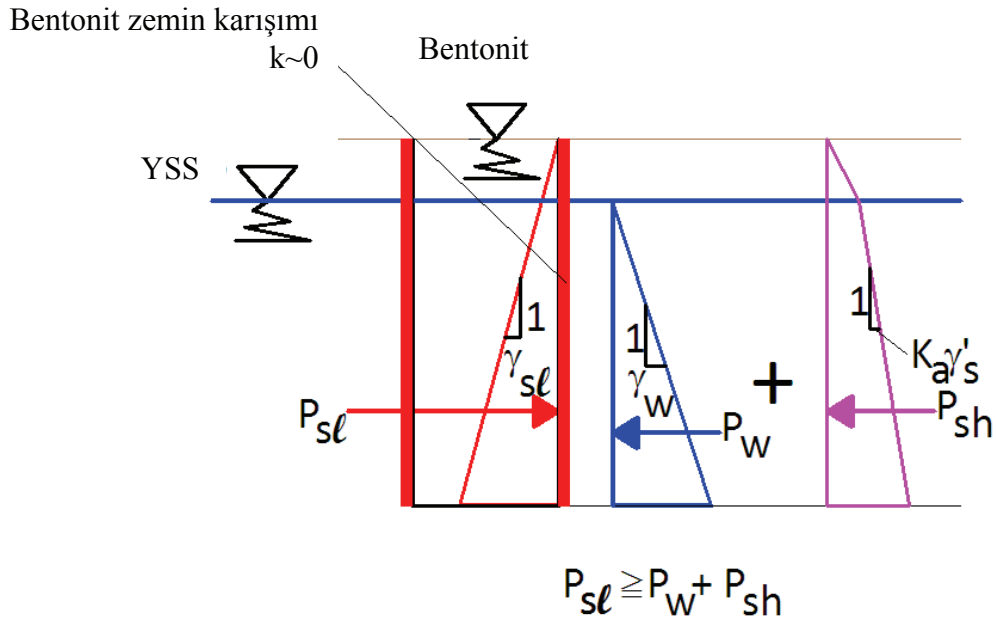
Şekil 4.5 : Toz ve taze süspansiyon halde bentonit (ZETAŞ katalog, 2011)

Süspansiyonun TS EN 1538/2001 nolu şartnameye göre özellikleri Çizelge 4.1’ de verilmektedir.

Çizelge 4.1 : Bentonit çamuru şartnamesi

Bentonit Süspansiyonu Özellikleri – TS EN 1538			
Özellik	Kullanım Safhaları		
	Taze	Tekrar kullanım için hazır	Betonlamadan önce
Birim hacim kütlesi	<1,10	<1.25	<1.15
Marsh değeri (s)	32-50	32-60	32-50
Akışkan kaybı (ml)	<30	<50	-
pH	7-11	7-12	-
Kum muhtevası (%)	-	-	<4
Filtre Keki (mm)	<3	<6	-

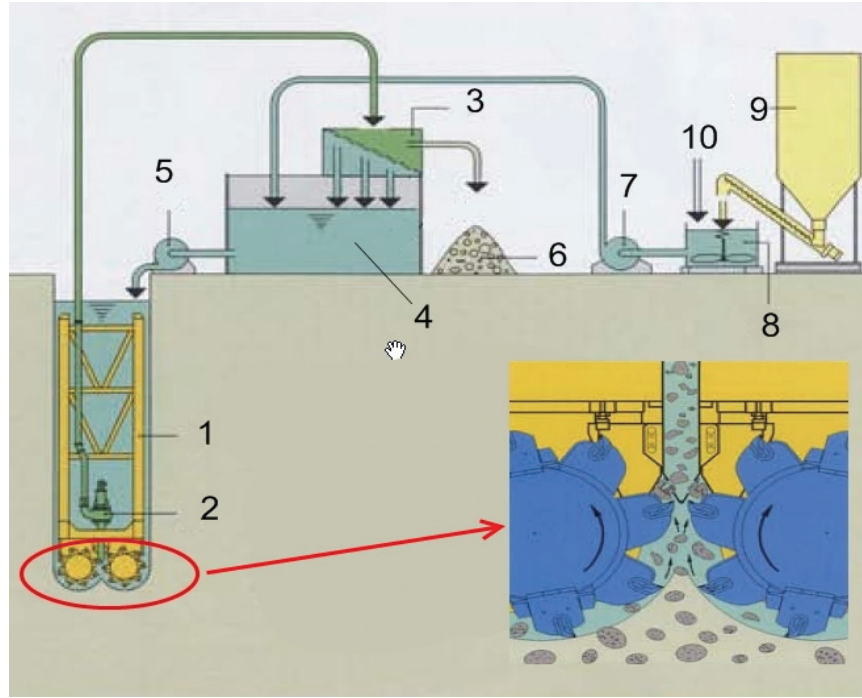
Bentonit süspansiyonu kuyu cidarını neredeyse geçirimsiz ince bir film tabakası gibi kaplayıp yıkılmamasını sağlar. Çalışma prensibi Şekil 4.6’ da verilmektedir.



Şekil 4.6 : Bentonit süspansiyonunun çalışma prensibi

İmalat sırasında öncelikle bentonit süspansiyonu hazırlanır. Delgi devam ederken bentonit süspansiyonu kazı içerisine pompalanır. Delgi bittiğinde donatı kafesi ve ardından tremi boruları kuyuya indirilir. Tremi boruları vasıtasıyla kuyu tabanından

İtibaren dökülen beton, kuyu içerisindeki bentonit süspansiyonunu yukarıya çıkarır. İlk durumuna göre zemin ile karışmış olan bentonit süspansiyonu kuyudan geri toplanır ve “desander ünitesi”nde kum ve siltten arındırılarak tekrar kullanım için tanklara aktarılır. Bu sayede pahalı bir malzeme olan bentonit defalarca yeniden kullanılabilir ve maliyeti uygun hale getirilmiş olur. Sistemi anlatan şema Şekil 4.7’ de, bentonit tesisi fotoğrafı Şekil 4.8’ de ve desander ünitesine fotoğrafı Şekil 4.9’ da verilmektedir.



- | | | | | |
|------------------|-------------------------|---------------------------|--------------------|-------------------|
| 1. Cutter | 2. Cutter çamur pompası | 3. Desander | 4. Bentonit tankı | 5. Santifrj pompa |
| 6. Kazılan zemin | 7. Santifrj pompa | 8. Bentonit karıştırıcısı | 9. Bentonit silosu | 10. Su |

Şekil 4.7 : Kazı ve bentonit sirkülasyon sistemi (ZETAŞ katalog, 2011)

4.1.4 Donatı kafesi indirilmesi

Kazısı biten kuyunun tabanı da temizlendikten sonra donatı kafesi indirilir. Donatı indirilirken paspayı elemanları mutlaka kullanılmalıdır. Hazırlanan bir baret kazık donatısı Şekil 4.10’da, hazırlanmış donatının kuyuya indirilirken gösterildiği bir fotoğraf ise Şekil 4.11’de verilmektedir.



Şekil 4.8 : Bentonit tesisi (ZETAŞ katalog, 2011)



Şekil 4.9 : Desander (ZETAŞ katalog, 2011)



Şekil 4.10 : Donatı kafesinin hazırlanması (ZETAŞ katalog, 2011)



Şekil 4.11 : Donatı kafesinin indirilmesi (ZETAŞ katalog, 2011)

4.1.5 Betonlama

Donatı kafesi indirilen kazık betonlamaya hazırdır. Betonlama sırasında en önemli husus tremi borularının kullanılmasıdır. Tremi borularının aşağıdaki ucu dökülmüş betondan hiçbir suretle çıkmamalıdır. Aksi taktirde kuyu tabanından yukarı doğru çıkan çökeller kazık betonun arasına karışarak, kazık betonundaki bütünlüğü engelleyebilir. Tremi boruları ile beton dökümü Şekil 4.12’ de verilmektedir.



Şekil 4.12 : Betonlama (ZETAŞ katalog, 2011)

5. BARET KAZIKLARDA ARAZİ DENEYLERİ

Kazıkların kapasite ve oturma hesapları zemin ve kazığın matematiksel modellenmesiyle yapılmaktadır. Gerçek arazi koşullarını matematiksel modellerde oluşturabilmek zor olduğundan, bu hesaplamaların sonuçları nadiren gerçeğe yakın sonuçlar verir ve her zaman yüksek güvenlik faktörleri ile kullanılmalıdır. Gerçek boyutlu arazi deneyleri, en güvenilir taşıma kapasitesi ve oturma davranışı sonucunu vermektedir. Deney sonuçlarına göre arazide imalatı yapılan ya da yapılacak olan kazıkların projesine ve şartnamesine uygunlukları belirlenebilmektedir. Dolayısıyla kazıkların arazi deneyleri yüksek düzeyde öneme sahiptir.

Kazık yükleme deneyleri zaman, para ve işçilik gerektirmektedir. Buna rağmen önemli projelerde kazık yükleme deneyleri mutlaka yapılmaktadır. Gelişen teknoloji deneyler esnasında sürekli veri almayı mümkün hale getirmiştir. Bu durum deney sonuçlarının daha detaylı incelenmesine olanak sağlamaktadır.

5.1 Statik Kazık Yükleme Deneyi

Statik kazık yükleme deneyinin amaçları genel olarak aşağıdaki gibi özetlenmektedir (Tomlinson, 2004);

- Tasarım parametreleri ile hesaplanan kazık kapasitesinin gerçek kazık kapasitesi ile karşılaştırmak,
- Uç ve sürtünme direncinin gerçek değerlerini hesaplamak,
- Tasarım yükü altında zeminin/kayanın deformasyon modülünü hesaplamaktır.

Kazık yükleme deneyinde iki yöntem vardır. Birincisi sabit oturma artış değerine göre yapılır. Bu deneyde kazık ya da zemin göçene kadar artan yük kademeleri ile kazığın oturma artış değeri sabit tutulur. Diğer yöntemde ise sabit yük kademeleri altında kazığın oturma davranışı incelenir. Kazık çalışma yükünün 1.5 ila 2.0 katına kadar yüklenir ve boşaltılır. Her kademedeki zaman-oturma eğrisi kaydedilir.

Sabit oturma artış değerine göre yapılan kazık yükleme deneyi, kazığın taşıma kapasitesini hesaplamak için yapılmaktadır. Bu yöntemin avantajı, hızlı olması ve zeminin konsolidasyonu ile snmesine fırsat vermediği için değerlendirmesi basit olan yük-oturma eğrileri vermesidir fakat bu yöntem, yükleme kademelerindeki maksimum oturmayı hesaplamak için uygun değildir.

Sabit yük kademelerine göre yapılan kazık yükleme deneyi, özellikle ispat deneyleri için uygundur. Bu deney 30 ila 70 saat arasında sürmektedir. Bu deneyden elde edilen oturma eğrisi yardımıyla göçme yükü hesaplanabilmektedir. Bu deneylerden elde edilen sonuçlara göre düşük yük kademe artışlarıyla gerçekleştirilen deneylerde göçme yükü daha düşük değerler olmaktadır. Yüzde 200 yük artışı ile yapılan deneylerde kazığın göçme yüküne ulaşmama ihtimali yüksektir. Böyle durumlarda Bölüm 5.1.6’ da anlatılan yöntemler kullanılabilir.

5.1.1 Deney ekipmanı

Kazık yükleme deneyinde, kazığın ya da kazık grubunun aksına yapılacak yükleme eksantrik yüklemeyi önleyerek verimi arttırır. Yük reaksiyon sistemi, test kirişleri, referans kirişleri, hidrolik baskı sistemi, hidrolik pompa, basınç saatleri ve yk hücreleri bu deney sisteminde kullanılan temel ekipmanlardır.

5.1.2 Yük uygulama yöntemi

Kazık yükleme deneyinde aşağıdaki yöntemlere yükleme yapılmaktadır (Zhang, 2004);

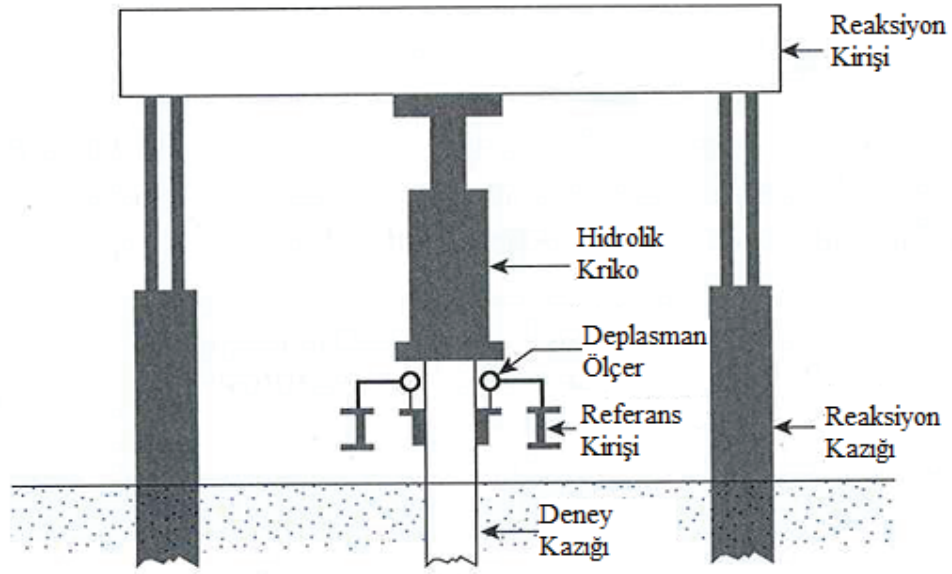
- Kazık ya da kazık grubu üstüne bir platform inşa edilip üzerine ağır yükler yerleştirilir,
- Kazık başlığı üzerinden geçen, geçici ayaklar üzerine bir köprü inşa edilir ve yeteri kadar sabit yük ile yüklenir. Hidrolik piston bu köprüden reaksiyon kuvveti olarak kazığın yükler,
- Basınç deneyine tabii tutulacak kazığın etrafında çekme kazıkları imal edilir ve çekme kazıkları birbirlerine deney kazığı aksından geçecek şekilde kiriş ile bağlanır. Bu kirişin altına yerleştirilen hidrolik piston ile kazık yüklenebilir,

- Kazık ucunun alt kotunda imal edilecek ankrajlar ile reaksiyon kuvveti sağlayan bir yükleme sistemi kurulabilir.

Birinci ve ikinci yöntem için yük olarak yeterli ağırlığa sahip her türlü malzeme kullanılabilir. Sahada beton bloklar hazırlanabilir veya çelik ağırlık blokları kiralanabilir. Bu noktada belirleyici faktör nakliye dir.

Deneyde kullanılacak yüklerin şekli de önem arz etmektedir. Dikdörtgenler prizması şeklindeki yükleri kontrol etmek nispeten kolay olmaktadır. Başka malzemeler de kullanılabilir, fakat önemli olan yükün deney süresince ve sonrasında stabil kalmasıdır.

İkinci ve üçüncü yöntemlerde kullanılacak reaksiyon kirişleri, gelecek büyük yüklere göre tasarlanmalıdır. Deney düzeneği Şekil 5.1’ de, yapılmış bir deneye ait fotoğraf Şekil 5.2’ de verilmektedir.



Şekil 5.1 : Statik kazık yükleme deney düzeneği (Das, 2007)

İkinci, üçüncü ve dördüncü yöntemlerde kullanılacak reaksiyon sistemlerinin temellerinden/ankrajlarından/kazıklarından zemine aktarılabilecek yükler, test kazığının sürtünme gerilmelerine etkiyebilir. Dolayısıyla bu sistemlerde reaksiyon yükünü oluşturacak yapı elemanı, deney kazığına etki etmesini engellemek veya en aza indirmek için, deney kazığından yeteri kadar uzakta teşkil edilmelidir.



Şekil 5.2 : Statik kazık yükleme deney düzeneği (ZETAŞ katalog, 2011)

Whitaker (1975) bu mesafeyi ikinci yöntem için kazıktan en az 1.25 m, reaksiyon kazıkları için en az 1.50 m olmak koşuluyla 3 çap mesafesi olarak önermektedir. ASTM D-1143 nolu standardına göre her bir reaksiyon kazığı ile deney kazığının arasındaki net mesafenin en az 5 çap kadar olması gerekmektedir. O'Neill ve Reese (1999) ise kohezyonlu zeminlerde ya da kayalarda, her bir reaksiyon kazığı ile deney kazığının arasındaki mesafenin 3.5 çap kadar olmasının deney kazığı ile reaksiyon kazığı arasındaki etkileşimi en aza indirmek için yeterli olduğunu belirtmektedir.

Zemine yapılacak ankrajlarda halatların serbest bölgesinden zemine yük aktarılmadığı kabul edilir. Buna göre ankrajlar, reaksiyon kazıklarına göre deney kazığının daha yakınına imal edilebilirler. Ankrajların en büyük dezavantajı ise halatların eksenel uzamaları ve kurulacak sistemin yatay olarak destekleyici elemana ihtiyaç duymalarıdır.

Halatlarda meydana gelecek eksenel uzamaları azaltmak için ankrajlar projelendirildikleri maksimum yüke yakın bir değere kadar ön yüklenirler. Öngermeli ankraj yükünü deney sisteminde reaksiyon yükü olarak kullanabilmek için ankraj konumuna temel ve temellerden yükü aktarabilecek reaksiyon elemanları inşa edilmelidir (Zhang, 2004). Kazık yükleme deneyinde, deneye tabii tutulacak kazığın başlığının hazırlanması da deney hazırlığının önemli bir parçasıdır. Deney

düzeneginden aktarılan yükün etkiyeceği bu bölgedeki betonun deney süresince kazık bütünlüğünü bozmaması için yeterli mukavemete sahip olması gerekmektedir. Bunun için deney kazığı seçildikten sonra, ilk önce kazık başlığı hızlı mukavemet kazandırıcı katkılı beton ile hazırlanmalıdır. Deney alanı kazığın projede verilen üst kotuna kadar kazılmalıdır.

5.1.3 Yük ölçümü

Kalibre edilmiş basınç saatleri statik kazık yükleme deneylerinde, hidrolik krikodan etkitilen yükü hesaplamak için kullanılmaktadır. Yükleme kademelerinde kabul edilebilir doğrulukta değerler veren basınç saatleri, boşaltma kademelerinin non-lineer olmasından dolayı hatalı değerler verebilmektedir. Dolayısıyla yük ölçümü yük hücresi ile yapılmalıdır. Çok büyük yükler için birden fazla yük hücresi kullanılabilir. Hassas aletler olan yük hücrelerinin kalibrasyonlarına ve sıcaklık düzeltmelerine dikkat edilmelidir.

Kazığa aktarılan yükler farklı seviyelere yerleştirilmiş deformasyon ölçerler (strain gauge) aracılığıyla hesaplanır. Ölçülen deformasyon değeri eksenel rijitlik ile çarpılarak, kazığın ilgili derinlikteki yükü hesaplanır. Kazık ucuna yerleştirilen basınç hücresiyle de uç direncinin çalışmaya başladığı yük, diğer bir deyişle sürtünme direnci belirlenmiş olur. Basınç hücresinden alınan basınç değeri ile kazık kesit alanının çarpılmasıyla kazık ucuna aktarılan yük hesaplanabilir.

5.1.4 Oturma - deplasman ölçümü

Deney esnasında uygulanan yük ile kazıkta meydana gelen oturmaların ölçümü için referans kirişlerine bağlanan hassas ölçüm saatleri veya elektronik deplasman ölçerler (LVDT) kullanılır.

Referans kirişleri deney kazığı ve reaksiyon yük sistemi temellerinden yeterince uzağa mesnetlenmelidir. Eğer mümkünse deney düzeneğinden dört çap mesafesi kadar uzakta bulunan kazıklara mesnetlendirilmelidir. Deney kazığında meydana gelen oturmalar optik ölçüm aletleriyle de ölçülebilir. Optik ölçüm aleti deney alanından uzakta konumlandırılıp ölçüm alabilme kabiliyetine sahiptir.

5.1.5 Yükleme prosedürleri

Kazık yükleme deneyinde genellikle kullanılan iki yöntem bulunmaktadır. Birincisi sabit oturma artış değerine göre, ikincisi ise sabit yük kademelerine göre yapılmaktadır.

5.1.5.1 Sabit oturma artışına göre yükleme deneyi

Bu kazık yükleme deneyinde, kazığın oturma hızını belirli bir aralıkta olmasını sağlayacak şekilde deney kazığı yüklenir. Bahsi geçen oturma hızı, kohezyonlu zeminlerde 0.25 - 1.25 mm / dk, granüler zeminlerde ise 0.75 - 2.5 mm / dk arasındadır. Deney kazığında sabit oturma devam ederken uygulanan yükte artışın sonlandığı değere kadar yüklemeye devam edilir.

Uygulanan yük sabit iken, kazıkta meydana gelen toplam oturma miktarı kazık çapının en az %15' i olana kadar kazık yük altında tutulmaya devam edilir.

Çekme deneyine tabi tutulan kazıklarda ise kazık çapının dörtte biri oranında veya en az 200mm çekilmesi gerekmektedir. Çekme hızı ise 0.5 - 1.0 mm / dk olmalıdır (ASTM D-3689).

Süre, yük ve oturma okumaları en fazla 30 saniyede bir mutlaka alınmalıdır. Eğer otomatik veri toplama sistemine bağlı elektronik aletlerle ölçümler yapılıyorsa deney süresince sürekli kayıt alınabilmektedir. Yükleme tamamlandıktan sonra yük boşaltma esnasında da süre, yük, oturmalarındaki geri dönüş değerleri alınmalı ve kaydedilmelidir. Kazık üzerindeki yük tamamen kaldırıldıktan bir saat sonra son okumalar alınır ve deney bitirilir (ASTM D-1143).

5.1.5.2 Sabit yük kademe artışına göre yükleme deneyi

Bu kazık yükleme deneyinde, tekil kazıklarda tasarım yükünün 2.0 katına kadar, grup kazıklarda ise grup tasarım yükünün 1.5 katına kadar kazık yüklenmektedir. Yük kademeleri ise hesaplanan kazık tasarım yükünün % 25' i oranında arttırılır.

Uygulanan yük altında deney kazığındaki oturma hızı 0.25 mm / sa'den daha küçük değere ulaştığında bir sonraki yük kademesine geçilir. Her bir yük kademesinde en fazla 2 saat beklenir.

Maksimum yük kademesine ulaşıldığında, kazıkta oluşan oturma bir saatte 0.25 mm değerinden küçük olursa 12 saat sonra yük boşaltma kademelerine başlanabilir. Eğer maksimum yük kademesindeki oturma saatte 0.25 mm' den fazla olursa bu durumda yük boşaltma kademelerine geçiş için 24 saat beklenmelidir. Maksimum yükte bekleme süresi dolduktan sonra, % 25' lik kademeler halinde yük boşaltma işlemi başlatılır. Her boşaltma kademesi arasında bir saat olmalıdır. Eğer deney esnasında kazık göçerse, oturmalar kazık çapının % 15' ine ulaşana kadar deneye devam edilir.

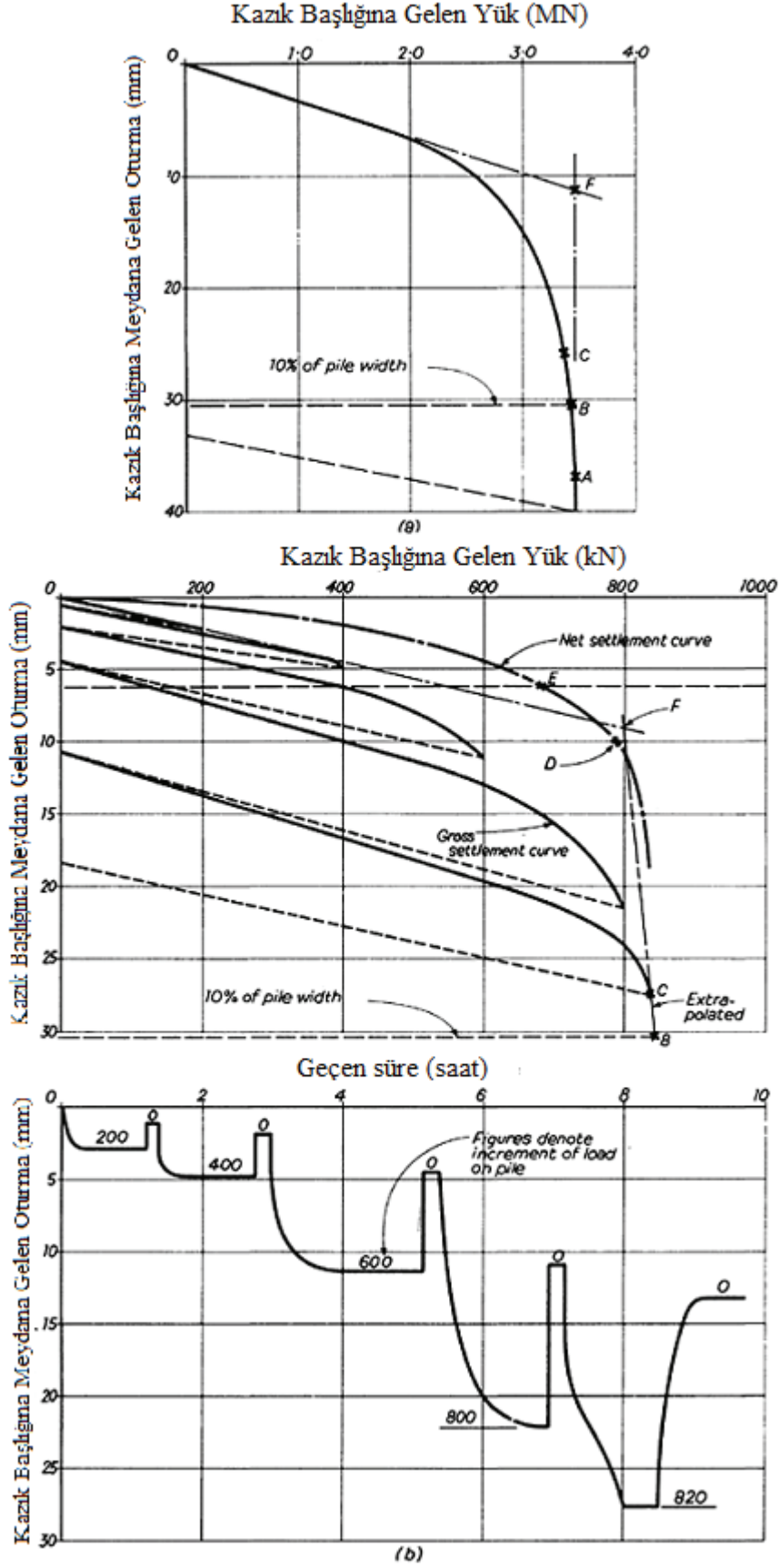
Süre, yük ve oturma değerleri her yükleme ve boşaltma kademesinden önce ve sonra kaydedilir. Yükleme esnasında, kazık göçmediği sürece her 10 dakikada bir okuma alınmalıdır. Maksimum yük kademesine kadar yüklenmiş ve göçmemiş bir kazık için, ilk 2 saat boyunca her 20 dakikada bir ve takip eden 10 saat boyunca her bir saatte bir okumalar alınmalıdır. Eğer kazık göçerse, ilk yük boşaltma kademesinden önceki değerler hemen okunmalıdır. Daha sonra boşaltma süresince her 20 dakikada bir ölçüm alınmalıdır. Kazık üzerindeki yük tamamen kaldırıldıktan 12 saat sonra son okumalar alınır ve deney bitirilir (ASTM D-1143).

5.1.6 Deney verilerinin yorumlanması

Statik kazık yükleme deneyinin sonucuna elimizde olan veriler; yük, oturma ve zamandır. Yük ve oturma değerleri her yükleme ve boşaltma kademelerinde en az 2 adet kayıt bulunur. Deney sonuçları yük-oturma, yük-zaman ve oturma-zaman gibi grafiklerle sunulur. En bilinen grafik olan yük-oturma grafiği, kazıkta meydana gelen elastik oturmaya, plastik oturmaya ve uç direncini verir. Sabit oturma artışına göre yükleme deneyi ve sabit yük kademe artışına göre yükleme deneylerinden elde edilen tipik yük-oturma grafikleri Şekil 5.3' te verilmektedir.

Taşıma kapasitesi veya göçme yük koşulları farklı birkaç açıdan yorumlanabilir. Şekil 5.3' e göre göçme yükünü belirlemeye yönelik kriterler aşağıda verilmektedir (Tomlinson, 2004);

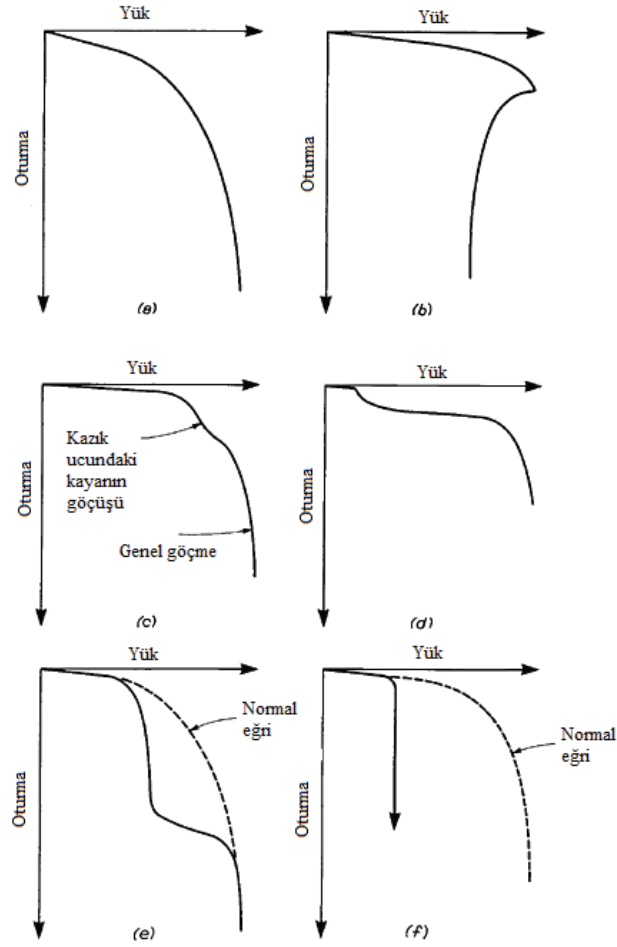
- Sabit yük altında oturmanın arttığı yük değeri (A noktası),
- Kazık çapının % 10' u kadar toplam oturmaya neden olan yük (B noktası),
- Düşük yük artışına karşılık toplam oturmada meydana gelen büyük artışa neden olan yük (C noktası),



Şekil 5.3 : Tipik yük-oturma eğrileri (Tomlinson, 2004)

- Düşük yük artışına karşılık plastik oturmada meydana gelen büyük artışa neden olan yük (C noktası),
- Zeminde akmanın veya plastik 6 mm oturmanın meydana geldiği yük (E noktası),
- En küçük ve en büyük oturma-yük eğrilerinin teğetlerinin kesiştiği noktadaki yük (F noktası),
- Plastik oturma eğrisi üzerinde 10 kN deney yüküne karşılık 0.25 mm oturma değeri veren noktadır.

Statik kazık yükleme deney sonuçlarından elde edilen yük-oturma eğrilerinden bir kazığın göçme biçimi yorumlanabilir. Eğer kazık boyunca herhangi bir hasar var ise, yük-oturma eğrisinden bu durum da anlaşılabilir. Bazı tipik yük-oturma eğrileri Şekil 5.4' te verilmektedir.



Şekil 5.4 : Tipik yük-oturma eğrileri (Tomlinson, 2004)

Şekil 5.4' e göre (Tomlinson, 2004);

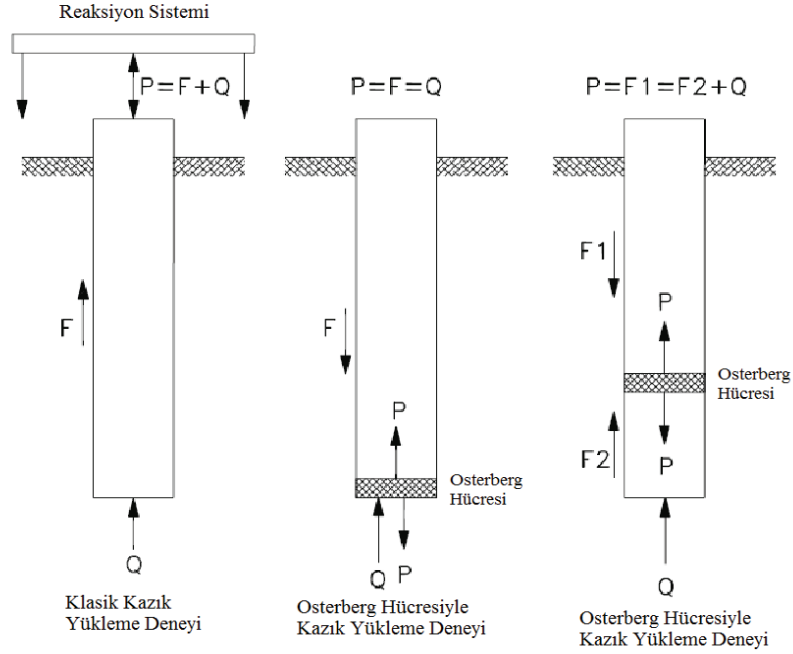
- (a) Yumuşak kilde veya gevşek kumdaki sürtünme kazığı,
- (b) Katı kilde sürtünme kazığı,
- (c) Zayıf çatlaklı kayada uç kazığı,
- (d) Zemin kabarması nedeniyle kalkmış ve deney yükü ile oturmaya başlamış sert kaya üzerindeki kazık,
- (e) İçerisindeki boşluk deney yükü ile kapanmış olan kazık,
- (f) Zayıf beton ile imal edilmiş ve deney yükü ile göçmüş kazığa ait yük-oturma eğrisidir.

5.2 Osterberg Hücresiyle Kazık Yükleme Deneyi

Bu kazık yükleme deneyi, Osterberg tarafından geliştirilmiş ve kendisinin adını almıştır. Bu deney ilk kez 1984 yılında bir fore kazık üzerinde denenmiştir. Bu yöntem ile, tam ölçekli bir statik kazık yükleme deneyi ekonomik ve güvenli biçimde yapılabilmektedir (Osterberg, 1998).

Yüksek kapasiteli kazıklara uygulanacak kazık yükleme deneylerinde gerekli reaksiyon yükünün çok büyük olması maliyeti önemli derecede artırmaktadır. Osterberg hücresi statik kazık yükleme deneyi ile yüksek kapasiteli kazıkların arazi yükleme deneylerinde ekonomik çözüm seçeneği sunması nedeniyle çekici hale gelmektedir. Osterberg hücresinin hidrolik krikosu kazık ucuna yakın bir noktaya yerleştirilir. Bu hidrolik kriko statik yükleme deneyi için gerekli olan yükü sağlar ve kazık üzerinde herhangi bir reaksiyon sistemine veya reaksiyon yüküne ihtiyaç duymaz. Deney başlatılıp Osterberg hücresi genişlemeye başlayınca, hücrenin altındaki uç direnci ile üstündeki çevre sürtünmesi birbirine karşı çalışmaya başlar. Böylece tek bir kazık iki ayrı kazık gibi çalışır. Deney bu iki kazıktan birinin taşıma kapasitesine ulaşmasıyla veya Osterberg hücresinin yük kapasitesine ulaşmasıyla sonlanır (Schmertmann ve Hayes, 1997).

Osterberg yükleme hücresi ile kazık yükleme deneyinde hem uç direncinde hem de sürtünme direncinde maksimum değeri elde etmek için Osterberg hücresi kazık ucuna veya uca yakın bir bölgeye yerleştirilir (Osterberg, 1999). Klasik kazık yükleme deneyinde gerekli reaksiyon yükü ile Osterberg hücresi ile kazık yükleme deneyinde oluşan yükler şematik olarak Şekil 5.5’ de verilmektedir.



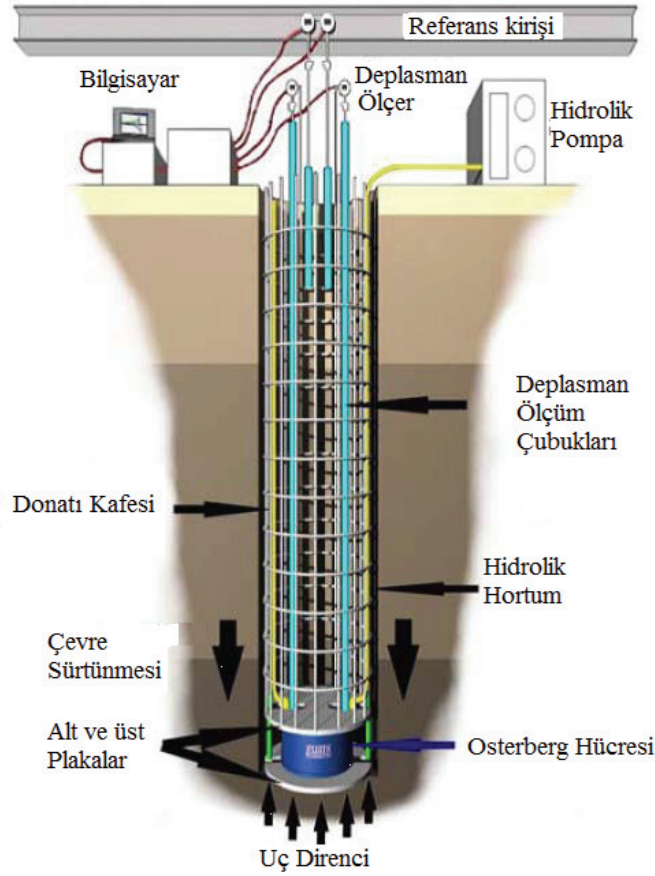
Şekil 5.5 : Osterberg hücresi ile kazık yükleme deneyi ile klasik kazık yükleme deneyi karşılaştırması (England, 2003)

5.2.1 Deney ekipmanı

Bu deneyde, öngörülen kapasiteyi sağlayacak yeterli kapasitede Osterberg hücresi, hidrolik hortumlar, bağlantı parçaları, basınç oluşturacak pompa, basınç saati, düşey hareketleri ölçecek elektronik deplasman ölçerler, ekstansometreler ve deformasyon ölçer (strain gauge) kullanılacak başlıca ekipmanlardır. Bunun yanında kaynak makinası, hava kompresörü, işçi, elektrik ve düşey hareketleri ölçecek referans kirişi kuracak yeterli miktarda malzemeye ihtiyaç duyulur (Fellenius, 2001).

Ekstansometreler kazık ucu ile kazık başlığı arasındaki toplam uzamayı verecek şekilde deney kazığının içersine teşkil edilir. Referans kirişine bağlı elektronik deplasman ölçerler yardımıyla kazığın yukarı yönlü hareketi ölçülmektedir. Kazık boyunda meydana gelen toplam uzamadan Osterberg hücresinin yukarı yönlü hareketi çıkarıldığında, deney kazığının aşağı yönlü hareketi elde edilir

(Schmertmann v.d., 1998). Osterberg hücresi ile kazık yükleme deneyine ait şema Şekil 5.6' da verilmektedir.



Şekil 5.6 : Osterberg hücresi ile kazık yükleme deneyi şeması (England, 2003)

5.2.2 Kurulum

Kazık delgisinin sonlanmasını müteakip kuyu dibine çöken zemin temizlenir. Hidrolik Osterberg hücresi çelik donatı kafesine bağlı olarak kuyu içersine indirilir. Daha sonra tremi boruları vasıtasıyla betonlama işlemi yapılır. Betonlama esnasında Osterberg deney hücresinin zarar görmemesi için tremi borularının geçebileceği boşluklar bırakılır.

Osterberg deney hücresinin kazık içersindeki düşey konumu deneyin yapılacağı zemin parametrelerine göre belirlenmektedir. Hücrenin konumunu ayarlamanın esas amacı, kazık üzerinde oluşacak kuvvetlerin birbirlerine yakın olmasını sağlamaktır. Eğer doğacak farklı yönlü kuvvetler aynı büyüklüğe sahip olmazlarsa, deney bir yön kapasitesine ulaştığında sonlanmış olur (Charles ve Rigby, 2000).

5.2.3 Deney prosedürü ve ölçümler

Aşağıdaki durumlardan birinin gerçekleşmesi durumunda yük boşaltılır ve deney sonlandırılır.

- Yukarı ya da aşağı yönde deney kazığının maksimum taşıma kapasitesine ulaşması durumunda,
- Hidrolik hücrenin maksimum yükleme kapasitesine ulaşması durumunda,
- Hidrolik hücre maksimum uzama/açılma sınırına eriştiği durumda deney sonlandırılır.

Osterberg hücresi ile kazık yükleme deneyine ait prosedür ve ölçümler hakkında detaylı bilgi vaka analizinde verilmektedir

Kazığın yükleme kademeleri Çizelge 5.1'deki gibi olmalıdır;

Çizelge 5.1 : Deney yük kademeleri (ASTM D1143-81)

Kademe	Tasarım yükü %si	Minimum bekleme süresi (dk)
1	0	0
2	25	10
3	50	10
4	75	10
5	100	60
6	75	10
7	50	10
8	25	10
9	0	10
10	100	10
11	125	10
12	150	10
13	175	10
14	200	120
15	175	10
16	150	10
17	125	10
18	100	10
19	75	10
20	50	10
21	25	10
22	0	10

6. VAKA ANALİZİ - ÜLKER ARENA VE ALPELLA GENÇLİK ŞEHİRİ

Bu bölümde Türkiye’de ilk baret temel uygulaması olan Ülker Arena ve Alpella Gençlik Şehri projesi ele alınmıştır. Vaka analizi kapsamında, proje özellikleri, zemin koşulları, baret kazık kapasite hesapları ve neden baret kazık tercih edildiği üzerine inceleme yapılmıştır.

6.1 Proje Bilgileri ve Planlanan Yapı

Ülker Arena ve Alpella Gençlik Şehri Projesi, İstanbul ili Anadolu yakasında Batı Ataşehir’de yer almakta olup Fenerbahçe Spor Kulübü tarafından stadyum, gösteri merkezi, iş merkezi, otel, sinema, alışveriş merkezi ve otopark olarak tasarlanmış bir yapı kompleksidir. Projeye ait genel görünüş Şekil 6.1’ de vaziyet planı Şekil 6.2’ de verilmektedir.



Şekil 6.1 : Genel görünüş - Ülker Arena ve Alpella Gençlik Şehri Projesi



Şekil 6.2 : Vaziyet planı - Ülker Arena ve Alpella Gençlik Şehri Projesi

6.2 Zemin Koşulları ve Geoteknik Modelleme

Proje sahası, İstanbul Büyükşehir Belediyesine ait eski bir taş ocağı olup ocak işletmeciliği zamanında çanak şeklinde açılmıştır. Dolayısıyla taban kaya kotları değişkendir. Bu saha daha sonra hafriyat döküm alanı olarak çalıştırılmış ve niteliksiz malzemeler ile kontrolsüz olarak doldurulmuştur. Bu nedenle, her baret kazık konumundan taban kayasında 6.00 m – 10.00 m arasında ilerleyecek şekilde, değişken boylarda sistematik sondajlar yapılmıştır.

Taban kayanın üzerinde değişken kalınlıkta, kalınlığı 50.00 m'ye varan kontrolsüz dolgu yer almaktadır. Kontrolsüz dolgu birimler, kahverengi-sarımsı kahverengi-kızıl-gri-beyaz yer yer yeşil renklerde, kuru yer yer nemli, ince-iri taneli köşeli yer yer yuvarlak çakıllı, ince-orta taneli kumlu, içerisinde yer yer ince taneli kumlu kil bantları bulunan, 10 cm ila 40 cm arasında değişen kalınlıklarda bloklar, tuğla, beton, kiremit parçaları içermektedir.

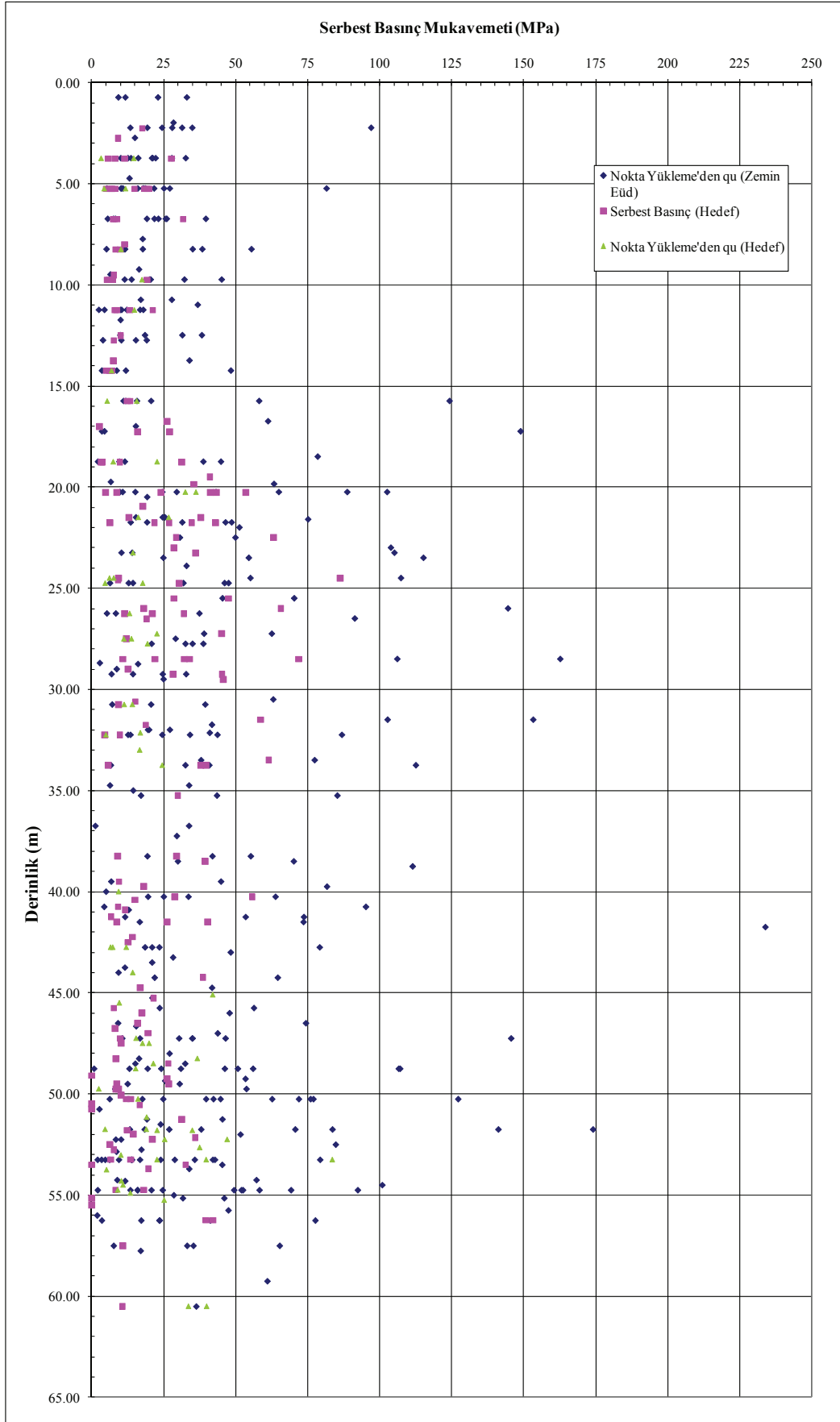
Bu sondajlar neticesinde saha genelinde kontrolsüz dolgu birimlerin altında taban kayasının değişken mekanik özelliklere haiz kıltaşı, dayk/kıltaşı, grovak/kıltaşı ve grovak birimler olduğu gözlenmiştir. İnceleme alanında dere veya göl gözlenmemiştir. Ölçülen yeraltısuyu derinlikleri mevcut zemin yüzeyinden itibaren $h_w=4.80$ m ila $h_w=28.70$ m arasında değişen derinliktedir.

Baret kazık tasarımında kullanmak amacıyla her baret kazık konumunda taban kayasından karot numuneleri alınmış ve bu karot numuneleri üzerinde tek eksenli basınç deneyleri yapılmış olup, deney sonuçları Ek A.1'de, tek eksenli basınç mukavemetinin derinliğe göre değişimi Şekil 6.3' te verilmektedir.

Baret kazık kapasite hesaplarında, kalitesi, içeriği ve yaşı düşünülerek kontrolsüz dolgularda çevre sürtünmeleri dikkate alınmamıştır. Karot numunelerinden elde edilen mukavemet değerlerinin derinlikle değişimine göre kaya çevre sürtünmeleri ve soket boyu hesapları için Çizelge 6.1' de verilen ortalama değerler kullanılmıştır.

Çizelge 6.1 : Taban kayanın ortalama tek eksenli basınç değerleri

Derinlik (m)	UCS (MPa)
0.00 – 15.00	2.50
15.00 – 25.00	5.00
>25.00	7.50



Şekil 6.3 : Tek eksenli basınç mukavemetinin derinlikle değişimi

6.3 Temel Mühendisliği Değerlendirmeleri

Proje alanı ve proje gereksinimleri göz önünde bulundurulduğunda hem taşıma gücü hem de oturma problemi olduğu belirlenmiştir. Bu problemin bu saha için ilk çözüm 50.00 metreye varan kalınlıktaki kontrolsüz dolguların geçilerek sağlam taban kayaya soketlenen fore kazık olduğu düşünülmüştür. Bu durumda $\phi=100\text{cm}$ çapında $s=3.0\text{m}$ karelaj ile yaklaşık 900 adet fore kazık gerekmekeydi. Projenin statik müellifi Balkar Mühendislik tarafından, üst yapıdan gelen yükler ve klasik tipte fore kazıklı bir temel için radye kalınlığı 4.00 m olarak hesaplanmıştır. Bu durumda radye temel kalınlığının ve fore kazık metrajının azaltılması için yapıya ait konsantre yüklerin (324 – 1217 t) doğrudan kazıklara aktarılması düşünülmüştür. Bu sayede temel kalınlığı ve kazık adedi azaltılmıştır.

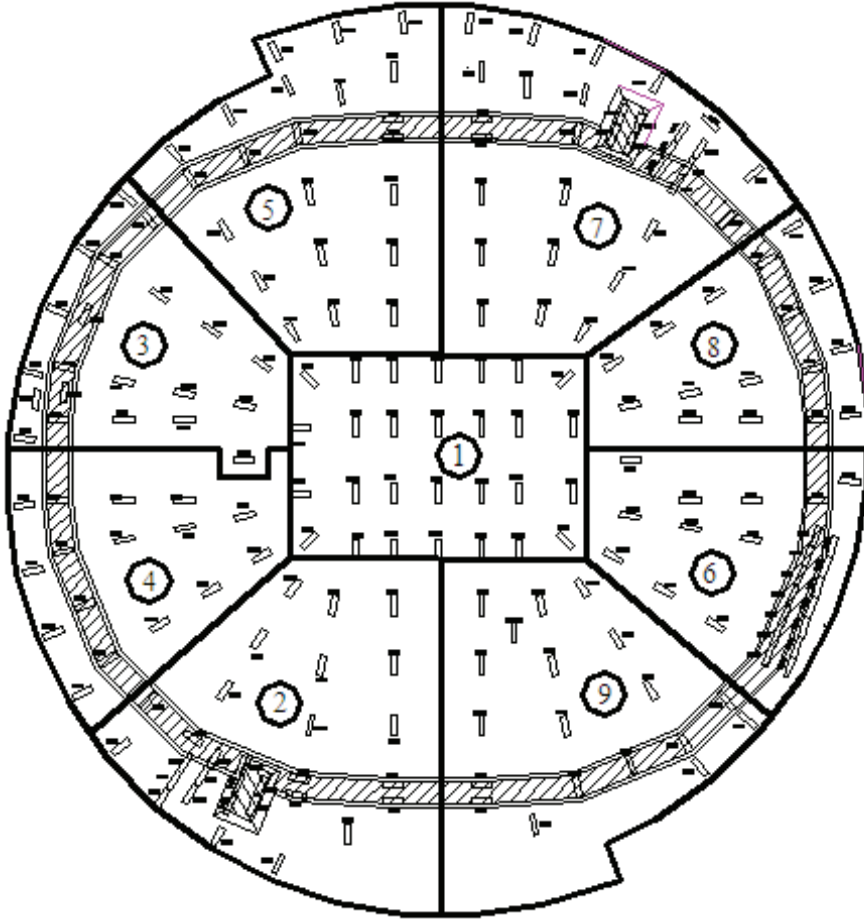
Üstyapı ile temel tasarımı arasındaki bir diğer kısıtlayıcı faktör de deprem durumunda yapının ve temelin burulma etkilerine maruz kalmasıdır. Bu proje kapsamında kolonlar ve kazıklar simetrik yerleştirilerek bu problemin önüne geçilmiştir. Kolon ve baret kazık yerleşim planı Şekil 6.4' te verilmektedir.

Kazık başına gelen yüklerin büyüklüğü ve fore kazık teknolojisinde, taban kaya boyunca soket imalatında yaşanan zorluklar nedeniyle bu yapı için en uygun çözümün baret kazık olduğu sonucuna varılmıştır.

Baret kazık kapasitesi

Baret kazıkların tamamı kayaya soketli olarak tasarlanmış ve dolgu birimlerden çevre sürtünmesi alınmamıştır. Bölüm 2.1.3' te kayaya soketli baret kazıklarda taşıma kapasitesi hesabı kapsamında verilen Çizelge 2.2' de, çeşitli araştırmacıların soket bağ mukavemeti üzerine oluşturdıkları bağıntılara göre Çizelge 6.2 oluşturulmuştur.

Çizelge 6.2' de hesaplanan soket bağ mukavemeti değerlerinin ortalaması tasarıma esas değer olarak kullanılmıştır. Ortalama soket bağ mukavemetlerinden yapılan baret kazık kapasite hesap sonuçları ile Çizelge 6.3' te verilmektedir.



Şekil 6.4 : Baret kazık yerleşim planı

Çizelge 6.2 : Soket bağ mukavemeti hesapları (Yıldırım, 2004)

$f_s = \alpha q_u^\beta$ (Mpa)					
Tasarım Yöntemi	α	β	0-15m Derinlik	15-25m Derinlik	>25m Derinlik
			q_u (MPa) =	q_u (MPa) =	q_u (MPa) =
			2.50	5.00	7.50
Horvath and Kenney (1979)	0.21	0.50	0.33	0.47	0.58
Carter and Kulhawy (1988)	0.20	0.50	0.32	0.45	0.55
Williams et al. (1980)	0.44	0.36	0.61	0.79	0.91
Rowe and Armitage (1984)	0.40	0.57	0.67	1.00	1.26
Rosenberg and Journeaux (1976)	0.34	0.51	0.54	0.77	0.95
Reynolds and Kaderbek (1980)	0.30	1.00	0.75	1.50	2.25
Gupton and Logan (1984)	0.20	1.00	0.50	1.00	1.50
Reese and O'Neill (1987)	0.15	1.00	0.38	0.75	1.13
Toh et al. (1989)	0.25	1.00	0.63	1.25	1.88
Migh and Wolshi (1979)	0.22	0.60	0.38	0.58	0.74
Horvath (1982)	0.20	0.50	0.32	0.45	0.55
f_s (maks.)			0.75	1.50	2.25
f_s (min.)			0.32	0.45	0.55
f_s (orta.)			0.49	0.82	1.12

Çizelge 6.3’ te verilen 1.0 m soket boyu için maksimum baret kazık taşıma kapasitesi değerleri ile kolonlardan baret kazıklara aktarılabacak yükler karşılaştırılıp, baret kazık soket boyları optimize edilmiştir.

Çizelge 6.3 : Baret kazık kapasite hesapları (2.80m x 0.80m)

Taban kaya derinliği (m)	Maksimum kazık kapasitesi (t / 1m soket)
0.00 – 15.00	350
15.00 – 25.00	580
>25.00	800

6.4 Sahada Yapılan İmalatlar ve Osterberg Hücresi ile Kazık Yükleme Deneyi

Proje kapsamında toplam 7200.00 m uzunluğunda 208 adet kayaya soketli baret kazık tasarlanmıştır. Baret kazıkları boyutları 2.80 x 0.80 m olarak seçilmiştir. Baret kazıkların boyları taban kaya derinliğine bağlı olarak 8.00 m ila 55.00 m arasında değişmektedir. Baret kazıklara aktarılan düşey yükler ise 324 t ila 1250 t arasında değişmektedir.

İmalat öncesi malzeme kontrolleri; imalat sırasında, donatı kafesi imalatı, kazı, donatı yerleştirilmesi ve betonlama kontrolleri; imalat sonrasında ise yükleme deneyleri ile kalite kontrol sağlanmıştır. Yükleme deney yöntemi olarak çift yönlü statik yükleme deneyi (BD-SLT)/Osterberg hücresiyle kazık yükleme deneyi seçilmiştir.

Deney bareti ve entrümantasyon detayları

Proje kapsamında yapısal sisteme ait baret kazıklara ilave olarak bir adet 30.00 m boyunda ve taban kayaya 5.00 m soketli test kazığı imal edilmiştir. Deney kazığının üst kotu 60.00, alt kotu 30.00’ dur.

Birim deformasyonların baret kazık boyunca dağılımını kontrol etmek amacıyla 10 seviyede toplam 60 adet deformasyon ölçer (strain-gauge) ve 6 adet ekstansometre kullanılmıştır. Deformasyon ölçerler 59.50, 56.50, 53.50, 50.50, 47.50, 44.50, 41.50, 38.50, 35.00 ve 30.50 olmak üzere 10 farklı kota yerleştirilmiştir. Deney kazığı ile ilgili özet bilgi Çizelge 6.4’ de, deney düzeneğinin donatı kafesine montajı Şekil 6.5

ve Şekil 6.7’ de, kazık enstrümantasyonu Şekil 6.6’ da, donatı kafesi ve yükleme düzeneğinin kuyuya indirilmesi Şekil 6.8’ de ve referans kirişi ile düşey deformasyon ölçümlerine ilişkin bir fotoğraf Şekil 6.9’ da verilmektedir.

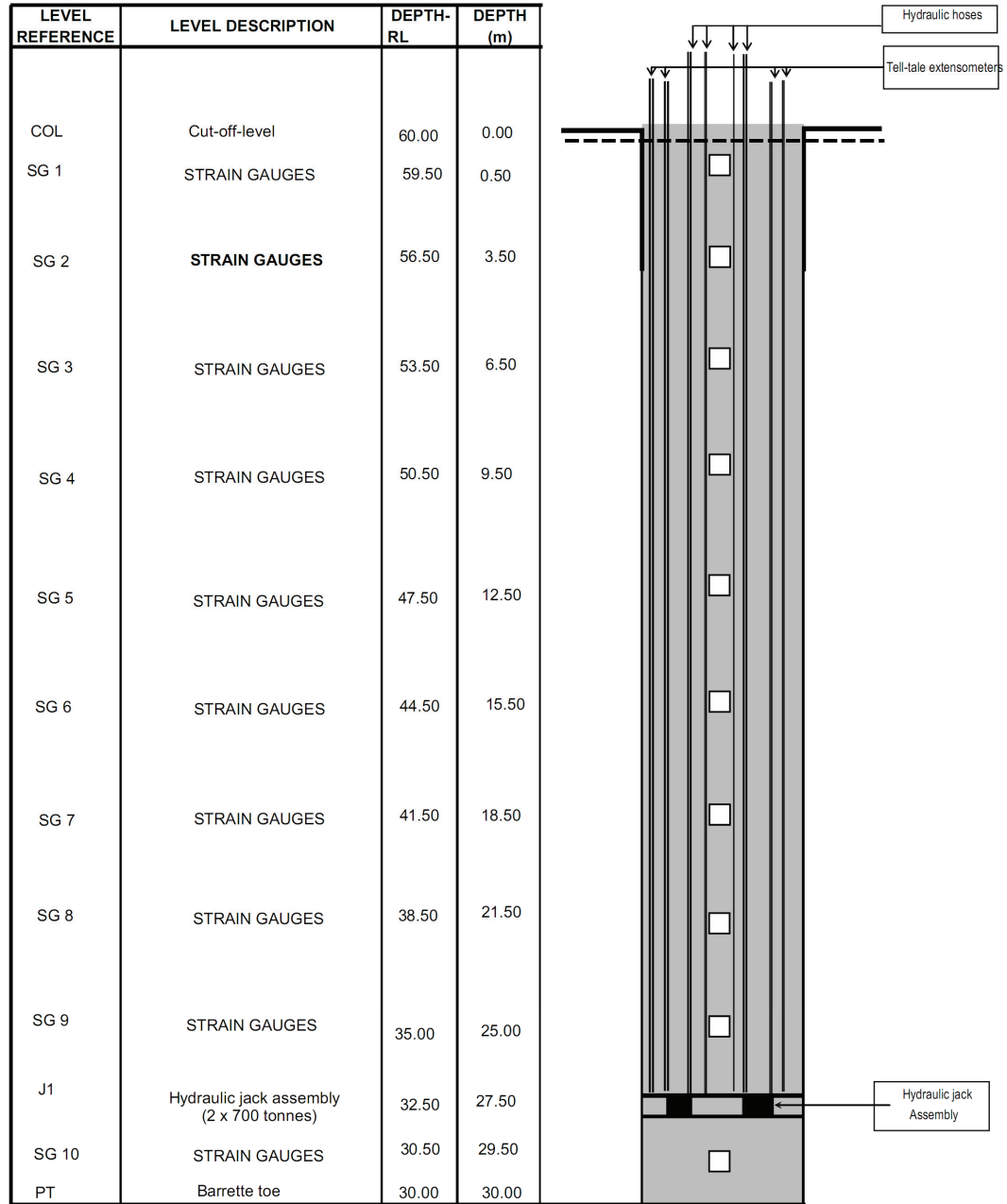
Çizelge 6.4 : Deney kazığı ile ilgili özet bilgi

Çalışma yükü	1250 ton
Deney yükü	2500 ton
Reaksiyon sistemi	Çift yönlü statik yükleme deneyi
Hidrolik krik	2 adet 700 ton’luk hidrolik krik
Deplasman ölçerler	6 adet TOKYO SOKKI, SDP-100C model ekstansometre
Basınç ölçer	1 adet GEOKON, 4500HH-10000 VW tip
Deformasyon ölçerler(Strain Gauge)	60 adet GEOKON, 4200 VW strain gauge
Veri kayıt cihazı	2 adet DATATAKER, DT515 datalogger
Veri kayıt aralığı	1 dakika



Şekil 6.5 : Yükleme düzeneğinin donatı kafesine montajı

Kazığı yüklemek için kazık socketinin ortasında iki adet 700ton’luk hidrolik krik o yerleştirilmiştir. Çift Yönlü Statik Yükleme deneyi STRAINSTALL Middle East LLC ve Soil Dynamics (Malezya) SDN BHD firmaları tarafından yürütölmüş ve değ erlendirmeleri yapılmıştır. Deney kazığının maksimum düşey servis yükü 1250 ton olarak hesaplanmıştır. Deney esnasında ise servis yükünün iki katına kadar (2500 t) yüklenmiştir.



Şekil 6.6 : Deney kazığına ait şematik kesit



Şekil 6.7 : Yükleme düzeneğinin donatı kafesine montajı



Şekil 6.8 : Donatı kafesi ve yükleme düzeneğinin kuyuya montajı



Şekil 6.9 : Referans kirişi ve düşey deformasyon ölçümleri

Yükleme deneyi prosedürü

Yükleme deneyi hidrolik pompadan krikoya aktarılan basınç ile başlamaktadır. Basıncı ölçmek için kalibre edilmiş basınç saati kullanılır. Deplasman ölçerler yardımıyla referans kirişine göre gerçekleşen hareket ölçülür.

Hidrolik krikolar yardımıyla başlatılan yükleme, her iki yönde de etki etmektedir. Kriko üstünde kalan kazık kesimine ait sürtünme direnci ile kriko altında kalan kesime ait sürtünme direnci ve uç direnci birbirlerine karşı çalışırlar. Yüklemeye ve boşaltma işlemi iki çevrim olarak yapılmıştır. Birinci ve ikinci çevrimlere ait yük ve süre detayları Çizelge 6.5 ve Çizelge 6.6’ da verilmektedir (Fellenius, 2002).

Elektronik deplasman ölçerler referans kirişine bağlı bir cetvel ile ayrıca kontrol edilmiştir. Deplasman, yük ve deformasyon verileri bir dakika aralıklarla kaydedilmiştir.

Çizelge 6.5 : Birinci çevrim ile ilgili özet bilgi

Çevrim 1	Yük artışı/azalışı (% servis yükü)	Efektif çift yönlü yük (t)	Süre (dk)
L1-0	0	0	0
L1-1	25	313	10
L1-2	50	625	10
L1-3	75	938	10
L1-4	100	1250	120
U1-1	75	938	10
U1-2	50	625	10
U1-3	25	313	10
U1-4	0	0	10

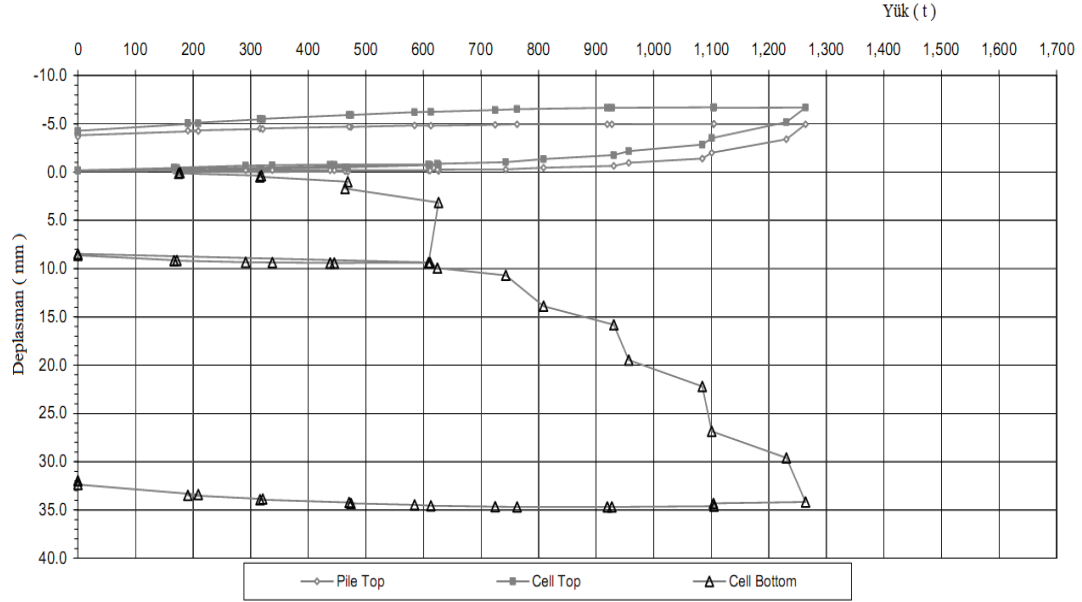
Çizelge 6.6 : İkinci çevrim ile ilgili özet bilgi

Çevrim 2	Yük artışı/azalışı (% servis yükü)	Efektif çift yönlü yük (t)	Süre (dk)
L2-0	100	1250	10
L2-1	125	1563	10
L2-2	150	1875	10
L2-3	175	2188	10
L2-4	200	2500	120
U2-1	175	2188	10
U2-2	150	1875	10
U2-3	125	1563	10
U2-4	100	1250	10
U2-5	75	938	10
U2-6	50	625	10
U2-7	25	313	10
U2-8	0	0	10

Yük-oturma davranışı

Şekil 6.10’da birinci ve ikinci çevrime ait yük-deplasman eğrileri verilmektedir. Birinci çevrimde; deney kazığına çift yönlü 1250 t yük uygulandığında; baret kazığın üst başlığının maksimum hareketi 0.2 mm ve hidrolik krikonun maksimum yukarı yönlü hareketi 0.8 mm; hidrolik krikonun maksimum aşağı yönlü hareketi ise 9.4mm olarak kaydedilmiştir.

İkinci çevrimde ise; deney kazığına çift yönlü 2500 t yük uygulandığında; baret kazığının üst başlığının maksimum hareketi 4.9 mm ve hidrolik krikonun maksimum yukarı yönlü hareketi 6.7 mm; hidrolik krikonun maksimum aşağı yönlü hareketi ise 34.2 mm olarak kaydedilmiştir.



Şekil 6.10 : Yük – deplasman grafiği (3 ayrı deplasman ölçülmüştür)

Eşdeğer klasik kazık yükleme deneyi yük-deplasman grafiği hesaplanmış ve Şekil 6.11’de verilmektedir. İlave elastik sıkışmalar için gerekli düzenleme PL/EA formülü ile hesaplanmıştır. Buna göre elde edilen sonuçlarda kazık, 1250 tonluk servis yükünde 5.8 mm ve servis yükünün iki katı 2500 t ile yüklükten 19.8 mm oturmaktadır.

Yük Aktarım Dağılımı

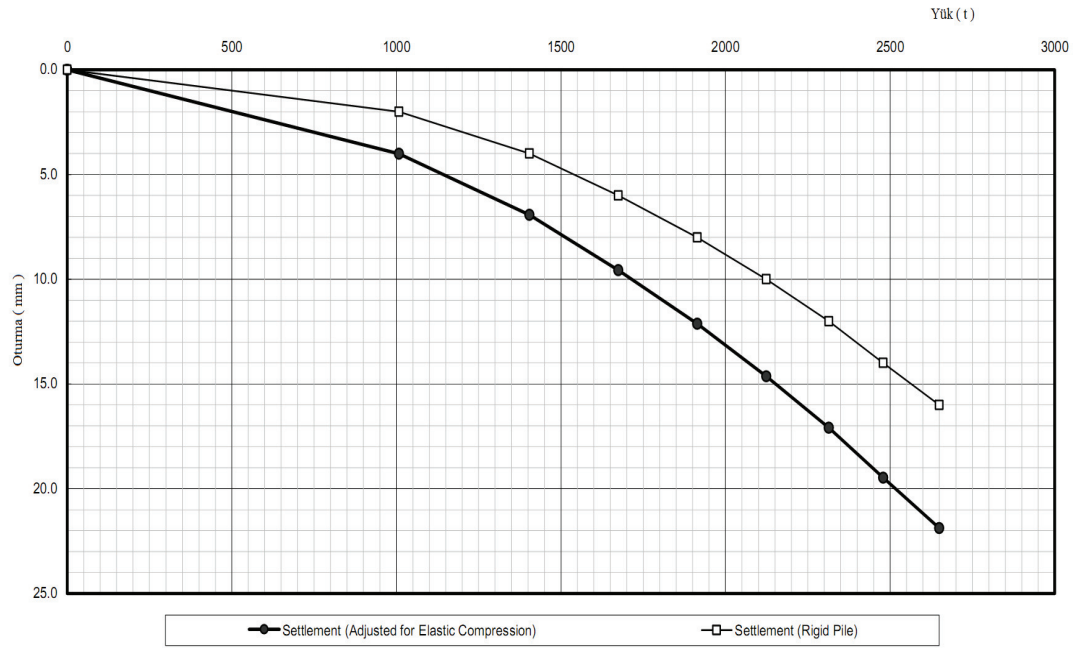
Baret kazık malzeme özelliklerinden ve deformasyon ölçer (strain gauge) değişimlerinden elde edilen yük dağılım eğrileri Şekil 6.12, Şekil 6.13’te verilmektedir. Her deformasyon ölçer seviyesinde aktarılan yük aşağıdaki gibi hesaplanmıştır:

$$P = \Delta_{VWSG} AE_P \quad (6.1)$$

Bu denklemde,

Δ_{VWSG} : Deformasyon ölçümündeki değişim

AE_p : Eşdeğer aksenal baret rijitliği

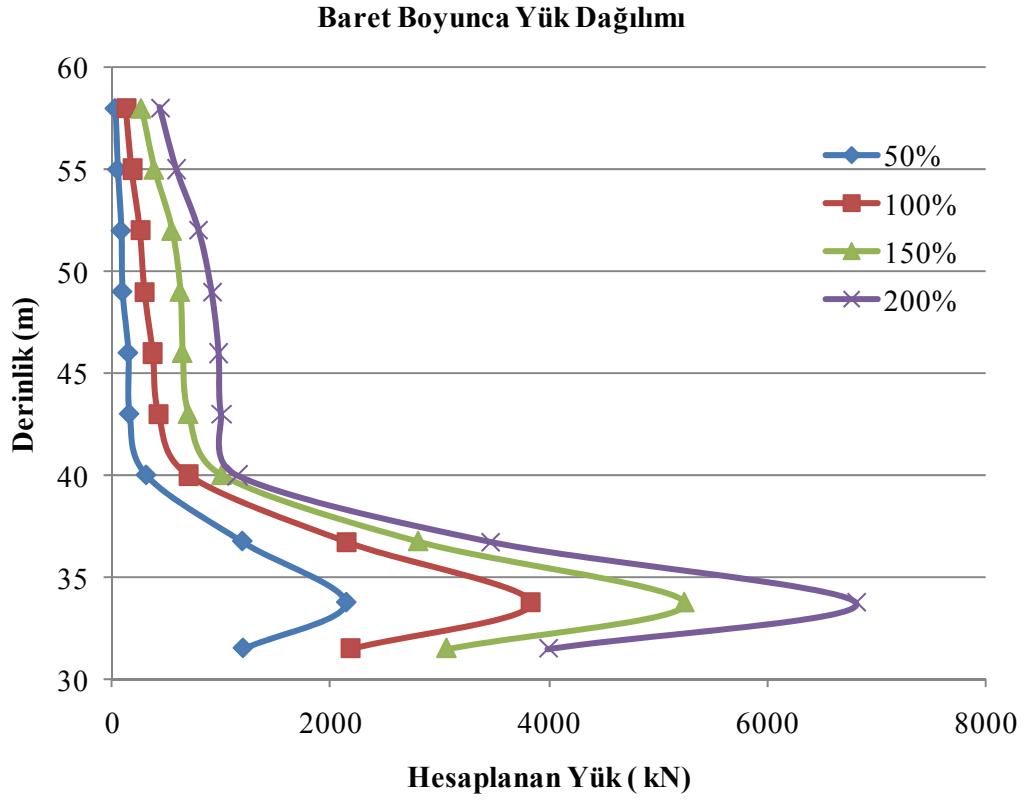


Şekil 6.11 : Eşdeğer klasik kazık yükleme deneyi yük-oturma grafiği

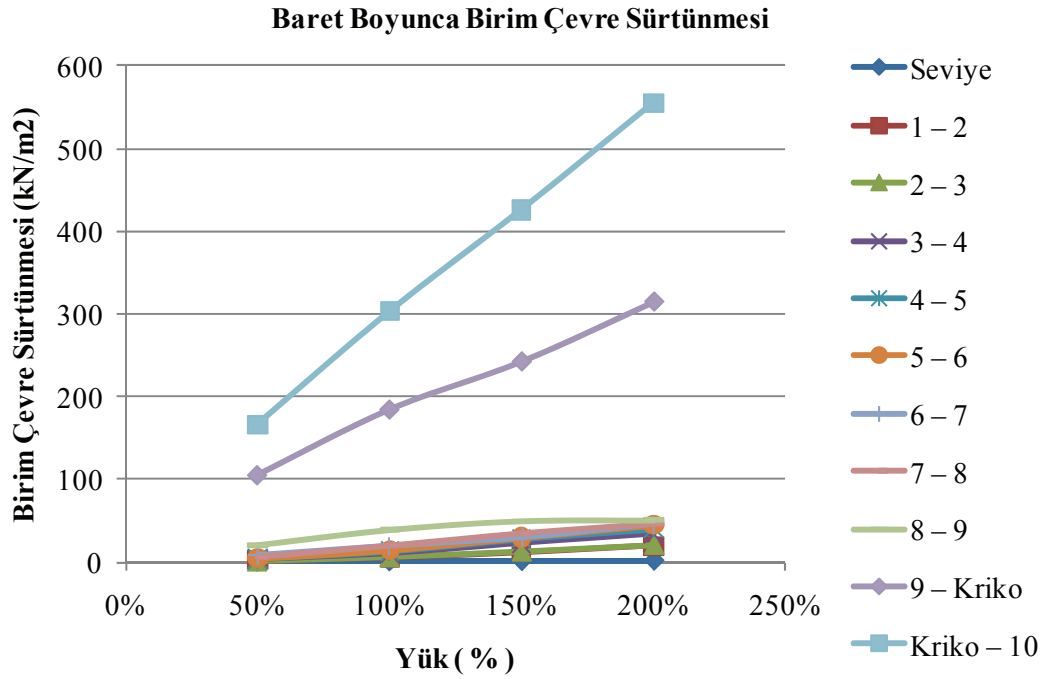
Analizlerde elastisite modülü 28000 MPa olarak alınmıştır. Herhangi iki seviye arasındaki yük farkı, iki strain gauge seviyesi arasında baret kazık tarafından taşınan yükü göstermektedir. Komşu iki strain gauge arasında ulaşılan maksimum birim çevre sürtünmesi hesaplanmış olup Çizelge 6.7’de verilmektedir.

Çizelge 6.7 : Birim çevre sürtünmesi (kN/m^2)

Yük (ton)	625	1250	1875	2500
Seviye				
1 – 2	2	6	12	20
2 – 3	1	6	13	21
3 – 4	4	11	23	34
4 – 5	4	13	28	40
5 – 6	5	15	30	45
6 – 7	9	20	30	46
7 – 8	6	20	35	47
8 – 9	20	39	50	51
9 – Kriko	105	184	242	314
Kriko – 10	167	303	426	555



Şekil 6.12 : Baret boyunca yük dağılımı



Şekil 6.13 : Baret boyunca mobilize olan birim çevre sürtünmesi

6.5 Yapılan Uygulamaya İlişkin Sonuçlar ve Genel Değerlendirmeler

Ülker Arena ve Alpella Gençlik Şehri projesi kapsamında yapılan çift yönlü statik yükleme deneyi sonucunda birim çevre sürtünmesi değerinin 20 kN/m^2 (dolguda) ile 555 kN/m^2 (kayada) arasında değişmekte olduğu tespit edilmiştir. Eşdeğer yük-oturma grafiğine göre maksimum servis yükü altında (1250 t) 5.8mm ve deney yükü altında (2500 t) 19.8 mm düşey deplasman gözlemiştir.

Tasarımda öngörüldüğü şekilde baret kazıkların sürtünme direncini, büyük oranda taban kaya tarafından sağladıkları tespit edildi.

Buna öngörülen tasarımın saha koşullarında projenin ihtiyaçlarına cevap verdiği belirlenmiştir.

7. SONUÇ VE ÖNERİLER

Büyük ve ağır yapılarda zemine aktarılan yükler altında, genellikle taşıma gücü ve oturma sorunu gözlenmektedir. Bu sorunun çözümü ise üst seviyedeki zayıf zemin tabakalarını geçerek, yükleri daha derinde bulunan sağlam tabakalara aktarmaktır. Bu görevi görecek olan yapı elemanı ise kazıklı temellerdir. İnşa edilecek yapının özellikleri, gereksinimleri ve bulunduğu konum, kazıklı temellerin inşaat maliyetlerini etkileyen faktörlerdir. Hayatın her alanında olduğu gibi kazıklı temel inşaatı için de maliyetlerin en uygun hale getirilmesi beklenmektedir.

- Bu araştırma kapsamında, baret temellerin düşey yük taşıma mekanizmaları, oturma davranışları, imalat yöntemleri ve kalite kontrol amaçlı arazi deneyleri incelenmiştir. Buna ilave olarak baret kazık uygulamasının yapıldığı vaka analizi ele alınmıştır. Bu konu ile ilgili son gelişmeler ve teorik bilgilerden edinilen bilgiler ışığında, baret temellerin düşey yükler altında taşıma gücü ve oturma davranışları incelenmiştir.
- Ağır üst yapı yüklerini taşıyabilmek ve temel maliyetlerini optimize edebilmek amacıyla, “Baret Temeller” adı verilen yeni bir temel sistemi geliştirilmiştir. Baret temeller en basit tanımıyla, dikdörtgen kesitli fore kazıklardır. Fore kazıklara göre birçok avantajı olan baret kazıkların en temel faydalarından biri, aynı miktarda kullanılacak demir ve beton ile %35’e varan daha fazla taşıma kapasitesi elde edilebilmesidir. Diğer yandan kaya birimlerde soket boyunun kolayca temin edilmesi güvenli projeler yapılmasına olanak sağlar.
- Baret kazık ile aynı kesit alanına sahip dairesel kesitli bir kazığa göre daha fazla sürtünme yüzeyi elde edilebilir. Bu nedenle düşey yük taşıma kapasiteleri yüksektir.
- Baret kazıklar yük doğrultusuna göre imal edildiklerinde, yüksek yatay yük taşıma kapasitelerine sahiptir ve depremsellik açısından avantajlıdır. İmalat kombinasyonları ile farklı geometrik şekillerde imal edilebilirler. Taban

kayanın derinde olduğu ve kayaya soketin gerektiği durumlarda rotari tipi kazı yöntemlerine göre daha fazla düşeylik kontrolü ve grab/hidrofreze (cutter) kullanımı nedeni ile yüksek oranda kazı kolaylığı sağlanabilmektedir. Yapısal bütünlük bakımından klasik fore kazıklı sistemlere göre daha uygundurlar.

- Klasik fore kazıklarda olduğu gibi baret kazıklarda da ispat ve kalite kontrol deneylerinin gerekliliği tartışılmazdır. Ancak yüksek kapasiteli kazıkların, klasik statik yükleme deneylerine tabi tutulması, ihtiyaç duyulan reaksiyon yükünün büyüklüğü nedeniyle pratik olmamakla birlikte ihtiyaç duyulan yükün temini ve kazık başlığı üzerinde stabil hale getirilmesi oldukça zordur. Osterberg tarafından geliştirilmiş ve ilk kez 1984 yılında bir fore kazık üzerinde denenmiş olan Osterberg hücresi ile kazık yükleme deneyi sayesinde reaksiyon yüküne ihtiyaç duyulmamakta dolayısıyla daha ekonomik ve daha güvenli kazık yükleme deneyleri yapılabilmektedir.
- Oturma ve taşıma gücü problemleri büyük ve ağır yapılarda kaçınıldır. Geoteknik mühendisliğinin ortaya çıkma sebebi olan bu problemlerin klasik yöntemlerle çözülemediği durumlarda, bu disiplini bir adım öteye taşımanın gerekliliği ortaya çıkmaktadır.
- Hesap metodolojisi klasik fore kazıklar ile aynı olan fore kazıkların özel kesitli bir hali olan baret kazıklar da yukarıda anlatılan duruma ilişkin iyi bir örnek teşkil etmektedir. İlk baret kazık tasarım mühendisi, arazi koşullarına hakimiyeti ve pratik çözüm kabiliyeti ile ilk bakışta aynı gibi görünen fakat imalat ve ihtiyaca cevap kabiliyeti açısından çok büyük farklılık yaratan bu tasarımı ile Geoteknik mühendisliğine önemli katkıda bulunmuştur.
- Yüksek kapasiteli bu kazıklar, bu tez çalışmasında ele alınan Ülker Arena ve Alpella Gençlik Şehri projesi için en uygun çözümü sağlayarak, hem kendi önemini artırmakta, hem de temel mühendisliğinin önemini bütün mühendislik disiplinlerine bir kez daha ispatlamaktadır.
- Ülker Arena ve Alpella Gençlik Şehri projesi kapsamında yapılan çift yönlü statik yükleme deneyi sonucunda birim çevre sürtünmesi değerin 20 kN/m² (dolguda) ila 555 kN/m² (kayada) arasında değişmekte olduğu tespit edilmiştir. Eşdeğer yük-oturma grafiğine göre maksimum servis yükü altında

(1250 t) 5.8mm ve deney yükü altında (2500 t) 19.8mm düşey deplasman gözlemlendi. Tasarımda öngörüldüğü şekilde baret kazıkların sürtünme direncini, büyük oranda taban kaya tarafından sağladıkları tespit edildi. Buna öngörülen tasarımın saha koşullarında projenin ihtiyaçlarına cevap verdiği belirlendi. Böylece hem kazık metrajının hem de radye temel kalınlığının azaltılarak projenin temel mühendisliğinde ekonomik çözüm oluşturuldu.

- Baret kazıkların klasik daire kesitli fore kazıklara göre avantajları bulunmaktadır. Aynı kesit alanına sahip dairesel kesitli bir kazığa göre daha fazla sürtünme yüzeyi elde edilebilir. Yük doğrultusuna göre imal edildiklerinde yüksek yatay yük taşıma kapasitelerine sahiptir. Depremsellik yönünden avantaj sağlar. Baret kazıklar imalat kombinasyonları ile farklı geometrik şekillerde imal edilebilir. Taban kayanın derinde olduğu ve kayaya soketin gerektiği durumlarda rotari tipi kazı yöntemlerine göre daha fazla düşeylik kontrolü ve grab/hidrofreze (cutter) kullanımı nedeni ile yüksek oranda kazı kolaylığı sağlanabilmektedir. Yapısal bütünlük bakımından klasik fore kazıklı sistemlere göre daha uygundur.
- Bu avantajların yanında baret kazık sisteminin dezavantajları da bulunmaktadır. Delgi esnasında kuyu stabilitesinin sağlanabilmesi için gerekli bentonit süspansiyonunun hazırlanması ve kullanım sonrası elenmesi için gerekli üniteler oldukça geniş alan kaplamaktadır dolayısı ile proje alanının küçük olması baret kazık ekipmanı için yeterli olmayabilir.
- Baret kazıklar, ağır yapıların temellerinde yukarıda belirtilen özelliklerinden dolayı maliyet ve süre açısından avantaj sağlamaktadır dolayısıyla ağır ve konsantrasyon yükleri içeren projelerde tercih edilmektedir.
- Gelişen teknoloji ve sınırlı kaynaklar ile en uygun temel mühendisliği çözümleri oluşturabilmek için baret kazıklar daha da yaygınlaştırılmalı ve projelere uygunluğu değerlendirilmelidir.

KAYNAKLAR

- ASTM D1143-81**, 1994. Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load, *American Society for Testing and Materials*, USA
- ASTM D3689-90**, 1995. Standard Test Method for Individual Piles Under Static Axial Compressive Load, *American Society for Testing and Materials*, USA
- Bowles, J. E.**, 1996. Foundation Analysis And Design, McGraw-Hill Book Company, New York, USA
- Brown, K.W.**, 2006. Foundation Engineering Handbook, Design and Construction with the 2006 International building Code, McGraw-Hill, California, USA
- Candoğan, A.**, 2008. The Art and Practice of Foundation Engineering, Ali Candoğan, Istanbul
- Charles, W. W., Rigby D. B.**, 2000. Field Studies of Well-Instrumented Barrette in Hong Kong, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, USA
- Coduto P.D.**, 2001. Foudation Design / Principles and Practices, Pearson Education Internatiol, California, USA
- Das, M. B.**, 2004. Advanced Soil Mechanics, Taylor & Francis, USA
- Das, M. B.**, 2007. Principles of Foundation Engineering, 7th Edition, Brooks/Cole, California, USA
- England, M.**, 2003. "Bi-directional Static Load Testing – State of the Art", Loadtest Inc.,UK
- Fellenius, B. H.**, 2001. "The O-Cell- An Innovative Engineering Tool", *Geotechnical News Magazine*, Vol. 19, No. 2, pp. 32-33, USA
- Fellenius, B. H.**, 2002. "Determining the True Distributions of Load in Instrumented Piles", *ASCE International Deep Foundation Congress, An International Perspective on Theaory, Design, Construction, and Performance, Geotechnical Special Publication*, No. 116, Vol. 2, pp. 1455-1470 Orlando, Florida, February 14-16, USA
- Ho Eu, C.**, 2003. Base grouted pile on weak granite, Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, pp. 716-727, ASCE Conference Proceeding
- Klingmüller, O., Kirsch, F.**, 2004. A Quality and Safety Issue for Cast-in-Place Piles: 25 Years of Experience with Low-Strain Integrity Testing in Germany, Current Practice and Future Trends in Deep Foundations, ASCE Geotechnical Special Publication, No.125, USA

- Kumbasar, V. ve Kip, F.**, 1999. Zemin Mekaniği Problemleri, Altıncı Baskı, Çağlayan Kitabevi, İstanbul.
- Leonards, G. A.**, 1962. Foundation Engineering, McGraw-Hill, New York, USA
- Lin S. S., Liao J. C., Wang K. J., Lin Y. K.**, 2010. Load Capacity of Drilled Shafts Socketed in Andesite Rock pp. 359-371, ASCE the Art of Foundation Engineering Practice Congress 2010
- O'Neill, M.W. and Reese, L.C.**, 1999. "Drilled Shafts: construction procedures and design methods.", Federal Highway Administration, McLean, Va, USA
- Osterberg, J. O.**, 1998. "The Osterberg Load Test Method for Bored and Driven Piles the First Ten Years", *Proceedings of the Seventh International Conference on Piling and Deep Foundations*, Deep Foundations Institute, Vienna, Austria
- Osterberg, J. O.**, 1999. "What Has Been Learned About Drilled Shafts From the Osterberg Load Test", *Deep Foundations Institute Annual Meeting*, October.
- Rahimian, A., Moazami, K., Sullivan, B.**, 2010. Nakheel Super Tall Tower. *Structural Engineering Magazine*. June 2010, from <http://www.structuremag.org/>
- Schmertmann, J. H. and J. A., Hayes.**, 1997. "The Osterberg Cell and Bored Pile Testing – A Symbiosis", *Proceedings of the Third International Geotechnical Engineering Conference*, Cairo University, Cairo, Egypt, 5-8 January
- Schmertmann, J. H., J. A. Hayes, T., Molnit and J. O., Osterberg.**, 1998. "O-cell Testing Case Histories Demonstrate the Importance of Bored Pile (Drilled Shaft) Construction Technique", *Proceedings of the Fourth International Conference on Case Studies*, University of Missouri, Rolla, Missouri, March
- Seidel, J. P.**, 2000. "A Brief Outline of the Rocket Micromechanical Approach", *Rock Socket Design Software Manual*, Monash University, Australia
- Seo, H., Basu, D. Prezzi, M., Salgado, R.**, 2009. Load – Settlement Response of Rectangular and Circular Piles in Multilayered Soil pp. 420-431, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, March
- Şenol, A.**, 1991. Kazıklarda Negatif Çevre Sürtünmesi, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul
- Teparaksa, W.**, 2002. Behavior and Performance of Instrumented Barrette Piles in Bangkok Subsoils, Center of Soft Ground Engineering, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Chulalongkorn University, Bangkok, pp. 13055-1317, ASCE Deep Foundation
- Toğrol, E. ve Tan, O.**, 2003. Kazıklı Temeller, Birsen Yayınevi, İstanbul
- Tomlinson, M. J.**, 1977. Pile Design and Construction in Practice, Viewpoint Publ., London, UK

- Tomlinson, M. J.**, 2004. Pile Design and Construction in Practice, E & FN Spon, London, UK
- TS EN 1538/2001**, Özel Jeoteknik Uygulamalar, Diyafram Duvarlar, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- Vesic, A.S.**, 1977. “Design of Pile Foundations”, National C Highway Research Program S of Practice, Transportation Research Board, Washington DC, USA
- Yıldırım, S.**, 2004. Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı, Birsen Yayınevi, İstanbul
- ZETAŞ**, Katalog , alındığı tarih 15.03.2011.
- Zhang, L.**, 2004. Drilled Shafts in Rock / Analysis and Design, A.A. BALKEMA PUBLISHER, USA
- Zhang, L.**, 2003. Behavior of Laterally Loaded Large-Section Barrettes, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, USA, July 2003.
- Url-1** < <http://projects.soundtransit.org/>>, alındığı tarih 16.03.2011.

EKLER

EK A.1 : Ülker Arena Projesine Ait BD-SLT Deney Raporu

BI-DIRECTIONAL STATIC LOAD TEST

**Project: Ulker Arena ve Alpella Genclik Sehri Projesi,
Turkey**

2.8m x 0.8m Non Working Barrette

Prepared For : **ZETAŞ Zemin Teknolojisi A.Ş.**
Reşadiye Cad. No.69/A 34794 Alemdağ-Ümraniye-Istanbul
Türkiye
Tel : +90 216 484 4170 Fax : +90 216 484 4174

Prepared By :



STRAINSTALL MIDDLE EAST LLC
P.O. Box 111007, Plot # 599-1254, Jebel Ali Ind. Area I
Dubai, United Arab Emirates
Tel. No: 00971 4 880 4380 Fax No.: 00971 4 880 4381
Website: www.straininstall.com

REVISION NO.	ISSUED DATE	TESTING PERSONNEL	PREPARED BY	CHECKED BY
0	24/11/2009	MF (SME)	MK	AC

TABLE OF CONTENTS

1. INTRODUCTION	2
2. TEST BARRETTE AND INSTRUMENTATION DETAILS.....	2
3. BORED BARRETTE CONSTRUCTION	3
4. LOAD TEST PROCEDURE	4
5. DISCUSSION OF RESULTS.....	6
5.1. PERFORMANCE OF INSTRUMENTATION.....	6
5.2. LOAD-MOVEMENT BEHAVIOUR	6
6. LOAD TRANSFER DISTRIBUTION	7
7. CONCLUSIONS.....	9

FIGURES

FIGURE 1 Schematic Section of Barrette

CHARTS

CHART 1 Load Movement Curves
CHART 2 Equivalent Top Load vs Settlement Curves
CHART 3 Side Shear Load Distribution Curves
CHART 4 Mobilised Unit Skin Friction Curves
CHART 5A Microstrain Time History At Top Section
CHART 5B Microstrain Time History At Bottom Section

APPENDICES

Appendix A Field Data and Data Reduction
Appendix B Calibration Reports
Appendix C Construction of the Equivalent Top-Loaded
 Load Settlement Curve
Appendix D Load-Movement Data

1. INTRODUCTION

Straininstall Middle East LLC (SME) has carried out a *Bi-directional Static Load Test* on a Barrette at *Ulker Arena ve Alpella Genclik Projesi, Turkey*, on 19th November 2009. The main objective of this load test was to proof-load the test barrette to its maximum test load of 2,500 tonnes which is 2.0 times the *safe working load* (SWL) of 1,250 tonnes.

2. TEST BARRETTE AND INSTRUMENTATION DETAILS

The barrette was a 2800mm x 800mm bored with a total embedded length of 30.00m from cut-off level. The *hydraulic jack assembly* comprising of two (2) 700-tonnes capacity bi-directional hydraulic jacks, was installed at 27.50m below cut off level.

There were a pair each of *tell-tale extensometers* installed at the *Barrette top, top and bottom of the hydraulic jack assembly*. Their movements were measured against a *reference frame* constructed by the contractor. The Barrette top movements were also measured against this reference frame.

Ten (10) levels of *vibrating wire-type strain gauges* (VWSGs) comprising six (6) units at each level were installed in the non working barrette to measure *strain* at nominated locations. The strain gauges were mounted to 59.50m RL, 56.50m RL, 53.50m RL, 50.50m RL, 47.50m RL, 44.50m RL, 41.50m RL, 38.50m RL, 35.00m RL and 30.50m RL below the cut off level respectively.

The location and placement of the instrumentation are shown in FIGURE 1. The non working barrette details are summarized in the following table.

Working Load:	1,250 tonnes
Test Load:	2,500 tonnes
Reaction Type:	Bi-directional Static Load Test
Hydraulic Jacks:	2 x 700-tonnes hydraulic jacks
Displacement Gauges:	6 x <i>TOKYO SOKKI Model SDP-100C</i> 100 mm maximum stroke resistance-type displacement transducers
Pressure Gauge:	1 x <i>GEOKON Model 4500HH-10,000</i> vibrating wire-type pressure transducer
Strain Gauges:	60 x <i>GEOKON 4200</i> vibrating wire strain gauges (10 levels)
Data Recording Equipment:	• 1 x <i>DATATAKER Model DT515</i> datalogger (for pressure and displacement) • 1 x <i>DATATAKER Model DT515</i> datalogger (for vibrating wire strain gauges)
Data Recording Intervals:	1 minute (for pressure and displacement)

3. BORED BARRETTE CONSTRUCTION

Bored barrette excavation was carried out under the contractor's work plan as approved by the Engineer.

The hydraulic jack assembly and steel cages were jointed and lowered into the bored hole. The barrette was concreted according to the contractor's method statement.

4. LOAD TEST PROCEDURE

Load testing commenced by applying hydraulic pressure to the hydraulic jacks using an *air-driven hydraulic pump*. A high-pressure *Bourdon gauge* as well as a calibrated *pressure transducer* was used to measure the pressure. The *displacement transducers*, which were supported from the reference frame, were used to measured relative movements (with respect to ground) at the designated points of measurement.

It is to be noted that the loads applied by the bi-directional hydraulic jacks act in two opposite directions, resisted by *upper side shear* above the jack assembly and by the combined *end bearing* and *lower side shear* below the jack assembly.

Loading and unloading was carried out in two (2) cycles as shown in the following schedules:

Loading Cycle 1	Load Increment / Decrement (% SWL)	Effective Bi-directional Load (Tonnes)	Holding Period
L1-0	0	0	0 min
L1-1	25	313	10 mins
L1-2	50	625	10 mins
L1-3	75	938	10 mins
L1-4	100	1,250	2 hrs
U1-1	75	938	10 mins
U1-2	50	635	10 mins
U1-3	25	313	10 mins
U1-4	0	0	10 mins

Loading Cycle 2	Load Increment / Decrement (% SWL)	Effective Bi-directional Load (Tonnes)	Holding Period
L2-0	100	1,250	10 mins
L2-1	125	1,563	10 mins
L2-2	150	1,875	10 mins
L2-3	175	2,188	10 mins
L2-4	200	2,500	2 hrs
L2-5	175	2,188	10 mins
L2-6	150	1,875	10 mins
U2-1	125	1,563	10 mins
U2-2	100	1,250	10 mins
U2-3	75	938	10 mins
U2-4	50	625	10 mins
U2-5	25	313	10 mins
U2-6	0	0	10 mins

A millimeter scale was fixed to the reference frame, and direct readings from a *dumpy level* to this scale were observed to check that there were no gross errors in the displacement transducer readings. During the duration of testing, there was no deflection of the reference beam detected.

The displacement, load and strain data were automatically recorded at 1-minute intervals.

5. DISCUSSION OF RESULTS

5.1 PERFORMANCE OF INSTRUMENTATION

The *barrette head* movements were measured directly using displacement transducers mounted on the reference beam against glass plates that were fixed on the surface of the barrette top using *quick-setting epoxy*. Meanwhile, the *top of hydraulic jack assembly and bottom of hydraulic jack assembly* movements were measured using *displacement transducers* that were connected to telltale extensometers. A total of six (6) displacement transducers were used to measure all movements at the designated points. All the displacement transducers performed well during the duration of the test.

All VWSGs installed were found to be in good working order throughout the duration of test.

5.2 LOAD-MOVEMENT BEHAVIOUR

CHART 1 shows the load movement curves of loading for CYCLE 1 and CYCLE 2.

During CYCLE 1, the maximum barrette top movement was 0.2 mm and maximum upward movement at the jack assembly was 0.8 mm. The maximum downward movement at the jack assembly was 9.4 mm at the applied bi-directional load of 1,250 tonnes.

During CYCLE 2, the maximum barrette top movement was 4.9 mm and maximum upward movement at the jack assembly was 6.7 mm. The maximum downward movement at the jack assembly was 34.2 mm at the applied load bi-directional load of 2,500 tonnes.

The equivalent top loaded load movement curves are derived and shown in CHART 2. Adjustment for additional elastic compression is calculated as PL/EA where P is the applied load, L the length, E the elastic modulus and A the cross-sectional area. The results show that the non working barrette would settle by 5.8 mm at 1,250 tonnes (100% SWL) and 19.8 mm at 2,500 tonnes (200% SWL).

6. LOAD TRANSFER DISTRIBUTION

The load distribution curves plotted in CHART 3, CHART 4, CHART 5A and CHART 5B were derived from the measured changes in strain gauge readings and estimated barrette properties (cross-sectional area and modulus of elasticity).

Load transfer (P) at each strain gauge level is calculated as follows:

$$P = \Delta_{VWSG} \cdot AE_P$$

where, Δ_{VWSG} = change in strain gauge readings
 AE_P = equivalent axial barrette stiffness

In the analysis, the elastic modulus, of 28kN/mm² was used based on the cube test results released to us. The barrette stiffness used (EA) is based on the correlation of static elastic modules (E) and cube strength of the concrete.

The difference between the loads at any two levels represents the shaft load carried by the portion of barrette between the two strain gauge levels.

Average unit side shear between any two strain gauge levels of the barrette was calculated by the change in load divided by the circumferential area between the two strain gauge levels. The maximum mobilized unit side shears between the adjacent strain gauge levels were computed and are shown in the table below.

UNIT SKIN FRICTION (KN/m ²)				
Level	(6250 KN)	(12500 KN)	(18750 KN)	(25000 KN)
	50%	100%	150%	200%
	Ec=28kN/mm ²			
1 to 2	2	6	12	20
2 to 3	1	6	13	21
3 to 4	4	11	23	34
4 to 5	4	13	28	40
5 to 6	5	15	30	45
6 to 7	9	20	30	46
7 to 8	6	20	35	47
8 to 9	20	39	50	51
9 to Jack	105	184	242	314
Jack to 10	167	303	426	555

For the barrette section above the jack, the shear distribution indicated an increase in unit skin friction from 20kN/m² to 314kN/m² at 200% (2,500 tonnes) of the working load. For the barrette section below the jack, the shear distribution indicated a unit skin friction of 555kN/m² at 200% (2,500 tonnes) of the working load.

The variation in unit skin friction may perhaps due to the load distribution along the barrette shaft as well as the change in soil stratum.

7. CONCLUSIONS

The *bi-directional static load test* was successfully done on the 19th November 2009. The equivalent top-loaded load movement curves (CHART 2) as constructed showed that a top-loaded barrette of 30.00m length (below cut-off level) would be expected to settle by 5.8mm at 1,250 tonnes (100% SWL) and 19.8 mm at 2,500 tonnes (200% SWL).

The unit skin friction value ranges from 20kN/m² to 555kN/m².

The load-settlement results would indicate that the barrette should be able to carry the maximum test load (200% WL) within the settlement value of 19.80mm.

Non Working Barrette (2800mm x 800mm)

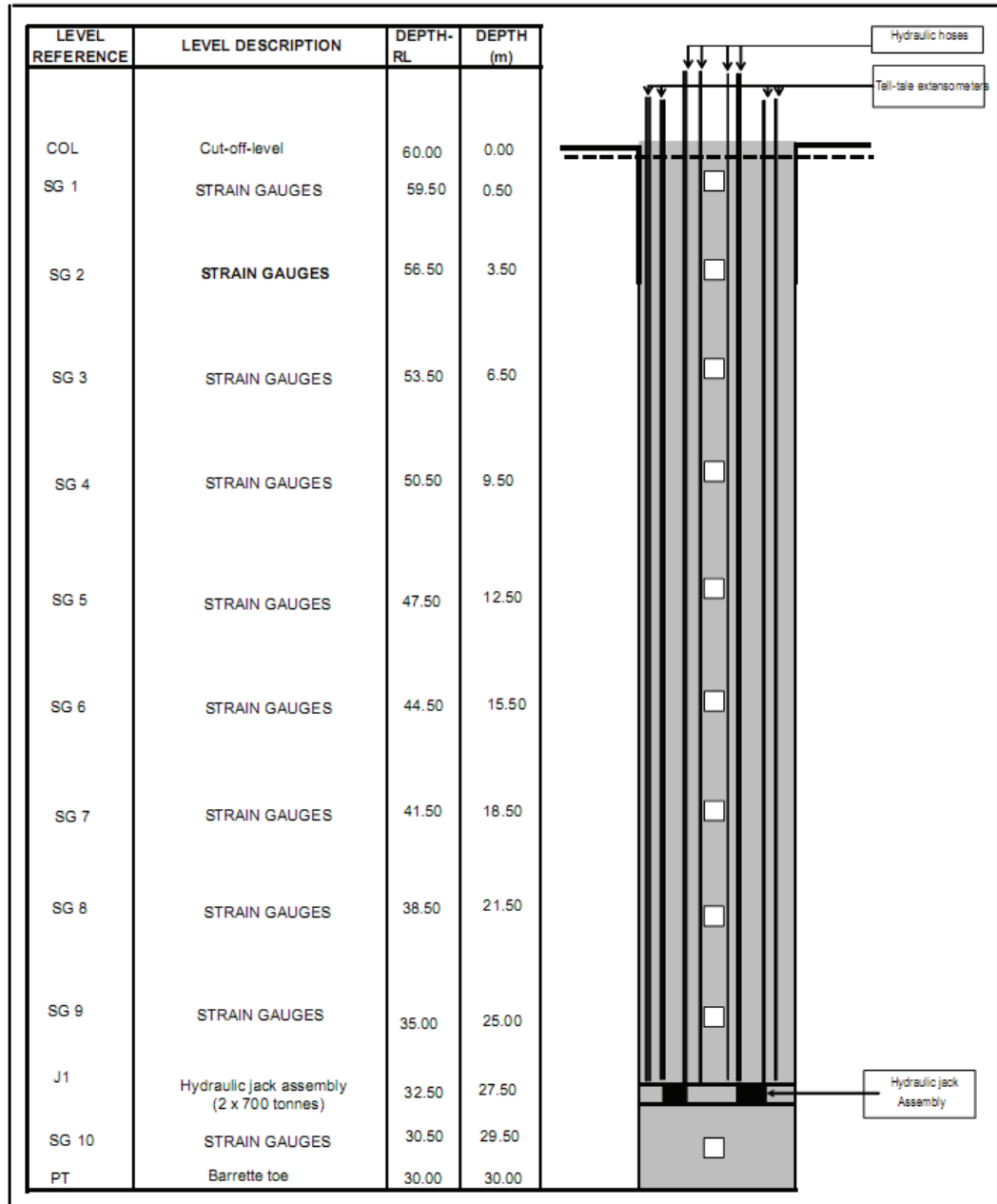
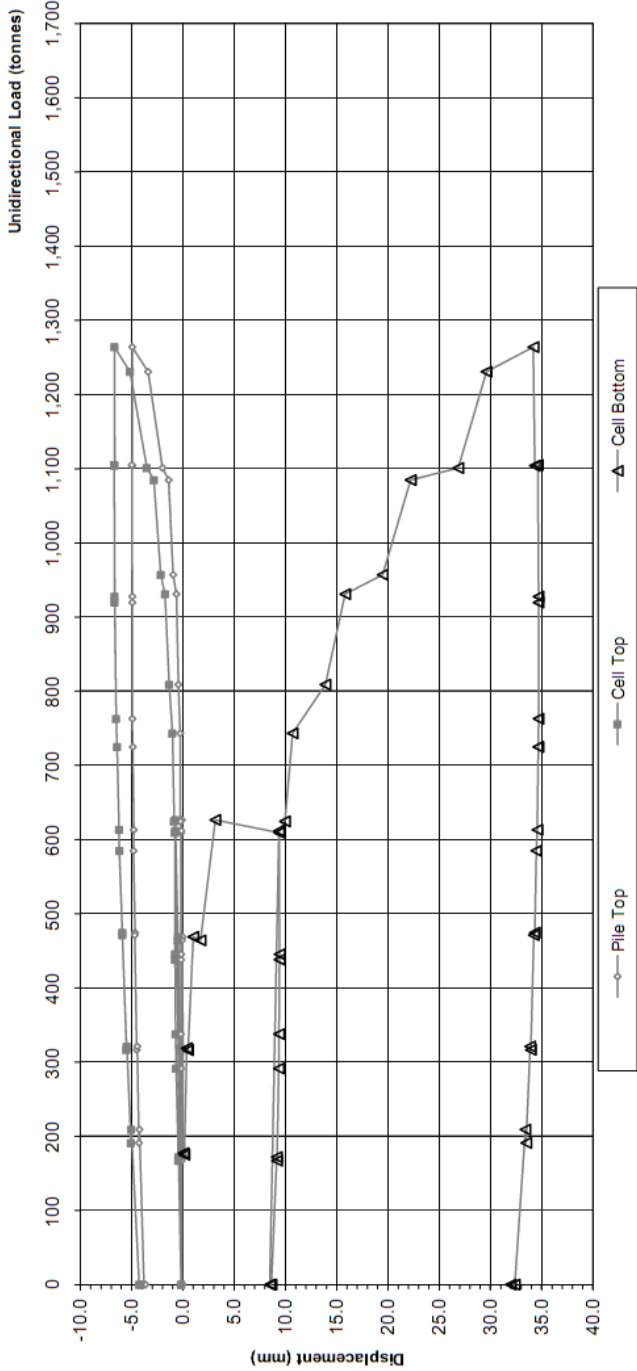
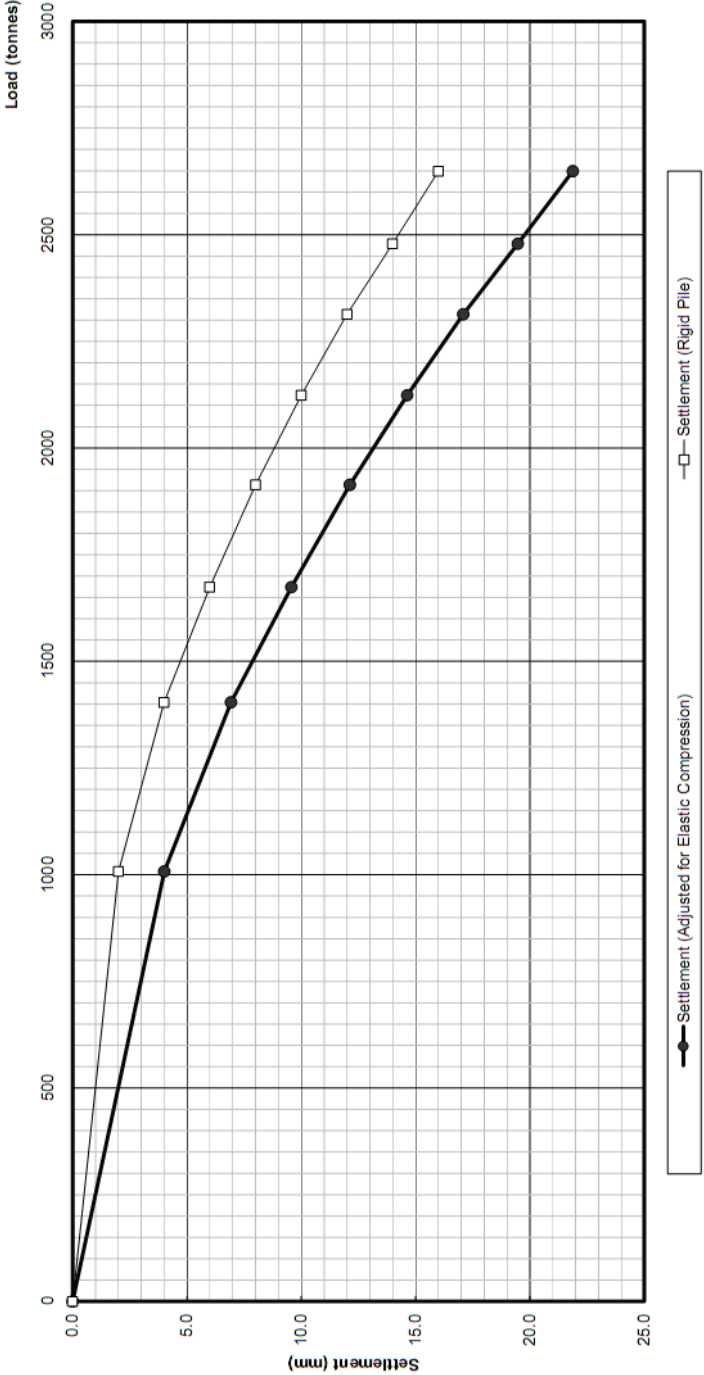


FIGURE 1 – Schematic Section of non working Barrette

Ulker Arena Ve Alpella Gencilik Sehri Projesi, Turkey
Bidirectional Static Load Test on Barette.
Tested on 19th November 2009
CHART 1 - Load-Movement Plot



Ulker Arena Ve Alpella Gencilik Sehri Projesi, Turkey
Bidirectional Static Load Test on Barettte.
Tested on 19th November 2009
CHART 2 - Equivalent Top Load vs Settlement Chart



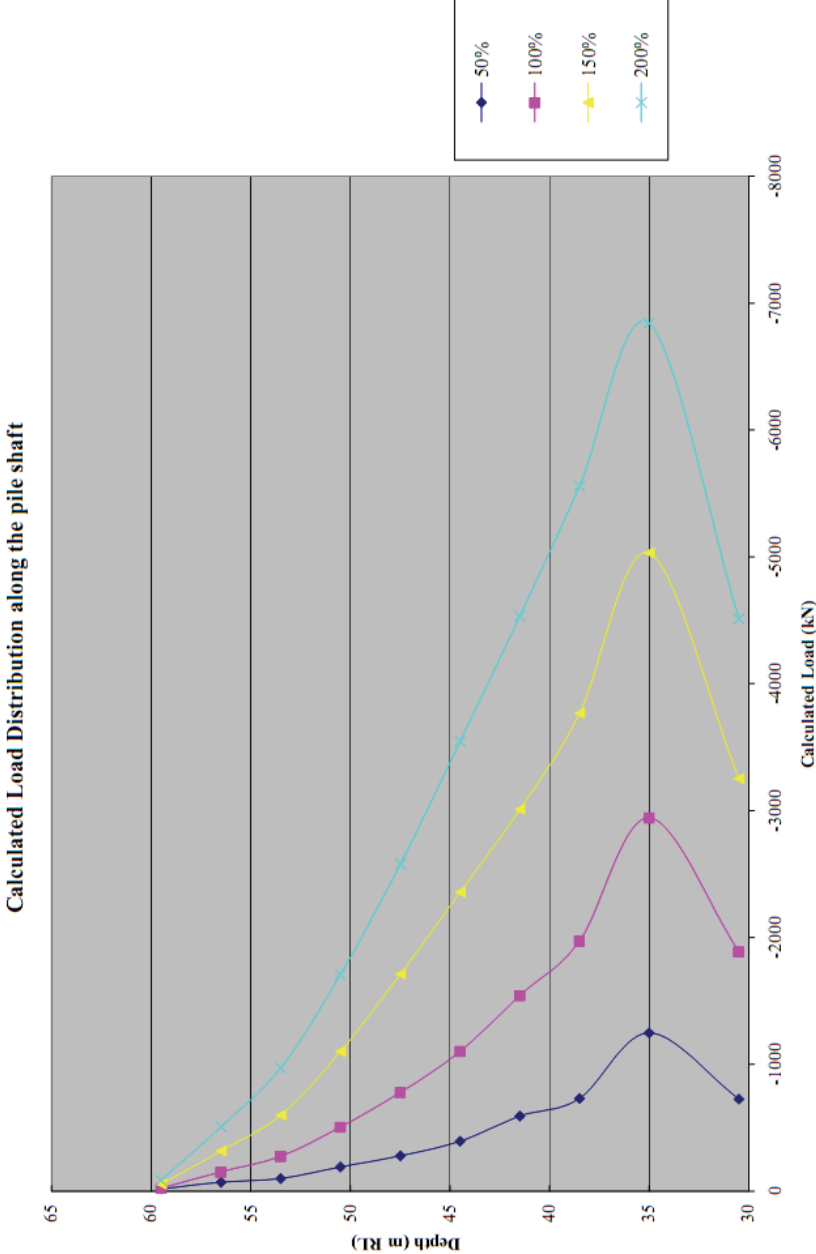


CHART 3 – CALCULATED LOAD DISTRIBUTION CURVES

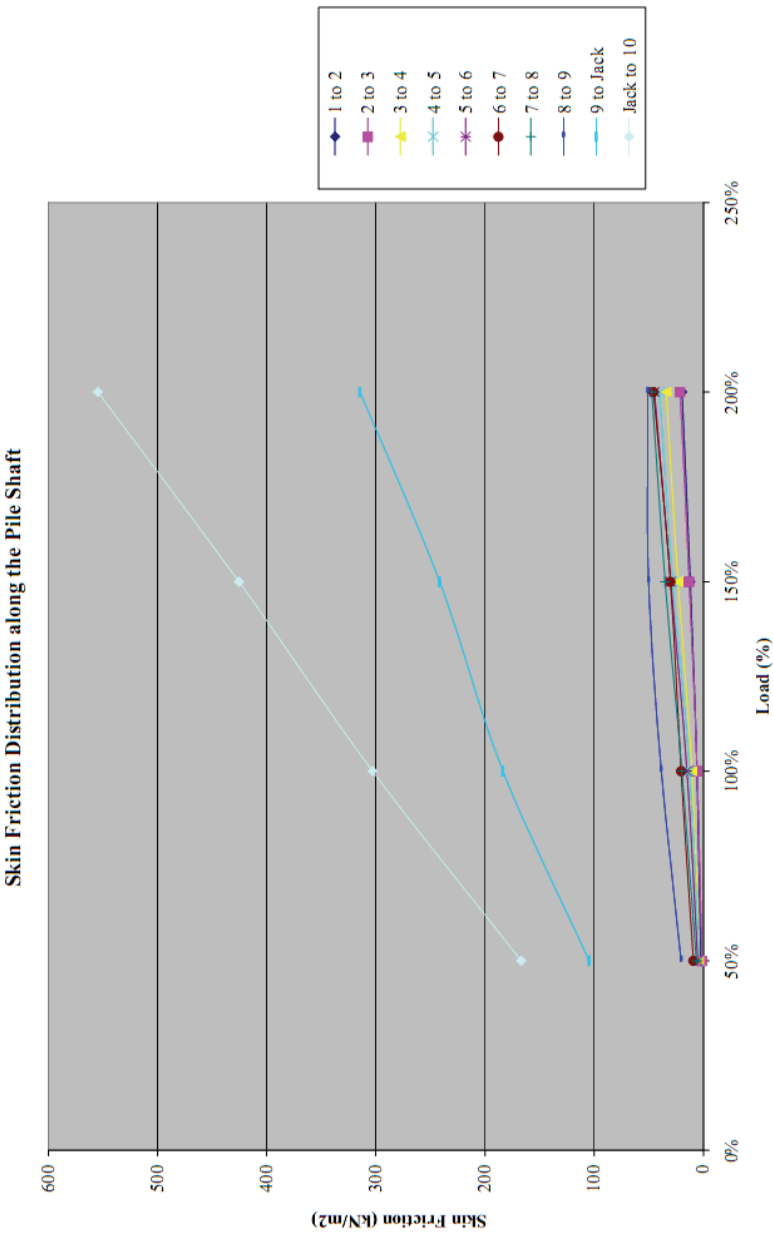


CHART 4 – MOBILISED UNIT SHAFT FRICTION CURVES

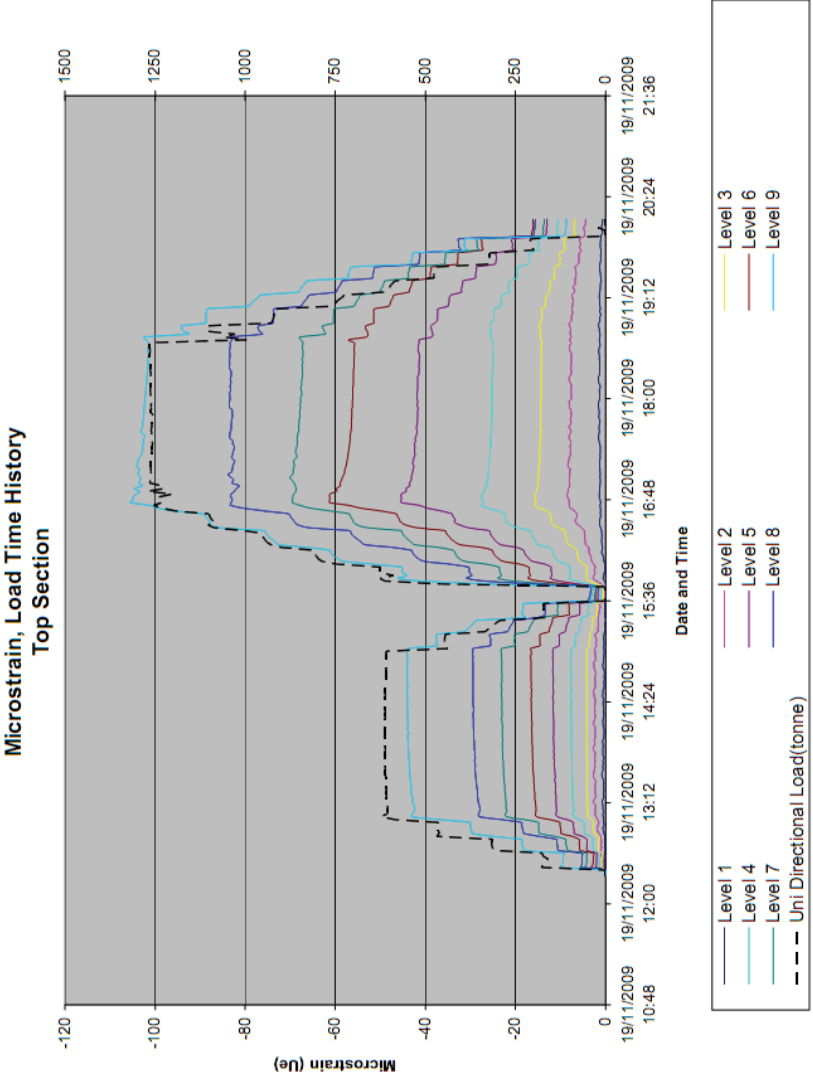


CHART 5A – MICROSTRAIN DISTRIBUTION ON THE TOP SECTION

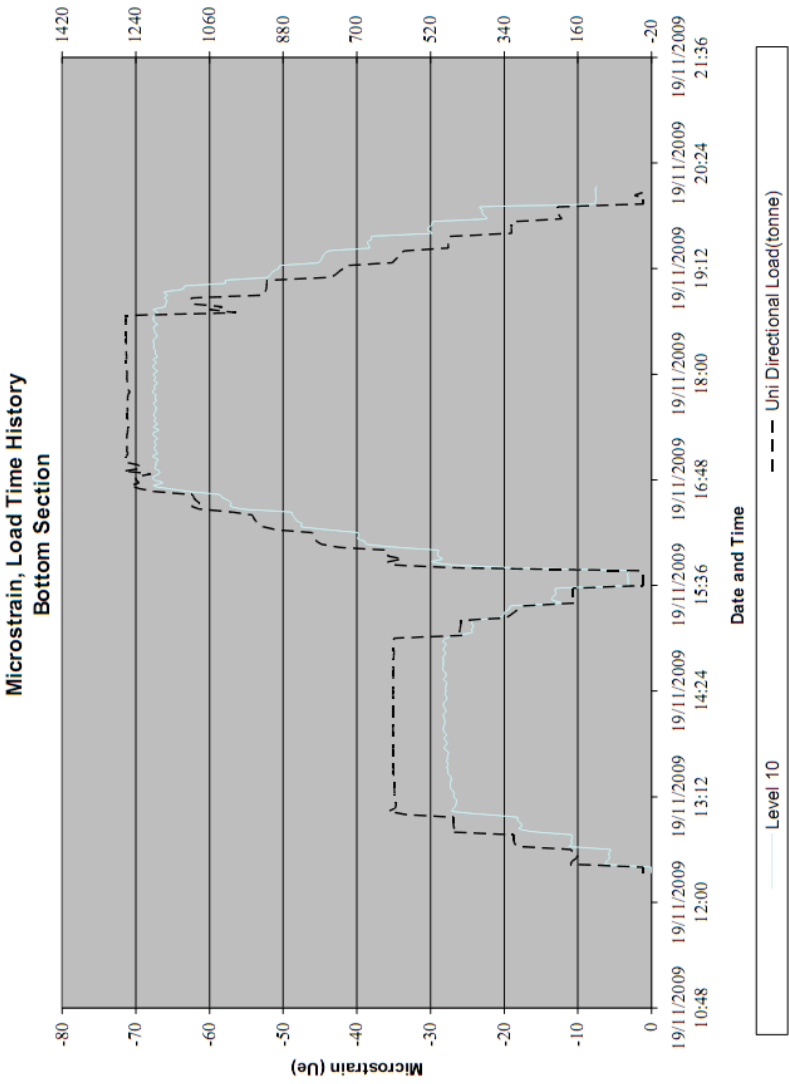


CHART 5B – MICROSTRAIN DISTRIBUTION ON THE BOTTOM SECTION

APPENDIX A

Field Data and Data Reduction

- Strain at Respective Strain Gauge Levels Table

Microstrain At Different Levels				
Level(m RL)	(6250 KN)	(12500 KN)	(18750 KN)	(25000 KN)
	50%	100%	150%	200%
59.50	0	0	-1	-1
56.50	-1	-2	-5	-8
53.50	-1	-4	-9	-15
50.50	-3	-8	-16	-26
47.50	-4	-12	-26	-39
44.50	-6	-17	-35	-53
41.50	-9	-23	-45	-68
38.50	-11	-30	-56	-83
35.00	-19	-44	-75	-103
30.50	-11	-28	-49	-68

- Load at respective Strain Gauge Levels Reading Table

Calculated Loads At Different Levels				
Level(m RL)	(6250 KN)	(12500 KN)	(18750 KN)	(25000 KN)
	50%	100%	150%	200%
	Ec=28kN/mm2			
59.50	-18	-23	-56	-85
56.50	-70	-152	-317	-509
53.50	-100	-275	-599	-971
50.50	-190	-505	-1100	-1707
47.50	-280	-779	-1710	-2578
44.50	-394	-1103	-2357	-3546
41.50	-591	-1543	-3010	-4534
38.50	-730	-1971	-3767	-5558
35.00	-1246	-2943	-5032	-6841
30.50	-726	-1887	-3252	-4512

- Load Transferred Between Levels Table

Level	Load Transferred Between Levels (kN)			
	6250	12500	18750	25000
	50%	100%	150%	200%
	Ec=28kN/mm2			
1 to 2	52	129	260	424
2 to 3	30	123	283	462
3 to 4	90	230	501	736
4 to 5	90	274	611	871
5 to 6	115	324	647	968
6 to 7	197	440	653	987
7 to 8	139	428	757	1024
8 to 9	516	972	1265	1283
9 to Jack	1879	3307	4343	5659
Sum above Jack	3107	6227	9319	12415
Jack to 10	2399	4363	6123	7988
Sum below Jack	2399	4363	6123	7988
Measured Load during Cycle 2	5506	10589	15442	20403

- Percentage of Load Transferred Between Levels Table

Level	Percentage of Applied Load Between Levels (%)			
	(6250 kN)	(12500 kN)	(18750 kN)	(25000 kN)
	50%	100%	150%	200%
	Ec=28kN/mm2			
1 to 2	0.8	1.0	1.4	1.7
2 to 3	0.5	1.0	1.5	1.8
3 to 4	1.4	1.8	2.7	2.9
4 to 5	1.4	2.2	3.3	3.5
5 to 6	1.8	2.6	3.5	3.9
6 to 7	3.2	3.5	3.5	3.9
7 to 8	2.2	3.4	4.0	4.1
8 to 9	8.3	7.8	6.7	5.1
9 to Jack	30.1	26.5	23.2	22.6
Jack to 10	38.4	34.9	32.7	32.0

- Mobilised Unit Shaft Friction Between Levels Table

UNIT SKIN FRICTION (KN/m2)				
Level	(6250 KN)	(12500 KN)	(18750 KN)	(25000 KN)
	50%	100%	150%	200%
	Ec=28kN/mm2			
1 to 2	2	6	12	20
2 to 3	1	6	13	21
3 to 4	4	11	23	34
4 to 5	4	13	28	40
5 to 6	5	15	30	45
6 to 7	9	20	30	46
7 to 8	6	20	35	47
8 to 9	20	39	50	51
9 to Jack	105	184	242	314
Jack to 10	167	303	426	555

APPENDIX B

Calibration Reports



48 Spencer St. Lebanon, N.H. 03766 USA

Vibrating Wire Pressure Transducer Calibration Report

Type: HH Date of Calibration: February 05, 2009
Serial Number: 05-9561 Temperature: 22.7 °C
Pressure Range: 75 MPa †Barometric Pressure: 999.4 mbar
Calibration Instruction: VW Pressure Transducers
Technician: *J. A. M. [Signature]*

Applied Pressure (MPa)	Gage Reading 1st Cycle	Gage Reading 2nd Cycle	Average Gage Reading	Calculated Pressure (Linear)	Error Linear (%FS)	Calculated Pressure (Polynomial)	Error Polynomial (%FS)
0.0	8295	8292	8294	0.150	0.20	-0.018	-0.02
15.0	7450	7448	7449	14.97	-0.04	14.98	-0.03
30.0	6601	6599	6600	29.86	-0.18	29.96	-0.05
45.0	5744	5742	5743	44.90	-0.13	45.00	0.00
60.0	4884	4882	4883	59.99	-0.02	60.00	0.00
75.0	4021	4019	4020	75.13	0.17	74.97	-0.04

(MPa) Linear Gage Factor (G): 0.01755 (MPa/ digit) Regression Zero: 8302

Polynomial Gage Factors: A: -5.851E-08 B: -0.01682 C: 143.57

Thermal Factor (K): 0.03369 (MPa/ °C)

(psi) Linear Gage Factor (G): 2.5428 (psi/ digit)

Polynomial Gage Factors: A: -8.48014E-06 B: -2.4383 C: 20807

Thermal Factor (K): 4.8832 (psi/ °C)

Calculated Pressures: Linear, $P = G(R_0 - R_1) + K(T_1 - T_0) - (S_1 - S_0)^{**}$

Polynomial, $P = AR_1^2 + BR_1 + C + K(T_1 - T_0) - (S_1 - S_0)^{**}$

†Barometric pressures are absolute. Barometric compensation is not required with vented and differential pressure transducers.

Factory Zero Reading:

GK-401 Pos. B or F(R₀): 8288 Temp(T₀): 21.2 °C †Baro(S₀): 989.9 mbar Date: February 11, 2008

*Initial zero readings must be established in the field following the procedures described in the Instruction Manual. If the Polynomial equation is used the field value of C must be calculated by plugging the initial zero reading into the polynomial equation with the value of P set to zero.

The above instrument was found to be in tolerance in all operating ranges.
The above named instrument has been calibrated by comparison with standards traceable to the NIST, in compliance with ANSI Z540-1.
This report shall not be reproduced except in full without written permission of Geokon Inc. 082405A



Straininstall Middle East L.L.C.

P.O.Box 111007

Dubai, U.A.E.

Tel.: 00971 4 8804380

Fax: 00971 4 8804381

E-mail: mshaw@straininstall.ae

The world of load measurement and stress analysis
COWES - BATH - ABERDEEN - TØNSBERG - DUBAI

Calibration of Test and Calibration

All test measurements applied are traceable to National standards

Certificate Number DC1138

Date 12th October 2009

Jack Type : C70018/s
Jack serial no. : 09S-089-0910630
Rated Load : 700 tonne
Applied Pressure: 700.00 bar

Calibration

Calculation method: Linear Regression

Applied Pressure Bar	Measured Load Tonne
0.0	0
100.0	101.00
200.0	203.25
300.0	305.00
400.0	406.50
500.0	506.00
600.0	609.50
700.0	711.50

Conversion Factor = load in tonnes/bar*14.50 = **0.0699** Tonne/PSI

Tonnes = (Conversion Factor) x (pressure Applied)

Notes:

(i) The above calibration uses a linear regression method. The constant shown is ideal for straight line computation, it does not usually agree with the actual no-load reading. For testing purposes the load can be assumed to be zero when the pressure applied is zero.

(ii) Straininstall standard procedures. The procedure complies with similar guidelines used for calibration of load cells, ANZI Z540-1. Traceable to NIST.

Calibration Equipment Used :

Load Cell: Type 6217 1000tonnes compression load cell Cal Cert XD46/134321

Pressure Transducer: Geokon 4500HH- rated at 75MPa Serial No. 05-9558

Approved Signatory:



Date of issue:

Monday 12th October 2009



Straininstall Middle East L.L.C.

P.O.Box 111007

Dubai, U.A.E.

Tel.: 00971 4 8804380

Fax: 00971 4 8804381

E-mail: mshaw@straininstall.ae

The world of load measurement and stress analysis
COWES - BATH - ABERDEEN - TØNSBERG - DUBAI

Calibration of Test and Calibration

All test measurements applied are traceable to National standards

Certificate Number DC1139

Date 12th October 2009

Jack Type : C70018/s
Jack serial no. : 09S-089-0910631
Rated Load : 700 tonne
Applied Pressure: 700.00 bar

Calibration

Calculation method: Linear Regression

Applied Pressure Bar	Measured Load Tonne
0.0	0
100.0	101.50
200.0	203.50
300.0	305.25
400.0	406.25
500.0	506.00
600.0	609.25
700.0	711.75

Conversion Factor = load in tonnes/bar*14.50 = **0.0700** Tonne/PSI

Tonnes = (Conversion Factor) x (pressure Applied)

Notes:

(i) The above calibration uses a linear regression method. The constant shown is ideal for straight line computation, it does not usually agree with the actual no-load reading. For testing purposes the load can be assumed to be zero when the pressure applied is zero.

(ii) Straininstall standard procedures. The procedure complies with similar guidelines used for calibration of load cells, ANZI Z540-1. Traceable to NIST.

Calibration Equipment Used:

Load Cell: Type 6217 1000tonnes compression load cell Cal Cert XD46/134321

Pressure Transducer: Geokon 4500HH- rated at 75MPa Serial No. 05-9558

Approved Signatory:



Date of issue:

Monday 12th October 2009

APPENDIX C

Construction of the Equivalent Top-Loaded Load Settlement Curve

CONSTRUCTION OF THE EQUIVALENT TOP-LOADED LOAD-SETTLEMENT CURVE FROM THE RESULTS OF A BIDIRECTIONAL STATIC LOAD TEST (BDSLT)

Introduction:

BDSLT can provide a good estimate of a curve showing the load versus settlement of a top-loaded driven or bored barrette (drilled shaft) with the following assumptions, which consider good sense and conservative:

1. The end bearing load-movement curve in a top-loaded shaft has the same loads for a given movement as the net (subtract buoyant weight of barrette above hydraulic jack) end bearing load-movement curve developed by the bottom of the hydraulic jack when placed at or near the bottom of the shaft.
2. The side shear load-movement curve in a top-loaded shaft has the same net shear, multiplied by an adjustment factor 'F' for a given downward movement as occurred in the BDSLT for that same movement at the top of the jack in the upward direction. The same applies to the upward movement in a top-loaded tension test. Unless noted otherwise, a factor $F=0.95$ for compression in cohesionless soils and $F=0.80$ for tension tests in all soils is used.
3. The barrette behaves as a rigid body, but include the elastic compressions that are part of the movement data obtained from a bidirectional static load test (BDSLT). Procedure 1 interprets an equivalent top-load test (TLT) movement curve and procedure 2 corrects the effects of the additional elastic compressions in a TLT.
4. The part of the shaft below the hydraulic jack (one or multi level) has the same load-movement behavior as when top-loading the entire shaft. The subsequent 'end bearing movement curve' refers to the movement of the entire length of shaft below the jack.

Procedure 1:

Figure A shows BDSLT results and Figure B shows the construction of equivalent top loaded settlement curve. Each of the curves shown has points numbered from 1 to 12 such that the same point number on each curve has the same movement magnitude.

With the above assumptions, the equivalent curve can be constructed as follows:

Select an arbitrary movement such as the 0.40 inches to give point 4 on the shaft side shear load movement curve in Figure A and record the load of 2,090 tons in shear at that movement. With the initial assumption of a rigid barrette, the top of barrette moves downward the same as the bottom. Therefore, find point 4 with 0.40 inches of upward movement on the end bearing load movement curve and record the corresponding load of 1,060 tons.

Adding these two loads will give the total load of 3,150 tons due to side shear plus end bearing at the same movement and thus gives point 4 on the Figure B load settlement curve for an equivalent top-loaded test.

Procedure 1 can be used to obtain all the points in Figure B up to the component that moved the least at the end of the test, in this case point 5 in side shear.

Suitable hyperbolic curve fitting technique can be used for extrapolation of the side shear curve to produce end bearing movement data up to 12. Some judgment is required for deciding on the maximum number of data points to provide good fit with high correlation coefficient, r^2 . Using the same movement matching procedure described earlier, the equivalent curve to points 6 to 12 can be extended. The dashed line shown in Figure B, signify that this part of the equivalent curve depends partly on extrapolated data.

If the data warrants, the extrapolations of both side shear and end bearing to extend the equivalent curve to a greater movement than the maximum measured (point 12) will be used. An appendix in this report gives the details of the extrapolation(s) used with the present BDSLT and shows the fit with the actual data.

Procedure 2:

The elastic compression in the equivalent top load test always exceeds that in the BDSLT. It produces more top movement and also additional side shear movement, which then generate more side shear, more compression, etc.... An exact solution of this load transfer problem requires knowing the side shear vs. vertical movement (t-y) curves for a large number of barrette length increments and solving the resulting set of simultaneous equations or using finite element or finite difference simulations to obtain an approximate solution for these equations.

The attached analysis P.6 gives the equations for the elastic compressions that occur in the BDSLT with one or two levels of hydraulic jacks. Analysis P.7 gives the equations for the elastic compressions that occur in the equivalent TLT. Both sets of equations do not include the elastic compression below the hydraulic jack because the same compression takes place in both the BDSLT and the TLT. This is equivalent to taking $l_3 = 0$. Subtracting the BDSLT from the TLT compression gives the desired additional elastic compression at the top of the TLT. The additional elastic compression is then added to the 'rigid' equivalent curve obtained from Part I to obtain the final, corrected equivalent load-settlement curve for the TLT on the same barrette as the actual BDSLT.

Note that the above p.6 and p.7 give equations for each of three assumed patterns of developed side shear stress along the barrette. The pattern shown in the center of the three is applicable to any approximate determined side shear distribution. Experience has shown the initial solution for the additional elastic compression, as described above, gives an adequate and slightly conservative (high) estimate of the additional compression versus more sophisticated load-transfer analyses as described in the first paragraph of this Part II.

The analysis p.8 provides an example of calculated results in English units on a hypothetical 1-stage, single level BDSLT using the simplified method in Part II with the centroid of the side shear distribution 44.1% above the base of the hydraulic jack. Figure C compares the corrected with the rigid curve of Figure B. Page 9 contains an example equivalent to that above in SI units.

The final analysis p.10 provides an example of calculated results in English units on a hypothetical 3-stage, multi level BDSLT using the simplified method in Part II with the centroid of the combined upper and middle side shear distribution 44.1% above the base of the bottom hydraulic jack. The individual centroids of the upper and middle side shear distribution lie 39.6% and 57.9% above and below the middle hydraulic jack, respectively. Figure E compares the corrected with the rigid curve. Page II contains an example equivalent to that above in SI units.

Other Tests: The example illustrated in [Figure A](#) has the maximum component movement in end bearing. The procedures remain the same if the maximum test movement occurred in side shear. Then we would have extrapolated end bearing to produce the dashed-line part of the reconstructed top-load settlement curve.

The example illustrated also assumes a barrette top-loaded in compression. For a barrette top-loaded in tension we would, based on Assumptions 2 and 3, use the upward side shear load curve in [Figure A](#), multiplied by the $F = 0.80$ noted in Assumption 2, for the equivalent top-loaded displacement curve.

Expected Accuracy: There are only five series of tests that provide the data needed to make a direct comparison between actual, full scale, top-loaded barrette movement behavior and the equivalent behavior obtained from a BDSLT by the method described herein. These involved three sites in Japan and one in Singapore, in a variety of soils, with three compression tests on bored barrettes (drilled shafts), one compression test on a driven barrette and one tension test on a bored barrette. The largest bored barrette had a 1.2 m diameter and a 37 m length. The driven barrette had a 1-m increment modular construction and a 9 m length. The largest top loading = 28 MN (3,150 tons).

The following references detail the aforementioned Japanese tests and the results therefrom:

Kishida H. *et al.*, 1992, "Barrette Loading Tests at Osaka Amenity Park Project", Paper by Mitsubishi Co., also briefly described in Schmertmann (1993, see bibliography). Compares one drilled shaft in tension and another in compression.

Ogura, H. *et al.*, 1995, "Application of Barrette Toe Load Test to Cast-in-place Concrete Barrette and Precast Barrette", special volume 'Tsuchi-to-Kiso' on Barrette Loading Test, Japanese Geotechnical Society, Vol. 3, No. 5, Ser. No. 448. Original in Japanese. Translated by M.B. Karkee, GEOTOP Corporation. Compares one drilled shaft and one driven barrette, both in compression.

We compared the predicted equivalent and measured top load at three top movements in each of the above four Japanese comparisons. The top movements ranged from ¼ inch (6 mm) to 40 mm, depending on the data available.

The (equiv./meas.) ratios of the top load averaged 1.03 in the 15 comparisons with a coefficient of variation of less than 10%. These available comparisons help support the practical validity of the equivalent top load method described herein.

L.S. Peng, A.M. Koon, R. Page and C. W. Lee report the results of a class-A prediction by others of the TLT curve from a BDSLT on a 1.2 m diameter, 37.2 m long bored barrette in Singapore, compared to an adjacent barrette with the same dimensions actually top-loaded by kentledge. They report about a 4% difference in ultimate capacity and less than 8% difference in settlements over the 1.0 to 1.5 times working load range – comparable to the accuracy noted above. Their paper has the title "OSTERBERG CELL TESTING OF BARRETTES", and was published in March 1999 in the Proceedings of the International Conference on Rail Transit, held in Singapore and published by the Association of Consulting Engineers Singapore.

B.H. Fellenius has made several finite element method (FEM) studies of a BDSLT in which he adjusted the parameters to produce good load-deflection matches with the BDSLT up and down load-deflection curve. He then used the same parameters to predict the TLT deflection curve. We compared the FEM-predicted curve with the equivalent load-deflection predicted by the previously described Part I and II procedures, with the results again comparable to the accuracy noted above.

A paper by Fellenius *et. al.* titled “BDSLT and FE Analysis of a 28 m Deep Barrette in Manila, Philippines”, awaiting publication in the ASCE Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, details one of the comparisons.

Limitations: The engineer using these results should judge the conservatism of the aforementioned assumptions and extrapolation(s) before utilizing the results for design purposes. For example, brittle failure behaviour may produce movement curves with abrupt changes in curvature (not hyperbolic). However, the hyperbolic fit method and the assumptions used usually produce reasonable equivalent top load settlement curves.

Feb, 2007

Example of the Construction of an Equivalent Top-Loaded Settlement Curve (Figure B)
From BDSLT Results (Figure A)

Figure A

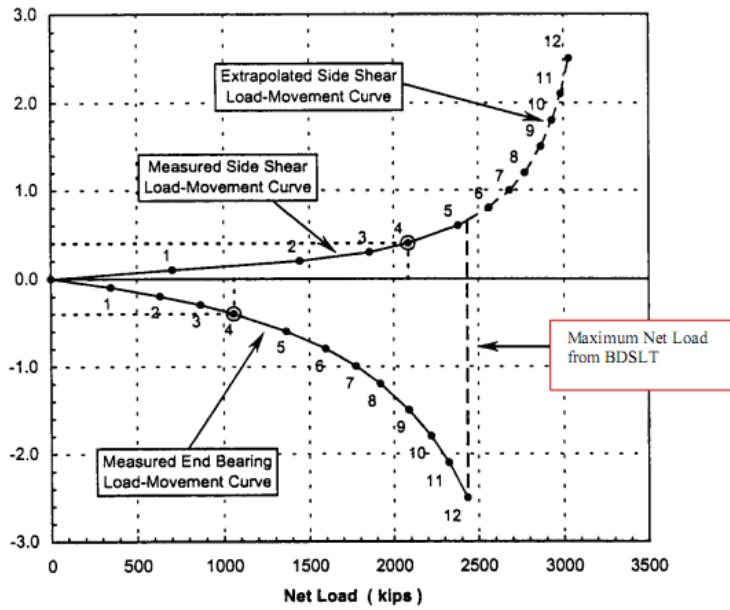
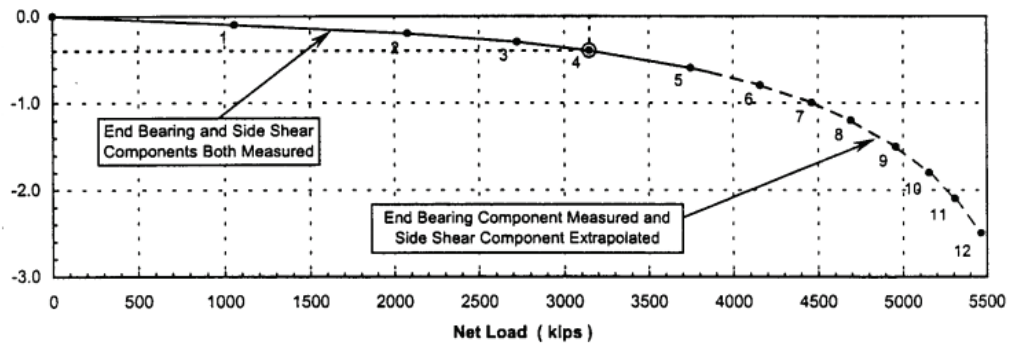
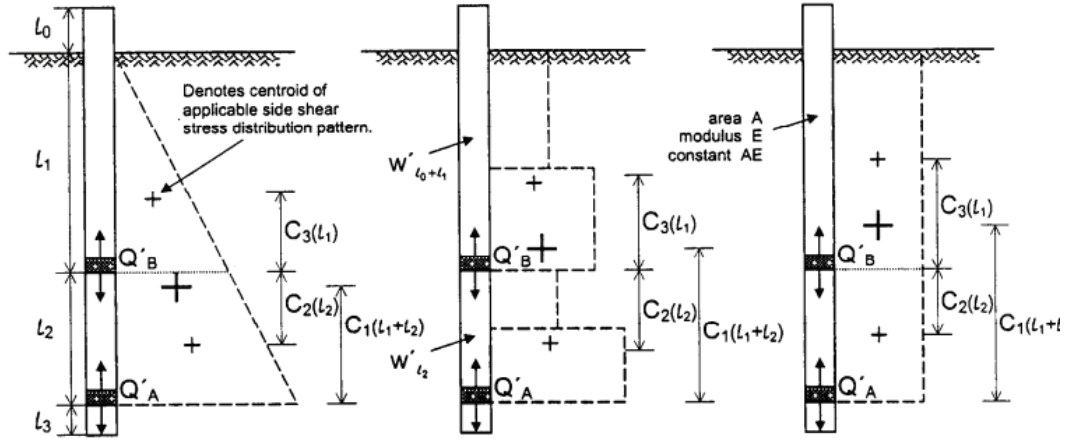


Figure B



Theoretical Elastic Compression in BDSLT Based on Pattern of Development Side Shear Stress



1-Stage Single Level Test (Q'_A only): $\delta_{\text{BDSLT}} = \delta_{\uparrow l_1} + \delta_{\downarrow l_2}$

$C_1 = \frac{1}{3}$	Centroid Factor = C_1	$C_1 = \frac{1}{2}$
$\delta_{\uparrow(l_1+l_2)} = \frac{1}{3} \frac{Q'_{\uparrow A} (l_1 + l_2)}{AE}$	$\delta_{\uparrow(l_1+l_2)} = C_1 \frac{Q'_{\uparrow A} (l_1 + l_2)}{AE}$	$\delta_{\uparrow(l_1+l_2)} = \frac{1}{2} \frac{Q'_{\uparrow A} (l_1 + l_2)}{AE}$

3-Stage Multi Level Test (Q'_A and Q'_B): $\delta_{\text{BDSLT}} = \delta_{\uparrow l_1} + \delta_{\downarrow l_2}$

$C_3 = \frac{1}{3}$	Centroid Factor = C_3	$C_3 = \frac{1}{2}$
$\delta_{\uparrow l_1} = \frac{1}{3} \frac{Q'_{\uparrow B} l_1}{AE}$	$\delta_{\uparrow l_1} = C_3 \frac{Q'_{\uparrow B} l_1}{AE}$	$\delta_{\uparrow l_1} = \frac{1}{3} \frac{Q'_{\uparrow B} l_1}{AE}$
$C_2 = \frac{1}{3} \left(\frac{3l_1 + 2l_2}{2l_1 + l_2} \right)$	Centroid Factor = C_2	$C_2 = \frac{1}{2}$
$\delta_{\downarrow l_2} = \frac{1}{3} \left(\frac{3l_1 + 2l_2}{2l_1 + l_2} \right) \frac{Q'_{\downarrow B} l_2}{AE}$	$\delta_{\downarrow l_2} = C_2 \frac{Q'_{\downarrow B} l_2}{AE}$	$\delta_{\downarrow l_2} = \frac{1}{2} \frac{Q'_{\downarrow B} l_2}{AE}$

Net Loads:

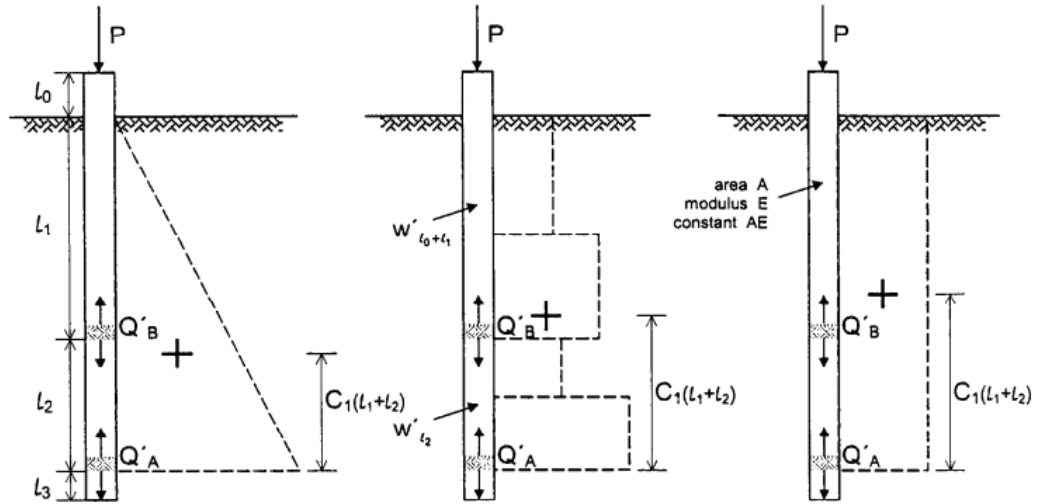
$$Q'_{\uparrow A} = Q_{\uparrow A} - w'_{l_0+l_1+l_2}$$

$$Q'_{\uparrow B} = Q_{\uparrow B} - w'_{l_0+l_1}$$

$$Q'_{\downarrow B} = Q_{\downarrow B} + w'_{l_2}$$

w' = pile weight, bouyant where below water table

**Theoretical Elastic Compression in Top Loaded Test
Based on Pattern of Development Side Shear Stress**



Top Loaded Test: $\delta_{TLT} = \delta_{\downarrow l_0} + \delta_{\downarrow l_1 + l_2}$

$\delta_{\downarrow l_0} = \frac{Pl_0}{AE}$	$\delta_{\downarrow l_0} = \frac{Pl_0}{AE}$	$\delta_{\downarrow l_0} = \frac{Pl_0}{AE}$
$C_1 = \frac{1}{3}$	Centroid Factor = C_1	$C_1 = \frac{1}{2}$
$\delta_{\downarrow l_1 + l_2} = \frac{(Q'_{\downarrow A} + 2P)(l_2 + l_1)}{3AE}$	$\delta_{\downarrow l_1 + l_2} = \frac{[(C_1)Q'_{\downarrow A} + (1 - C_1)P](l_1 + l_2)}{AE}$	$\delta_{\downarrow l_1 + l_2} = \frac{(Q'_{\downarrow A} + P)(l_1 + l_2)}{2AE}$

Net and Equivalent Loads:

$$Q'_{\downarrow A} = Q_{\downarrow A} - w'_{l_0 + l_1 + l_2}$$

$$P_{\text{single}} = Q'_{\downarrow A} + Q'_{\uparrow A}$$

$$P_{\text{multi}} = Q'_{\downarrow A} + Q'_{\uparrow B} + Q'_{\downarrow B}$$

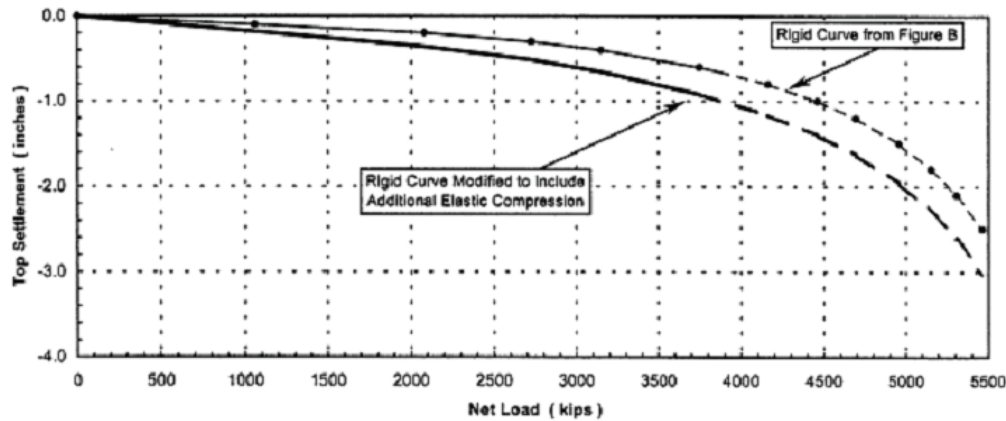
Component loads Q selected at the same ($\pm$) $\Delta_{BDSL.T}$.

Example Calculation for the Additional Elastic Compression Correction for Single Level Test (English Units)

Given: $C_1 = 0.441$
 $AE = 3820000$ kips (assumed constant throughout test)
 $t_0 = 5.9$ ft
 $t_1 = 48.2$ ft (embedded length of shaft above hydraulic jack)
 $t_2 = 0.0$ ft
 $t_3 = 0.0$ ft
Shear reduction factor = 1.00 (cohesive soil)

$\Delta_{BDSL.T}$ (mm)	Q'_{1A} (MN)	Q'_{1B} (MN)	Q'_{1B} (MN)	P (MN)	δ_{TLT} (mm)	$\delta_{BDSL.T}$ (mm)	$\Delta_{BDSL.T} + \Delta_s$ (mm)
0.000	0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
0.100	352	706	1058	0.133	0.047	0.086	0.186
0.200	635	1445	2080	0.257	0.096	0.160	0.360
0.300	867	1858	2725	0.339	0.124	0.215	0.515
0.400	1061	2088	3149	0.396	0.139	0.256	0.656
0.600	1367	2382	3749	0.478	0.159	0.319	0.919
0.800	1597	2563	4160	0.536	0.171	0.365	1.165
1.000	1777	2685	4462	0.579	0.179	0.400	1.400
1.200	1921	2773	4694	0.613	0.185	0.427	1.627
1.500	2091	2867	4958	0.651	0.191	0.460	1.960
1.800	2221	2933	5155	0.680	0.196	0.484	2.284
2.100	2325	2983	5308	0.703	0.199	0.504	2.604
2.500	2434	3032	5466	0.726	0.202	0.524	3.024

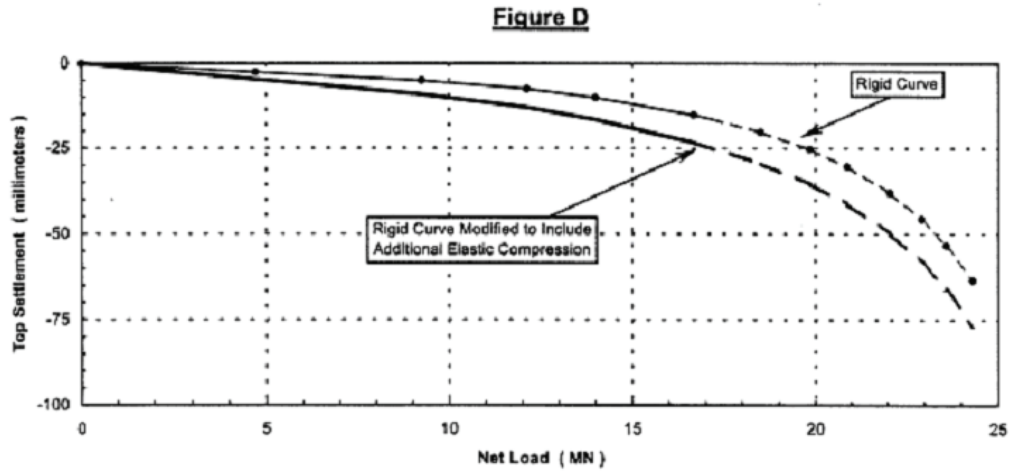
Figure C



Example Calculation for the Additional Elastic Compression Correction for Single Level Test (SI Units)

Given: $C_1 = 0.441$
 $AE = 17000$ MN (assumed constant throughout test)
 $\ell_0 = 1.80$ m
 $\ell_1 = 14.69$ m (embedded length of shaft above hydraulic jack)
 $\ell_2 = 0.00$ m
 $\ell_3 = 0.00$ m
Shear reduction factor = 1.00 (cohesive soil)

$\Delta_{BDSL.T}$ (mm)	Q'_{1A} (MN)	Q'_{1B} (MN)	Q'_{1B} (MN)	P (MN)	δ_{TLT} (mm)	$\delta_{BDSL.T}$ (mm)	$\Delta_{BDSL.T} + \Delta_s$ (mm)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.54	1.57	3.14	4.71	3.37	1.20	2.17	4.71
5.08	2.82	6.43	9.25	6.52	2.45	4.07	9.15
7.62	3.86	8.27	12.12	8.61	3.15	5.46	13.08
10.16	4.72	9.29	14.01	10.05	3.54	6.51	16.67
15.24	6.08	10.60	16.68	12.14	4.04	8.10	23.34
20.32	7.11	11.40	18.50	13.60	4.34	9.26	29.58
25.40	7.90	11.94	19.85	14.70	4.55	10.15	35.55
30.48	8.55	12.33	20.88	15.55	4.70	10.85	41.33
38.10	9.30	12.75	22.05	16.53	4.86	11.67	49.77
45.72	9.88	13.05	22.93	17.27	4.97	12.29	58.01
53.34	10.34	13.27	23.61	17.84	5.06	12.79	66.13
63.50	10.83	13.48	24.31	18.44	5.14	13.30	76.80

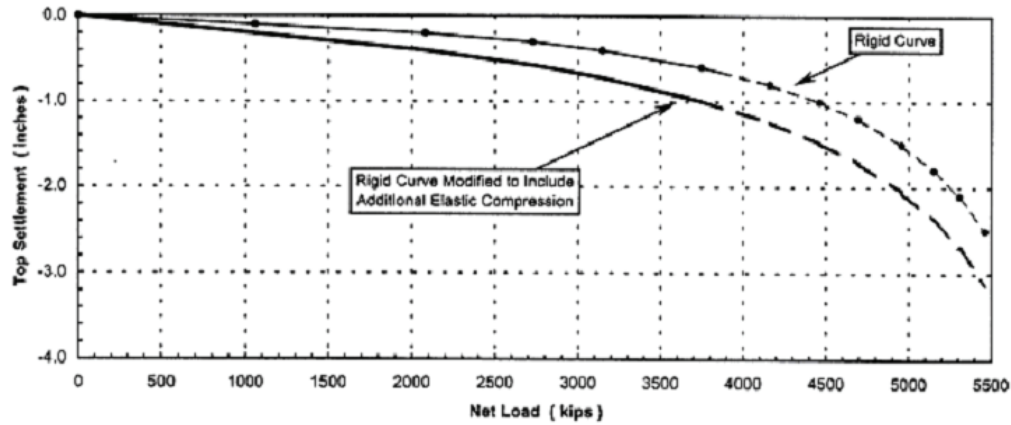


Example Calculation for the Additional Elastic Compression Correction for Multi Level Test (English Units)

Given: $C_1 = 0.441$
 $C_2 = 0.579$
 $C_3 = 0.396$
 $AE = 3820000$ kips (assumed constant throughout test)
 $l_0 = 5.9$ ft
 $l_1 = 30.0$ ft (embedded length of shaft above mid-jack)
 $l_2 = 18.2$ ft (embedded length of shaft between hydraulic jack)
 $l_3 = 0.0$ ft
Shear reduction factor = 1.00 (cohesive soil)

Δ_{BDSLT} (mm)	Q'_{1A} (MN)	Q'_{1B} (MN)	Q'_{1B} (MN)	P (MN)	δ_{TLT} (mm)	δ_{BDSLT} (mm)	Δ_s (mm)	$\Delta_{BDSLT} + \Delta_s$ (mm)
0.000	0	0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
0.100	352	247	459	1058	0.133	0.025	0.107	0.207
0.200	635	506	939	2080	0.257	0.052	0.205	0.405
0.300	867	650	1208	2725	0.339	0.067	0.272	0.572
0.400	1061	731	1357	3149	0.396	0.075	0.321	0.721
0.600	1367	834	1548	3749	0.478	0.085	0.393	0.993
0.800	1597	897	1666	4160	0.536	0.092	0.444	1.244
1.000	1777	940	1745	4462	0.579	0.096	0.483	1.483
1.200	1921	971	1802	4694	0.613	0.099	0.513	1.713
1.500	2091	1003	1864	4958	0.651	0.103	0.548	2.048
1.800	2221	1027	1907	5155	0.680	0.105	0.575	2.375
2.100	2325	1044	1939	5308	0.703	0.107	0.596	2.696
2.500	2434	1061	1971	5466	0.726	0.109	0.618	3.118

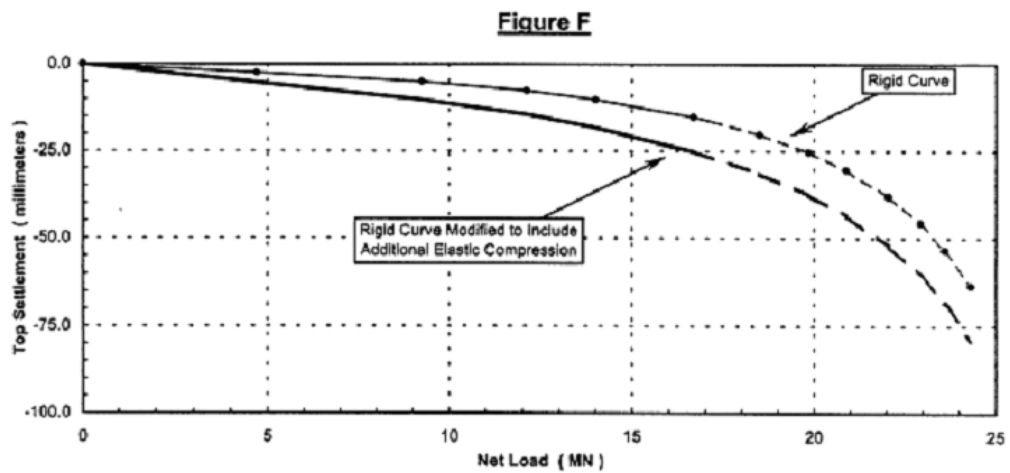
Figure E



Example Calculation for the Additional Elastic Compression Correction for
Multi Level Test (SI Units)

Given: $C_1 = 0.441$
 $C_2 = 0.579$
 $C_3 = 0.396$
 $AE = 17000$ MN (assumed constant throughout test)
 $l_0 = 1.80$ m
 $l_1 = 9.14$ m (embedded length of shaft above mid-jack)
 $l_2 = 5.55$ m (embedded length of shaft between hydraulic jack)
 $l_3 = 0.00$ m
Shear reduction factor = 1.00 (cohesive soil)

$\Delta_{BDSL.T}$ (mm)	Q'_{1A} (MN)	Q'_{1B} (MN)	Q'_{1B} (MN)	P (MN)	δ_{ILT} (mm)	$\delta_{BDSL.T}$ (mm)	Δ_s (mm)	$\Delta_{BDSL.T} + \Delta_s$ (mm)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.54	1.57	1.10	2.04	4.71	3.37	0.64	2.73	5.27
5.08	2.82	2.25	4.18	9.25	6.52	1.31	5.21	10.29
7.62	3.86	2.89	5.37	12.12	8.61	1.69	6.92	14.54
10.16	4.72	3.25	6.04	14.01	10.05	1.90	8.15	18.31
15.24	6.08	3.71	6.89	16.68	12.14	2.17	9.97	25.21
20.32	7.11	3.99	7.41	18.50	13.60	2.33	11.27	31.59
25.40	7.90	4.18	7.76	19.85	14.70	2.44	12.26	37.66
30.48	8.55	4.32	8.02	20.88	15.55	2.52	13.03	43.51
38.10	9.30	4.46	8.29	22.05	16.53	2.61	13.92	52.02
45.72	9.88	4.57	8.48	22.93	17.27	2.67	14.60	60.32
53.34	10.34	4.64	8.62	23.61	17.84	2.71	15.13	68.47
63.50	10.83	4.72	8.76	24.31	18.44	2.76	15.68	79.18



ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: Kenan YILDIZ

Doğum Yeri ve Tarihi: İstanbul / 1985

Adres: Reşadiye Cad. No:69/E Alemdağ / Çekmeköy / İstanbul

Lisans Üniversitesi: Ege Üniversitesi, 2008