

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**DERİN KAZILARIN İNCELENMESİ VE DERİN KAZI UYGULAMASI
ÜZERİNE BİR ÖRNEK:
HARBİYE KONGRE MERKEZİ DERİN TEMEL KAZISI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Mustafa DAYIOĞLU**

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği.

OCAK 2010

**DERİN KAZILARIN İNCELENMESİ VE DERİN KAZI UYGULAMASI
ÜZERİNE BİR ÖRNEK:
HARBİYE KONGRE MERKEZİ DERİN TEMEL KAZISI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Mustafa DAYIOĞLU
501071312**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 25 Aralık 2009
Tezin Savunulduğu Tarih : 28 Ocak 2010**

**Tez Danışmanı : Prof. Dr. Ahmet SAĞLAMER (İTÜ)
Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Mete İNCECİK (İTÜ)
Doç. Dr. Mehmet BERİLGİN (YTÜ)**

OCAK 2010

Babama,

ÖNSÖZ

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği üzerine yüksek lisans yapmam konusunda beni teşvik eden ve yönlendiren, engin bilgi ve tecrübesinden her zaman yararlandığım, tez danışmanım, Sn. Prof. Dr. Ahmet SAĞLAMER'e; tez çalışmamda raporlarından faydalandığım, mesleki gelişimimde büyük katkı ve desteği bulunan ENAR Mühendislik Mimarlık ve Danışmanlık LTD. ŞTİ. çalışanlarına; hayatımın her döneminde maddi ve manevi desteğini esirgemeyen aile bireylerime; ilk çizdiğim çizgiden tez çalışmamamın son noktasına kadar eğitim ve öğretim hayatımla yakından ilgilenen, bu günlere gelmemde büyük pay sahibi sevgili babam Kadir DAYIOĞLU'na saygılarımı sunar en içten dileklerle teşekkür ederim.

Ocak 2010

Mustafa DAYIOĞLU

İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	v
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xiii
ŞEKİL LİSTESİ.....	xv
SEMBOL LİSTESİ.....	xix
ÖZET.....	xxi
SUMMARY	xxiii
1. GİRİŞ	1
2. DERİN KAZILARA GENEL BAKIŞ.....	3
2.1 Derin Kazıların Getirisi	3
2.1.1 Kat avantajı	3
2.1.2 Yapı zemin etkileşimine olumlu katkısı.....	3
2.1.3 Kazı malzemesinin kullanılması	4
2.1.4 Tünel inşaatları için şaft oluşturulması	4
2.1.5 Sanayi tesisleri içinde havuz inşası	4
2.1.6 Kuru Havuz inşası	4
2.2 Derin Kazıların Götürüsü	5
2.2.1 Çevre yapıları ve alt yapı tesislerine olumsuz etkisi	5
2.2.2 Maliyet	5
2.2.3 Zaman kaybı.....	6
2.2.4 Gürültü ve kirlilik.....	6
2.3 Derin Kazıların Projelendirilmesi ve Uygulanmasındaki Safhalar	6
2.3.1 Topoğrafik çalışmalar	6
2.3.2 Kazı içinde inşa edilecek yapının mimari özelliklerinin incelenmesi.....	7
2.3.3 Zemin incelemeleri	7
2.3.4 Komşu bina ve alt yapı tesisleri ile ilgili çalışmalar	7
2.3.5 Projelendirme	8
2.3.6 Fizibilite	8
2.3.7 İksa uygulaması.....	8
2.3.8 Hafriyat çalışmaları.....	9
2.3.9 Gözlem	9
2.4 Ülkemizde Yapılan Derin Kazılardan Örnekler	10
2.4.1 Anthill Rezidans derin temel kazısı	10
2.4.2 Trump Towers derin temel kazısı	11
2.4.3 212 İstanbul AVM derin temel kazısı	12
2.4.4 Çolakoğlu Metalurji A.Ş. Dilovası Demir ve Çelik Tesisleri Tufal Havuzu	13
2.4.5 Harbiye Kongre Merkezi derin temel kazısı	14
3. DERİN KAZILAR İÇİN ZEMİN İNCELEMELERİ	17
3.1 Arazi Çalışmaları.....	18
3.1.1 Sondajlar ve zemin numunesi alınması.....	18
3.1.1.1 Burgulu sondaj	19
3.1.1.2 Yıkamalı sondaj	19

3.1.1.3 Dönel (Rotary) sondaj	20
3.1.1.4 Darbeli sondaj	20
3.1.1.5 Zeminden numune alınması	21
3.1.2 Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)	23
3.1.3 Koni Penetrasyon Deneyi (CPT)	25
3.1.4 Presiometre Deneyi (MPT)	27
3.1.5 Jeofizik inceleme	30
3.1.6 Yer altı su seviyesinin tespit edilmesi	31
3.2 Laboratuvar Çalışmaları	31
4. DERİN KAZILARDA İKSA SİSTEMLERİNE ETKİYEN YÜKLER.....	33
4.1 Yanal Toprak Basınçları	33
4.1.1 Sükunetteki yanal toprak basıncı	33
4.1.2 Aktif yanal toprak basıncı	34
4.1.3 Pasif yanal toprak basıncı	37
4.2 Klasik Yanal Toprak Basıncı Teorileri	39
4.2.1 Rankine Teorisi	39
4.2.2 Coulomb Teorisi	40
4.3 Çok Destekli Sistemlerde Yanal Toprak Basıncı Teorileri	42
4.4 Sürşarj Yükleri	50
4.5 Su Kuvvetleri	52
4.6 Deprem Etkisi İle Oluşan Kuvvetler	53
4.6.1 Yanal toprak basıncı değişimi	54
4.6.2 Destekleyici sistemin eylemsizlik kuvveti	56
4.6.3 Hidrodinamik kuvvetler	57
5. DERİN KAZI SİSTEMLERİNDE YAPISAL DESTEK ELEMANLARI	59
5.1 Düşey Yapısal Destek Elemanlar	59
5.1.1 Keson kuyu perdeler	59
5.1.2 Diyafram duvarlar	60
5.1.3 Aç-Kapa (kademeli) betonarme perdeler	66
5.1.4 Fore kazıklar	68
5.1.4.1 Aralıklı ve teğet fore kazıkların imalat aşamaları	70
5.1.4.2 Kesişen fore kazıkların imalat aşamaları	72
5.1.4.3 Fore kazıkların avantajları ve dezavantajları	74
5.1.4.4 Fore kazık imalatı ile ilgili sorular ve standartlardaki cevaplar	75
5.1.5 Mini kazıklar	79
5.1.6 Püskürtme betonlu kaplamalar	82
5.2.1 Ankrajlar	85
5.2.1.1 Ankraj malzemeleri ve özellikleri	85
5.2.1.2 Ankraj dizayn esasları	88
5.2.1.3 Ankraj imalatı	95
5.2.1.4 Ankraj yük deneyleri	99
5.2.1.5 Ankrajlı sistemlerdeki yenilme şekilleri	104
5.2.2 Zemin çivileri	111
5.2.2.1 Dizayn esasları	111
5.2.2.2 Zemin çivisi imalatı	115
5.2.2.3 Zemin çivisi yükleme deneyleri	120
5.2.2.4 Deplasmanlar ve yenilme şekilleri	126
5.2.3 Boru Destekler	129
5.2.3.1 Dizayn esasları	131
5.2.3.2 Boru desteklerin yerleştirilmesi	133

5.2.3.3 Kazı yapılması ve kazı malzemesini dışarı çıkarılması	138
6. HARBİYE KONGRE MERKEZİ DERİN TEMEL KAZISI.....	141
6.1 Genel Jeoloji ve Zemin Özellikleri	141
6.1.1 Saha araştırmaları.....	142
6.1.2 Laboratuvar deneyleri	143
6.1.3 Zemin ve kaya profili	144
6.2 Projelendirmeyi ve Uygulamayı Etkileyen Önemli Dış Etmenler	146
6.2.1 Zaman kısıtlamaları.....	146
6.2.2 Şehir içindeki konum	147
6.2.3 Harbiye Kongre Merkezi'nin mimari gereksinimleri	147
6.2.4 Sahadaki eski otopark kazısının kalıntıları	148
6.2.5 Yoğun alt yapı ağı	148
6.3 İksa Projeleri ve Uygulama Esnasındaki Revizyonlar	148
6.3.1 Kazı ve imalat öncesi proje	148
6.3.2 Kazı-imalat ve proje revizyonları	151
6.3.3 Nihai projenin uygulanması ve kazının tamamlanması	166
6.3.4 Aç-Kapa tünel projesi ve inşası	168
6.4 Aletsel Gözlemler	172
6.4.1 Kullanılan aletsel gözlem teknikleri	172
6.4.2 Aletsel gözlemlerle ilgili yorumlar	176
7. SONUÇLAR	181
KAYNAKLAR	185
EKLER.....	189

KISALTMALAR

ASTM	: American Standards of Testing Methods
BÇ	: Beton Çeliği
BS	: British Standards
CFA	: Continuous Flight Auger
CPT	: Koni Penetrasyon Deneyi
DL	: Dizayn Yüğü
DTH	: Down The Hole Hammer
DTL	: Dizayn Test Yüğü
F_s	: Güvenlik Katsayısı
MPT	: Menard Presiometre Deneyi
RQD	: Kaya Kalitesi Değeri
SCR	: Silindirik Karot Yüzdesi
SPT	: Standart Penetrasyon Deneyi
TCR	: Toplam Karot Yüzdesi
TS	: Türk Standartları

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 3.1 : Sondaj türleri ve numune alma arasındaki ilişki (Bowles, 1997).....	19
Çizelge 3.2 : RQD Sınıflaması (Deer, 1964)	23
Çizelge 3.3 : N_{30} , Relatif Sıkılık ve ϕ arasındaki ilişki (Terzaghi ve diğerleri, 1996).....	24
Çizelge 3.4 : N_{30} , Kıvam ve q_u arasındaki ilişki (Terzaghi ve diğerleri, 1996).....	24
Çizelge 3.5 : Relatif Sıkılık ile Koni Uç Direnci q_c arasındaki ilişki (Schmertmann, 1978)	27
Çizelge 3.6 : Kıvam ile Koni Uç Direnci q_c arasındaki ilişki	27
Çizelge 3.7 : P_L^* , E_m , Zemin Kıvamı ve c_u bağıntıları (Baguelin ve diğerleri, 1978)	29
Çizelge 3.8 : P_L^* , E_m , Relatif Sıkılık ve SPT N_{30} bağıntıları (Baguelin ve diğerleri, 1978)	29
Çizelge 4.1 : Farklı zemin türlerinde aktif durumun oluşması için gereken yatay hareket (CGS, 1992)	36
Çizelge 4.2 : Farklı zemin türlerinde pasif durumun oluşması için gereken yatay hareket (CGS, 1992)	39
Çizelge 5.1 : Diyafram duvar imalatı esnasında olması gereken bentonit özellikleri (TS EN 1538, 2001)	66
Çizelge 5.2 : Fore kazık beton özellikleri	76
Çizelge 5.3 : Bentonit özellikleri	76
Çizelge 5.4 : Fore kazık için en az boyuna donatı alanı	77
Çizelge 5.5 : Zemin ile sertleşmiş enjeksiyon arasında oluşan aderans kuvvetinin tahmini değerleri (FHWA-IF-99-015, 1999)	93
Çizelge 5.6 : Kaya ile sertleşmiş enjeksiyon arasında oluşan aderans kuvvetinin tahmini değeri (FHWA-IF-99-015, 1999)	93
Çizelge 5.7 : Farklı zeminlerdeki adezyon gerilmeleri (FHWA0-IF-03-017, 2003)	114
Çizelge 5.8 : Zemin çivili sistemlerde deplasman toleransları (FHWA0-IF-03-017, 2003)	127
Çizelge 5.9 : Boru profilin özellikleri (Borusan Mannesmann, 2007)	130
Çizelge 5.10 : HE900A profilin özellikleri (Euronorm 53-62)	130
Çizelge 6.1 : Zemin Araştırma Sondajları ile ilgili Genel Bilgiler (Enar, 2007 a)..	143
Çizelge 6.2 : Nokta Yük Direnci Deneyi Sonuçları (Enar, 2007 a)	144
Çizelge 6.3 : Dolgu Tabakası Mühendislik Parametreleri (Enar, 2007 a).....	144
Çizelge 6.4 : Trakya Formasyonuna ait Mühendislik Parametreleri (Enar, 2007 a).....	144
Çizelge 6.5 : Grafitik Şiste ait Mühendislik Parametreleri (Enar, 2008 b).....	145
Çizelge D.1 : Hesap özet tablosu I-I kesiti	215
Çizelge D.1 : Hesap özet tablosu II-II kesiti.....	216
Çizelge D.1 : Hesap özet tablosu III-III kesiti	217
Çizelge D.1 : Hesap özet tablosu IV-IV kesiti	218
Çizelge D.1 : Hesap özet tablosu V-V kesiti	219

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Anthill Rezidans derin temel kazısı.....	10
Şekil 2.2 : Trump Towers derin temel kazısı.....	11
Şekil 2.3 : 212 İstanbul AVM derin temel kazısı	13
Şekil 2.4 : Çolakoglu Metalurji A.Ş. Dilovası Demir ve Çelik Tesisleri Tufal Havuzu	14
Şekil 2.5 : Harbiye Kongre Merkezi derin temel kazısı	15
Şekil 3.1 : Presiometre Deney Sonucu	28
Şekil 4.1 : Sükünetteki yanal toprak basıncı.....	34
Şekil 4.2 : Aktif durumda Morh-Cloumb yenilme zarfı	35
Şekil 4.3 : Duvar arkasında aktif durum.....	36
Şekil 4.4 : Torak basıncının hareket yönü ve miktarı ile değişimi	37
Şekil 4.5 : Duvar arkası pasif durum	38
Şekil 4.6 : Pasif durumda Morh-Cloumb yenilme zarfı	38
Şekil 4.7 : Destekli ve desteksiz bir duvar arasındaki toprak basıncı farkının basit gösterimi.....	42
Şekil 4.8 : Kazı ve destekleme aşamalarında oluşan toprak basıncı dağılımları	43
Şekil 4.9 : Destekli kazı modeli	44
Şekil 4.10 : 0.24 H kazı yapılması sonucu sistemin davranışı.....	45
Şekil 4.11 : 1. Sıra ankraja ön germe yükü verilmesi ile birlikte sistemin davranışı	46
Şekil 4.12 : 2. Sıra ankraj imalatı için yapılan kazı ile birlikte sistemin davranışı ...	47
Şekil 4.13 : 2. Sıra ankraja ön germe yükü uygulanması ve kazının tamamlanması ile birlikte sistemin davranışı	48
Şekil 4.14 : Terzaghi-Peck 'in önerdiği, destekli sistemlerdeki yanal toprak basıncı dağılımları (Terzaghi ve Peck, 1967).....	49
Şekil 4.15 : Destekli sistemlerde yanal toprak basıncı dağılımı için Tschebotarioff'un önerisi (Tschebotarioff, 1973).....	49
Şekil 4.16 : Ankrajlı duvarlar için NAVFAC önerisi (NAVFAC 1988).....	50
Şekil 4.17 : İksa sistemi arkasında sürşarj yükü oluşturan ekipmanlar	51
Şekil 4.18 : Düzgü yayılı sürşarj yükünün duvara etkimesi	52
Şekil 4.19 : Hidrostatik basıncın duvar üzerinde dağılımı	53
Şekil 5.1 : Kuyu perde çukuru ve ahşap destekleri.....	60
Şekil 5.2 : Freze ünitesi	62
Şekil 5.3 : Kılavuz duvar	63
Şekil 5.4 : Diyafram duvar derz çeşitleri	64
Şekil 5.5 : Aç-Kapa betonarme perde donatısı için uygun olmayan ve olan imalat..	67
Şekil 5.6 : Kazı aynasının büyük ölçüde kaplandığı bir Aç-Kapa betonarme perde.	68
Şekil 5.7 : Kesişen, teğet ve aralıklı fore kazıkların yatay kesitleri (TS 3168 EN 1536, 2001)	69
Şekil 5.8 : Muhafaza borusunun terazi ile kontrol edilmesi	71
Şekil 5.9 : Tremi ile beton dökümü ve taze betonun ağızdan kusturulması.....	72
Şekil 5.10 : Kesişen fore kazık imalatı için kılavuz kalıp	73

Şekil 5.11 : Su/çimento oranı ile enjeksiyonun akmaya karşı gösterdiği direnç ve basınç mukavemeti ilişkisi (FHWA-SA-97-070, 2000).....	81
Şekil 5.12 : Mini kazıklı aç-kapa betonarme perde	82
Şekil 5.13 : Püskürtme betonlu kaplama	84
Şekil 5.14 : Ankraj kafa bölgesi.....	88
Şekil 5.15 : Ankraj yatay aralığının minimum değeri	89
Şekil 5.16 : Alan ve Mafsal metodu	90
Şekil 5.17 : Potansiyel kayma düzlemi hesabına göre ankraj boylarının belirlenmesi	92
Şekil 5.18 : Aderans gerilmelerinin ankraj kök bölgesi boyunca dağılımı (FHWA-IF-99-015, 1999)	94
Şekil 5.19 : Ankraj delgi işlemi	95
Şekil 5.20 : Halatların hazırlanması.....	96
Şekil 5.21 : a. Polietilen köpük ile yalıtım, b. Zift ile yalıtım	97
Şekil 5.22 : Kılavuz enjeksiyon yapılması.....	98
Şekil 5.23 : Ankraj yük deneyi	100
Şekil 5.24 : Düşey deplasman etki mesafesi.....	105
Şekil 5.25 : Ankrajlı sistemlerde yenilme şekilleri.....	106
Şekil 5.26 : Fore kazıkların altının boşaltılması	110
Şekil 5.27 : Zemin çivisinde aktif ve pasif bölgeler	112
Şekil 5.28 : Zemin çivisi boyunca kuvvet ve gerilme dağılımı (FHWA0-IF-03-017, 2003).....	113
Şekil 5.29 : Zemin çivili püskürtme beton kaplamalı duvar.....	116
Şekil 5.30 : Kademe kazısı ve yüzey tesviyesi	116
Şekil 5.31 : İstiflenmiş zemin çivileri.....	117
Şekil 5.32 : Somun sıkıştırılması	119
Şekil 5.33 : Hatalı bir zemin çivisi imalatı	120
Şekil 5.34 : Test çivisi.....	121
Şekil 5.35 : Zemin çivisi yükleme deneyi düzeneği (Enar, 2008 a)	121
Şekil 5.36 : Zemin çivili duvarda deplasman ve etki mesafesi.....	127
Şekil 5.37 : Zemin çivili duvarlarda yenilme şekilleri.....	128
Şekil 5.38 : Alın kaynağı ile birleştirilmiş boru parçaları.....	131
Şekil 5.39 : Boruların yerleşeceği kuşak kirişleri	133
Şekil 5.40 : Kuşak kirişi içerisindeki epoksi filizleri.....	134
Şekil 5.41 : Kuşak kirişi içerisine yerleştirilen çelik plakalar	134
Şekil 5.42 : Borunun yerleşeceği oluk	135
Şekil 5.43 : Boşluğu kama ile alınmış boru destek.....	136
Şekil 5.44 : Boşluğu tamamen kaynakla doldurulmuş boru destek.....	136
Şekil 5.45 : Boru ön yükleme düzeneği (FHWA-RD-75-130, 1976).....	137
Şekil 5.46 : Yük hücresi ve gerilme ölçer yerleştirilmiş boru destek	138
Şekil 5.47 : Boru desteklerin altında kazı yapılması	139
Şekil 5.48 : Boru destekli sistemlerde kazı malzemesini dışarı çıkaran ekipmanlar (a. Sallama kepçe, b. Uzun kollu ekskavatör, c. Kova ile taşıma)	140
Şekil 6.1 : İstanbul Grovağı	143
Şekil 6.2 : Grafitik şist	145
Şekil 6.3 : Özel delgi makinesi	146
Şekil 6.4 : Harbiye Kongre Merkezi'nin şehir içerisindeki konumu ve çevresindeki önemli tesisler	147
Şekil 6.5 : İksa sistemi kesitlerinin ve ilgili oldukları bölgelerin görüldüğü plan... ..	149
Şekil 6.6 : İmalat ve kazı öncesi projenin tip kesiti	151

Şekil 6.7 : Lütfi Kırdar binasının eski otopark kalıntıları.....	153
Şekil 6.8 : Lütfi Kırdar binası altındaki iksa sistemi	153
Şekil 6.9 : Hesaplarda bulunan yatay deplasmanlar (Enar, 2008 c)	154
Şekil 6.10 : Maksimum eğilme momenti (Enar, 2008 c).....	155
Şekil 6.11 : Fore kazıkların istenen boylarda imal edilememesi sonucu yapılan revize projedeki tip kesit	156
Şekil 6.12 : Makaslama zonu.....	158
Şekil 6.13 : İksa sistemindeki deplasman sonucu oluşan yüzey çatlakları.....	159
Şekil 6.14 : Önlem olarak ankraj sıklaştırılması yapılan betonarme perde	160
Şekil 6.15 : Üst sıralarda ilave ankraj imalatı yapacak platformun teşkili için geri dolgu yapılması	161
Şekil 6.16 : Grafitik şistli tabakaların ayrışıp dökülmesi sonucu perde arakasında oluşan boşluklar	162
Şekil 6.17 : Yeni projedeki kesit analizleri (Enar, 2008 b)	163
Şekil 6.18 : Yeni projede hesaplanan maksimum yatay deplasman miktarı (Enar, 2008 b)	164
Şekil 6.19 : Eski projelerdeki II-II kesitinin geçerli olduğu bölgedeki yeni tip kesit	165
Şekil 6.20 : İncelenen tip kesitin nihai hali.....	166
Şekil 6.21 : Kazı ve üst yapı çalışmalarının eş zamanlı yürütülmesi	167
Şekil 6.22 : Tünel tip kesiti.....	169
Şekil 6.23 : Tünel ile Bina Temel Kazısının Komşu Olduğu Bölgedeki Tip Kesit.	170
Şekil 6.24 : Tünel temeli inşası	171
Şekil 6.25 : Tünel perdeleri ve özel kalıplar.....	171
Şekil 6.26 : Sabit reflektör	172
Şekil 6.27 : İnklinometrelerin yerleşimi	173
Şekil 6.28 : Sabit tiltmetre plakası.....	174
Şekil 6.29 : Manyetik oturma kolonu reflektörü (spider magnet)	175
Şekil 6.30 : Çatlak ölçer	175
Şekil 6.31 : Askeri Müze’de yapılan tiltmetre ölçüm sonuçları	178
Şekil 6.32 : Askeri Müze’de yapılan oturma ölçüm sonuçları	179
Şekil 6.33 : Harbiye Ordu Evi Yüksek Blok’u tiltmetre ölçüm sonuçları.....	180
Şekil A.1 : C20 Beton sınıfı için hesaplanan kazık moment kapasiteleri.....	193
Şekil A.2 : C25 Beton sınıfı için hesaplanan kazık moment kapasiteleri.....	194
Şekil A.3 : C30 Beton sınıfı için hesaplanan kazık moment kapasiteleri.....	195
Şekil A.4 : C35 Beton sınıfı için hesaplanan kazık moment kapasiteleri.....	196
Şekil B.1 : Ankraj tip kesiti.....	199
Şekil B.2 : Zemin çivisi tip kesiti	200
Şekil B.3 : Kalıcı ankraj tip kesiti.....	201
Şekil E.1 : 4 numaralı inklinometre sonuçları (ilk ölçüm cihazı ile okumalar)	235
Şekil E.2 : 4 numaralı inklinometre sonuçları (ikinci ölçüm cihazı ile okumalar)..	236
Şekil E.3 : 2 numaralı inklinometre sonuçları	237

SEMBOL LİSTESİ

c_u	: Drenajsız Kayma Mukavemeti
E	: Elastisite Modülü
H	: Kazı Derinliği
I	: Atalet Momenti
K_0	: Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı Katsayısı
K_a	: Aktif Yanal Toprak Basıncı Katsayısı
K_p	: Pasif Yanal Toprak Basıncı Katsayısı
L_{gp}	: Ankraj Germe Payı Boyu
$L_{kök}$	: Ankraj Kök Boyu
L_s	: Ankraj Dizayn Serbest Boyu
L_{sg}	: Görülen Ankraj Serbest Boyu
N_k	: Kritik Burkulma Yüğü
OCR	: Aşırı Konsolidasyon Oranı
P_0	: Arazideki Toplam Yatay Gerilme
P_L	: Limit Basınç
P_L^*	: Net Limit Basınç
W_{el}	: Elastik Mukavemet Momenti
W_{pl}	: Plastik Mukavemet Momenti
β	: Duvar Arkası Zeminin Yatayla Yaptığı Aç
γ	: Birim Hacim Ağırlığı
δ_h	: Yatay Deplasman
δ_v	: Düşey Deplasman
θ	: Duvar Yüzeyinin Yatayla Yaptığı Aç
σ_x'	: Düşey Efektif Gerilme
σ_y'	: Yatay Efektif Gerilme
ϕ'	: Efektif Kayma Mukavemeti Açısı
ϕ	: Kayma Mukavemeti Açısı
ψ	: Sismik Aç

DERİN KAZILARIN İNCELENMESİ VE DERİN KAZI UYGULAMASI ÜZERİNE BİR ÖRNEK: HARBİYE KONGRE MERKEZİ DERİN TEMEL KAZISI

ÖZET

Bir yapı için çeşitli sebeplerden dolayı, yerin altında yapılan derin kazılar, tez çalışmasının temelini oluşturmuştur. İlk olarak, derin kazı tercihini olumlu veya olumsuz etkileyebilecek ana faktörlerden, bir derin kazıda geçilen aşamalardan ve ülkemizdeki birkaç örnekten bahsedilmiştir.

İlk bölümün ardından derin kazının yapılacağı zemim/kaya özelliklerinin belirlenebilmesi için yapılabilecek araştırmalar konu edilmiştir. Zemin araştırmaları çok geniş bir konu olduğundan, özellikle derin kazıya hitap edecek arazi araştırmaları üzerinde durulmuştur.

Derin kazılar için yapılan zemin araştırmalarının ardından, iksa sistemlerine etkiyen yükler incelenmiştir. Bu incelemede destekli kazılarda oluşan toprak basınçları üzerinde yoğunlaşmıştır. Daha sonra, gelen yükleri taşıyacak destek elemanları üzerinde durulmuş; bunlar, düşey ve yatay olarak iki ana başlıkta incelenmiştir. Bunların içerisinde fore kazıklar ve ankrajlar, tezin devamında yer verilen derin temel kazısı örneğinin başlıca destek elemanları oldukları için daha detaylı incelenmişlerdir.

Yukarıda bahsi geçen literatür çalışmalarının ardından, Harbiye Kongre Merkezi derin temel kazısı detaylı bir şekilde incelenmiş; 20 m ila 35 m arasında değişen derinlikteki kazıyı etkileyen dış faktörlerden, iksa projelerinden, kazı esnasında yaşanan problemlerden, proje revizyonlarından ve kazı metodolojilerinden detaylı bir şekilde bahsedilmiştir.

Kazı esnasında oluşan deplasmanlara, bu deplasmanlar sonucu kazı çukuru civarında görülen hareketlere, bu hareketlerin ölçülmesi için kullanılan aletsel gözlem tekniklerine ve ölçüm sonuçlarına değinilmiş, yorumlar yapılmıştır.

Bütün bu incelemelerden çıkarılan sonuçlar değerlendirilmiş ve tez çalışması tamamlanmıştır

INVESTIGATION OF DEEP EXCAVATIONS AND A CASE STUDY ON HARBIYE CONGRESS CENTER DEEP FOUNDATION EXCAVATION

SUMMARY

This thesis is based on deep excavations performed underground for a structure due to several reasons. Firstly, main factors that would affect deep excavation type positively or negatively and a few examples in our country are mentioned.

Afterwards, investigations to determine soil / rock properties where deep excavation would be performed are briefly described. Due to the fact that soil investigations compose a large topic, especially the ones regarding deep excavations are highlighted.

In second chapter, loads acting on shoring systems are investigated. Meanwhile, lateral earth pressures in braced cuts are especially featured. Then, the supporting elements are mentioned, where they are divided into two categories as vertical and horizontal. Especially cast-in place piles and anchorages are deeply examined since they are main elements of the case study that will be described in next chapters.

After literature surveying mentioned above, deep excavation case of Harbiye Congress Center is analysed in detail, external factors that have affected the excavation having a depth of 20 to 35 m, projects of shoring system, problems that have occurred during excavation process, project revisions and excavation methodologies are described in detail.

Displacements that have occurred during excavation, movements that are observed in excavation pit due to displacements, monitoring techniques to measure those movements and measurement results are explained and interpreted.

Conclusions from these investigations are evaluated and the thesis work is completed.

1. GİRİŞ

Geoteknik Mühendisliği'nin temel uğraş alanlarından birisi, doğa ile yapı etkileşimi sonucu oluşabilecek stabilite problemlerine çözüm bulmaktır. Bu, problemler kimi zaman doğal koşullar altında, kimi zaman ise insanların doğaya müdahalesi sonucu oluşabilmektedir. Şevlerin geometrisini değiştirmek, şev kreterlerine yükleme yapmak, hidrolojik dengeyi değiştirmek, tünel inşası, kazı gibi çalışmalar doğal olmayan stabilite problemleri yaratabilecek etmenlere örneklerdir.

Tez çalışmamızın ağırlığını teşkil eden derin kazılar; sağladıkları avantajların yanında, stabilite kayıplarına yol açabilen sonuçları da peşinden getirebilmektedir. Tercih edilmesinde birçok değişkenin etkisi vardır. Ayrıca, getirisi de götürüsü de çok iyi analiz edilmeli, çok iyi hesaplanmalı; sonuçta, uzaman kişiler tarafından fizibilitesi yapılmalıdır. Şüphesiz ki, güvenlik bu planlamaların en başında yer almalıdır. Aksi taktirde, oluşacak bir güvenlik problemi hedeflenenin çok üzerinde maliyetlere, arzu edilmeyen sonuçlara neden olabilir.

Derin kazılarda birinci temel problem, stabilitenin bozulmasına neden olan yüklerin ve kayma düzlemlerinin tayin edilmesidir. Bu nedenle öncelikle zemin özelliklerinin çok iyi belirlenmesi gerekmektedir. Derin kazılarda stabilite genellikle yanal yönden destekli iksa sistemleri ile sağlanmaktadır. İksa sistemlerine etkiyen yüklerin analizi ve stabilite tahkikleri, destekleme şekline göre farklılık göstermektedir. Bu hesaplamalar; çok değişkenli ve karmaşık olmalarına rağmen, birçok araştırmacı tarafından geliştirilen pratik bağıntılar sayesinde daha kolay anlaşılır ve kullanılabilir hale getirilmiştir.

Öncelikle, iksa sistemine etkiyen yüklerin karşılanması ve stabilitenin sağlanması için uygun destek sistemlerinin belirlenmesi ve boyutlandırılması gerekmektedir. Boyutlandırılan iksa elemanlarının inşası ve kazı yapılması derin kazılarda uygulama safhası olarak isimlendirilebilir.

Özellikle şehir içinde yapılan derin kazılar çevresindeki bina, tesis ve altyapılarla oldukça yoğun etkileşim içerisindedir. Derin kazılar yüzünden yaşanan gürültü ve

evre kirliliğinin yanında, komşu binaların stabilitesine zarar verilebilmektedir. Bazen bunlar, yıkıcı veya tahrip edici boyutlara dahi ulaşabilmektedir. Bu nedenle kazı esnasında, evre ile etkileşim çok iyi gözlenmelidir. Bu gözlemler genellikle aletseldir. Aletsel gözlemlerin yanında tecrübeye dayanarak yapılan gözlemler ve yorumlar da birçok problemin oluşmadan önce tespitine ışık tutabilmektedir.

2. DERİN KAZILARA GENEL BAKIŞ

2.1 Derin Kazıların Getirisi

2.1.1 Kat avantajı

İmar mevzuatına göre belirli bölgelerde belirli yükseklikte yapı inşa edilmesine izin verilmektedir. Özellikle büyük şehirlerde inşaat alanlarının daralması, arsa maliyetlerinin veya rantların yüksek olması, kat sınırlamaları gibi nedenlerle derin kazı yapmak ve kat adedini yerin altına doğru artırmak yatırımcılara çekici gelmektedir. Yerin altında olmasında, mimari açıdan bir sakınca bulunmayan otopark, alışveriş merkezi, konferans salonu gibi yapılar için derin kazı yapılarak uygun hacimlerin oluşturulması sıklıkla tercih edilmektedir. Derin kazı sistemlerinin inşasında kullanılan yöntemlerin her geçen gün gelişmesi ile beraber kazı derinlikleri de her geçen gün artmaktadır. Ülkemizde, zemin ve çevre koşulları el verdiği ölçüde, derinliği 50 m'yi bulan kazılar yapılabilmektedir.

2.1.2 Yapı zemin etkileşimine olumlu katkısı

Yapı zemin etkileşimi düşünüldüğünde akla gelen en önemli iki problem bina yapıldıktan sonra oluşan gerilme artışından dolayı zemin taşıma gücünün aşılması ve zeminde oluşan oturmalar. Derin kazı yapılması ile birlikte yapı temelinin oturduğu bölgenin üzerinden önemli büyüklükte bir zemin kütlesi uzaklaştırılmaktadır. Yapıdan gelecek ilave yüklerden dolayı oluşacak yük artışından, kazılan toprağın yükü çıkarıldığında; zemindeki net efektif gerilme artışı daha düşük bir değer olacaktır. Her ne kadar bu hesaplama tarzının dikkate alınmadığı durumlar olsa da, oturma ve taşıma kapasitesi hesaplarında güvenli tarafta kalma açısından katkıda bulunacağı aşıkardır. Buna ilaveten, kazı yapılması ile üst seviyelerdeki zayıf zemin tabakalarının altındaki daha iyi bir zemin tabakasına veya ana kayaya ulaşılabilir. Böylelikle bina temeli daha sağlam tabakalar üzerine oturtulur.

2.1.3 Kazı malzemesinin kullanılması

Derin kazılar sonucu ortaya çıkan kazı malzemesi özellikleri dikkate alınarak, tekrar kullanılabilir. Kaya kalitesinin yüksek olduğu ortamlarda yapılan kazılardan çıkan malzemeler dolgu yapımında kullanılabilir.

2.1.4 Tünel inşaatları için şaft oluşturulması

Şehir içi ulaşım problemini çözme yollarından biri de raylı sistem uygulamalarıdır. Raylı sistemler şehir içerisinden yer üstünden ve yer altından geçebilmektedir. Yer altında inşa edilecek raylı sistemler için tünel kazıları yapılmaktadır. Tünel inşaatına başlanacak kotlar mevcut arazi kotlarından daha düşük olduğu durumlarda tünel inşaatının başlayacağı kota inmek ve bu noktada tünel inşaatı için kullanılacak ekipmanı mobilize etmek gerekmektedir. Bu işlemler için derin tünel şaftları oluşturulmaktadır. Tünel şaftlarının inşası için derin kazı yapılması ve kazıyı destekleyecek iksa sistemleri inşa etmek gerekebilir. Ayrıca yeraltı raylı sistemlerinde kullanılacak istasyonların inşası için iksa sistemleri ile desteklenen derin kazılar yapılmaktadır.

2.1.5 Sanayi tesisleri içinde havuz inşası

Su, birçok sanayi tesisinde farklı amaçlar için kullanılmaktadır. Sulama, arıtma, çökeltme, temizleme, soğutma gibi işlevleri yerine getiren sular, genellikle, yapılan havuzlar içerisinde toplanmaktadır. Tufal havuzu, denizden su alma yapıları, çökeltme havuzları, arıtma havuzları gibi yapıların derinlikleri fazla olabilmektedir. Gerekli hacmin elde edilmesinde geniş alana yayılmak yerine derine inmek tercih edilebilir. Bu nedenle derinliği 20 m'ye varabilen kazılar ve bu kazıları destekleyecek iksa sistemleri yapılmaktadır.

2.1.6 Kuru Havuz inşası

Gemilerin yapım ve onarımı için gereken havuz genellikle deniz seviyesinin altında tesis edilir. Böylelikle imal edilen geminin suya indirilmesi ve/veya bakımı yapılacak bir geminin kuruya alınması, pratikte, havuz ya da “boş hacim” içerisindeki su seviyesinin arttırılıp azaltılması ile yapılmaktadır. Bu boş hacme “kuru havuz” denir. Kuru havuz inşaatları için yapılan derin kazılar, sızdırmazlık özelliği olan iksa sistemleri ile desteklenir.

2.2 Derin Kazıların Götürüsü

2.2.1 Çevre yapılara ve alt yapı tesislerine olumsuz etkisi

Derin kazılar özel bir inşaat mühendisliği uygulaması olmasının yanında birçok riski de beraberinde getirmektedir. Uygulama yapılacak zeminin özellikleri ile yer altı ve yer üstü sularının kazı esnasındaki davranışı çok iyi etüt edilmeli; çevre binaların ve alt yapı tesislerinin yapısal durumu ve kazı sistemi çevresindeki konumu çok iyi incelenmeli ve bu incelemeler hesap yöntemlerine yansımalıdır.

Derin kazıların komşu tesislerle olan etkileşimi iyi irdelenmediği takdirde, yapısal ve yapısal olmayan hasarlar oluşabilmektedir. Bu hasarlardan dolayı alınacak ek tedbirler yüksek maliyetlere sebep olabilecektir. Bu sebeple uygun iksa sistemi seçimi ve iksa sisteminin inşası esnasında kazı tekniğine uygun hareket etmek gerekmektedir. İksa sisteminde oluşan deplasmanların, binalarda oluşan dönme ve oturma hareketlerinin alelolar olarak gözlenmesi gerekmektedir.

Kazı sistemlerinde birçok destek elemanının imalatı için gözle görülemeyen ortamlarda delgiler yapılmaktadır. Bu sebepten dolayı özellikle en üst kazı kademelerinde yatay destek elemanlarının delgisi esnasında alt yapı tesisleri (doğalgaz, kanalizasyon, temiz su, elektrik, telefon hatları vb.) zarar görebilmektedir. Alt yapı tesisinin hizmet seviyesinin yüksek olması ve hasar görmesi halinde çok büyük problemler oluşabilmekte ve bu problemlerin çözümü büyük maliyetler doğurabilmektedir.

2.2.2 Maliyet

Derin kazılar her ne kadar bina yerleşim alanı açısından büyük maliyet kazancı sağlasa da, kendisi de başlı başına bir maliyet oluşturmaktadır. Özellikle kazı derinliği, zemin özellikleri, yer altı suyu ve iksa tipinin kalıcı veya geçici olması gibi değişkenler kazı maliyetlerini önemli ölçüde değiştirmektedir.

Kazı esnasında oluşan problemlerin giderilmesi kazı işlerinin maliyetine ayrı bir boyut katmaktadır. Bu nedenle derin kazı sistemleri çok iyi projelendirilmeli, uygun inşaat teknikleri kullanılmalı ve önceden belirlenen kazı metodolojisi ile yapılmalıdır.

2.2.3 Zaman kaybı

Bir yapının inşa edilmeye başlamasından sonra en kısa zamanda hizmete sunulabilmesi; hem yüklenici/tedarikçi hem mal sahibi ve hem de hizmet alacak şahıslar için o denli önemlidir. Derin kazı doğal olarak, işin bitim tarihini ötelemektedir. Bu nedenle, derin kazılarda da, inşaat işlerinin diğer aşamalarında olduğu gibi, kazı metodolojisinden uzaklaşma istenebilmektedir. Bu doğrultuda gelişen, sürenin kısaltılması yönündeki istek ve arzular ve zamanı kısaltma kaygıları iksa sistemlerinin güvenliğini tehlikeye atacak durumlar yaratabilmektedir. Bu nedenle, başta belirlenen kazı metodolojisi sınırlarını zorlamamak gerekir. Metodoloji, her an revize edilebilir ama makul ölçülerde olmalıdır. Zira iksa sistemlerinin performansı inşa esnasında kendisini göstermekte ve yapılan hataların sonuçları yıkıcı olabilmektedir. Tehlike arz eden problemler sonucu alınması gereken önlemler işin tamamlanma süresini, ilk planlanan süreden çok daha ileri tarihlere atabilmektedir.

2.2.4 Gürültü ve kirlilik

Derin kazı yapılması ve kazının desteklenmesi esnasında ekskavatör, kırıcı, dozer ve iksa elemanlarını (fore kazı, ankraj, diyafram duvar vb.) imal eden makineler gürültü kirliliğine neden olmaktadır. Yine bu makinelerin çalışması esnasında örselenen ve çok küçük parçalar haline gelen zemin daneleri toz halinde yayılmakta ve çevre kirliliğine yol açmaktadır. Kazının şehir içinde yapılması durumunda bu tarz kirlilikler kazı çukuru civarında bulunan tesisler/binalar ve insanlar için sıkıntı yaratmaktadır. Kazıya komşu tesislerin/binaların ve insanların bu olumsuz koşullardan etkilenmesini asgari düzeyde tutacak çalışmaların yürütülmesine ve önemlerin alınmasına özen gösterilmelidir.

2.3 Derin Kazıların Projelendirilmesi ve Uygulanmasındaki Safhalar

2.3.1 Topoğrafik çalışmalar

Kazı öncesinde, inşası planlanan yapının oturacağı arazinin ve çevresinin koordinatlı bir plankotesinin hazırlanması gerekmektedir. Hazırlanan bu plankote üzerine arazi ve yapının mimari sınırı işlenmelidir. Zira, projelendirilecek iksa sistemi hem arazi sınırları dışına taşmamalı hem de yapı için belirlenen sınırlara girmemelidir.

2.3.2 Kazı içinde inşa edilecek yapının mimari özelliklerinin incelenmesi

Kazı içine yerleştirilecek yapının mimari özelliklerinin doğru belirlenmesi proje için çok önemli bir aşamadır. Çünkü, kazı derinliği ve iksa sisteminin yerleşimi yapının mimari özellikleri göz önünde bulundurularak belirlenir. Örneğin, yapının inşası esnasında çalışma payı için ayrılacak bölgeler, yapının çevresindeki tesisatlar, aydınlıklar ve estetik sağlayacak detaylar yapı ile iksa sistemi arasında belirli mesafede yaklaşım payının bırakılmasını gerektirebilir.

Bununla beraber, kazı içerisindeki yapının statik çözümlerinde, iksa sisteminden yapıya gelebilecek yanal yüklerin de dikkate alınması gerekmektedir. Şayet yapının taşıyıcı elamanlarının kesitleri iksa sisteminin ömrünü tamamlaması sonucu kazı aynalarından gelecek yanal yükleri karşılayabilecek kapasitede projelendirilemiyorsa iksa sistemleri güvenlik ve ekonomi göz önünde bulundurularak, kalıcı bir sistem olarak dizayn edilebilmektedir.

2.3.3 Zemin incelemeleri

Kazı bölgesinin geoteknik özelliklerinin doğru bir şekilde belirlenmesi derin kazı projelerinde çok önemlidir. İksa sistemi projelendirmesinde kullanılacak zemin parametrelerinin doğru belirlenmesi, iksa sistemi uygulamasında kullanılacak doğru yöntemin seçilmesinde ve destek elemanlarının boyutlandırılmasında büyük önem arz etmektedir. Ayrıca, zemin özellikleri incelenerek kazılabilirlik derecesi tahmin edilebilir. Kazılabilirlik kazı metodolojisine ve iksa sistemi destek elemanlarının seçimini önemli derecede etkilemektedir.

2.3.4 Komşu bina ve alt yapı tesisleri ile ilgili çalışmalar

Derin kazılar bulunduğu bölgenin çevresindeki yapılar ile etkileşim halindedir. Çevre yapıların, iksa sistemlerini sürşarj yükü oluşturarak etkilemesinin yanında, iksa sisteminden dolayı kaynaklanan deplasmanlardan da çevre yapılar etkilenmektedir. İksa sistemi hesaplarında çevredeki yapıların önemi, iksa sisteminden kaynaklanacak oturma ve dönmelere karşı ne derece güvenilir olduğu, hangi mertebede bu hareketleri sönümleyebileceği ve hangi mertebede bu hareketlere izin verilebileceği konusu detaylıca araştırılmalıdır. Ayrıca binaların yerleşimi ve yer altında gömülü kısımları (bina bodrum katları, metro tünelleri vb.) çok iyi belirlenmeli ve iksa yatay elemanları teşkil edilirken bu bölgelerin hasar görmemesine dikkat edilmelidir.

Bunlara ilaveten kazının çevresinden ve içerisinde geçen alt yapı tesislerinin yerleşimi çok iyi belirlenmelidir. Aksi takdirde kazı esnasında alt yapı tesislerine verilen zararların maliyetleri çok yüksek olabilmektedir.

2.3.5 Projelendirme

Kazı çukurunun stabilitesinin sağlanabilmesi için çeşitli destek elemanlarından oluşan iksa sistemleri inşa edilmektedir. İksa sistemindeki yapısal elemanların boyutlandırılması ve kazı esnasında oluşacak deplasmanların toleranslar dahilinde tutulması hedeflenerek projeler yapılmalıdır. Her projede olduğu gibi, işin güvenlik ve ekonomik boyutu birinci dereceden önceliklidir. Bunların yanında mimari ihtiyaçlar, zaman ve çevresel faktörler dizayn kriterlerine etki edebilir.

2.3.6 Fizibilite

İksa sistemi projeleri hazırlandıktan sonra, kazının maliyetinin analiz edilmesi bir başka ifade ile “fizibilitesinin” yapılması gerekmektedir. Kazı çukurundaki hafriyat ve iksa sistemi destek elemanlarının imalatı, kazı maliyetinin başlıca kalemleridir.

Maliyet ve zaman kaybı bir tarafa, kazının getireceği avantajlar diğer tarafa konur ve kazı çalışmasının fizibilite analizleri yapılır. Analizler sonucu kazının “fizibil” ya da “yapılabilir” olmadığı ortaya çıkarsa, diğer alternatif çözümler değerlendirilir. Çıkan sonuçlara göre ya kazının iptaline karar verilir veya uygun görülen bir diğer proje ile uygulamaya geçilir.

2.3.7 İksa uygulaması

İksa projesinde belirtilen yapısal elemanların imalatının yapıldığı safha, uygulama safhasıdır. Uygulama kalitesi ve uygulayıcıların tecrübesi iksa sistemleri için çok önemlidir. Zira, iksa projeleri canlı bir yapıdır ve performansı inşa esnasında gözlenir. Hatalı uygulamalar yıkıcı sonuçlar doğurabilir. Derin kazıların çevresinde sebep olduğu hasarlar, planlanan iksa maliyetlerinin kat kat üstünde maliyetlere sebep olabilir.

Genellikle iksa elamanları imal edildikten sonra yer altında kalan ve imalat sonrası kontrolü güç olan elamanlardır. Bu nedenle imalat esnasında yürütülen kontrol hizmetleri ilk etapta projeyi yavaşlatıyormuş ve maliyetleri artırıyormuş gibi düşünülse de bu, ek veya daha büyük maliyetlerin oluşmasının önüne geçilmesinde önemli rol oynar.

2.3.8 Hafriyat çalışmaları

Kimi zaman destek elemanlarının teşkilinden sonra kimi zaman ise eş zamanlı yürütülen hafriyat çalışmaları kazı işlerinin büyük ve genellikle en maliyetli kısmıdır. İşin uygulama safhası kazı malzemesinin sahadan uzaklaştırılması ile son bulacağı için hafriyat çalışmaları süratle yapılmak istenmektedir. Fakat, iksa sisteminin güvenliğini tehlikeye atacak süratle kazı çalışması yürütmek sistemdeki deplasmanları artırmakta ve ileri boyutlarında ise yıkıcı olabilmektedir. İmalatlar esnasında olduğu gibi kazı esnasında da zeminin gözlenmesi ve projelendirme safhasında kullanılan zemin profili ile karşılaştırılması, kazının ilerleyen aşamalarında çok önemli katkılar sağlamaktadır.

2.3.9 Gözlem

Derin kazılar, çevre ile etkileşimi oldukça yoğun olan bir inşaat mühendisliği uygulamasıdır. Özellikle şehir içinde yapıldığı zaman kazı çukuruna komşu tesisler/binalar derin kazılardan etkilenmektedir. İksa sisteminde oluşan deplasmanlar, komşu tesis ve binalarda oturma dönme vs. gibi hareketlere sebep olabilmektedir. Bu hareketlerin ileri boyutlara taşınması sonucu yıkıcı durumlar oluşabilmektedir. Ayrıca kazı esnasında alt yapı tesisleri hasar görebilmektedir. Çevre binalara ve alt yapı tesislerine verilen hasarlar maddi ve manevi sorumlulukları da yanında getirmektedir. Bu nedenle kazı esnasında yapılan gözlemler önem arz etmektedir. Gözlemler, özel geliştirilmiş aletlerle yapılabilir, bunun yanında teknik elemanların kişisel gözlemleri de önem arz eder.

2.4 Ülkemizde Yapılan Derin Kazılardan Örnekler

2.4.1 Anthill Rezidans derin temel kazısı

İstanbul İli, Şişli İlçesi, Cumhuriyet Mahallesi, 144 Pafta, 994 Ada, 13–47 Parsellerde Ant Yapı Sanayi ve Ticaret Ltd. Şti. tarafından, 60’ar katlı 2 adet blok ve 8 katlı alışveriş merkezi’nden oluşan bir kompleks, inşa edilmektedir.

Yapılar için derinliği 8.0 m ila 50 m arasında değişen derin temel kazısının yapılabilmesi amacıyla, çevre yapıların güvenliğini sağlayacak nitelikte bir iksa sistemi inşa edilmiştir. Derin kazı uygulamasının yapıldığı zemin profili, yüzeydeki yakın zaman dolguları altında yer alan Paleozoik yaşlı Trakya Formasyonuna ait kumtaşı – silttaşı – kiltaşı istifinden oluşmaktadır (Sağlam, 2007).

Temel kazısının en derin bölgesindeki iksa sistemi, 8 m uzunluğunda 100 cm çapında konsol fore kazıkların altında, yaklaşık derinliği 20 m olan farklı kademelerde palyelendirilmiş kalıcı zemin çivili duvardan ve zemin çivili duvarın altındaki, ankrajlarla desteklenmiş yaklaşık 23 m derinliğinde kademeli betonarme perdelerden oluşmaktadır. İksa sisteminin tamamlanmış hali Şekil 2.1’ de görülmektedir.



Şekil 2.1 : Anthill Rezidans derin temel kazısı

2.4.2 Trump Towers derin temel kazısı

TAŞ YAPI İnşaat tarafından İstanbul İli, Şişli İlçesi, Mecidiyeköy semtinde 298 Pafta, 2524 Ada, 1-2 Parsellerde, yaklaşık 23 370 m² alanda çok katlı iki yapı (Trump Towers), inşa edilmektedir.

Yapılar için derinliği 18 m ila 40 m arasında değişen derin temel kazısının yapılabilmesi amacıyla, çevre yapıların güvenliğini sağlayacak nitelikte bir iksa sistemi inşa edilmiştir. Derin kazı uygulamasının yapıldığı zemin profilinin üst seviyelerindeki gözlenen dolgu ve killi bileşenlerin altında Paleozoik yaşlı, İstanbul geneline hakim Trakya formasyonu yer almaktadır. "Grovak-Killişist" olarak da bilinen bu birim, birbiriyle yatay ve düşey geçişli kumtaşı-silttaşı-kiltaşı-şeyl ardalanmasından oluşmaktadır (Sağlam, 2005).

Temel kazısının iksa sistemi 65 cm çapında fore kazıkların ön germeli ankrajlarla desteklenmesinden oluşmaktadır. İksa sisteminin tamamlanmış hali Şekil 2.2 'de görülmektedir.



Şekil 2.2 : Trump Towers derin temel kazısı

2.4.3 212 İstanbul AVM derin temel kazısı

Edip Uluslararası Gayrimenkul ve Turizm A.Ş. tarafında, İstanbul İli, Bağcılar İlçesi, Mahmutbey Mahallesi, Taşocağı Caddesi'nde yer alan F21-c-22-a-1-b pafta, 3270 ada, 6 parselde 212 İstanbul AVM inşa edilmiştir.

Yapılar için derinliği 12 m ile 22 m arasında değişen derin temel kazısının yapılabilmesi amacıyla, çevre yapıların güvenliğini sağlayacak nitelikte bir iksa sistemi inşa edilmiştir. Derin kazı uygulamasının yapıldığı zemin profili, yüzeyden itibaren en üstte kalınlığı 0.40 m ile 0.50 m arasında değişen dolgu ve bitkisel toprak tabakası; bitkisel toprak ve dolgu tabakası altında, kalınlığı 1.70 m ile 6.50 m arasında değişen alüvyon çökelleri ve alüvyon çökelleri altında ise kalınlığı sondaj derinlikleri boyunca devam eden Eosen yaşlı kumtaşı/kumlu kireçtaşı ve kireçtaşı tabakaları bulunmaktadır (Enar, 2006 a) .

İksa sistemi; kazı derinliğine, zemin özelliklerine ve komşu tesislerin uzaklıklarına göre farklı uygulama yöntemlerinden oluşturulmuştur. Komşu fabrika tesislerinin bulunduğu bölgelerdeki iksa sistemi keson kuyu perde ve aç-kapa betonarme perdelerin ankrajlarla desteklenmesi ile oluşturulmuştur. Taş Ocağı Caddesi'ne komşu cephelerdeki iksa sistemi ise zemin çivileri ile desteklenmiş püskürtme beton kaplamalı duvarlardan oluşmaktadır. İksa sisteminin tamamlanmış hali Şekil 2.3'de gösterilmiştir.



Şekil 2.3 : 212 İstanbul AVM derin temel kazısı

2.4.4 Çolakoğlu Metalurji A.Ş. Dilovası Demir ve Çelik Tesisleri Tufal Havuzu

Çolakoğlu Metalurji A.Ş. tarafından Dilovası Demir ve Çelik Tesisleri bünyesinde yeni bir sıcak haddehane inşa edilmektedir. Bu tesise ait ünitelerden bir tanesi olan Tufal Havuzunun inşa edilebilmesi amacıyla, yaklaşık 17.0m derinlikte temel kazısı yapılmıştır.

Kazı yapılan zeminin profilinde, mevcut zemin yüzeyi ile 23.50 m derinlik arasında koyu gri renkli kum tabakaları mevcuttur. Yer yer deniz kabukları ve çakıl içeren kum tabakaları sıkı – çok sıkı kıvamdadır. 23.50 m ile 31.00 m derinlik arasında koyu gri kil tabakası bulunmaktadır. Bu kohezyonlu birim sert kıvamdadır. 31.00 m ile 35.50 m arasında sıkı kum, 35.50 m ile 47.00 m arasında sert kil, 47.00 m ile 50.00 m arasında çakıl ve 50.00 m derinlikte anakaya kıltaşı tabakası yer almaktadır (Enar, 2009 a).

Tufal Havuzu iksa sistemi, $D = 100$ cm çapında, $S = 120$ cm aralıklı fore kazıkların, 914 mm ve 1219 mm çapında 2 sıra boru destek ile yatayda desteklenmesinden oluşturulmuştur. Su seviyesinin altında yapılan bir kazı olduğu için kesişen fore kazıklarla sızdırmazlık perdesi imal edilmiştir. Kesişen kazıklar 23.5 m aşağıdaki sert kil tabakasının 4 m içerisine kadar sokulmuş ve taban sızdırmazlığı bu kil

tabakası sayesinde sağlanmıştır. Kazısı tamamlanmış ve yan perdeleri imal edilmiş tufal çukuru Şekil 2.4’de görülmektedir.



Şekil 2.4 : Çolakoğlu Metalurji A.Ş. Dilovası Demir ve Çelik Tesisleri Tufal Havuzu

2.4.5 Harbiye Kongre Merkezi derin temel kazısı

İstanbul İli Şişli İlçesi, Harbiye Mevkii 93 Pafta 1759 ada 8 – 9 -10 – 58 – 63 parsellerde Harbiye Kongre Merkezi Kompleksi inşa edilmiştir.

Yapılar için derinliği 8 m ila 35 m arasında değişen derin temel kazısının yapılabilmesi amacıyla, çevre yapıların güvenliğini sağlayacak nitelikte bir iksa sistemi inşa edilmiştir. Derin kazı uygulamasının yapıldığı zemin profili, Paleozoik yaşlı Trakya formasyonuna ait kumtaşı-silttaşı-kiltaşı istifinden oluşmaktadır. “Grova-Killişist” olarak da bilinen bu birim birbiriyle yatay ve düşey geçişli kumtaşı-kiltaşı-silttaşı ardalanmasından oluşmaktadır (Enar, 2007 a).

Temel kazısının en derin bölgesindeki iksa sistemi, ön germeli ankrajlarla desteklenen 100 cm çapında fore kazıkların altında, ön germeli ankrajlarla desteklenmiş aç-kapa betonarme perde ve perdenin altındaki, ön germeli ankrajlarla desteklenmiş 65 cm çapındaki fore kazıklardan oluşmaktadır. İksa sisteminin tamamlanmış hali Şekil 2.5’de gösterilmiştir.

Tez çalışmasının ilerleyen bölümlerinde, Harbiye Kongre Merkezi derin temel kazısı ile ilgili yapılan vaka analizlerine yer verilmiş ve bu derin temel kazısı detaylı bir şekilde incelenmiştir.



Şekil 2.5 : Harbiye Kongre Merkezi derin temel kazısı

3. DERİN KAZILAR İÇİN ZEMİN İNCELEMELERİ

Zemin profilinde yer alan birimlerin mühendislik özelliklerinin, mümkün olduğu kadar çok laboratuvar ve arazi deneyleri ile belirlenmesi, geoteknik mühendisinin esas amacı olmalıdır. Arazi deneyleri ve laboratuvar deneyleriyle elde edilen geoteknik datayı tamamlamak ve desteklemek üzere kullanılmalıdır. Zeminden numune alınması, laboratuvar deney numunesi hazırlanması sırasında her ne kadar örselenme söz konusu ise de, laboratuvar deneylerindeki gerilme ve deformasyon şartları daha iyi tanımlanmıştır. Buna karşılık, özellikle gelişmiş ve karmaşık laboratuvar deneyleri zaman alıcıdır ve pahalıdır. Bir sahanın arazi deneyleriyle incelenmesi, numune alınması ve laboratuvar deneyleri yapılması ile arazi deneylerindeki sınır şartları, deney aletinin ucunu veya çevresini saran zemindeki gerilme-deformasyon koşulları karmaşıktır ve tanımlanması hemen hemen olanaksızdır. Bu durum arazi deneylerinde derlenen datanın değerlendirilmesini güçleştirmektedir. Bu noktada, geoteknik mühendisinin bölgedeki zemin koşullarını tanıması, deneyimi ve mühendislik sağduyusu önem kazanmaktadır (Sağlamer, 1996) .

Derin kazıların yapılabilmesi için uygun iksa sisteminin seçilmesi ve seçilecek iksa sistemi imalatı sırasında karşılaşılabilecek mühendislik problemlerinin tespit edilmesi amacıyla zemin incelemelerinin yapılması büyük önem arz etmektedir. Proje özellikleri, komşu tesisler ve genel jeolojiye göre zemin incelemelerinin çeşitleri ve adetleri değişkenlik gösterebilir. Derin kazılar için yapılacak zemin incelemelerinde, kazı derinliği boyunca zemin tabakalanmasının tespiti, zemin özelliklerinin belirlenmesi, yer altı suyunun durumu ve yanal toprak itkisi ile ilgili veri elde edilmesi temel hedeflerdir. Bu doğrultuda uygun sayıda ve çeşitte arazi ve laboratuvar deneyi yapılması tercih edilmektedir. Bu kapsam gözetildiğinde, derin kazılarda zemin incelemesi için en çok başvurulan arazi çalışmaları; sondajlar SPT, CPT, MPT, jeofizik ölçümler, yer altı suyu analizleridir.

Araziden alınan örselenmiş ve örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde Zemin Mekaniği Deneyleri ve kaya numuneleri üzerinde Kaya Mekaniği Deneyleri yapılmaktadır.

3.1 Arazi Çalışmaları

3.1.1 Sondajlar ve zemin numunesi alınması

Sondaj çalışmaları, zemin tabakalarının önceden tanımlanması ve tabakalardan temsili örneklerin alınması amacıyla zemin içinde genelde 10-30 cm çapında delik açma işlemi olarak tanımlanabilir.

Tozlu, çamurlu ve zahmetli bir teknoloji olan sondajcılık kendine özgü çekiciliği olan bir mühendislik koludur. İnşaat mühendisliğinde genelde aşağıdaki amaçlar için sondaj yapılmaktadır:

- Zemin kesitini belirlemek,
- Zeminden veya kayadan numune almak,
- Su kuyusu açmak tabaka geçirimsizliğini ölçmek,
- Dinamitler için derin delikler açmak,
- Enjeksiyon ve kazıklı temel sondajları açmak,

Başlıca sondaj yöntemleri; burgulu sondaj, dönel sondaj, yıkamalı sondaj, darbeli sondaj olarak sıralanabilir (İyisan, 2008). Sondaj türleri ve zeminden numune alma arasındaki ilişki Çizelge 3.1 'de özetlenmiştir.

Çizelge 3.1 : Sondaj türleri ve numune alma arasındaki ilişki (Bowles, 1997)

Sondaj Türleri ve Numune Alınması		
Örselenmiş Numune Alımı		
Yöntem	Derinlik (m)	Açıklama
Burgulu Sondaj (auger boring) Dönel (Rotary) Yıkamalı (wash-boring) Darbeli (percussion)	Ekipman ve zamana bağlıdır. Pratik olarak 35 m yapılabilir. Ekipmana bağlıdır. Özel ekipmanlarla 70 m ve üzeri yapılabilir	Tüm zeminlerde uygulanabilir. Çakıllı zeminlerde zorluk vardır. Kaya zeminlerde özel uç gerekir. Penetrasyon deneyleri uygulanabilir ve örselenmiş numune alınabilir. Penetrasyon deneyleri 1 m ila 1.5 m 'de bir yapılabilir
Örselenmemiş Numune Alımı		
Burgulu, Dönel, Yıkamalı ve Darbeli	Ekipmana bağlıdır.	Tüm zeminlerde uygulanabilir. İnce cidarlı tüp numune alıcılar veya çeşitli piston alıcılar kullanılabilir. 50 mm ila 100 mm arasında çaplarda örselenmemiş numune alınabilir

Sondaj kuyusunun çapı, tabaka özellikleri ve yapısı, sondaj sıvısının özellikleri, istenen delme hızı, sondajın yapılacağı yer ve topografya sondaj ekipmanının ve numune alıcıların seçimine etkileyen faktörlerdir (İyisan, 2008).

3.1.1.1 Burgulu sondaj

Burgulu sondaj tekniğinde, kullanılan burgu elemanı zemini veya kayayı parçalar ve bu parçalar daha sonra burgu kanatları ile yüzeye çıkartılır. Burgu ile sondaj yapmanın en büyük avantajı ucuz ve pratik bir yöntem olmasıdır. Derin zemin araştırması yapılabilmesi için özellikle torku ve düşey yönde basıncı güçlü olan ekipmanlara ihtiyaç vardır. Özel donanımlarla 20-30 m derinliklere kadar sondaj yapmak mümkündür (Kayabalı ve diğerleri, 2005). Burgulu sondaja ara verilerek sondaj kuyusu içerisine indirilen özel numune alıcılarla örselenmemiş numuneler alınabilir

3.1.1.2 Yıkamalı sondaj

Yıkamalı sondaj tekniği ile, hemen hemen her zeminde yaklaşık 35 m derinliğe kadar zemin araştırması yapmak mümkündür. Uygulama esnasında öncelikle 1.5-3.0 metrelik kaplama (muhafaza) boruları çakılır ve ucunda sert başlık bulunan tijler

zemine düşürülerek saplanır. Tij içerisinde basınçlı su pompalanır ve parçalamış zemin su ile kaplama borusu ve tij arasından yükselir. Sondaj suyu bir haznede toplanır ve süspansiyonun renk ve karışım farklılığından tabakalaşma belirlenir. Sondaj ucundaki matkabın kaldırılıp düşürülmesi ile birlikte sondaj ilerler.

Bu sondaj yöntemi oldukça ucuz ve hızlıdır. Fakat zemin tanımlanmasında çok etkili bir yöntem olmayıp fikir verici boyutun dışında bir araştırma yöntemi değildir (Kayabalı ve diğerleri, 2005).

3.1.1.3 Dönel (Rotary) sondaj

Numune alma olanakları, her derinlikte ve her tür zeminde uygulanabilme özellikleri ile dönel sondaj tekniği en çok tercih edilen sondaj tekniklerinden biridir. Dönel sondaj içerisinde kuyu açılacak malzemenin öğütülebilmesi için düşey yöndeki ilerleme basıncı ile birlikte rotary hareketi de kullanılır. Tijlerin ucundaki kesici uç basınçla beraber dönerek zeminde silindirik bir yüzey keser. Kesilen zemin, sondaj suyu sirkülasyonu veya özel numune alıcılarla dışarıya alınır.

Dönel sondaj tekniğinin uygulanabilmesi için; zemin yüzeyinde tork ve itme gücü sağlayan bir sondaj makinesi, sondaj boyunca mekanik parçaların soğutulması ve zemin parçalarının yüzeye çıkarılması için kuyu içine yıkama sıvısı pompalayan bir pompa, sondaj makinesinden aldığı tork ve itme gücünü ve pompadan aldığı yıkama suyunu kuyu tabanına ileten bir dizi içi boş sondaj tiji ve örneğin kayayı öğüten ve buna ek olarak numune alabilecek şekilde tasarlanan karot alıcı gibi birçok elemanın kombinasyonu gereklidir (Kayabalı ve diğerleri, 2005).

3.1.1.4 Darbeli sondaj

Darbeli sondaj tekniğinde ağır bir matkabın ardışık darbeleri ile zemin parçalanır ve parçalanan zemin su ile karıştırılarak özel bir kova ile yüzeye çıkarılır. İlerleme hızı, çıkan sesler ve delikten çıkarılan çamurun incelenmesi ile tabaka tayini yapılır. Ayırmamış kayaç dışındaki zeminlerde koruma borusu gerekir. Kohezyonlu zeminlerde ilerleme yavaştır. İnce, gevşek ve akıcı kumlarda bu yöntem uygulanamaz. Darbe nedeni ile zemin örselenir (İyisan, 2008).

3.1.1.5 Zeminden numune alınması

Numune alımında amaç, zemin ve kayanın tanımlanması ve laboratuvar deneyleri için uygun numunelerin elde edilmesidir. Numuneler genel anlamda örselenmiş ve örselenmemiş olarak iki şekilde tanımlanmaktadır. Çok sayıda numune alıcı gereç ve numune alma teknikleri mevcut olmakla birlikte, uygun bir teknik seçmeden önce, numune boyunun yeterli olup olmayacağının ve en uygun numune alma tekniğinin seçilip seçilmediğinin değerlendirilmesi ve numune örselenmesinin yeteri kadar az olduğunun tespit edilmesi gerekir (Kayabalı ve diğerleri, 2005).

Örselenmiş numune zemin veya kayanın yerindeki yapısını korumaya yönelik bir çaba sarf etmeksizin alınan numunedir. Bu numuneler helezon burgunun tabanından veya karotiyerin içinde biriken malzemeden veya zeminin saha şartlarındaki yapısını bozan herhangi bir numune alma yöntemi ile elde edilir. Zemin sınıflandırması ve kompaksiyon deneylerin yapılması için uygun numune şeklidir.

Çok sayıda değişik deney için kullanılabilen örselenmemiş numunelerin alınması oldukça zahmetli bir iştir. Zeminden tam manasıyla örselenmemiş bir numune alabilmek için zemin tamamıyla bozulmamış, yapısı ve üzerindeki gerilmeler herhangi bir suretle değiştirilmemiş olmalıdır. Aşağıdaki sebeplerden dolayı örselenmemiş numune alınması adeta imkansızlaşmaktadır.

- Numune alma düzeneğinin zemine sürülmesi sırasında oluşan makaslama ve sıkışma,
- Numunenin yüzeye çıkarılmasından sonra arazideki gerilmelerinin kalkması,
- Kuruma ve çatlama ihtimali,
- Numune alma ve taşınması sırasındaki örselenmeler.

Yukarıda belirtilen durumlar asgari düzeyde tutularak örselenmemiş numuneler alınır. En yaygın yöntem, “Shelby Tüpü” ile örselenmemiş numune alınmasıdır. Bir dizi tijin ucuna yerleştirilmiş Shelby Tüpü, kuyu dibine dikkatlice indirilir ve zemine basılarak sürülür. Daha sonra numune alıcı içindeki zeminle birlikte kuyu dışına çıkarılır ve uç kısımları parafinlenerek laboratuara götürülür. (Coduto, 1999).

Örselenmemiş numuneler üzerinde, tek ve üç eksenli basınç deneyleri, kesme kutusu deneyi ve konsolidasyon deneyleri gibi mühendislik deneyleri yapılır.

Kaya ortamlarda karotiyer yardımı ile numune almak mümkündür. Alınan numuneler üzerinde yapılan incelemelerle kaya kalitesi hakkında bilgi edinilebilir. Numuneler üzerinde yapılan incelemeler sonucu kayaların RQD, TCR ve SCR değerleri belirlenir.

TCR; toplam karot yüzdesi olarak isimlendirilir ve bir ilerleme aralığında alınan karot numunelerinin toplam uzunluğunun, ilerleme boyuna oranının yüzdesidir. SCR değeri ise; sağlam karot yüzdesi olarak adlandırılır ve bir ilerleme aralığında alınan karot numunelerinden silindirik şekillerini koruyanlarının toplam uzunluğunun, ilerleme boyuna oranının yüzdesidir.

RQD; bir ilerleme aralığında doğal süreksizliklerle ayrılmış, boyu 10 cm ve daha büyük olan ve silindirik şeklinin koruyan karot parçalarının toplam ilerleme aralığının uzunluğuna oranın yüzde olarak ifade edildiği kantitatif bir indekstir. Sondaj sırasında yapılan zorlama veya karotların karotiyerden çıkarılırken, ya da sandığa yerleştirilirken kırılması sonucu oluşan ve doğal olmayan mekanik kırıklar RQD'nin tayininde dikkate alınmamaktadır. Mekanik kırıklar birleştirildiklerinde karotun boyu 10 cm ve daha büyükse, bu tür karotlarda RQD'ye dahil edilebilmektedir. Dolayısıyla karotlarda gözlenen mekanik kırıkların ve doğal süreksizliklerin ayırt edilmesi gerekmektedir. Taze ve düzgün olmayan kırık yüzeyleri mekanik kırıklar, buna karşın düz, kısmen bozulmuş veya dolgulu; yada sıvımalı yüzeyler ise doğal süreksizlikler olarak değerlendirilip RQD'de kullanılmalıdır. RQD değerinin değişim aralıkları esas alınarak, Deere (1964) tarafından kaya kalitesi Çizelge 3.2 'de belirtildiği gibi tanımlanmıştır. RQD çizelgedeki değişim aralıklarına göre puanlandırılarak, kaya kütlesi sınıflama sistemlerinde bir girdi parametresi olarak kullanılmaktadır.

Çizelge 3.2 : RQD Sınıflaması (Deer, 1964)

RQD (%)	Kaya Kalite Göstergesi
0-25	A. Çok Zayıf
25-50	B. Zayıf
50-75	C. Orta
75-90	D. İyi
90-100	E. Çok İyi

3.1.2 Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)

Bu dinamik penetrasyon yöntemi, 1925 yılında Amerika Birleşik Devletleri'nde A.H. Mohr tarafından geliştirilmiştir. Bugün Dünya üzerinde en yaygın uygulanan, arazi deneyidir. SPT standartları, ASTM 1586-84'de verilmiştir. Basit, kolay ve ucuz olması sebebiyle çok yaygın kullanılmasına rağmen uygulayıcı ve donanım hataları bu deneyi, standart olmaktan uzaklaştırmaktadır.

Deney; standart bir numune alıcının, 63.5 kg ağırlığında bir tokmağın 76 cm yükseklikten serbest düşürülmesi ile zemine toplam 45 cm çakılması esnasında, her 15 cm penetrasyon için gerekli darbe sayılarının belirlenmesi şeklinde yapılır. İlk 15 cm giriş deneye başlanılan seviyedeki örselenmiş malzemeyi temsil ettiğinden dikkate alınmaz. Son 30 cm için gerekli vuruş sayılarının toplamı SPT-N darbe sayısı olarak tanımlanır (İyisan, 2008).

Deney esnasında örselenmiş numune alınabilmesi, kaya ortamlar hariç hemen hemen her zeminde uygulanabilmesi ve yaygın bir şekilde tercih edilmesinden dolayı oluşmuş geniş veri havuzu deneyin başlıca avantajlarıdır. Deneyin başlıca dezavantajları ise; operatör ve ekipman kalitesine çok bağlı olması, yapılabilmesi için sondaj kuyusunun açılması gerekliliği, belli noktalarda ölçüm yapılabilmesi, deney sonu elde edilen verinin geoteknik parametreleri direkt olarak yansıtamaması, diğer zemin araştırmaları ve mühendislik tecrübeleri arasında kolerasyonlar yapmadan geoteknik parametrelere ulaşılamaması.

Başlangıçta sadece kohezyonsuz zeminlerin değerlendirilmesinde kullanılan SPT zamanla kohezyonlu zeminler için de kullanılmaya başlanmıştır. SPT darbe sayılarından yararlanılarak; granüller zeminlerin relatif sıkılığı, kayma mukavemeti açısı, kohezyonlu zeminlerin kıvamı ve drenajsız kayma mukavemeti hakkında değerlendirmeler yapılabilmektedir. Kohezyonsuz zeminlerin relatif sıkılığı, kayma mukavemeti açısı ve N_{30} (SPT kaşığının son 30 cm'sinin zemine girmesi için gereken vuruş sayısı) arasındaki bağıntılar Çizelge 3.3 'de ve kohezyonlu zeminlerde kıvam, serbest basınç mukavemeti ve N_{30} arasındaki bağıntılar ise Çizelge 3.4 'de verilmiştir (Terzaghi ve diğerleri, 1996).

Çizelge 3.3 : N_{30} , Relatif Sıklık ve ϕ arasındaki ilişki (Terzaghi ve diğerleri, 1996)

Relatif Sıklık	N_{30}	ϕ°
Çok Gevşek	≤ 4	≤ 30
Gevşek	4-10	30-32
Orta Sıkı	10-30	32-35
Sıkı	30-50	35-38
Çok Sıkı	≥ 50	≥ 38

Çizelge 3.4 : N_{30} , Kıvam ve q_u arasındaki ilişki (Terzaghi ve diğerleri, 1996)

Kohezyonlu Zeminin Kıvamı	N_{30}	q_u (kPa)
Çok Yumuşak	< 2	25
Yumuşak	2-4	25-50
Orta Katı	4-8	50-100
Katı	8-15	100-200
Çok Katı	15-30	200-400
Sert	≥ 30	≥ 400

SPT deneyi ile zeminlerin relatif sıkılığı, kayma mukavemeti açısı, kıvamı, drenajsız kayma mukavemeti açısı gibi özelliklerinin tahmin edilebilmesinin yanında; hacimsel sıkışma katsayısı, deformasyon modülü, yatak katsayısı, kayma dalgası hızı gibi özelliklerini de tahmin etmek mümkündür.

Ayrıca taşıma gücü, oturma ve sıvılaşma analizleri ile ilgili tahmin yürütülmesinde de SPT sonuçlarına başvurulmaktadır. SPT sonuçları ile diğer bir çok arazi deneyi arasında kolerasyonlar yapılabilmekte ve bu deney sayesinde tahmin edilebilen veri havuzu genişletilebilmektedir.

SPT sonuçlarının geniş bir aralıkta değişmesine sebep olabilecek birçok faktör vardır. Sondaj metotları ve sondaj çapı, numune alıcının durumu, numune alıcının kaplama borusu içerisindeki konumu, tij uzunluğu, tokmak düşürme yüksekliği ve düşürme sıklığı, eksantrik çarpma, operatör deneyimi, deney ekipmanı, yer altı su seviyesi ve deneyin uygulandığı tabakadaki jeolojik yük gibi bir çok etken deney sonuçlarını değiştirebilmektedir. Bu yüzden, arazide elde edilen SPT sayıları üzerinde bazı düzeltmelerin yapılması gerekmektedir. Enerji düzeltmesi, efektif jeolojik yük düzeltmesi ve yer altı suyu düzeltmesi başlıca SPT sayısı düzeltmeleridir (İyisan, 2008).

3.1.3 Koni Penetrasyon Deneyi (CPT)

Statik Koni Penetrasyon Deneyleri çoğunlukla kohezyonlu zeminlerin kayma mukavemetinin, kohezyonsuz zeminlerin relatif sıkılığının zemin profili boyunca değişimini belirlemek amacıyla kullanılır. Bu arada, zemin profilinde bulunan zemin tabakalarının cinsleri, kıvamları, relatif sıkılıkları, sıkışabilirlikleri, deformasyon özellikleri ve boşluk suyu basıncı hakkında kesintisiz veriler elde edilebilir. Bu deney yardımı ile yüzeysel temellerin ve kazıklı temellerin taşıma kapasitesi doğrudan değerlendirilebilir. CPT deneyi ile ilgili olarak ASTM D3441-79 standardı mevcuttur (Sağlam, 1996).

Deney; 60° eğimli ve taban alanı 10 cm² olan konik bir başlığın (sonda-piston-penetrometre) hidrostatik basınç ve sabit bir hızla zemin içine itilmesi ve bu penetrasyon esnasında sondanın ucundaki ve etrafındaki direncin ölçülmesi şeklinde yapılır. Penetrasyon hızı 20 mm/sn mertebesindedir. Sondanın, zemine penetrasyonu sırasında gördüğü toplam direnç q_t , uç direnci q_c ve çevre sürtünmesi (f_s veya q_s) bileşenlerinden oluşmaktadır.

Sondaj kuyusuna gereksinim olmadan uygulanabilir olması, sürekli ölçüm alması, tekrarlanabilir olması ve operatör etkisinin daha az olması deneyin başlıca avantajlarıdır. Dezavantajları ise, her zeminde uygulanamaması, numune alınamaması, makine ve ekipmanının mobilizasyonunun zor olması ve deneyimli bir ekip tarafından yapılması gereğidir (İyisan, 2008).

CPT ölçümü yapılan ekipmanların çeşitlendirilmesi ile test esnasında farklı zemin özellikleri tespit edilebilmektedir. Örneğin, sadece uç mukavemeti ölçebilen ilk sonda tipi, “Hollanda Sondası” olarak bilinmektedir. Elektrikli-piezo sonda ile uç mukavemeti, çevre sürtünmesi yanında boşluk suyu basıncı da ölçülebilmektedir. Elektrikli sondalarla, deney sırasında sondanın düşeyden ne kadar ayrıldığını belirlemek amacıyla inklinometre de yerleştirilebilmektedir. Zemin yüzeyinde, bir şok kaynağı ile yaratılan kayma dalgalarının hızı sismik uçlu sonda ile ölçülebilmekte ve çeşitli derinliklerde zeminin dinamik kayma modülü belirlenmektedir (Campanella ve diğerleri, 1986).

CPT sonuçlarını etkileyen pek çok faktör söz konusudur. Örneğin elektrikli penetrometrelerle alınan okuma sonuçlarının mekanik penetrometreye oranla %30 fazla olduğu belirtilmiştir. Diğer önemli bir etken ise ilerleme hızıdır. İlerleme hızı arttıkça penetrasyon direncini arttırdığı rapor edilmiştir (Muromachi, 1974)

Kohezyonsuz zeminlerde relatif sıkılık ve koni uç direnci arasında Çizelge 3.5 ‘deki bağıntıları ve kohezyonlu zeminlerin kıvamı ve koni uç direnci arasındada Çizelge 3.6 ‘daki bağıntılar önerilmiştir. Zeminlerin relatif sıkılığı ve kıvamına ilaveten, arazi içindeki tabakalanmaları, drenajsız kayma mukavemetleri, sıkışabilirlikleri, sınıfları, kayma modülü gibi özelliklerini de CPT sonuçlarına göre tahmin etmek mümkündür. Ayrıca kazık tasarımı, taşıma gücü, oturma ve sıvılaşma analizleri ile ilgili tahmin yürütülmesinde de CPT sonuçlarına baş vurulmaktadır. CPT sonuçları ile diğer bir çok arazi deneyi arasında korelasyonlar yapılabilmekte ve bu deney sayesinde tahmin edilebilen veri havuzu genişletilebilmektedir.

Çizelge 3.5 : Relatif Sıkılık ile Koni Uç Direnci q_c arasındaki ilişki
(Schmertmann, 1978)

Relatif Sıkılık	Koni Uç Direnci q_c (MPa)
Çok Gevşek	<2
Gevşek	2-4
Orta Sıkı	4-12
Sıkı	12-20
Çok Sıkı	>20

Çizelge 3.6 : Kıvam ile Koni Uç Direnci q_c arasındaki ilişki

Kohezyonlu Zeminin Kıvamı	Koni Uç Direnci q_c (MPa)
Çok Yumuşak	0.2 - 0.4
Yumuşak	0.4 – 0.6
Orta Katı	0.6 – 1.0
Katı	1.0 – 2.0
Çok Katı	>2.0

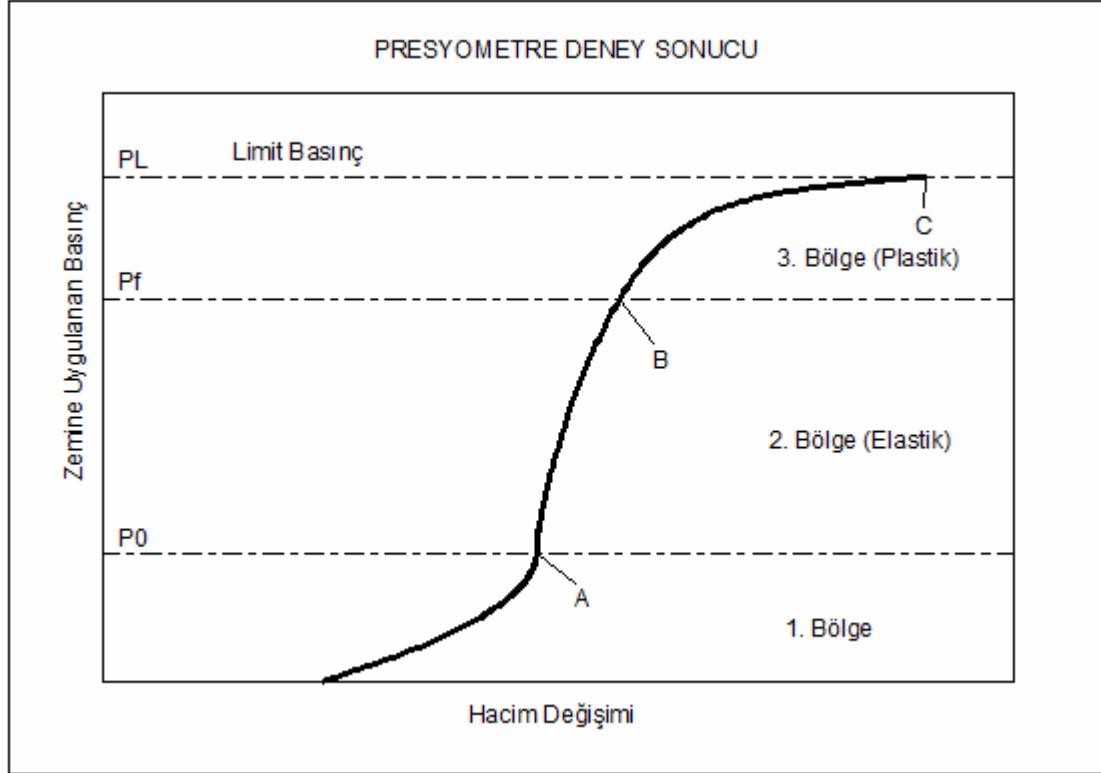
3.1.4 Presiometre Deneyi (MPT)

Presiometre, zemin içerisinde sondaj ile açılan delik içerisinde yapılan ve esnek bir membran yardımıyla, sondaj deliği yan yüzeylerindeki zemine üniform gerilme uygulamak amacıyla geliştirilen silindirik bir alettir. Teorik olarak bu deneydeki sınır koşulları ile zemindeki gerilme-deformasyon koşulları iyi tanımlanmıştır. Zemin özellikleri, genişleyen membrandaki basınç ölçümlerine ve hacim değişimlerine bağlı olarak tahmin edilir (Sağlam, 1996).

Deney sonuçları yanal yüklü sistemlerin dizaynında kullanılacak yanal toprak basınçlarının hesaplanmasında oldukça kullanışlıdır. Deney sonucunda elde edilen modüllerin sadece yatay düzlem için geçerli olması deneyin sınırlayıcı özelliklerindendir.

MPT deneyinde elde edilen tipik basınç-hacim değişimi eğrisi Şekil 3.1’de gösterilmiştir. (A), 1. Bölge, membranın genişlerken kuyu duvarına temas edip kuyu etrafındaki zeminin yeniden yüklendiği bölümdür. Zeminin başlangıçtaki, yani sondajdan önceki durumunu yansıtır. P_0 basıncı arazideki toplam yatay gerilmeye karşılık gelmektedir.

(B), 2. Bölge pratik olarak lineer kabul edilen elastik bölgedir. Bu doğrusal kısmın eğimi “Presiometre Modülü” olarak tanımlanır. Bu bölgeden sonra plastik deformasyonlar başlar. Pf basıncı, akma basıncını gösterir. (C) 3. Bölge plastik bölge olarak isimlendirilir. Bu bölge limit basınca kadar devam eder. PL limit basıncı gösterir. PL doğrudan ölçülebilen bir değer değildir. Limit basınç başlangıç hacminin iki katı hacme karşılık gelen basınç olarak tanımlanır. Bu üç bölgenin doğru anlaşılması deney sonuçlarının yorumlanması açısından önemlidir (İyisan, 2008).



Şekil 3.1 : Presiometre Deney Sonucu

Sükunetteki yanal toprak basıncı katsayısı K_0 belirlenmesinde presiometre deneyi oldukça doğru sonuçlar vermektedir. P_0 basıncı arazideki toplam yanal gerilmeyi, P_v ise düşey efektif gerilmeyi temsil ettiği durumda K_0 aşağıdaki formüldeki gibi hesaplanmaktadır (3.1):

$$K_0 = \frac{P_0}{P_v} \quad (3.1)$$

P_L^* net limit basınç olarak isimlendirilir ve aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır (3.2):

$$P_L^* = P_L - P_0 \quad (3.2)$$

İnce daneli zeminlerde, net limit basınç, presiometre modülü, kıvam ve drenajsız kayma mukavemeti bağıntıları Çizelge 3.7 'de verilmiştir.

Çizelge 3.7 : P_L^* , E_m , Zemin Kıvamı ve c_u bağıntıları (Baguelin ve diğerleri, 1978)

P_L^*	E_m (kPa)	Zemin Kıvamı	c_u (kPa)
0-75	200-500	Çok yumuşak	<20
75-200	500-2500	Yumuşak	20-40
200-400	2500-5000	Orta katı	40-75
400-800	5000-12000	Katı	75-150
800-1600	12000-25000	Çok katı	>150
>1600	>25000	Sert	

İri daneli zeminlerde, net limit basınç, presiometre modülü, relatif sıkılık ve SPT N_{30} bağıntıları Çizelge 3.8 'de verilmiştir.

Çizelge 3.8 : P_L^* , E_m , Relatif Sıkılık ve SPT N_{30} bağıntıları (Baguelin ve diğerleri, 1978)

P_L^*	E_m (kPa)	Relatif Sıkılık	SPT N_{30}
0-200	500-2000	Çok yumuşak	0-4
200-500	2000-3500	Gevşek	4-10
500-1500	3500-12000	Orta sıkı	10-30
1500-2500	12000-22500	Sıkı	30-50
>2500	>22500	Çok sıkı	>50

Bu bağıntılarla elde edilen zemin bilgilerine ilaveten, taşıma gücü ve oturma analizleri ile ilgili tahmin yürütülmesinde de MPT sonuçlarına baş vurulabilmektedir. MPT sonuçları ile diğer bir çok arazi deneyi arasında korelasyonlar yapılabilmekte ve bu deney sayesinde tahmin edilebilen veri havuzu genişletilebilmektedir.

3.1.5 Jeofizik inceleme

Jeofizik, jeolojik profilleri ortaya koymada ve yerin belirli özelliklerini ölçmede fiziğin değişik ilkelerinin kullanılmasından ibarettir. Aşağıdakiler de dahil olmak üzere bir çok sayıda jeofizik ölçüm tekniği geliştirilmiştir.

- Sismik dalgaların oluşturulması ve bunların yayılmasının ölçülmesi,
- Doğal gravite ve manyetik alanların ve bunların yer yüzeyi boyunca değişimlerinin değerlendirilmesi. Yere elektrik akımlarının verilmesi ve bunların yayılmasının ölçülmesi,
- Yere radar dalgaları veya diğer çeşit radyasyon gönderilmesi ve bunların iletilme, sönümlenme ve yansımalarının ölçülmesi.

Bu yöntemler diğer saha çalışma yöntemlerine yardımcı yöntemlerdir. Jeofizik inceleme her ne kadar sondaj kuyusu açma ve numune almadaki kadar kesin sonuçlar vermese de, küçük maliyetle büyük alanları inceleme olanağına sahiptir. Sondaj esnasında kaçırılabilen özellikler yakalanabilir. Jeofizik yöntemler saha inceleme sürecinde ilk aşamada kullanılabilir; böylece araştırma sondajlarının yerlerinin ve derinliklerinin belirlenmesinde kılavuzluk eder.

Geoteknik mühendisliğinde en yaygın kullanılan jeofizik yöntem, sismik kırılma yöntemidir. Bu yöntemde yere sismik dalgalar gönderilir ve bunların değişik noktalara varış zamanları ölçülür. Dalga, balyoz gibi ağır bir nesne ile yere vurarak üretilir. Sonuçta oluşan dalgalar bir dizi halinde serilen ve bir sismografa bağlanan jeofonlar ile ölçülür.

Dalga hızı zemin ve kayanın başta yoğunluk olmak üzere elatisite modülü, boşluk yapısı gibi fiziksel özelliklerine ve süreksizliklerin sıklığına bağlıdır. Bazalt gibi yoğun ve masif kayalarda dalga hızları yüksek, kireçtaşı gibi daha yumuşak kayalarda orta düzeyde ve zeminlerde en düşük seviyededir.

Dalga hızı verileri değişik zemin ve kaya katmanlarının sökülebilirliğini (kazı kolaylığını) değerlendirmede de kullanılabilir. Ayrıca jeofizik yöntemlerle elde edilen veriler gelecekte oluşabilecek depremlerden dolayı yer hareketlerini kestirme sürecinin bir parçası olarak, yerdeki deprem dalgalarının yayılmasını analiz etmekte de kullanılabilmektedir (Kayabalı ve Mollamahmutoğlu, 2006).

3.1.6 Yer altı su seviyesinin tespit edilmesi

Zemin gözeneklerinde veya kaya fisürlerinde suyun varlığının zemin veya kayanın mühendislik davranışı üzerine çok önemli bir etkisi vardır. Bu nedenle saha incelemelerinde yer altı suyunun da incelenmesi gerekmektedir. Bir araştırma sondajı veya hendeği açıldığında küçük sızmalar gözlenebilir. Sondaj yapılmaya devam edildikten bir müddet sonra yer altı su seviyesine erişilir. Yer altı su seviyesi, açık bir sondaj kuyusunda yükselen su seviyesidir. Yer altı su seviyesinin altındaki zemin suya doymun olarak kabul edilir. Bunun anlamı zemin içerisindeki boşlukların tamamen su ile dolu olmasıdır.

Su bazen sondaj kuyusu içerisine çabucak dolar ve bir saat veya daha kısa bir süre içerisinde dengeye ulaşır. Böyle durumlarda sondaj kuyusu tekrar doldurulmadan önce kuyuda su tablasının yeri belirlenebilir. Ancak, siltli ve killi zeminlerde dengeye erişmek için saatlerce hatta günlerce beklenebilir. Bunun sağlanması için geride çıplak bir sondaj kuyusu bırakılması kuyu içinde göçmelere ve problemlere sebep olabilir. Ayrıca su tablası zaman içerisinde değişebilir ve bu değişimi gözlemek gerekebilir. Her iki problem için de çözüm sondaj kuyusu içerisine bir gözlem borusu yerleştirmektir. Kuyu içerisine delikli plastik borular yerleştirilir ve boruların uç kısmı geçirimsiz bir kapakla örtülür. Yer altı suyu bu boru içine veya dışına rahatlıkla akabilir. Boru içerisindeki su seviyesi zamanla sabitlenir. Sabitlenen bu seviye yer altı su seviyesidir. Suyun seviyesi elektronik probalar kullanılarak da ölçülebilir (Kayabalı ve Mollamahmutoğlu, 2006).

3.2 Laboratuvar Çalışmaları

Araziden alınan zemin ve kaya numuneleri üzerinde laboratuvar deneyleri yapılır ve arazi deneyleri ile belirlenemeyen bazı parametreler elde edilir. Laboratuvar deneyleriyle bulunan bağıntılar daha bilimsel temellere oturdukları için, arazi deneylerindeki kadar ampirik değildir. Zemin numuneleri üzerinde Zemin Mekaniği Deneyleri, kaya numuneleri üzerinde ise Kaya Mekaniği Deneyleri yapılır. Zemin ve kayaların mukavemet özelliklerinin belirlenmesine yönelik deneyler özellikle tatbik edilmelidir.

4. DERİN KAZILARDA İKSA SİSTEMLERİNE ETKİYEN YÜKLER

4.1 Yanal Toprak Basınçları

Zemin tutma yapılarının tasarımında atılması gereken ilk adımlardan biri, destek sistemine zeminden etkiyen kuvvetlerin büyüklük ve yönlerinin belirlenmesidir. Başlıca bileşeninin yatay olmasından dolayı bu basınca yanal toprak basıncı veya yanal zemin basıncı denmektedir.

Yanal toprak basınçları zemindeki yatay gerilmelerin doğrudan bir sonucudur. Zemindeki herhangi bir noktada yatay efektif gerilmelerin düşey efektif gerilmelere oranı yanal toprak basıncı katsayısı (K) olarak tanımlanmıştır (Coduto, 2001). Genel olarak yanal toprak basıncı katsayısı aşağıdaki formül (4.1) ile tanımlanır:

$$K = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_z} \quad (4.1)$$

Bu formüldeki; K yanal toprak basıncı katsayısını, σ'_x yatay efektif gerilmeyi ve σ'_z düşey efektif gerilmeyi temsil etmektedir.

4.1.1 Sükunetteki yanal toprak basıncı

Rijit, yatay ötelenmesi olmayan ve dönmeyen bir istinat duvarı inşa edildiği kabulü ile yola çıkıldığında, duvar arkasındaki zeminde yanal yönde birim deformasyon meydana gelmeyecektir. Bu durumda yerdeki yanal gerilmeler, henüz gerilme durumunun bozulmadığı doğal haldekine eşit olacaktır. Bu halde oluşan yanal toprak basıncına, sükunetteki yanal toprak basıncı denir ve yanal toprak basıncı katsayısı “K₀” ile gösterilir.

K₀ en doğru şekilde, arazide yapılan presiyometre deneyi ile belirlenebilir. Ancak geoteknik uygulamalarda K₀’ın belirlenmesinde, genellikle diğer zemin parametreleri ile elde edilen ampirik kolerasyonlar kullanılmaktadır. Mayne ve Kulhawy tarafından geliştirilen aşağıdaki ilişki (4.2), kilden çakıla değişen 170 farklı zemin numunesi üzerinde yapılan laboratuar deneylerine dayalı olarak elde edilmiştir.

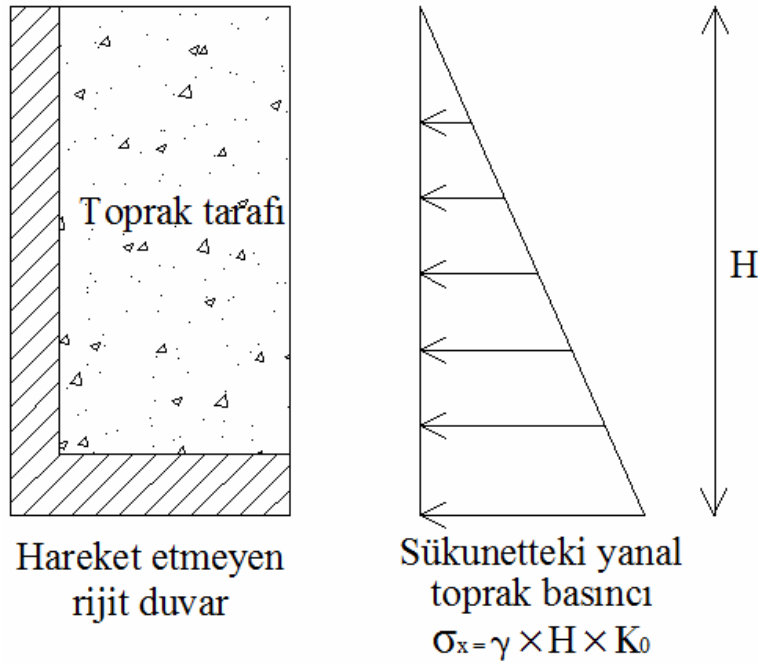
$$K_0 = (1 - \sin \phi') \times OCR^{\sin \phi'} \quad (4.2)$$

Bu formül sadece zemin yüzeyi yatay olduğu zaman geçerlidir. Bu ilişkide yer alan, OCR terimi zeminin aşırı konsolidasyon oranını, ϕ' ise, zeminin efektif sürtünme açısını ifade etmektedir. Arka dolgusu kumlu zemin olan ve temeli anakaya üzerine oturan ağırlık duvarları için Duncan vd.; sıkıştırılmış arka dolgu için $K_0 = 0.45$, sıkıştırılmamış arka dolgu için $K_0 = 0.55$ değerlerini önermiştir (Coduto, 2001).

Homojen bir zeminde K_0 sabit olup, σ'_z 'de derinlikle birlikte doğrusal olarak artar, Şekil 4.1 'de görüldüğü gibi üçgen şeklinde bir basınç dağılımı oluşturur ve sükunetteki yanal toprak basıncı aşağıdaki formül (4.3) ile hesaplanır:

$$\sigma'_x = \gamma \times H \times K_0 \quad (4.3)$$

Bu formülde “ γ ” zeminin birim hacim ağırlığını, “H” ise basınç hesaplanan derinliği temsil eder.



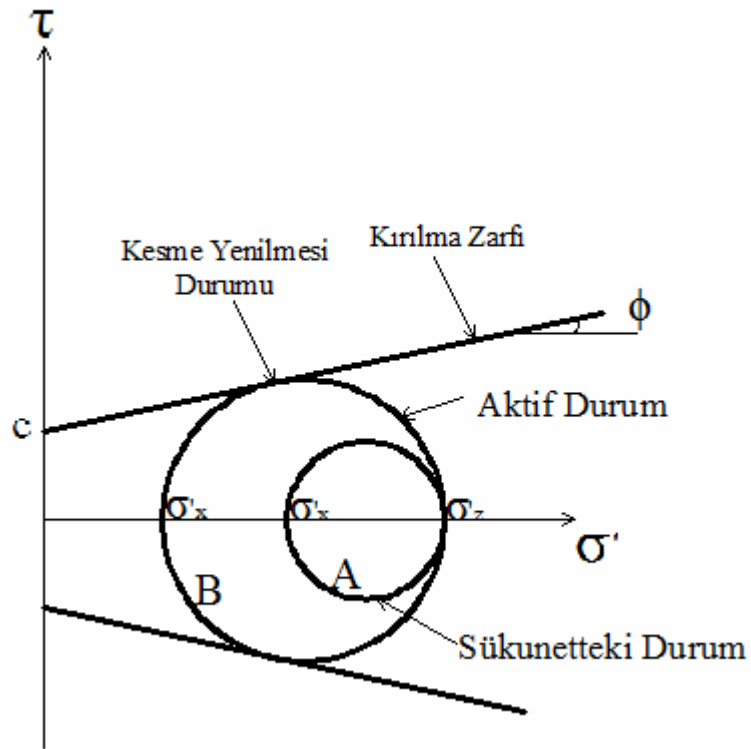
Şekil 4.1 : Sükunetteki yanal toprak basıncı

4.1.2 Aktif yanal toprak basıncı

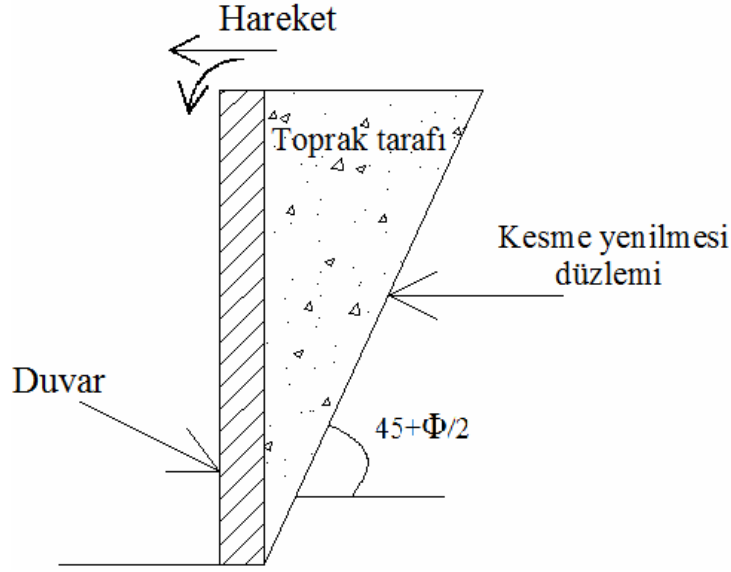
Sükunetteki durum sadece duvarın hareket etmediği durumda söz konusudur. Bu durum her ne kadar tüm duvarların yerine getirmesi gerekli bir şart gibi görünse de, çok küçük hareketler bile yanal toprak basıncını değiştirmektedir. Şekil 4.2 'de A ile

işaretlenen Morh dairesinin Şekil 4.3 'de görülen duvarın arkasındaki bir noktadaki gerilme durumunu temsil ettiği ve bu zeminin sükunette olduğu varsayılırsa; Mohr dairesi, Mohr-Coulomb yenilme zarfına dokunmadığından dolayı, kesme gerilmesi kesme dayanımından küçük olmaktadır.

Duvar bir miktar, tabana göre ve dışarıya doğru, kayma ve/veya dönme hareketi yapar ise yatay gerilmelerin bir kısmı serbest kalacak ve Mohr Dairesi sola doğru büyüyecektir. Sola doğru büyüyen daire kırılma zarfına teğet olunca zeminde kesme yenilmesi gerçekleşmektedir. Bu kesme yenilmesi Şekil 4.3 'de görülen ve yatayla $45+(\phi/2)$ derece açı yapan düzlem üzerinde gerçekleşir. Bu süreci tamamlayan zeminin aktif durumda olduğu ifade edilir. Bu halde oluşan yanal toprak basıncı katsayısı için K_a aktif yanal toprak basıncı katsayısı ifadesi kullanılmaktadır.



Şekil 4.2 : Aktif durumda Morh-Cloumb yenilme zarfı

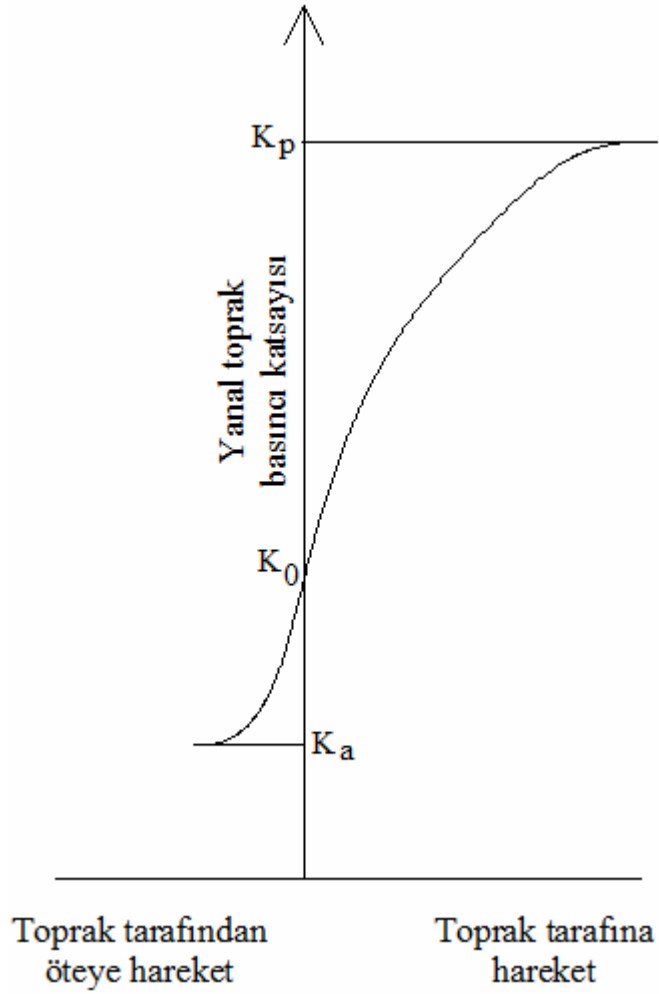


Şekil 4.3 : Duvar arkasında aktif durum

Zemin bir kere aktif duruma geldiği zaman, zemindeki yatay gerilmeler Şekil 4.4 'de görüldüğü gibi en alt değerine düşer. Aktif duruma geçmek için gerekli yanal hareketin miktarı Çizelge 4.1 'de görüldüğü gibi zemin türüne ve duvar yüksekliğine bağlıdır. Tepe kısmından mesnetlenmiş bodrum duvarları çok düşük değerlerde yanal ötelenmeye maruz kalırken, bir konsol duvarın yanal ötelenmesi çok daha büyük değerlere ulaşabilir (Coduto, 2001). Bu nedenle, üstten mesnetli sistemlerde K_0 , konsol duvarlarda ise K_a yanal toprak basıncı katsayılarına yakın değerlerle hesap yapmak daha uygun olmaktadır.

Çizelge 4.1 : Farklı zemin türlerinde aktif durumun oluşması için gereken yatay hareket (CGS, 1992)

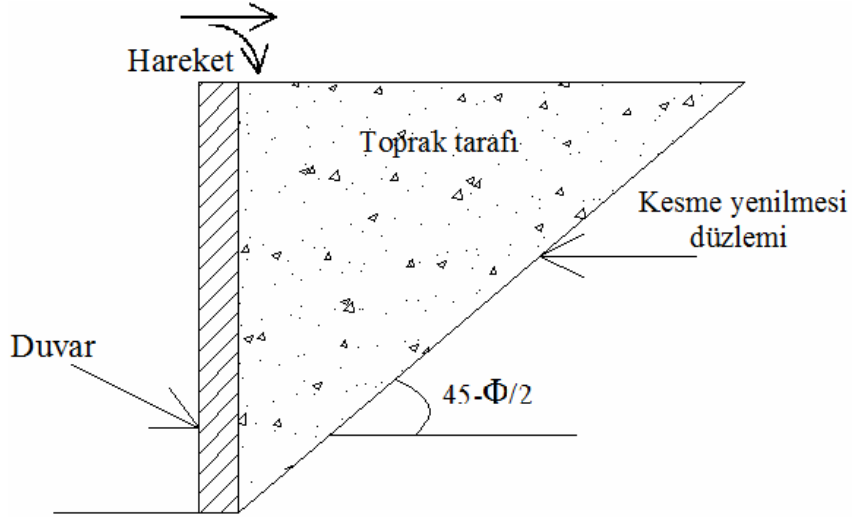
Zemin Türü	Aktif duruma erişilebilmesi için gerekli yatay hareket (H: Duvar yüksekliği)
Sıkı Kum	0.001 H
Gevşek Kum	0.004 H
Katı Kil	0.010 H
Yumuşak Kil	0.020 H



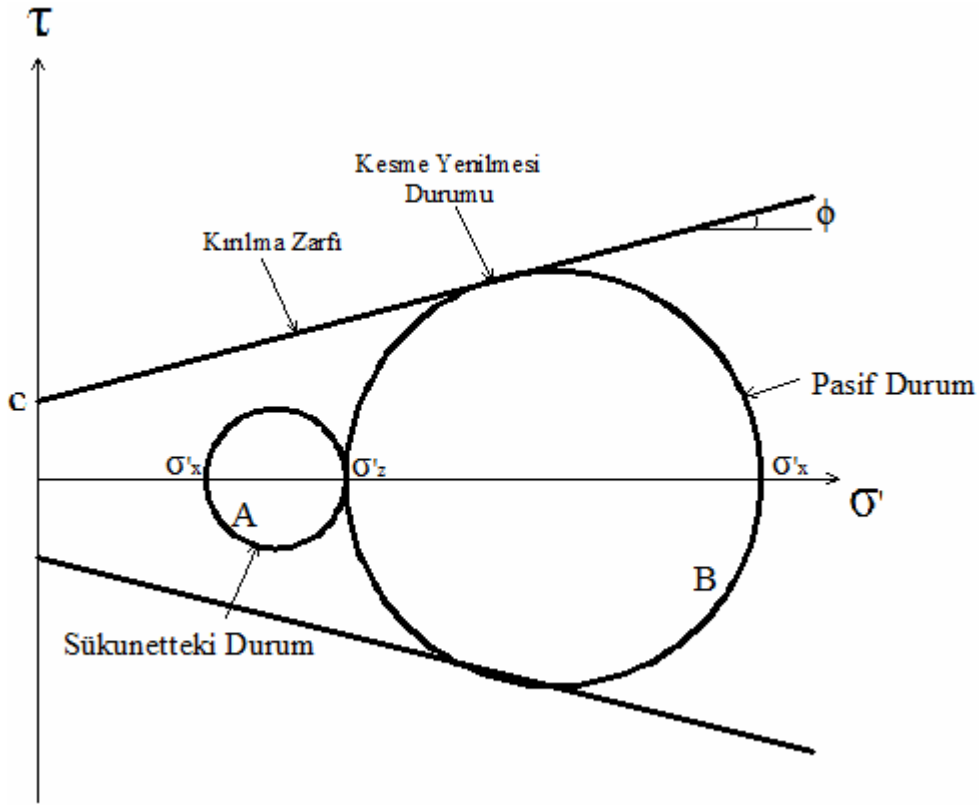
Şekil 4.4 : Torak basıncının hareket yönü ve miktarı ile değişimi

4.1.3 Pasif yanal toprak basıncı

Pasif durum aktif durumun karıştıdır. Bu durumda duvar Şekil 4.5 'de görüldüğü gibi toprak yönüne doğru hareket eder ve Morh dairesi Şekil 4.6 'da ki gibi değişir. Oluşan yatay birim deformasyonlara tepki olarak yatay gerilme değişirken, düşey gerilmeler değişmemektedir.



Şekil 4.5 : Duvar arkası pasif durum



Şekil 4.6 : Pasif durumda Morh-Cloumb yenilme zarfı

Homojen bir zeminde pasif durumdaki kesme yenilmesi düzlemi yata ile $45 - (\phi/2)$ derece açı yapmaktadır. Bu halde oluşan yanal toprak basıncı katsayısı için K_p pasif yanal toprak basıncı katsayısı ifadesi kullanılmaktadır.

Pasif durumun oluşması için, aktif durum için gerekli olandan daha fazla hareket gerekmektedir. Değişik zeminler için gerekli olan bu hareketin tipik değerleri Çizelge 4.2 'de verilmiştir (Coduto, 2001)

Çizelge 4.2 : Farklı zemin türlerinde pasif durumun oluşması için gereken yatay hareket (CGS, 1992)

Zemin Türü	Pasif duruma erişilebilmesi için gerekli yatay hareket (H: Duvar yüksekliği)
Sıkı Kum	0.020 H
Gevşek Kum	0.060 H
Katı Kil	0.020 H
Yumuşak Kil	0.040 H

Hesaplamalarda, pasif yanal toprak basıncı değerinin $F_s = 1.5$ güvenlik katsayısı ile bölünerek kullanılması tavsiye edilmektedir (FHWA-Rd-75-129, 1976) .

4.2 Klasik Yanal Toprak Basıncı Teorileri

4.2.1 Rankine Teorisi

Rankine Teorisi'nin geçerli olabilmesi için aşağıdaki kabullerin yapılması gereklidir (Coduto, 2001).

- Zemin homojen ve izotropdur.
- En kritik kırılma yüzeyi bir düzlemdir.
- Problem iki boyutta ele alınacak şekilde duvarın uzunluğu sonsuzdur.
- Duvar aktif veya pasif basınç şartlarını yerine getirebilecek kadar hareket eder.
- Duvar ile zemin arasındaki sürtünme ihmal edilebilir.

Bu teoride aktif toprak basıncı en genel hali ile aşağıdaki bağıntı (4.4) ile hesaplanır:

$$P_a = -2c\sqrt{K_a} + K_a \times \gamma \times H \quad (4.4)$$

Bu bağıntıda; P_a aktif yanal toprak basıncını, c zemindeki kohezyonu, K_a aktif yanal toprak basıncı katsayısını, γ zeminin birim hacim ağırlığını, H derinliği temsil etmektedir.

Duvar arkası zeminin yatay konumda olması halinde; aktif durumda yanal toprak basıncı katsayısı (4.5) ve pasif durumda yanal toprak basıncı katsayısı (4.6) aşağıdaki bağıntılar ile hesaplanmaktadır. Bu bağıntılarda ϕ içsel sürtünme açısıdır.

$$K_a = \tan^2(45 - \phi / 2) \quad (4.5)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi / 2) \quad (4.6)$$

Duvar arkası zeminin yatayla bir β açısı yapması halinde; aktif durumda yanal toprak basıncı katsayısı aşağıdaki (4.7) bağıntısı ve pasif durumda yanal toprak basıncı katsayısı aşağıdaki (4.8) bağıntısı ile hesaplanmaktadır (Birand, 2006).

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}} \quad (4.7)$$

$$K_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}}{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}} \quad (4.8)$$

Rankine Teorisi'nin geçerli olduğu bir durumda, üçgen dağılım gösteren yanal toprak basıncı sonucunda doğan ve birim genişlik başına düşen bileşke kuvvet en genel hali ile (4.9) aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır.

$$F_a = \frac{H^2 \times \gamma \times K_a}{2} \quad (4.9)$$

Duvar arkası zemin profilinde farklı özellikte zemin tabakaları ve/veya kohezyonlu birimlerin bulunması halinde bileşke kuvvet farklı yöntemlerle ve bağıntılarla hesaplanabilir.

4.2.2 Coulomb Teorisi

Coulomb Teorisi'nin geçerli olabilmesi için aşağıdaki kabullerin yapılması gereklidir:

- Tabakalar içerisinde malzeme özellikleri sabittir.
- Duvar arkasında yatay durumda olmaları halinde birden fazla zemin tabakası olabilir.
- Duvar arkası zemininin yüzeyi eğimli olabilir ancak bir düzlem olarak kabul edilir.

- Duvar arkası zemininin yüzeyinin eğimli olması halinde bu dolgunun ya tamamen taban suyu seviyesi altında olduğu yada tamamen üstünde olduğu varsayılır. Yüzeyin yatay konumda olması durumunda su tablası herhangi bir seviyede olabilir.
- Duvar ve/veya şev üzerindeki sürşarj üniformdur ve tüm şev yüzeyini kapsar.
- Duvar arkası zemininin yüzeyinin eğimli olması halinde zeminin granüler olması gerekmektedir. Zemin yatay konumda ise kohezyonlu bir zemin için de hesap yapılabilir (Birand, 2006).

Bu teoride de aktif toprak basıncı en genel hali ile aşağıdaki bağıntıdaki **(4.10)** gibi hesaplanabilir:

$$P_a = -2c\sqrt{K_a} + K_a \times \gamma \times H \quad (4.10)$$

Bu bağıntıda; P_a aktif yanal toprak basıncını, c zemindeki kohezyonu, K_a aktif yanal toprak basıncı katsayısını, γ zeminin birim hacim ağırlığını, H derinliği temsil etmektedir. Coulomb Teorisi'nin, Rankine Teorisi'nden en önemli farkı yanal toprak basıncı katsayısının hesabındadır. Rankine Teorisi'ne göre daha fazla değişkenli durumlarda çözüm üretebilmeyi sağlayan Coulomb Teori'sine göre aktif yanal toprak basıncı katsayısı **(4.3)** aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi) \times \cos \delta}{\sin \theta \times \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \times \sin(\phi - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \times \sin(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad (4.3)$$

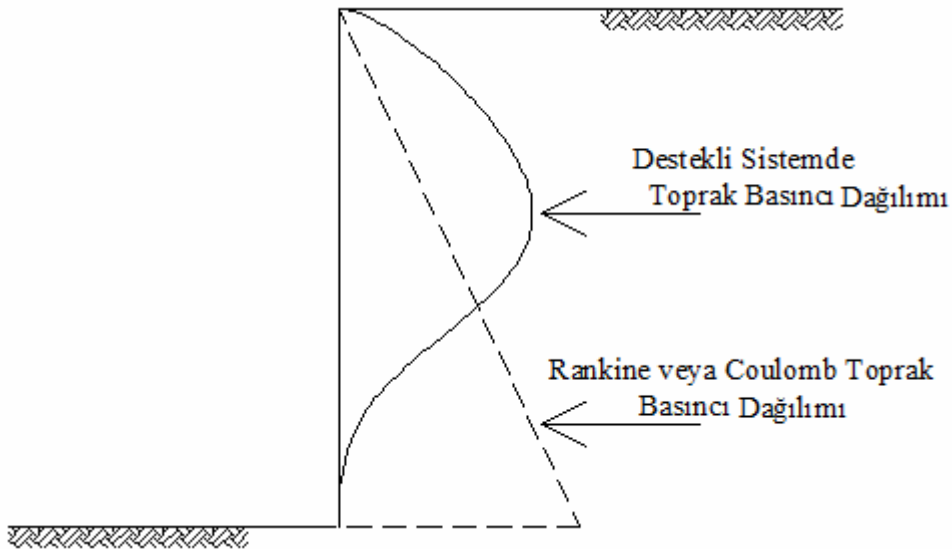
Duvar sürtünmesinin var olması durumunda pasif basınç hesapları gerçeğe göre yüksek sonuçlar verir. Bu nedenle sürtünme ihmal edilir. Bu durumda dikey yüzeyli bir duvar için pasif yanal toprak basıncı katsayısı aşağıdaki bağıntı **(4.4)** ile hesaplanabilir (Birand,2006):

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin \phi \times \sin(\phi + \beta)}{\cos \beta}} \right]^2} \quad (4.4)$$

Bu bağıntılarda, θ duvar yüzeyinin yatay ile yaptığı açığı, δ duvar sürtünme açısını ve ϕ içsel sürtünme açısını temsil etmektedir.

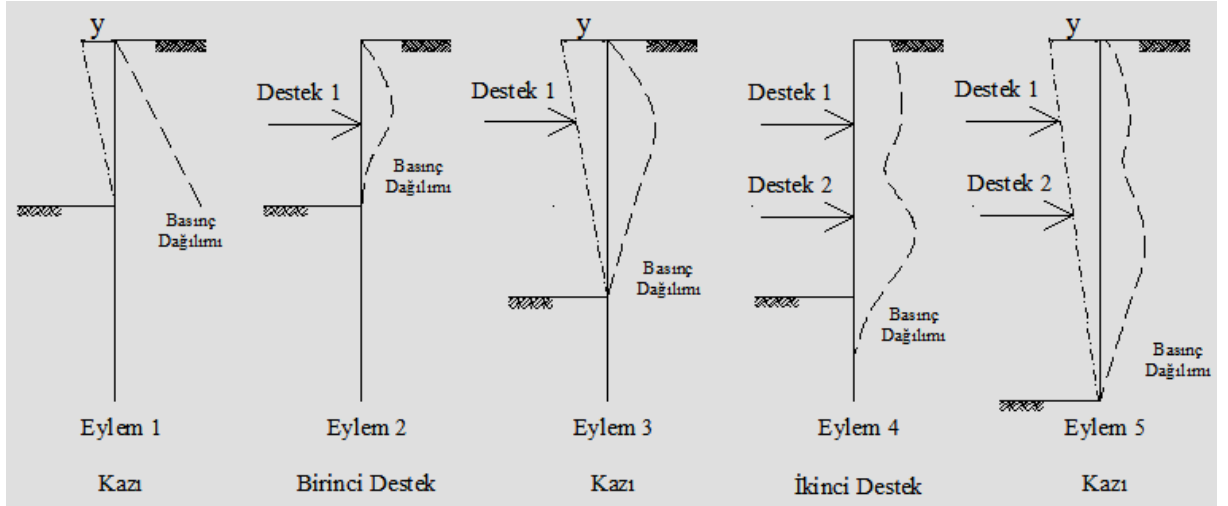
4.3 Çok Destekli Sistemlerde Yanal Toprak Basıncı Teorileri

İksa sistemleri ile desteklenen kazılarda kaplamalara gelen toprak basınçları klasik toprak basıncı teorileri ile hesaplanamaz. Çünkü, iksaların göçmesi veya yenilmesi önceki bölümlerde bahsedilen Rankine ve Coulomb teorilerindeki göçme kriterleri ile uyuşmaz. Aktif toprak basıncının oluşması için dayanma yapılarının tabandan itibaren bir miktar hareket etmesi gereği bilinmektedir. Eğer dayanma yapıları iksa sistemleri ile desteklenir ve hareketleri sınırlandırılırsa toprak basıncı dağılımının farklı yöntemlerle hesaplanması gerekir. Destekli sistemlerde duvarın üst kısmının hareketi büyük ölçüde önlenmiştir. Buna karşın alt kısımlarda ise hareket gözlemlenebilmektedir. Destekli bir duvar ile desteksiz bir duvar arasında en özet hali ile Şekil 4.7 'deki gibi bir yanal toprak dağılım farkı oluşur (Ordemir, 1984). Şekilden de anlaşılabileceği gibi; destekli bir duvarda klasik toprak basıncı teorileri kullanılırsa üst kısımlarda daha düşük yanal toprak basınçları göz önünde bulundurularak dizayn yapılacak ve destek sistemi gereğinden zayıf olacaktır.



Şekil 4.7 : Destekli ve desteksiz bir duvar arasındaki toprak basıncı farkının basit gösterimi

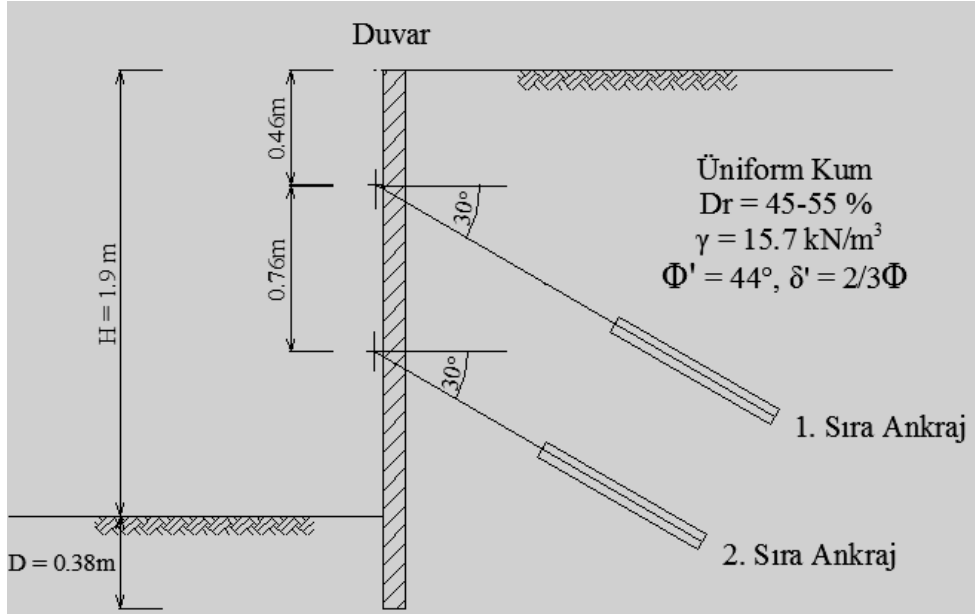
Destekli sistemlerde hareketin olabildiği noktalarda basınç azalmakta, desteklerin harekete engel olduğu durumlarda ise basınç artmaktadır (Birand, 2006). Kazı ve destekleme aşamalarında oluşan toprak basıncı dağılımları en genel hali ile Şekil 4.8 'de görülmektedir.



Şekil 4.8 : Kazı ve destekleme aşamalarında oluşan toprak basıncı dağılımları

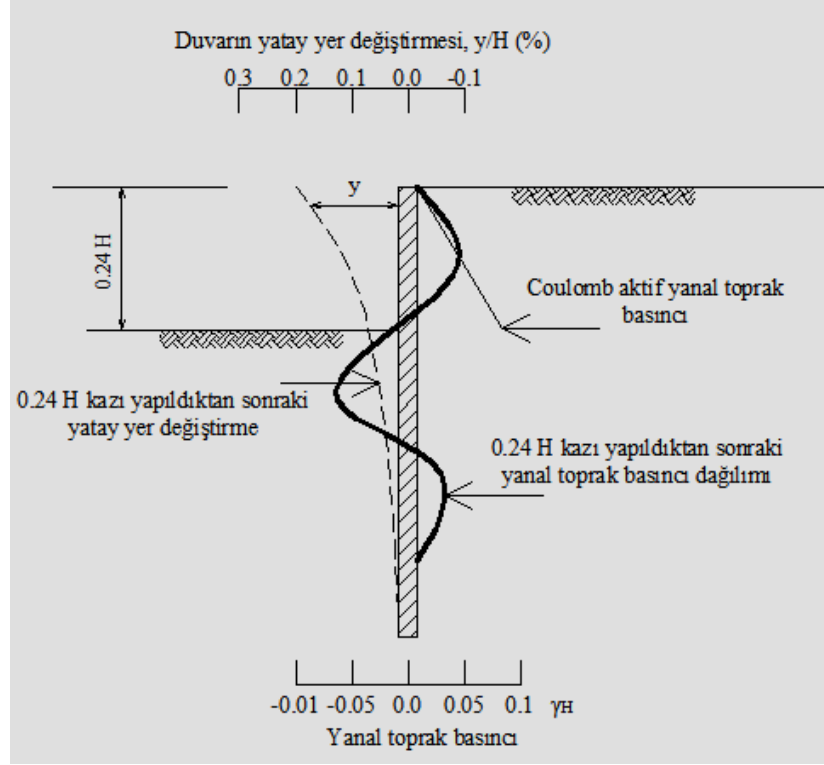
Amerikalı mühendislerin geliştirdiği bir model üzerinde yapılan deneylerle, çok destekli zemin tutma yapılarındaki, kazı aşamaları ile değişen yanal toprak basınçları ve duvar hareketleri incelenmiştir.

Model, Şekil 4.9 'da da görüldüğü gibi, 1.9 m derinliğinde ve 0.38 m'si zemine soketlenmiş bir duvarın çift sıra ön germeli ankrajla desteklenmesinden oluşmaktadır. Kazı yapılan zemin parametreleri; $\phi' = 44^\circ$, $\delta^\circ = 2/3 \phi$ ve $\gamma = 15.7$ kN/m³ olacak şekilde ayarlanmıştır.



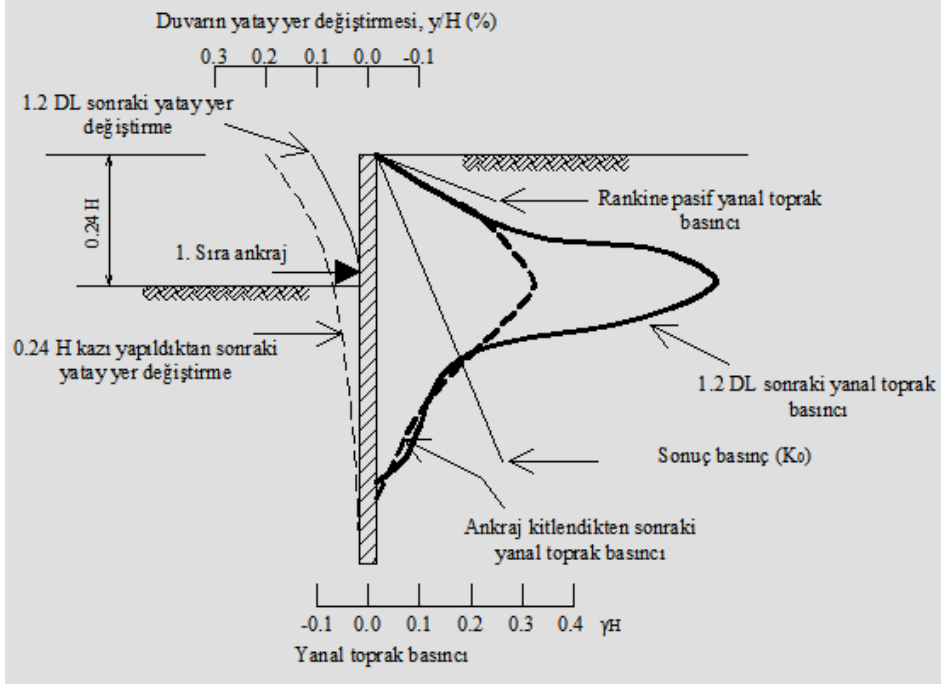
Şekil 4.9 : Destekli kazı modeli

Deneyin ilk aşamasında Şekil 4.10 'da gösterildiği gibi tamamı 1.9 m olması hedeflenen kazı derinliğinin %24'lük kısmı kazılmıştır. Bunun sonucunda destek elemanı konsol bir eleman gibi çalışmıştır. Ortaya çıkan yanal toprak itkisinin ve deplasmanların Couloumb Aktif Yanal Toprak İtkisi Teorisi'ne benzer bir şekilde olduğu gözlenmiştir. Yanal toprak itkisi ve deplasmanların dağılımı Şekil 4.10 'da görülmektedir.



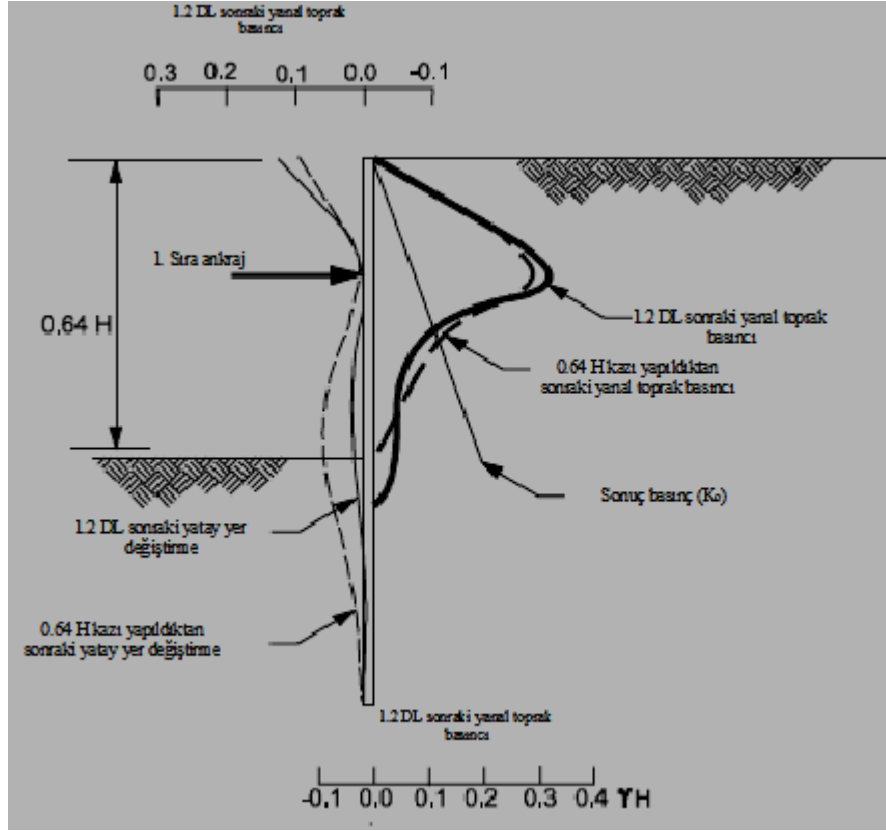
Şekil 4.10 : 0.24 H kazı yapılması sonucu sistemin davranışı

Deneyin bir sonraki aşamasında, 1. sıra ankraj yerleştirilmiş ve ankraja ön germe yükü uygulanması ile birlikte yanıl toprak basıncı dağılımında önemli değışiklikler gözlenmiştir. Ankraja dizayn yükünün 1.2 katı yük (1.2 DL) verilmesi ile birlikte yanıl toprak basıncında büyük bir yükseliş olmuş ve bu yükseliş yükleme bölgesi civarında pasif toprak basıncı değierine yakın bir değier almıştır. Ankrajin dizayn yükünün 0.75 (0.75 DL) katına kilitlenmesi ile birlikte yanıl toprak basıncı bir gerilme soğani oluşturacak şekilde azalmıştır. Fakat azalan bu değier bile Şekil 4.11 'de görülebileceğii gibi aktif toprak basıncından daha yüksek mertebelere dır.



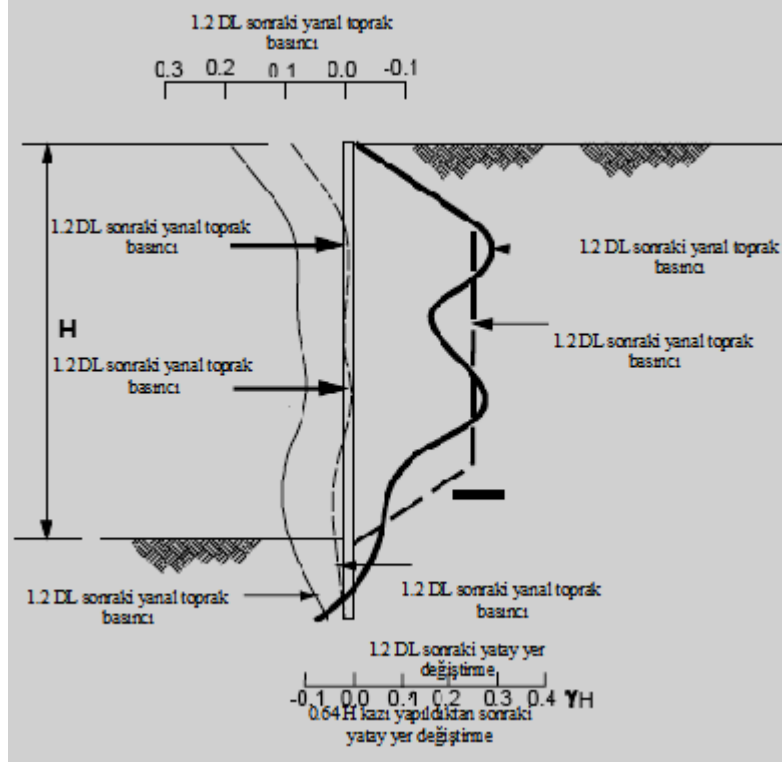
Şekil 4.11 : 1. Sıra ankraja ön germe yükü verilmesi ile birlikte sistemin davranışı

1. sıra ankrajın ön germe yükü altında kilitlenmesinin ardından, 2. sıra ankrajın imalatı için gereken kademe kazısı yapılmış ve sonucunda; destek elemanı yatay yönde göbeklenmiş ve Şekil 4.12 'de gösterildiği gibi yanıl toprak basıncında farklı bir dağılım oluşmuştur. Yanıl toprak basıncı mertebesi, kazı taban kotu hizasında düşmüş buna karşılık 1. sıra ankraj hizasında yoğunlaşarak artmıştır.



Şekil 4.12 : 2. Sıra ankraj imalatı için yapılan kazı ile birlikte sistemin davranışı

2. sıra ankrajın ön germe yükü altında kilitlemesi ile birlikte sistemde 1. sıra ankrajın ön germe yüküne kitlenmesine benzer durumlar oluşmuştur. Şekil 4.13 ‘de görülebileceğı gibi 2. sıra ankraj hizasında da birincisine benzer şekilde gerilme soğani meydana gelmiştir. Son kademe kazısının yapılması ve kazı taban kotuna ulaşılması ile birlikte destek elemanı bir miktar daha bel vermiş ve sonuç olarak Şekil 4.13 ‘de gösterilen yanıl toprak basıncı dağılımı, yanıl deformasyonlar ve destek elemanında oluşan şekil değıştirmeler gözlenmiştir.

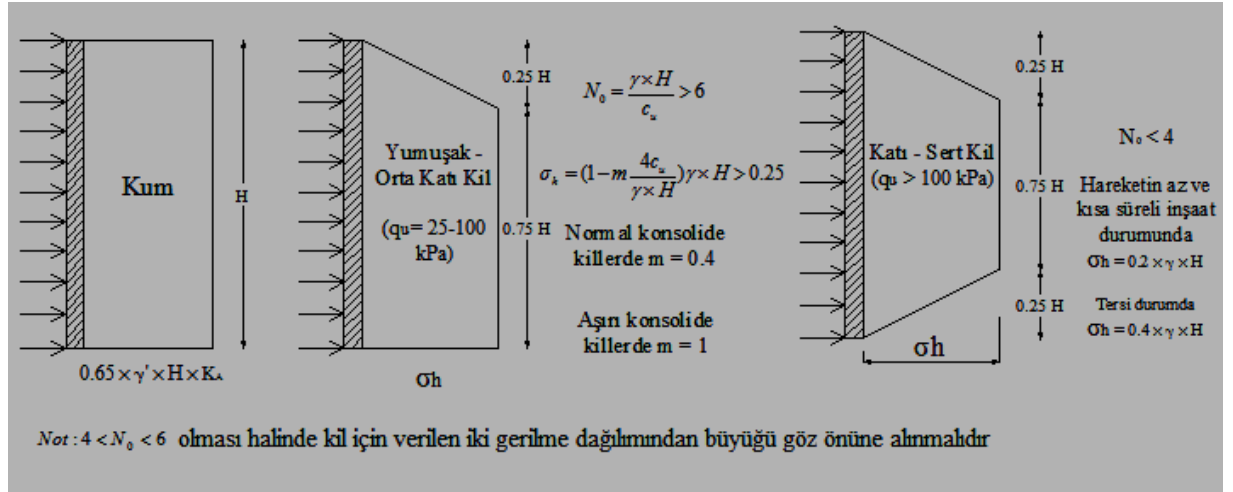


Şekil 4.13 : 2. Sıra ankraja ön germe yükü uygulanması ve kazının tamamlanması ile birlikte sistemin davranışı

Kazının tamamlanması ile oluşan yanal toprak basıncı dağılımı, Şekil 4.13 'de görülen trapez dağılıma yakın bir dağılım sergilemektedir. Bu durum şunu göstermektedir ki, bu deney şartlarında oluşturulan destekli toprak tutma yapısının arkasında oluşan yanal toprak basıncı üst bölgelerde aktif toprak basıncı kabulüne göre hesaplanacak basınçtan çok daha fazla, kazı taban kotu hizasında ise daha azdır (FHWA-IF-99-015, 1999).

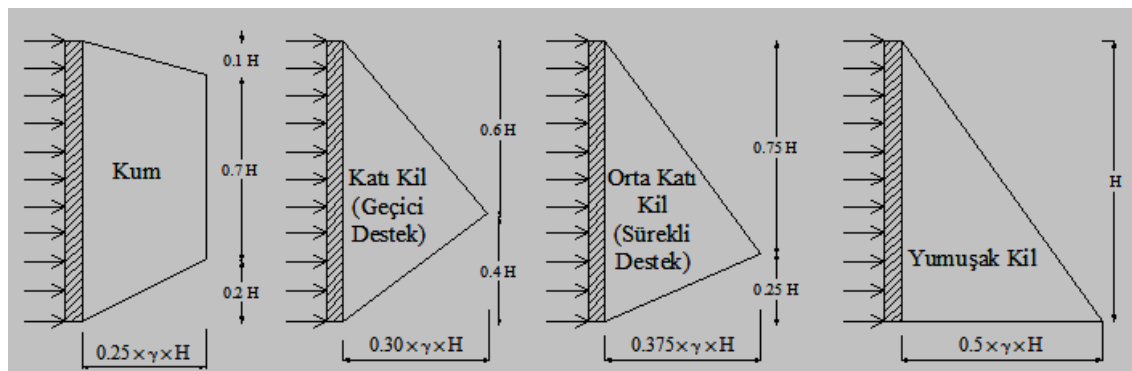
Bu deney şunu ifade etmektedir ki, destekli sistemlerde kullanılan elemanların yüklenmesi ve kademe kazıları; yanal toprak basıncında, yanal deplasmanlarda ve destek elemanlarının şekil değiştirmesinde değişikliklere sebep olmaktadır. Böylelikle yanal toprak basınçlarında farklı dağılımlar ve mertebeler oluşmaktadır. Bu nedenle iksa sistemleri için, her kademe kazısı ve her destek elemanının yük taşıma hale gelmesi göz önünde bulundurularak ayrı ayrı fazlarda hesap yapılması ve boyutlandırma esnasında her fazda oluşan kesit zorlarının dikkate alınması gerekmektedir. Bu yüzden, uygulama esnasında da hesaplamalarda baz alınan kademelere göre kazı yapılması ve sisteme gerekli yüklerin etkilmesi büyük önem arz etmektedir. Aksi takdirde, kesit zorları ve deplasmanlar beklenenin üzerinde değerlere ulaşacak ve iksa sisteminin güvenliği tehlikeye girebilecektir.

Yukarıda bahsi geçen deneyde elde edilene benzer şekilde, destekli sistemlerdeki yanal toprak basıncı dağılımı ile ilgili farklı zemin koşulları altında farklı teoriler geliştirilmiştir. Terzaghi ve Peck farklı zemin cinsleri için; kazı derinliğinin 6 m'den fazla olması, su tablasının kazı tabanının altında olması, kum varsa kuru olması, killere için drenajsız koşulların geçerli olması şartları altında (Birand, 2006), Şekil 4.14 'de görülen toprak basıncı dağılımlarını önermişlerdir.



Şekil 4.14 : Terzaghi-Peck 'in önerdiği, destekli sistemlerdeki yanal toprak basıncı dağılımları (Terzaghi ve Peck, 1967)

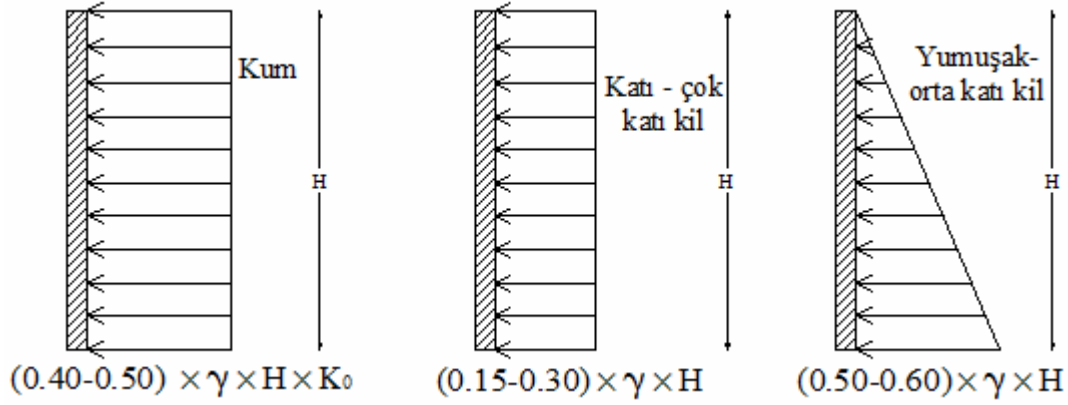
Destekli sistemlerdeki yanal toprak basıncı dağılımları ile ilgili bir diğer öneri de Tschobotarioff tarafından önerilmiştir. Kumlu ve/veya kazı derinliğinin 16 m den fazla olduğu durumlarda Tschobotarioff metodunun daha geçerli olduğu kabul edilmektedir (Birand, 2006). Tschobotarioff'un önerdiği yanal toprak basıncı dağılımları Şekil 4.15 'de görülmektedir.



Şekil 4.15 : Destekli sistemlerde yanal toprak basıncı dağılımı için Tschobotarioff'un önerisi (Tschobotarioff, 1973)

NAVFAC (1988) ankrajlı duvarlarda gerilme dağılımı için Şekil 4.16 'daki dağılımları ön görmektedir. Bu basınçlar içten destekli duvarlara göre hareketin daha

az olacağı gerekçesi ile daha fazladır. Diğer bir fark üst sıra ankraj yükünün gereğinden fazla tahmin edilip “yumuşak orta katı kilde” zeminin aşırı yüklenmesinin önlenmesidir (Yıldırım 2004).



Şekil 4.16 : Ankrajlı duvarlar için NAVFAC önerisi (NAVFAC 1988)

4.4 Sürşarj Yükleri

Kazı çukurunun çevresinde yer alan komşu binalar, ulaşım yolları ve bu yollar üzerinde seyreden trafik, inşaat esnasında veya öncesinde yapılan dolgular, stoklanmış inşaat malzemeleri, vinçler, beton pompaları gibi etkenlerden dolayı, iksa sistemlerine etkileyen sürşarj yükleri oluşmaktadır. Bu durumdaki yüklerin duvar üzerine olan etkisi zemin için doğrusal elastik davranış kabul edilerek hesaplanmaktadır (Birand, 2006). İksa sistemi üzerine sürşarj yükü teşkil eden ekipmanlara bir örnek Şekil 4.17 ‘de görülmektedir.

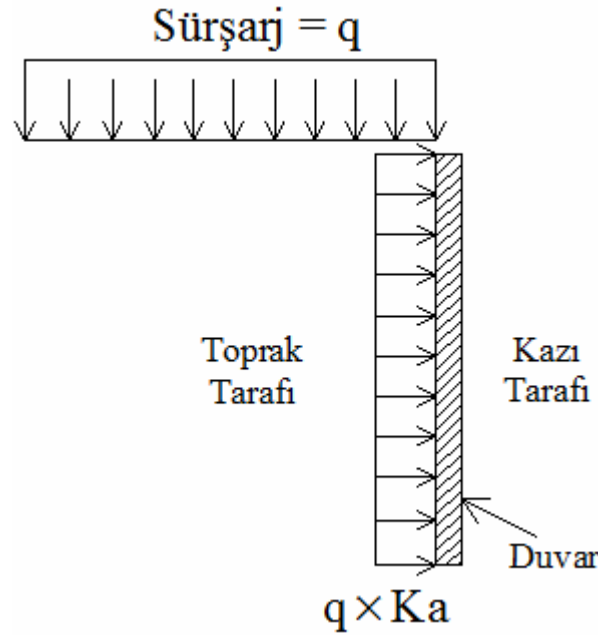


Şekil 4.17 : İksa sistemi arkasında sürşarj yükü oluşturan ekipmanlar

İksa sistemlerine gelen yüklerin hesabında en az 10 kPa'lık üniform dağılışı sergileyen bir sürşarj yükünün hesaba katılmasında fayda vardır. Örneğin yüklü bir beton transmikseri yaklaşık 7.7 kPa'lık bir sürşarj yükü oluşturmaktadır (Macnab, 2002). Trafik yükleri için ise en az 12 kPa'lık bir sürşarj yükünün hesaba katılması gerekmektedir. İksa sistemleri projelendirilirken yapılan ön çalışmalarda, sürşarj yükü oluşturabilecek etmenler çok iyi analiz edilmeli ve hesaplara yansıtılmalıdır. Kazı derinliği kadar yatay mesafedeki komşu binaların sürşarj etkisi dikkate alınmalıdır (FHWA-IF-99-015, 1999). Komşu binalardan kaynaklanan sürşarj yüklerinin analizinde, bina ile kazı esnasında oluşacak olası kırılma zonlarının arasındaki mesafenin ve etkileşimin de dikkate alınmasında fayda vardır.

Sürşarj yükleri yükleme durumlarına göre farklı şekillerde iksa sistemlerine etki yapmaktadır. Çizgisel yük, nokta yük, yatay yük ve düzgün yayılı yük gibi yükleme durumlarına göre farklılık gösteren yükleme şekilleri vardır. Bu yükleme şekillerinin sebep oldukları yanal basınç artışlarıyla ilgili; yüklemenin kazı çukuruna olan uzaklığı ve kazı derinliğine göre değişen, hesap kolaylığı sağlayan abaklar mevcuttur. Pratikte genelde düzgün yayılı yük kabulleri yapılarak işlem yapılır. Düzgün yayılı yüklemelerde yayılı yükün derinlik boyunca yanal toprak basıncı

katsayısı ile çarpılmış değeri ile derinlik boyunca Şekil 4.18 'deki gibi etki ettiği kabul edilmektedir.



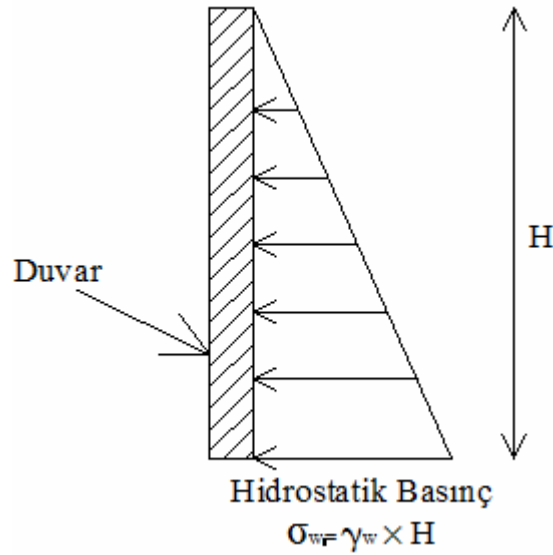
Şekil 4.18 : Düzgü yayılı sürşarj yükünün duvara etkimesi

4.5 Su Kuvvetleri

Yer altı su seviyesinin altında kazı yapılması, iksa sisteminin arkasına sızan suların birikmesi, kazı tabanı yüzeyince su sızması gibi sebeplerden dolayı iksa sistemleri su basınçlarına maruz kalmaktadır.

Bir akışkan zerresi bulunduğu noktada her yöne eşit yönde basınç uygular. Bu sebepten dolayı toplam yanal basıncın hesaplanmasında hidrostatik basıncın toprak basıncından ayrı hesaba katılması gerekmektedir. Çünkü yatay toprak basıncı, düşey toprak basıncının bir katsayı (K) ile çarpılması sonucu elde edilmektedir. Halbuki bir noktadaki hidrostatik basıncın düşey ve yatay değeri aynıdır. Hidrostatik basınç aktif yanal toprak basıncı değerinden neredeyse her zaman daha yüksek değer almaktadır.

Hidrostatik basıncın derinlikle değişimi ve duvar üzerine olan etkisi Şekil 4.19 'da gösterilmiştir.



Şekil 4.19 : Hidrostatik basıncın duvar üzerinde dağılımı

Su seviyesinin altında yapılan kazılarda, her kazı aşaması için hesap yapılırken, kazı çukuru dışındaki su seviyesinin yer altı su seviyesinde kaldığı fakat kazı çukuru içerisindeki su seviyesinin kazı seviyesi ile birlikte aşağı indiğine dikkat edilmelidir.

Yer altı suyunun bulunmadığı bir ortamda kazı yapılsa bile, kazı çukuru etrafındaki su kanalları, atık su sistemleri, drenaj sistemleri çok iyi incelenmeli ve sızma potansiyelleri irdelenmelidir.

Kazı çukuru etrafında zeminde oluşan çekme çatlakları gözlenmeli ve içerisine su sızmasına karşın enjeksiyon şerbeti ile doldurulmalı ve üst yüzeyde yalıtım sağlanmalıdır. Aksi takdirde, çatlaklardan girecek sular iksa sistemlerinde hidrostatik basınca neden olacağı gibi çatlak yüzeylerindeki zeminin mukavemetini düşürerek kayma durumunun tetikleyecektir.

Kazı tabanından sızma oluşması durumunda, sızma basınçlarının akım ağları çizilerek belirlenmesi ve hesaplara yansıtılması gerekmektedir.

4.6 Deprem Etkisi İle Oluşan Kuvvetler

Depremi bir dayanma yapısına olumsuz etkisi aşağıdaki 3 ana başlık altında toplanabilir:

- Rıhtım duvarlarında olduğu gibi suya doymuş arka zemin bulunması halinde artan yanal itki, azalan duvar önü su basıncı veya temel zeminin sıvılaşması

sonucu oluşan çok büyük arka zemin basıncı, duvarların ötelenmesinde önemli bir etken olmaktadır,

- Doygun olmayan geri dolgulu sistemlerde depremden kaynaklanan hasar daha azdır,
- Mekanik olarak iyileştirilmiş zemin duvarları (ankrajlı duvarlar ve zemin çivili duvarlar) klasik ağırlık duvarlarına göre depremde daha iyi davranış sergilemişlerdir (Yıldırım, 2004).

Deprem durumunda, yanal toprak basıncında değişiklikler olmaktadır. Buna ilaveten, destekleyici sistemin deprem anındaki kendi eylemsizliği ve yer altı su seviyesinin altındaki zeminlerde deprem esnasında oluşan hidrodinamik basınçlar iksa sistemlerini etkileyecek diğer deprem yükleridir.

4.6.1 Yanal toprak basıncı değişimi

Deprem etkisi ile değişen yanal toprak basınçlarının hesabı “toprak kaması” teorileri üzerinden yola çıkılarak belirlenebilmektedir. Coulomb Toprak Kaması ilkesi üzerinden yola çıkarak Mononobe-Okabe (1929) tarafından depremlili durumdaki yanal toprak basınçlarının hesabı ile ilgili bir yöntem geliştirilmiştir. Bu yöntem kullanılabilmesi için aşağıdaki varsayımların yapılması gerekmektedir:

- Duvar aktif basıncın doğmasını sağlayacak kadar hareket eder.
- Destek sistemi arkası zemin yüzeyi eğimli olabilir ancak bir düzlem olarak kabul edilir.
- Destek sistemi arkası zemin yüzeyinin eğimli olması halinde bu zeminin ya tamamen su seviyesinin altında olduğu ya da tamamen üstünde olduğu varsayılır. Yüzeyin yatay konumda olması durumunda su seviyesi herhangi bir yerde olabilir.
- Sürşarj üniformdur ve desteklenen bölgenin tamamını kapsar.
- Desteklenen zeminin granüler olduğu ($c=0$) varsayılır.
- Sıvılaşma problemi yoktur (Birand, 2006).

Kuru bir zemin kamasına etki eden Mononobe-Okabe aktif kuvveti aşağıdaki bağıntı (4.5) ile hesaplanabilir:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \times K_{AE} \times \gamma \times (1 - k_v) h^2 \quad (4.5)$$

Bu bağıntıdaki K_{AE} bir nevi depremli durumdaki aktif yanal toprak basıncı katsayısı gibi olup aşağıdaki bağıntı (4.6) ile hesaplanır:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos \psi \times \cos^2 \theta \times \cos(\psi + \delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \times \sin(\phi - \psi - \beta)}{\cos(\beta - \theta) \times \cos(\psi + \delta + \theta)}} \right]^2} \quad (4.6)$$

Kuru bir zemin kamasına etki eden Mononobe-Okabe pasif kuvveti aşağıdaki bağıntı (4.7) ile hesaplanabilir:

$$P_{PE} = \frac{1}{2} \times K_{PE} \times \gamma \times (1 - k_v) h^2 \quad (4.7)$$

Bu bağıntıdaki K_{PE} bir nevi depremli durumdaki pasif yanal toprak basıncı katsayısı gibi olup aşağıdaki bağıntı (4.8) ile hesaplanır:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi + \theta)}{\cos \psi \times \cos^2 \theta \times \cos(\psi + \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \psi + \beta)}{\cos(\beta - \theta) \times \cos(\psi + \delta - \theta)}} \right]^2} \quad (4.8)$$

Yukarıdaki bağıntılarda yer alan semboller aşağıdaki gibi isimlendirilmektedir (Birand, 2006):

γ : Zeminin birim hacim ağırlığı,

k_v : Düşey ivme (g olarak),

k_h : Yatay ivme (g olarak),

h : Yükseklik,

ϕ : Zeminin içsel sürtünme açısı,

ψ : Sismik açı $[(k_h/(1-k_v))]$,

θ : Destek sistemi arkası zemininin yatayla yaptığı açı,

δ : Duvar sürtünme açısı,

β : Duvar yüzeyinin eğimi,

Coulomb Kaması'nın su seviyesinin altında olması durumunda deprem katsayısı aşağıdaki bağıntı (4.9) ile hesaplanır:

$$k_h' = \frac{\gamma_d}{\gamma_a} \times k_h \quad (4.9)$$

Bu yöntemle deprem etkisi ile değişen yanal toprak basıncının sadece büyüklüğü hesaplanabilmektedir. Fakat hesaplanan büyüklüğün tesir noktasının belirlenmesi gerekmektedir. Bu hususta Prakash ve Basavanna (1996) kuramsal olarak aktif itkinin sismik bileşeninin duvar üstünden H/3 kadar altta etkimesi gerektiğini göstermiştir. Bir diğer araştırmacı Whitman (1990) model ve gerçek duvarların davranışlarına göre aktif basıncın sismik bileşeninin tabandan 0.6 H yukarıda etkiğinin belirtmektedir. Lam ve Martin ise (1997) uygulamadaki amaçlar için toplam aktif gerilmenin duvar yüksekliği boyunca üniform dağıldığını ve bileşkenin duvarın yarı yüksekliğinde etkiğini varsaymaktadırlar. Bu öneri “Amerikan Karayolları” tarafından da benimsenmiştir.

Mononobe-Okabe eşitliği hemen hemen tüm dayanma yapıları için kullanılmaktadır. Örneğin ağırlık duvarları, ankrajlı duvarlar, mekanik olarak iyileştirilmiş (donatılı vs.) duvarlarda aynı yöntem uygulanabilir. Uygulamada diğer statik benzeşimli uygulamalarda olduğu gibi uygun sismik katsayının seçimi önem kazanmaktadır (Yıldırım, 2004).

4.6.2 Destekleyici sistemin eylemsizlik kuvveti

Destekleyici sistemin eylemsizlik kuvveti F, duvar arkasındaki Coulomb kamasının dışında kalan bölgedeki zemin suyu ve zeminin ağırlıkları ile duvarın kendi ağırlığı toplamı W'nin, yatay deprem ivme katsayısı k_h ile çarpılması ile aşağıdaki bağıntıdaki (4.18) gibi hesaplanır (Birand, 2006) :

$$F = W \times k_h \quad (4.18)$$

4.6.3 Hidrodinamik kuvvetler

Bir duvarın arkasında zemin seviyesinin üstünde olan su kesiminde deprem nedeni ile meydana gelen basınç, su yüzeyinden itibaren bir y derinliğinde Westergaard tarafından önerilen aşağıdaki bağıntı (4.19) ile hesaplanabilir:

$$P_E = C_E \times k_h \times \sqrt{h \times y} \quad (4.19)$$

Bu bağıntının integrali, eylemsizlik kuvvetini verir ve aşağıdaki bağıntı (4.10) ile hesaplanabilir:

$$F_E = \frac{2}{3} \times C_E \times k_h \times h^2 \quad (4.10)$$

Bu kuvvet, su seviyesi tabandan h kadar yüksekte ise, taban seviyesinden $0.4h$ yukarıda etkir.

Bu bağıntı basıncın derinlikle bir parabol tanımı ile dağıldığını gösterir. CE katsayısı kN-sn-m birimleri ile $CE = 2.47$ olarak alınabilir.

5. DERİN KAZI SİSTEMLERİNDE YAPISAL DESTEK ELEMANLARI

5.1 Düşey Yapısal Destek Elemanlar

5.1.1 Keson kuyu perdeler

Keson kuyu perdeler, kazı çukurunun stabilitesinin sağlanması amacı ile imal edilen düşey destek elemanlarıdır. Zemin ankrajlarının ülkemizde yaygın olarak kullanılmadığı zamanlarda yapılan derin kazılarda, kuyu perdelerden oldukça fazla yararlanılmıştır. Zemin ve proje şartlarına göre günümüzde de tercih edilebilen bir destekleme yöntemidir.

Kendini tutabilen zeminlerde ve kayalarda imal edilebilirler. Yer altı su seviyesinin altında ve kendini tutamayan zeminlerde imal edilmeleri neredeyse olanaksızdır.

Kuyu perdeler, temel kazısının çevresini kaplayacak şekilde parça parça imal edilirler. Bunlar, genellikle $2\text{ m} \times 2\text{ m}$ veya $1.5\text{ m} \times 3\text{ m}$ (uzunluklar zemin şartlarına göre değişebilir) boyutlarındaki bir alanda, kompresör aracılığıyla sağlanan basınçlı hava ile çalışan el kırıcısı, kazma kürek gibi ekipmanlar kullanılarak insan gücü ile açılan çukurların içerisinde imal edilmektedir. Her bir parçanın kazılması esnasında oluşan çukurların kendi içerisinde stabilitesinin sağlanabilmesi için ahşap destekler (madenci direkleri) kullanılmaktadır. Kendini tutamayan zeminlerde, çukurun desteği yeterli olmaz ise lokal stabilite problemleri oluşabilir. Bu problemler ileri boyuta taşındığı takdirde, kazı ve iksa işlerini etkileyecek deplasmanlar gözlenebilir. Açılan bu çukurun, temel kazısı aynasını oluşturan kısmına donatı yerleştirilir, kalıp kurulur ve betonlanır. Açılan çukur, çukuru destekleyen ahşap elemanlar ve perde donatıları Şekil 5.1 'de görülmektedir.



Şekil 5.1 : Kuyu perde çukuru ve ahşap destekleri

Betonun yeterli sertliğe ulaşması ile birlikte kalıp sökülür ve çukur geri doldurulur. Yapılan geri dolguda iri parçaların olmamasına ve dolgunun mümkün olduğunca sıkıştırılmasına dikkat edilmelidir. İmal edilen her bir kuyu perde yanal yönde yerleştirilen donatı filizleri ile birbirlerine bağlanır ve sistemin kesit tesirlerine karşı bir bütün olarak çalışması hedeflenir. Ayrıca, kuyu perde parçalarının başlık kirişi ile bağlanmasının da sistem sürekliliğine faydası vardır.

Kuyu perdeli iksa sistemleri proje ve zemin şartlarına göre yatay destekli veya desteksiz (konsol) projelendirilebilir. Konsol çalışan kuyu perdelerin; dönme, kayma gibi dış stabilite güvenliğinin sağlanabilmesi için, belli bir oranda kazı taban kotu altına soketlenmeleri (ankastreman oluşturulması) gerekmektedir. Zemin şartlarına ve sürşarj yüklerine göre soket boyları kazı derinliğinden daha fazla olabilmektedir. Konsol çalışan kuyu perdeler yüksek eğilme momentlerine maruz kalırlar. Yatayda desteklenen kuyu perdelerde ise soket boyları nispeten daha kısa ve momentler açıklık momentleri olup konsol kuyu perdelerine göre daha düşüktür.

5.1.2 Diyafram duvarlar

“TS EN 1538”de yerinde dökme beton diyafram duvar; zeminde açılan hendeğe inşa edilmiş donatılı veya donatısız yerinde dökme beton duvar, olarak tarif edilmiştir. Özellikle yer altı su seviyesi altında yapılan kazılarda su geçirimsizliği sağladığı için

tercih edilen bu sistem kuru ortamlarda da uygulanabilir olup bir diğ er kazı d    y destek elemanı olarak kullanılmaktadır (TS EN 1538, 2001).

Diyafram duvarlar hemen hemen her zeminde uygulanabilmektedir. Diğ er foraj teknikleri ile delinemeyecek kadar sert kayalar frezeli sistem sayesinde rahatlıkla delinebilmektedir. S  zgelimi, serbest basın  mukavemeti 200 MPa olan kayalarda, boyları 100 m'ye varan ve kalınlıkları 650 mm ile 1200 mm arasında değ iş en diyafram duvar imalatı yapmak m  mk  nd  r (Puller, 2003) .

Diyafram duvarlar konsol  alıştırılabilirdikleri gibi yanal y  nde destekli olarak da  alıştırılabilirler. Buna ilaveten inşa edilecek yapının bodrum perdesi olarak projelendirilebilir ve yukardan aşağı (top-down) kazı tekniğ inde kullanılabilirler.

D    y destek elemanı olarak olduk a pozitif yanları bulunan diyafram duvarların imalatı i in tecr beli teknik ekip,  zel makine ve ekipmanlar gerekmektedir. Diyafram duvar imalatı i in; hendek kazısını yapacak freze veya mekanik grep, donatı yerleşimi ve diğ er ihtiya lar i in kapasitesi yaklaşık 100 ton olan vin  veya vin ler, bentonit s  spansiyonun hazırlandığı mikserler, bentonit pompası, bentonit ve su siloları ve hendek kazısı esnasında kullanılan bentonite karışan kum ve benzeri malzemelerin bentonit s  spansiyonundan ayrıştırıldığı disender  nitesi gibi ekipmanlar gerekmektedir. Diyafram duvar imalatında zeminin kazılmasını sağlayan ucunda iki adet elmas veya benzeri u larla donatılmış d  nel kesici kafanın bulunduğu ve ortasındaki pompa ile hendek i erisine bentonit s  spansiyonu zermeden freze  nitesi şekil 5.2 'de g  r  lmektedir. Bu makine ve ekipmanların, yerleşimi saha i erisinde  nemli bir yer kaplar ve mobilizasyonları başlı başına bir maliyettir.



Şekil 5.2 : Freze ünitesi

Diyafram duvar kazıcı makinelerinin düz satıhta çalışabilmesinden dolayı imalat öncesinde sahada gerekli tesviye işlemleri yapılmalıdır. Diyafram duvarların doğrultusunu sağlamak, kazı aletlerine kılavuz olarak hizmet etmek, destekleyici akışkanın seviye değişimine bağlı olarak meydana gelebilecek çökmeye karşı hendeğin kenarlarını emniyete almak ve kazının içine sokulan donatı kafesi veya ön yapımlı paneller veya diğer elemanları beton veya kendi kendine sertleşen çamur sertleşinceye kadar desteklemek için hendek kazısına başlamadan önce Şekil 5.3 ‘e benzer kılavuz duvarların inşa edilmesi gerekmektedir (TS EN 1538, 2001).



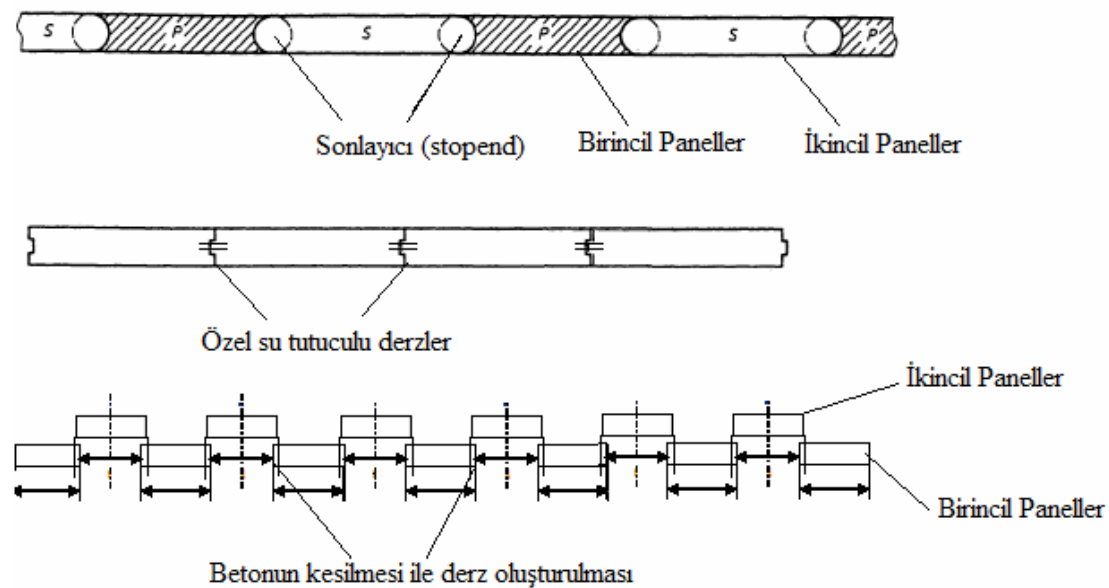
Şekil 5.3 : Kılavuz duvar

Kılavuz duvarların inşasından sonra ters kepçe tarzı bir makine ile duvar içerisinde bir miktar kazı yapılır. Bu kazı içerisine, hendek stabilitesi ve kazı esnasında açığa çıkan malzemenin dışarı taşınmasını sağlayacak bentonit süspansiyonu ile doldurulmaya başlanır. Arası bir miktar kazılan ve bentonit süspansiyonu ile dolan kılavuz duvarların içerisine kazı yapacak ekipman (freze veya greb) yerleştirilir ve kazı başlar. Kazı devam ettiği sürece bentonit süspansiyonu hendek içerisine gönderilmeye devam edilir. Bentonit süspansiyonunun seviyesi hendek stabilitesini sağlayacak seviyede olmalı ve ayrıca piyozometrik seviyenin her zaman en az 1 m üzerinde tutulmalıdır. Bentonit süspansiyonu içerisinde kazı işlemi devam eder ve kazı malzemesi bentonit süspansiyonu ile birlikte sürekli olarak kum tutucu (disender) ünitesine gönderilir. Bentonit, bu üniteye temizlenir ve hendek çukuruna tekrardan zerkedilebilecek hale getirilir. Gerekli derinliğe erişildikten sonra donatı

kafesi vinç vasıtası ile hendeğe indirilir. Donatı ile hendek kazısı tabanı arasında en az 0.2 m mesafe olmalıdır (TS EN 1538, 2001). Donatı kafesinin yerleştirilmesinin ardından tremi borusu vasıtası ile betonlama işlemi yapılır ve bir panelin inşası tamamlanmış olur.

Kuru ortamlarda imal edilen bir diyafram duvar panelinin her iki yatay yönde 10 mm ve düşeyde 1/100 oranında sapma yapması, müsaade edilebilir sınırlar içerisinde. Şayet diyafram duvar iksa elemanı olmasının yanında geçirimsizlik perdesi olarak da görev yapacaksa bu tolerans değerleri daha düşük değerler alabilir. Bu konuda projelendirmeyi yapan teknik ekibin karar vermesi daha uygun olacaktır (TS EN 1538, 2001).

Diyafram duvarlar kesişen fore kazıklara benzer şekilde birincil ve ikincil paneller halinde imal edilir. Panel genişlikleri freze veya mekanik grabin boyutlarına göre şekillenebilir. Panel genişlikleri 2.3 m ile 2.8 m arasında değişmekle beraber eklemeli sistemlerle bu genişlik 6 m ile 7 m'ye arasında artabilmektedir (Puller, 2003). Birincil ve ikincil paneller arasındaki derzin nasıl oluşturulacağı, aradaki sızdırmazlığın ve perde bütünlüğünün nasıl sağlanacağı üzerine çeşitli yöntemler geliştirilmiştir. Derzler genellikle, çelik veya beton sonlayıcılar (stopend) vasıtasıyla veya özel su tutucu derz sistemleri ile veya ön yapımlı komşu panelin beton veya sertleşmiş malzemesini keserek Şekil 5.4 'de verilen örneklere benzer şekilde oluşturulur.



Şekil 5.4 : Diyafram duvar derz çeşitleri

Sonlayıcı yeterli dayanıma sahip olmalı ve tüm uzunluğu boyunca düzgün olarak yerleştirilmelidir. Düşey olarak çıkarılan sonlayıcılar beton veya diğer malzemelerin sertleşmesi esnasında kademeli olarak çekilmelidir. Derzleri oluşturmak için detaylı işlem, her tipteki birinci panelin inşası sırasında yapılmalıdır (TS EN 1538, 2001).

Diyafram duvar inşaatında kullanılan betonun ağırlıkça su / çimento oranının en az 0.6 olması, en büyük agrega çapının 32 mm'yi veya donatı çubuk aralığının 1/4 'ünü geçmemesi ve beton çökmesinin 16 mm ile 22 mm değerleri arasında; donatı kafesi üzerindeki beton paspayının en az 65 mm ile 75 mm değerleri arasında olması gerekmektedir (TS EN 1538, 2001).

Diyafram duvar imalatında bentonit süspansiyonunun önemli bir yeri vardır. Kazı esnasında bentonit bulamacı sayesinde hendek stabilitesi iki ana etki ile sağlanır. Bu etkilerden birincisi; bentonit süspansiyonu ile karışan zemin parçacıkları kazı yüzeyine yapıştırarak ve bir parça içeri yedirerek ince bir film kek oluşturmaktadır. İkincisi ise; bentonitli çamurun özgül ağırlığına bağlı yaptığı yanıl basıncın bu keke ve zemine etkiyerek hendek içerisindeki zemin yanıl gerilmesini karşılamasıdır. Hendek zemininin aktif yanıl itkisinin yalnızca %65 ila %80 arası bir çamur basıncı ile birçok kazı hendeğinde stabilitenin sağlanması, bu filtre kekinin katkısını göstermektedir. Bu kek ayrıca zemin yüzeyinde geçirimsiz bir tabaka oluşturarak bentonit süspansiyonunun hendek yüzeyinden sızmasını önlemektedir (Yıldırım, 2004). Ayrıca bentonit süspansiyonun sirkülasyonu sayesinde hendek kazısı esnasında açığa çıkan malzeme hendek içerisinden uzaklaştırılır. Fakat kullanılan bentonitin özelliklerinin kontrol edilmesi önemlidir. Kullanılan bentonitin imalat aşamaları içerisinde olması istenilen özellikleri Çizelge 5.1 'de belirtilmiştir (TS EN 1538, 2001). Bu özelliklerin tayini için sahada, "çamur terazisi" ile yoğunluk testi, "Marsh Hunisi" ile viskosite testi, "dereceli cam silindir" ile çökme testi, "ph metre" ile ph testi, kum muhtevası ölçme aparatları ile kum muhtevası analizleri yapılır.

Çizelge 5.1 : Diyafram duvar imalatı esnasında olması gereken bentonit özellikleri (TS EN 1538, 2001)

Özellik	Kullanım safhaları		
	Taze	Tekrar kullanım için hazır	Betonlamadan önce
Birim hacim kütlesi (g/ml)	< 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	-
- Dikkate alınmaz			

Bentonit süspansiyonunun yoğunluğu ve viskozitesi arttıkça hendek stabilitesi ve kazı malzemesinin hendek dışına çıkarılma kapasitesi artar. Fakat, bentonit süspansiyonunun aşırı yoğun ve viskoz olması durumunda, betonlama esnasında beton yerleşmesi tam olarak sağlanamaz ve sertleşmiş beton içerisinde bentonit öbekleri oluşabilir. Ayrıca dip bölgelerde oluşacak çökelti temizlenemez ve duvarın tabanı betonlanamaz. Ayrıca, hendek yüzeyini kaplayan bentonit keki temizlenmez, yapışır ve beton yüzeyi pürüzlü bir hal alır. Bu zafiyet noktalarından kazı çukuru içerisine su girişi gözlenir (BS 8004, 1986). Betonlamadan önce kum muhtevasına dikkat edilmez ise aşırı kumdan dolayı beton yerleşiminde sıkıntılar olur ve sertleşmiş beton içerisinde yer yer kum öbekleri oluşur. Bu durumda perde mukavemetinde düşüş ve kum öbeklerinden su sızması ile karşılaşılabilir. (FHWA-RD-75-128, 1976).

5.1.3 Aç-Kapa (kademeli) betonarme perdeler

Aç-Kapa (kademeli) betonarme perdeler, kazı çukurunun stabilitesinin sağlanması, kazı aynası yüzeyinin kaplanması ankraj, boru destek, gibi yatay destek elemanlarından oluşan reaksiyon kuvvetlerinin zemine aktarılması amacı ile inşa edilen düşey destek elemanlarıdır.

Kendini tutabilen ve su seviyesinin üstündeki zeminlerde ve kaylarda rahatlıkla uygulanabilir. Fore kazık ve kuyu perde imalatının maliyetli olabileceği sağlam kaya tabakalarında düşey destek elemanı olarak tercih edilirler. Kendini tutamayan kaya zemin formasyonlarında ise lokal stabilite problemlerine izin verilmeyecek dar anolar halinde imal edilebilir. Su seviyesi altında imal edilebilmesi için, suyu ortamdan uzaklaştıracak tedbirlerin alınması şarttır. Mini kazıkların önünde imal edilebilip, mini kazıklı perde diye isimlendirilen imalat şekli de mevcuttur.

Betonarme bir eleman olduğu için TS 500 “Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları” standardına uygun imal edilmelidir.

Aç-Kapa betonarme perde imalatı için adından da anlaşılacağı gibi, yüzeyi perde ile kaplanacak kazı aynasının oluşturulması gerekmektedir. Kazı aynasının genişliği ve derinliği zemin ve proje şartlarına göre değişkenlik gösterebilir. Kazı yapılmasının akabinde TS 708 “Beton Çelik Çubukları” esaslarına uygun donatı yerleştirilmesine başlanır. Parça parça imal edilen perdenin yatayda ve düşeyde sürekliliğinin sağlanması için donatı filizleri yerleştirilir. Özellikle düşey doğrultudaki donatı filizlerinin, bir alt kademede efektif olarak kullanılabilecek durumda yerleştirilmesi titizlik isteyen bir işlemdir. Bir alt kademeye devam edecek filizler bir üst kademede bükülerek yerleştirilir. Donatının bükülen kısmı perde altına yerleştirilen yaklaşık 10 cm’lik bir kum veya ince çakıl dolgu tabakası içerisinde bırakılırsa, bir alt kademede filizlerin açığa çıkarılması ve düzeltilmesi oldukça kolay olmaktadır. Düzgün ve düzgün yerleştirilmemiş donatı filizleri Şekil 5.5 ‘de görülmektedir.



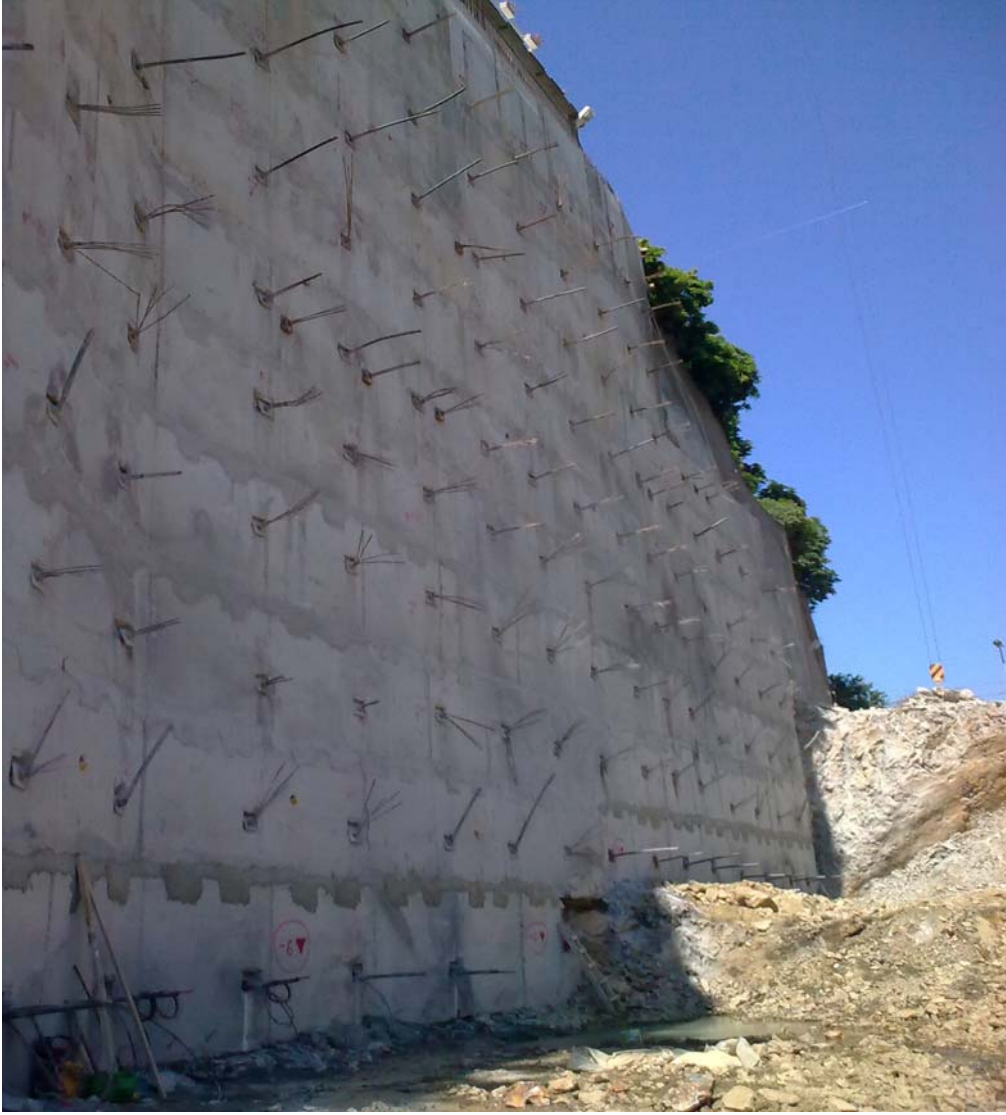
Uygun olmayan imalat

Uygun imalat

Şekil 5.5 : Aç-Kapa betonarme perde donatısı için uygun olmayan ve olan imalat

Donatı yerleştirilmesinin ardından kalıp çalışmalarına devam edilir. Bir üst kademedeki perdenin imal edilmiş olmasından dolayı bir alt kademede kalıp üzerinde beton dökülmesi için “kurt ağzı” diye adlandırılan açıklıklar bırakılır. Kalıbın desteklenmesi için kalıp önüne bir miktar dolgu yapılabilir. Kalıbın

tamamlanması ile birlikte beton vibratör vasıtası ile yerleştirilerek ve sıkıştırılarak dökülür. Betonun yeterli prize ulaşması ile birlikte kalıp sökülür ve bir anodaki imalat tamamlanmış olur. Kazı aynasının büyük ölçüde kaplandığı bir Aç-Kapa betonarme duvar örneği Şekil 5.6 ‘da görülmektedir.



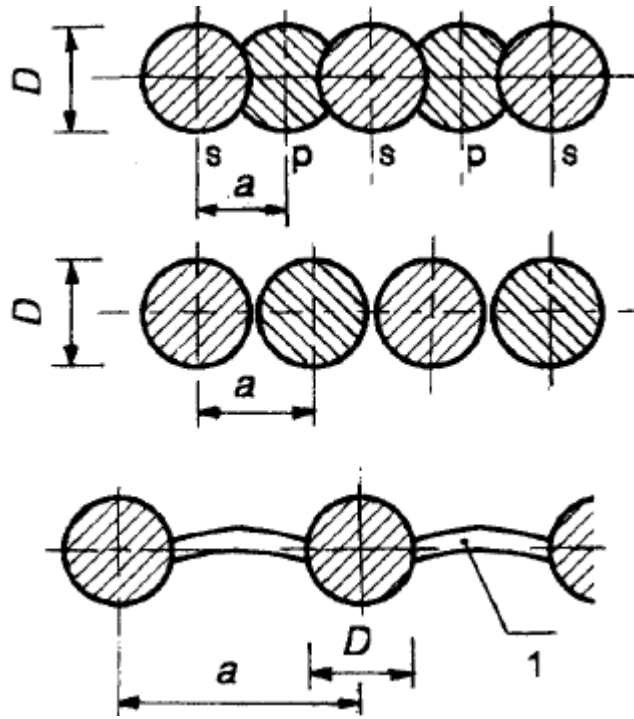
Şekil 5.6 : Kazı aynasının büyük ölçüde kaplandığı bir Aç-Kapa betonarme perde

5.1.4 Fore kazıklar

“TS 3168 EN 1536” standardına göre kazık; etkileri aktarmak için zemine yerleştirilen narin yapı elemanı, fore kazık ise; zeminde kazı veya sondaj ile açılan kazık yuvasının donatısız veya donatılı betonla doldurulması ile koruma borulu (kılıflı) veya koruma borusuz (kılıfsız) yapılmış kazık olarak tanımlanmıştır (TS 3168 EN 1536, 2001).

Fore kazık ülkemizde; tecrübe birikimi, makine ve ekipman bolluğu nedeniyle derin kazılarda, düşey destek elemanı olarak oldukça yoğun uygulama alanına sahiptir.

Proje, zemin ve yer altı suyu şartlarına göre; aralıklı, teğet ve kesişen formlarda imal edilebilirler. Kesişen kazıklar; yer altı su seviyesinin altında yapılan kazılarda sızdırmazlık perdesi teşkili için tercih edilir. Teğet kazıklar, su probleminin olmadığı fakat kazık arasından malzeme boşalması riski olan zeminlerde; aralıklı kazıklar ise, malzeme boşalma riski ve su problemi olmayan, kendini tutabilen zeminlerde uygulanabilir. Kesişen, teğet ve aralıklı fore kazıkların yatay kesitleri Şekil 5.7 'da görülmektedir.



Şekil 5.7 : Kesişen, teğet ve aralıklı fore kazıkların yatay kesitleri
(TS 3168 EN 1536, 2001)

İksa sistemlerinde kullanılan fore kazıklar, eğilme momenti ve kesme kuvveti tesirlerine göre boyutlandırılırlar. Hesaplamalarda bulunan boyuna donatı oranı, minimum boyuna donatı oranının üzerinde olmalıdır. İksa kazıklarında minimum boyuna donatı oranı için % 1 değeri önerilmektedir (Celep ve Kumbasar, 2005). Hesaplanan eğilme momentlerini; geçici sistemler için 1.3, kalıcı sistemler için ise, 1.5 güvenlik çarpanı ile büyütürken boyutlandırma yapılması tavsiye edilmektedir. Kazıklarda oluşabilecek bir kapasite kaybında; gevrek (habersiz) göçme yerine elastik (haberli) göçmenin oluşmasını için maksimum donatı oranına dikkat edilmelidir. Dairesel kazık kesitlerinin taşıyabileceği eğilme momenti, karşılıklı etki

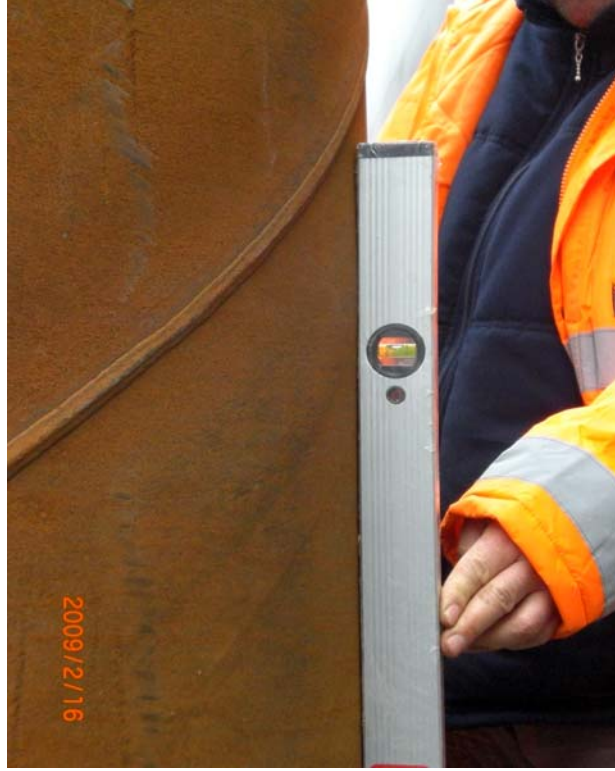
diyagramı tabloları kullanılarak bulunabilir. Celep ve Kumbasar'ın "Betonarme Yapılar" adlı eserinde yer alan "A14.b" numaralı karşılıklı etki diyagramı tablosu yardımı ile hesaplanmış; BÇ III sınıfı beton çeliği kullanılarak farklı çap, farklı beton sınıfı ve farklı donatı pirsantajlarında imal edilebilecek fore kazıkların eğilme momenti taşıma kapasiteleri Ekler'de yer alan Şekil A.1 , Şekil A.2 , Şekil A.3 ve Şekil A.4 'te verilmiştir.

Fore kazıklar, yerleşim farklılıklarının yanında, çalışma prensiplerine göre konsol veya destekli olarak dizayn edilebilir.

Zemin ve kaya şartlarına göre konsol boyu 12 m'yi bulan fore kazıklı iksalar imal edilebilmektedir. Konsol fore kazıklar, rijit kazık başlıkları ile birbirlerine bağlanarak kemerlenme kapasitesine sahip bir sistem oluşturulabilmektedir.

5.1.4.1 Aralıklı ve teğet fore kazıkların imalat aşamaları

- Fore kazık imalatının yapılacağı bölgede kazık aplikasyonu yapılır. Gerek duyulması halinde, proje kotlarında imalat yapılabilmesi için tesviye işlemleri yürütülür. Kazık başlığı yapımı sırasında fore kazıklarda beton kırım işlemi çıkmaması için, foraj başlangıç kotunun, başlık kirşi alt kotu olarak ayarlanmasında fayda vardır.
- Kazık makinesinin delici ucu, kazığın orta noktasına merkezlenir. Foraj başlamadan önce, makinenin "bomunun" terazide olduğuna dikkat edilmelidir. Genellikle makinelerin kendine ait dijital terazileri bulunmaktadır, buna ilaveten su terazisi ile kontrol etmekte fayda vardır.
- Foraj tamamen muhafaza borusu ile yapılsın veya yapılmasın, en az 5 m'lik muhafaza borusu zemine yerleştirilmeli ve bunun en az 50 cm 'si zeminden yukarıda tutulmalıdır. Kazığın ekseninden sapmaması için ilk metrelerinde özenle foraj yapılması gerekir. Geçici muhafazanın yerleştirilmesi esnasında, makinenin teraziye alınma işlemi Şekil 5.8 'de görüldüğü gibi çok daha rahat kontrol edilebilmektedir. Ayrıca muhafaza borusu sayesinde yüzeyde biriken malzeme ve su, forajın içerisine tekrardan boşalamayacaktır.



Şekil 5.8 : Muhafaza borusunun terazi ile kontrol edilmesi

- Zemin koşullarına göre delgi ucu farklılık gösterebilir. Kuru zeminlerde burgulu uç (auger), foraj malzemesinin toplanmasında sıkıntı yaşanan sulu zeminlerde kovalı uç (drill bucket), çok sert zeminlerin ve kayaların bir miktar yumuşatılması için karotiyer tipi elemanlar kullanılır.
- Muhafaza borusu kullanılmayan forajlarda, gerekli kazık boyu sağlanıncaya kadar foraj yapılır, foraj çukurunun dibi temizlenir ve foraja son verilir. Muhafaza kullanılması halinde ise; muhafaza borusu foraj devam ederken döndürülerek (rotary) veya titreşim (vibro) yardımı ile çukur boyunca ilerletilir.
- Foraj kuyusu çeperinin stabilitesinin sağlanması için bentonit süspansiyonu kullanılması halinde bentonit süspansiyonu en az 12 saat önceden hazırlanmalıdır. Foraj esnasında delik sürekli bentonit süspansiyonu ile dolu tutulmalıdır.
- Foraj dibi temizlendikten ve boyu kontrol edildikten sonra, donatı kafesi bir an önce foraj kuyusuna indirilmelidir.
- Donatının kuyu içerisine yerleştirilmesinden sonra tremi borusu ile betonlama işlemine başlanmalıdır. Muhafaza borusu kullanılmış ise beton dökümü ile

birlikte muhafaza borusu çıkartılmalıdır. Muhafaza borusu çıkartılırken bir miktar muhafaza borusunun beton içerisinde bırakılmasına dikkat edilmelidir. Kuyu içerisindeki beton harici zemin su vb. malzemelerin temizlenmesi ve taze betonun foraj ağzından Şekil 5.9 ‘de görüldüğü gibi kusturulması ile birlikte betonlama işlemi tamamlanır.



Şekil 5.9 : Tremi ile beton dökümü ve taze betonun ağızdan kusturulması

- Gerekmesi halinde, kazığın üst bölgesindeki beton kırılır ve kazık başlığı içerisinde bırakılacak boy donatılar açığa çıkarılır.

5.1.4.2 Kesişen fore kazıkların imalat aşamaları

- Aralıklı ve teğet fore kazıkların için verilen imalat aşamaları kesişen fore kazık imalatı için de uygulanır. Fakat kesişen fore kazık imalatında kazığın düşeyden sapmaması ve kazıkların doğru noktadan imal edilmesi daha büyük önem arz etmektedir. Bu nedenle kazık aplikasyonunu daha iyi yapabilmesi ve ilk metrelerde düşeyliğin sağlanabilmesi için Şekil 5.10 ‘da görülene benzer kılavuz kalıpların yapılmasında yarar vardır.



Şekil 5.10 : Kesişen fore kazık imalatı için kılavuz kalıp

- Kesişen kazıklarda öncelikle donatısız olan birincil kazıklar imal edilir. Birincil kazıkların rahatça kesilebilmesinde, plastik yapıda olması avantaj sağlamaktadır. Bu nedenle birincil kazıkların beton karışımında ağırlıkça çimento / bentonit oranı 0.18 olacak şekilde bentonit ilave edilmesi uygundur (Enar, 2009 b).
- Birincil kazıkların imal edilmesinden en az 48 saat sonra ikincil kazıkların imalatına başlanabilir. İkincil kazıklar birincil kazıkların bir miktar kesilmesi ile imal edilir.
- Taşıyıcı nitelikteki ikincil fore kazıklara donatı yerleştirilir. Birincil kazıkların kesilmeyen kısmına da donatı yerleştirilip taşıyıcı özellikte olmaları sağlanabilir. Yalnız, bu işlemin hassasiyeti çok önemlidir. Zira doğru noktada tesis edilemeyen ve düşeyden sapan donatı kafesi, ikincil kazıkların imal edilmesinde sıkıntı yaratacaktır.

5.1.4.3 Fore kazıkların avantajları ve dezavantajları

Destek sisteminin fore kazık olarak seçilme sebepleri ve bu tercihin sağlayacağı avantajlar aşağıda sıralanmıştır:

- Kazı yapılmadan önce, kazı aynası sürekli bir elemanla desteklenmesi sağlanır. Kazı yapıldığı anda zemin boşalmasına bağlı oturma ve gerilme ferahlaması önlenmektedir,
- Kazıya başlamadan önce zaman kaybına sebep olmasına rağmen, kazı esnasında bir daha düşey yapısal destek elemanı imal edilmeyeceği için zaman avantajı sağlar,
- Ankraj, zemin çivisi, boru destek gibi yatay destek elemanlarının imal edilemediği durumlarda konsol olarak çalışabilen bir sistem olarak projelendirilebilir ve uygulanabilir. Böylelikle yatay destek elemanlarının imalatı için ekstra zaman ve maliyet kaybı oluşmamaktadır,
- Zemin ve ekipman şartlarının elvermesi ile 100 m'ye varabilen çeşitli uzunluklarda imal edilebilir,
- Zemin ve ekipman şartlarının elvermesi ile 3 m'ye varabilen çeşitli çaplarda imal edilebilir,
- Foraj esnasında kazı yapılacak zemin profili bir kez daha gözlenmiş olur. Düzenli ve sürekli tutulan foraj raporları sayesinde kazı cephesinin zemin profili elde edilebilir. Böylelikle sondajlarla belirlenen zemin profili bir kez daha teyid edilmiş olur,
- Kesişen kazık ile sızdırmazlık perdesi imal edilebilir ve yer altı su seviyesinin altındaki kazıların yapılmasına olanak sağlanır,
- Deneyimlerin fazlalığı, makine ve ekipman bolluğu nedeniyle ülkemizde oldukça yaygın kullanım alanına sahiptir.

Destek sisteminin fore kazık olmasının doğuracağı dezavantajlar ve bu dezavantajlardan dolayı tercih edilmeme sebepleri aşağıda sıralanmıştır:

- Kazı çukuru sınırına komşu bir tesis olması halinde fore kazık makinesi çalışma payından dolayı arsa kaybına sebep olmaktadır,

- Yer altında kalan bir yapısal eleman olduğu için imalat kusurları kazı yapıldıktan sonra ortaya çıkmaktadır. Kazık imalatında tremi borusu gereğince kullanılmazsa ve foraj kuyusu yeterince temizlenmezse kazık betonunda ayrışma olmakta ve bu tarz zafiyetler imalat esnasında gözlenememektedir. İmalat esnasında gözlenemeyen zafiyetler, kazı esnasında ortaya çıkmakta ve problemlere sebep olmaktadır,
- Kazık imalatı esnasında düşeyden sapma olması halinde problemler oluşabilir. Özellikle kesişen kazık imalatındaki sapmalar geçirimsizlik perdesinde süreksizliklere sebep olabilir ve bu nedenle, geçirimsizlik tam olarak sağlanamayabilir. Ayrıca kazıkların sapmasından dolayı arsa kayıpları oluşabilir,
- Parçalı kayalarda fore kazık imalatı yapılabilmektedir. Sert ve sürekli kaya ortamlarda ise fore kazık imalatı yapılamayacak kadar maliyetli olabilmektedir,
- Foraj makineleri çalışma esnasında gürültü kirliliğine neden olabilir.

5.1.4.4 Fore kazık imalatı ile ilgili sorular ve standartlardaki cevaplar

Fore kazık imalat aşamasında, uygulama ile ilgili sıkça karşılaşılan bazı sorular ve bunların Türk ve yabancı standartlardaki cevapları aşağıda verilmiştir.

a. Türk Standartları (TS 3168 EN 1536, 2001) :

- Beton agregasının en büyük boyutu, küçük olanı tercih edilmek şartıyla 32 mm veya boyuna donatı aralığının 1/4' ünü geçmemelidir.
- Betonun özelliklerini korumak ve beton dökümünde gerekli kaliteyi sağlamak için su azaltıcılar, plastikleştiriciler, priz hızlandırıcılar gibi kimyasal katkı maddeleri kullanılabilir. Bunlar; yüksek oranda plastisiteli karışım sağlanmasını, betonda boşluk oluşmasının ve ayrışmanın önüne geçilmesini, beton dökümü için gerekli olan işlenebilirlik süresinin uzatılabilmesini ve beton dökümünde ortaya çıkabilecek kesintilere tedbir alınmasını sağlar. Zararlara sebebiyet vermemek için bilinçsiz ve aşırı katkı kullanımından kaçılmalıdır.

- Kazık betonu; ayrışmaya karşı yüksek dayanıma, yüksek plastisiteye ve uygun kohezyona, uygun akıcılığa, kendiliğinden sıkışabilme özelliğine, dökümü esnasında yeterli işlenebilirliğe ve Çizelge 5.2 ‘deki özelliklere sahip olmalıdır.

Çizelge 5.2 : Fore kazık beton özellikleri

Çimento muhtevası: - Kuru durumda dökülmüş - Su altında dökülmüş	$\geq 325 \text{ kg/m}^3$ $\geq 375 \text{ kg/m}^3$
Su/çimento oranı (W/C)	$< 0,6$
İnce tane muhtevası $d < 0,125 \text{ mm}$ (Çimento dahil) - İri agrega $d > 8 \text{ mm}$ - İri agrega $d \leq 8 \text{ mm}$	$\geq 400 \text{ kg/m}^3$ $\geq 450 \text{ kg/m}^3$

Akış çapı aralığı mm	Çökme) aralığı mm	Kullanım için tipik şartlar (örnekler)
$460 \leq \phi \leq 530$	$130 \leq H \leq 180$	- Kuru şartlarda betonlama
$530 \leq \phi \leq 600$	$H \geq 160$	- Pompa ile dökülmüş veya - Tremi metodu ile su altında beton dökümü
$570 \leq \phi \leq 630$	$H \geq 180$	- Kararlılık sağlayıcı ile su altındaki şartlarda beton dökümü
Not - Ölçülen çökme (H) ve akış çapı (ϕ) en yakın 10 mm'ye tamamlanabilir.		

- Kararlılık sağlayıcı akışkan; duraylı olmayan zeminlerde kazı duvarının duraylılığını sağlamak için kullanılan bentonit, kil ve diğer malzeme karışımı olarak tanımlanır. En sık kullanılan kararlılık sağlayıcı akışkan bentonit suspansiyonudur. Bentonit; doğal olarak oluşan veya üretilen sodyum veya kalsiyum montmorillonit kilidir. Islatıldığında ve dinlendirildiğinde jelleşen, çalkalandığı zaman akışkan olan tiksotropi özelliğinden dolayı dinlendiği zaman çökelti haline gelir. Bentonit için taze ve beton dökümü esnasında olması gereken özellikler Çizelge 5.3 ‘te verilmiştir.

Çizelge 5.3 : Bentonit özellikleri

	Birim	Suspansiyon		
		Taze	Yeniden kullanım için hazır	Betonlamadan önce
Yoğunluk	g/cm^3	$< 1,10$	-	$< 1,15$
Marsh değeri	sanİye	32-50	32-60	32-50
Akışkan kaybı	cm^3	< 30	< 50	-
pH		7- 11	7-12	-
Kum muhtevası	%(Kütlece)	-	-	< 4
- :Uygulanamaz				

- Fore kazıklar için en az boyuna donatı alanının Çizelge 5.4 ‘deki gibi olması gerekmektedir.

Çizelge 5.4 : Fore kazık için en az boyuna donatı alanı

Kazık anma kesit alanı: A_c	Boyuna donatının kesit alanı: A_s
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq \%0,5 A_c$
$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 \text{ m}^2$
$A_c > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq \% 0,25 A_c$

- Boyuna donatı çubuklarının aralığı uygun beton akımına izin vermek için mümkün olduğunca büyük seçilmeli ancak 400 mm’den daha büyük olmamalıdır. Donatı ve çubuk demetleri arasındaki en az aralık 100 mm’den küçük olmamalıdır. Boyuna çubuklar veya bir tabakadaki çubuk demetleri arası en az açıklık $d < 20 \text{ mm}$ çapında agrega kullanıldığında 80 mm’ye düşürülebilir.
- Fore kazıklarda proje için özel şartlar mevcut değil ise $D > 0.6 \text{ m}$ çapında kazıklar için donatı üzerindeki beton örtü (pas payı) en az 60 mm, $D \leq 0.6 \text{ m}$ çapında kazıklar için ise en az 50 mm olmalıdır.
- Sondaj deliğinde donatı kafesinin merkezi yerleştirilmesi ve gerekli beton örtü kalınlığının sağlanması için işlevlerini en iyi şekilde yerine getirecek kalitede aralık verme takozları (pas payı) kullanılmalıdır. Aralık verme takozları, her seviyede en az 3 adet, her seviye için 3 m’den fazla olmayacak aralıklarla yerleştirilmelidir.
- Forajın tamamlanması ve betonlamanın başlaması arasındaki zaman mümkün olduğu kadar kısa tutulmalıdır. Betonlama işleminden önce sondaj deliğinin temizliği kontrol edilmeli ve betonun performansını olumsuz etkileyecek hiçbir toprak, sıvı veya diğer yabancı malzemenin betonu kirletmesine izin verilmemelidir.
- Betonlama işleminin uygun şekilde yapılabilmesi için betonun işlenebilirliğinin yeterli olması lazımdır. İşlenebilirliği yeterli olan beton kesintisiz şekilde dökülmeli, bu iş için gerekli planlamalar yürütülmelidir.
- Kazık betonlama işlemi esnasında oluklu boru (tremi borusu) kullanılarak; foraj içerisinde kalmış sıvı, kararlayıcılık sağlayıcı süspansiyon, toprak ve/

veya diğerk yabancı maddelerin betona karışması ve betonun ayrışması önlenmelidir. Oluklu borunun iç çapı en büyük agrega çapının 6 katı veya 150 mm değerinden büyük olanı kadar olmalıdır. Oluklu boru betonlamaya başlanmadan önce kazık tabanına kadar uzatılmalı, betonlama esnasında bir miktar yukarı çekilmeli ve bu değerin oluklu boru çapından daha fazla olmamasına dikkat edilmelidir. Betonlama devam ettikçe oluklu boru yukarı çekilebilir. Oluklu boru yukarı çekilse bile en az 1.5 m'si betonlama tamamlananan kadar taze beton içerisinde bırakılmalıdır. Bu değer, çapı 1.2 m 'den büyük kazıklarda en az 2.5 m olmalıdır.

- Beton sütunu, muhafaza borusu içerisinde basınç fazlalığı sağlayacak yüksekliğe ulaşmadan, geçici muhafaza boruları, muhafaza borusu ucundan zemin veya su girişinin ve donatı kafesinin kaldırılmasının önlenmesi amacı ile çıkarılmamalıdır.
- Delme kazık duvarlarda, hassasiyet gereken yerlerde kazık pozisyonun konumlandırılmasında çelik veya betondan mamül kılavuz çerçeveler kullanılmalıdır.
- Kesişen kazıklı duvarların inşasında, geçici muhafaza boruları vasıtası ile kazıklar desteklenmelidir. Kesişen kazık duvarların yapım sırası ve kullanılan beton bileşimi birincil kazıkların betonunun kararlılık için yeterli mukavemet sağlayacak şekilde seçilmeli fakat kesişim yüzeyinde çok yüksek dayanımlar meydana getirmemelidir.
- Kazık başlıklarının mekanik aletlerle kesilmesi ve traşlanması mümkün olduğunca dikkatli şekilde yapılmalıdır. Kesme için kullanılan mekanik aletlerin sebep olduğu çatlak riski kullanılan beton kırıcının tipi ve büyüklüğü açısından bir sınırlama getirebilir.

b. Yabancı Standartlar (BS 8004, 1986; BS 8002, 1994):

- Kazıkların düşeyden sapmasının 1/75 ile 1/100 değerleri arasında olması ve kazık merkezinin en fazla 50 mm yatay konumdan sapması kabul edilebilir sınırlar içerisinde. Kesişen kazıklarda düşey eksenden sapmanın yaratacağı sızdırma problemine karşı toleranslar daha düşüktür. Kesişen kazığın düşeyden sapma değerinin en fazla 1/200 olması ve kazık merkezinin 25 mm yatay konumdan sapması kabul edilebilir sınırlar içerisinde. Kesişen

kazıklarda sapmanın ve merkezleme için betondan veya çelikten kılavuz kalıp yapılması önerilmektedir.

- Kazık betonu için 28 günlük karakteristik basınç dayanımının en az 20 MPa olması istenmektedir.
- Kazık betonunda kullanılan çimento dozajının en az 300 ile 400 kg/m³ arasında olması gerekmektedir.
- Beton slumpının 150 mm değerinden düşük olmaması gerekmektedir.
- Donatı kafesinin etrafını saracak pas payının en az 80 mm kalınlığında olması gerekmektedir.

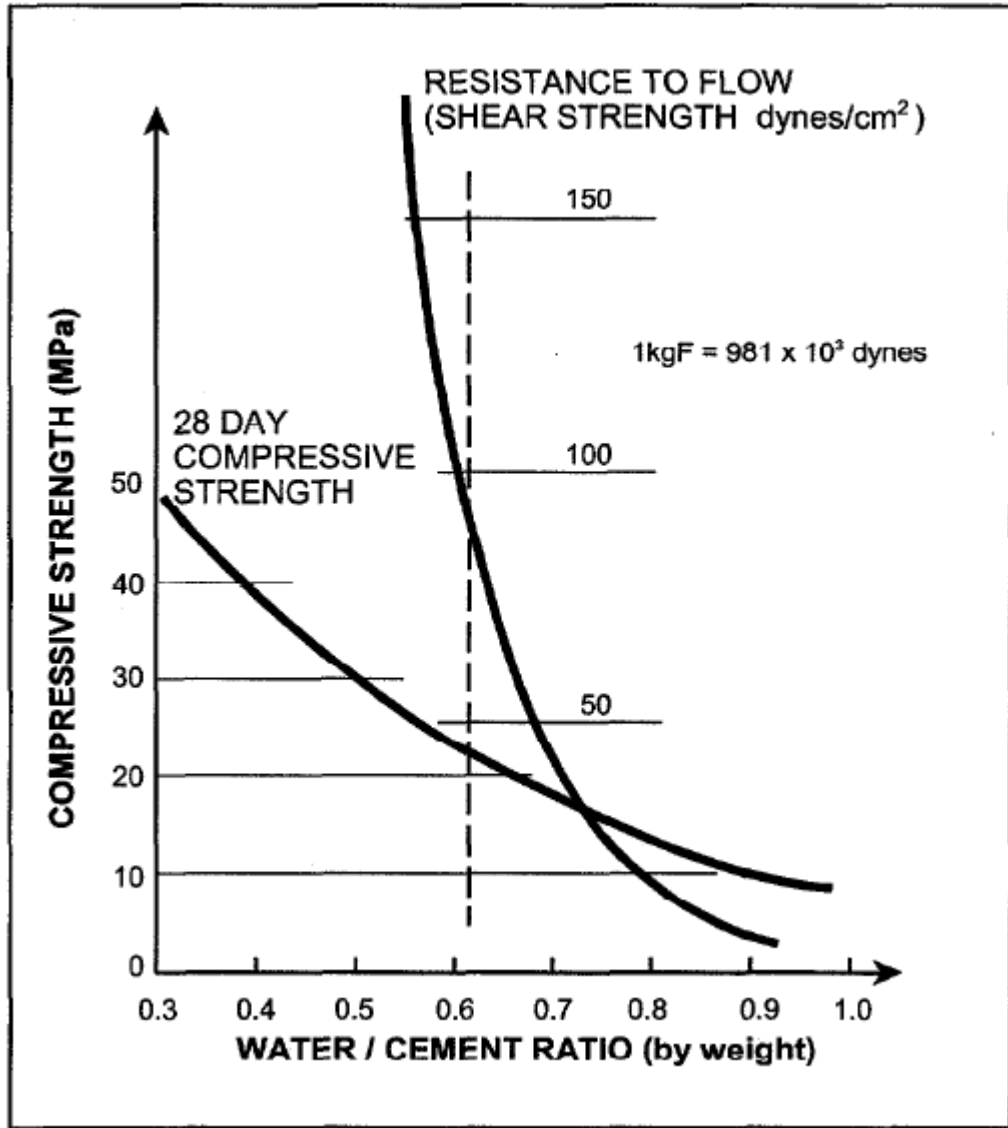
5.1.5 Mini kazıklar

Yapımı ve çalışma prensibi fore kazıklara benzerlik gösteren, yalnız fore kazıklara göre daha düşük çaplarda (250 mm-300 mm) imal edilen düşey yapısal destek elemanları mini kazık olarak adlandırılır. Fore kazık imalatının maliyetli olabileceği sağlam kayalarda imal edilebilmeleri önemli bir tercih sebebidir.

Mini kazık imalatına başlanmadan önce gerekli aplikasyonlar yapılır, makine çalışma platformu teşkil edilir. Ardından zemin ufak çaplı delikler açabilen bir makine ile istenen derinliğe kadar delinir. Delgi işlemi kum, kil ve benzeri bir zeminde yapılıyor ise delgi ekipmanı olarak CFA (Continuous Flight Auger), kayada yapılıyor ise delgi ekipmanı olarak DTH (Down The Hole Hammer, tabancalı sistem) seçilir. Açılan deliğin içerisine standartlara göre yerinde hazırlanmış donatı kafesi indirilir. Donatı kafesini saracak ve mini kazığa mukavemet verecek malzeme, beton veya kırmataş + çimento enjeksiyonu olabilir. Dökülen betonun ince ve yuvarlak yüzeyli agregalı olması, betonun kazık içerisinde işlenebilirliğini ve daha iyi yerleşmesini sağlar. Mini kazık betonunda kullanılacak agreganın maksimum çapı; 16 mm veya boyuna donatı aralığının 1/4' ünden küçük olmalıdır. Mini kazığın çapının düşük olması nedeni ile betonun rahatlıkla işlenebilmesi için slump değerinin 20 mm değerine yakın olması tavsiye edilmektedir. 28 günlük silindir numune beton basınç dayanımı en az 25 MPa olmalıdır (BS EN 14199, 2005). Mini kazık imalatında tremi tarzı bir borunun kullanılması zor olacağı için, betonla yapılan mini kazık boyları 4 ila 5 m'den uzun olması halinde, mini kazık dibinde betonda ayrışmalar gözlemlenebilir. 4 ila 5 m'den daha uzun mini kazıklar için delik içerisinde beton oluşturma metodundan

(agrega+çimento+su) yola çıkılarak başka bir yöntem geliştirilmiştir. Bu yöntemde, donatı kafesi ile birlikte, çimento enjeksiyonu yapılabilecek bir hortum delik içerisine indirilir. Daha sonra delik içerisi 1 ve 2 nolu kırmataş karışımı veya tamamen 2 nolu kırmataş ile doldurulur (Enar, 2006 b) ve boru içerisinden çimento enjeksiyonun verilir. Verilen enjeksiyonun ağırlıkça su / çimento oranı 0.40 ile 0.50 arasında bir değerde olmalıdır. Çimento enjeksiyonun 3 günlük dayanımı en az 14 MPa ve 28 günlük dayanımı en az 28 MPa olmalıdır. Su / çimento oranı enjeksiyon içerisine kum ilave edilmesi durumunda 0.6 değerine düşebilir. Bu yoğunlukta enjeksiyonun rahatlıkla işlenebilmesi için akışkanlaştırıcı katkı maddeleri kullanılabilir. Su / çimento oranı ile enjeksiyon şerbetinin akmaya karşı gösterdiği direnç ve serbest basınç mukavemeti ilişkisi Şekil 5.11 'de verilmiştir (FHWA-SA-97-070, 2000). Mini kazık dibinden zerk edilen enjeksiyon delik ağzından çıkana kadar enjeksiyonlamaya devam edilir. Enjeksiyonun priz alması ile birlikte mini kazık imalatı tamamlanmış olur. Bu yöntem kullanılarak 20 m boyunda mini kazıklar rahatlıkla imal edilebilmektedir.

Fore kazıklarda olduğu gibi mini kazıklar için de düşeyde ve yatayda sapma sınırları vardır. Mini kazık imalatında; düşeyden sapma en fazla 1/50, üst kotunun değişim +25 ila -50 mm arasında ve donatının merkezden şaşması en fazla 15 mm olarak verilmiştir (FHWA-SA-97-070, 2000).



Şekil 5.11 : Su/çimento oranı ile enjeksiyonun akmaya karşı gösterdiği direnç ve basınç mukavemeti ilişkisi (FHWA-SA-97-070, 2000)

Mini kazıklar düşük çaplarda imal edildikleri için kesit tesirlerine karşı düşük taşıma kapasitesine sahiptirler. Bu nedenle konsol çalıştırılacak kadar eğilme momenti kapasiteleri yoktur. Büyük çoğunlukla yanal yönde desteklenirler ve konsol momentlerinden daha düşük açıklık momentlerine maruz kalırlar. Bu zaafıları, sık arayla imal edilip birim kazığa düşen eğilme momentini azaltma yolu ile giderilmeye çalışılır. Tek başlarına moment kapasitelerinin yeterli olmadığı ve yanal yönden deplasmanların sınırlı tutulması istenen kazılarda, mini kazık önüne aç-kapa betonarme perde imalatı yapılarak taşıma kapasitesi zafiyeti giderilir.

Böylelikle sistem daha rijit hale getirilerek deplasmanlara ve kesit tesirlerine karşı daha güvenli kılınır. Mini kazıklı aç-kapa betonarme sisteme bir örnek Şekil 5.12 'de görülmektedir.



Şekil 5.12 : Mini kazıklı aç-kapa betonarme perde

5.1.6 Püskürtme betonlu kaplamalar

Püskürtme betonlu kaplama; kazı aynası yüzeyine yerleştirilen donatı üzerine püskürtme beton uygulanması ile dayanımı yüksek bir yapı kazanıp betonarme bir eleman gibi davranan düşey destek elemanıdır. Kendini tutabilen zeminlerde ve kayalarda rahatlıkla uygulanabilir. İmalat kalitesini, püskürtme operatörünün deneyimi ve tecrübesi oldukça etkiler.

Püskürtme Beton, yoğun ve homojen bir kütle oluşturmak üzere uygulanacağı yere kapalı bir hortum veya tüple iletilir. Bir püskürtme ucu (nozül) aracılığıyla yüzey üzerine yüksek hızda püskürtülen çimento-su-agrega veya çimento-su-agrega-kimyasal ve mineral katkı karışımıdır (Enar, 2006 b).

Kuru ve yaş püskürtme betonla yapılan başlıca iki çeşidi vardır. Genellikle pasif ankraj diye de adlandırılan zemin çivili duvarların imalatında yüzey kaplaması olarak kullanılır.

Kuru sistemin ana malzemesi; kum, çakıl karışımı agrega ve çimentonun veya kum, çakıl karışımı agrega, çimento ve mineral katkıların (uçucu kül, silis dumanı vb.) ağırlık ölçekli bir şekilde karışımından oluşmaktadır. Püskürtme; priz hızlandırıcı kimyasal toz katkının ana malzemeye sahada ilave edilip basınçlı hava ve hortum yardımıyla püskürtme ucuna iletilmesi ve bu noktada karma suyunun verilmesi ile birlikte yapılır.

Yaş sistem; kum çakıl karışımı agrega ve suyun veya kum, çakıl karışımı agrega, çimento, su, kimyasal ve mineral katkıların ağırlık ölçekli bir şekilde oluşturulan karışımının uygun bir donanım ve hortum yardımıyla püskürtme ucuna nakledilip bu noktada priz hızlandırıcı katkı ilave edilerek püskürtme işleminin basınçlı hava ile yapıldığı sistemdir (Enar, 2006 b).

İmalata başlanmadan önce kazı yüzeyi istenen eğimde tesviye edilir. Düşeyle belli bir açı yapan püskürtme betonlu kaplamalarda istenen açıda tesviye işlemi daha büyük önem kazanmaktadır. Püskürtme beton uygulanacak toprak ve kaya yüzeyler, uygulamadan önce sıkıştırılarak, toz, yabancı madde ve gevşek malzemelerden arındırılmış ve tesviye edilmiş olmalıdır. Uygulama yapılacak yüzeylerde donmuş veya serbest halde su bulunmamalıdır. Püskürtme beton uygulanacak yüzeyde herhangi bir su akışı varsa bu su uygun bir drenaj ile yüzeyden uzaklaştırılmalıdır. Püskürtme beton uygulanacak zeminler nemli veya nemlendirilmiş olmalıdır. Fakat yüzeyde serbest su bulunmamalıdır (Enar, 2006 b).

Tesviye edilmiş, yabancı maddelerden arındırılmış ve nemlendirilmiş kazı aynası üzerine, zemin ve proje şartlarına göre farklı uygulama yöntemleri ile duvarın oluşturulması tercih edilebilir. Hangi yöntem seçilirse seçilsin imalat sonunda elde edilmek istenen; duvar içindeki donatının ara mesafelerinin ve bindirme paylarının korunmuş olması, yatay destek elemanının (genellikle zemin çivisi) duvar ile beraber etkin bir şekilde çalıştıracak detayların ve duvar sürekliliği için gereken şartların sağlanması, gerekli eğimde ve kalınlıkta duvar imalatı yapılmasıdır.

Püskürtme betonlu duvar imalatında kullanılan beton karışımının basınçlı bir şekilde püskürtülmesi ile duvara yapışması, yerleşmesi ve istenilen boyutta yüzeyi kaplaması

çok önemlidir. Nozul ucundan çıkan betonun pompalanabilir olması, yani viskos-hamurumsu bir kıvamda hazırlanması çok önemlidir. Bu hususta en önemli etken operatör deneyimidir. Zemin, saha, beton ve proje şartlarına göre çimento+agrega karışımına katılacak su miktarı ve püskürtme basıncının operatör tarafından optimum seviyede kontrol edilmesi gerekir. Beton, duvarın öncelikle alt kısmına ve kazı yüzeyine mümkün olduğunca dik püskürtülmelidir. Püskürtme esnasında nozula dairesel hareket yaptırılmalı ve püskürtme tek noktada sabitlenmemelidir. Mümkün olduğunca kontrolsüz derzler oluşturulmamalı ve beton priz almadan yüzey kaplaması tamamlanmalıdır. Duvar zemin çivisi ile destekleniyorsa, beton priz almadan yerleştirme işlemleri tamamlanmalı, çivi plakasının etrafı ve çivi deliğinde boşluk kalmayacak şekilde uygulama yapılmalıdır. Örnek uygulama Şekil 5.13 'de görülmektedir.



Şekil 5.13 : Püskürtme betonlu kaplama

Kullanılan püskürtme betondaki çimento miktarının ideali 350 ila 410 kg/m^3 arasında olmakla birlikte, 325 kg/m^3 den de az olmamalıdır. Yüksek durabilite, dayanım ve düşük duvar geçirgenliği hedeflenerek ağırlıkça su / çimento oranı 0.40 değerinde tutulmalıdır. Fakat, özellikle kuru yöntemde bunun ayarlanması oldukça güçtür. Islak yöntem için minimum su / çimento oranı 0.55 , kuru yöntem için de 0.50 olarak

belirtilmiştir. Çimento ile agrega karışımı yapıldıktan en fazla 45 dakika sonra püskürtme işlemine başlanmalıdır (FHWA0-IF-03-017, 2003). Kuru karışımda toz, yaş karışımda ise sıvı piriz hızlandırıcılar kullanılabilir.

Püskürtme beton uygulamasında kullanılacak agrega dane dağılımı eğrileri TS 11747’de Şekil 1, Şekil 2 ve Şekil 3’de verilen sınırlar içerisinde olmalıdır. Püskürtme beton uygulamasında 16 mm’den büyük dane büyüklüğüne sahip agrega kullanılmamalıdır. En büyük agrega dane çapı, dağıtım hortum çapının 1/3’den büyük olmamalıdır. Kuru karışım püskürtme beton metodunda kullanılacak kum kütlege %3 ile %6 arasında bir rutubete sahip olmalıdır. Yaş sistemde ise agrega rutubetleri, beton plentinde beton bileşenleri karıştırılmadan önce mutlaka belirlenmelidir (Enar, 2006 b).

Püskürtme esnasında kazı yüzeyine yapışmayan ve yere dökülen betona “rebound” malzeme denir. Kuru yöntemde hacimce en fazla %15, yaş yöntemde ise %5 rebound malzeme oluşmasına izin verilebilir (FHWA0-IF-03-017, 2003). Rebound miktarı; su oranı, püskürtme basıncı, püskürtme uygulamasının dikliği, agrega boyutları ve operatör hassasiyeti ile değişmektedir.

5.2 Yatay Yapısal Destek Elemanları

5.2.1 Ankrajlar

5.2.1.1 Ankraj malzemeleri ve özellikleri

Ankrajlarda istenen servis ömürlerine göre, ankrajlar kalıcı veya geçici olarak imal edilebilirler. Kalıcı ankrajların servis ömürleri, korozyon önleyici tedbirler alınarak ve özel malzemeler kullanılarak 75 ila 100 yıla uzatılabilir. Geçici ankrajın servis ömürleri ise 1.5 ila 3 yıl olduğu kabul edilir (FHWA-IF-99-015, 1999). Ankrajın kalıcı veya geçici oluşuna göre malzeme çeşitliliği ve kalitesi değişiklik gösterebilir.

Proje ve uygulama şartlarına göre ankraj malzemeleri farklı olabilir. Genel olarak ankraj imalatında; tendon (çekme elemanı, sarmal halat veya çubuk donatı), enjeksiyon, ankraj plakası, ankraj kafası, kama ve plastik boru gibi malzemeler kullanılır.

Tendon; ankraja verilen çekme yükünü (ön germe yükü) ankraj kök bölgesine iletir. Bunlar; yük kapasitesi yüksek, gevşemesi düşük ve elastik uzama kabiliyeti olan

elik donatı çubuğundan veya aynı özelliğe sahip sarmal halattan imal edilir. Değişik çapta ve adette kullanılabilirler. Uygulamada genellikle 7 sarmal telden oluşan 15 mm çapında yüksek dayanımlı düşük gevmemeli süper tendon olarak adlandırılan elik halatlar kullanılmaktadır. 15 mm çapındaki bu halatların akmadan taşıyabileceği yük kapasitesi 260 kN civarındadır. Hesaplamalarda, bu değer, genellikle F_s ($F_s = 0.6$) güvenlik katsayısı ile çarpılıp 156 kN olarak kabul edilir (FHWA-IF-99-015, 1999).

Enjeksiyon; ankraj boyunca, tendondan gelen yükleri zemine aktaran, sondaj deliği ile tendon arasında kalan kısmı dolduran ve/veya korozyon korumasına katkıda bulunan ankraj elemanıdır (TS EN 1537, 2001). Ankraj imalatında genellikle su+imento karışımı enjeksiyonlar kullanılmaktadır. Enjeksiyonun ağırlıkça su / imento oranı 0.4 ile 0.55 değerleri arasında olmalıdır. Ankrajlara n yükleme uygulamadan önce enjeksiyonun en az 21 MPa serbest basınç dayanımına ulaşması gerekmektedir (FHWA-IF-99-019, 1999). Enjeksiyonun 3 günlük kp basınç dayanımının 20 MPa ve 28 günlük dayanımın en az 35 MPa olması bir diğer basınç kriteridir (BS 8081, 1999). Ancak tasarımcını projede n gördüğü mukavemet parametrelerini de dikkate almak gereklidir. Enjeksiyon mukavemetinin, priz hızının ve işlenebilirliğinin artırılması için katkı maddeleri kullanılabilir. Enjeksiyonla ilgili verilen teorik oranların ve mukavemet parametrelerinin optimum seviyesi uygulama esnasında kendisini zamanla belli eder. Uygulama yapılan zemin koşullarında, ilk başta yapılan enjeksiyon karışımlarından istenen verim alınamayabilir. Bu doğrultuda imalatçı firma en uygun karışımı elde etmek için çaba göstermelidir.

Ankraj plakası; ankraja uygulanan yükleri duvara aktaran ve aynı şekilde de duvardan gelen tepkileri ankraj halatlarına ileten elik elemandır. Ankraj plakası; ankraj yüklerini karşılayacak, ezilerek ve eğilerek deforme olmayacak nitelikte seçilmelidir. Genellikle, duvara temas eden düz yüzeyi kare şeklindedir. Ankraj delęi açısı ile kafa bölgesinde kullanılan elemanların açısının uyuşması için, duvara temas eden plakaya açılı bir elik plaka daha kaynatılabilir. Bu işin sağlanması, duvar içinde aı verilerek yapıldı ise, ikinci bir plakanın kaynatılmasına gerek yoktur.

Ankraj başlığı; halatların içerisinden geçirildiği, germe esnasında ankraj plaksı ile germe krikosu arasındaki reaksiyonu sağlayan ve germe işleminin ardından kamalama için gerekli boşluğu ihtiva eden elik silindirik elemandır. Ankraj başlı da ankraj plaksı gibi eğilememeli, bklmemeli ve özellikle yükleme esnasında

ezilmemelidir. Uygun boyutlarda ankraj başlığı kullanılmadığı takdirde ankraj yükleme deneylerinde yanlış sonuçlar çıkabilir. Delgi açısı ile uyumluluğun sağlanması için eğimli başlık kullanılması uygun değildir. Zira düzgün yerleştirilemeyen eğimli başlıklar germe esnasında halatları burmakta, düzgün ve eşit yüklenmelerini engellemekte; hatta kopmalarına neden olabilmektedir.

Ankraj kaması; yüklenmiş ankraj çekme elemanını, ankraj kafası içerisindeki boşlukta sıkıştırarak elastik uzamanın geri dönmesini önleyen, ankrajın yükünü kaybetmeden çalışmaya devam etmesini sağlayan, özel geometriye sahip ve yüksek mukavemetli bir elemandır. Kama geometrisinin, başlık içindeki boşluğun geometrisi ile uyum sağlamaması halinde, kamalama performansı olumsuz etkilenir.

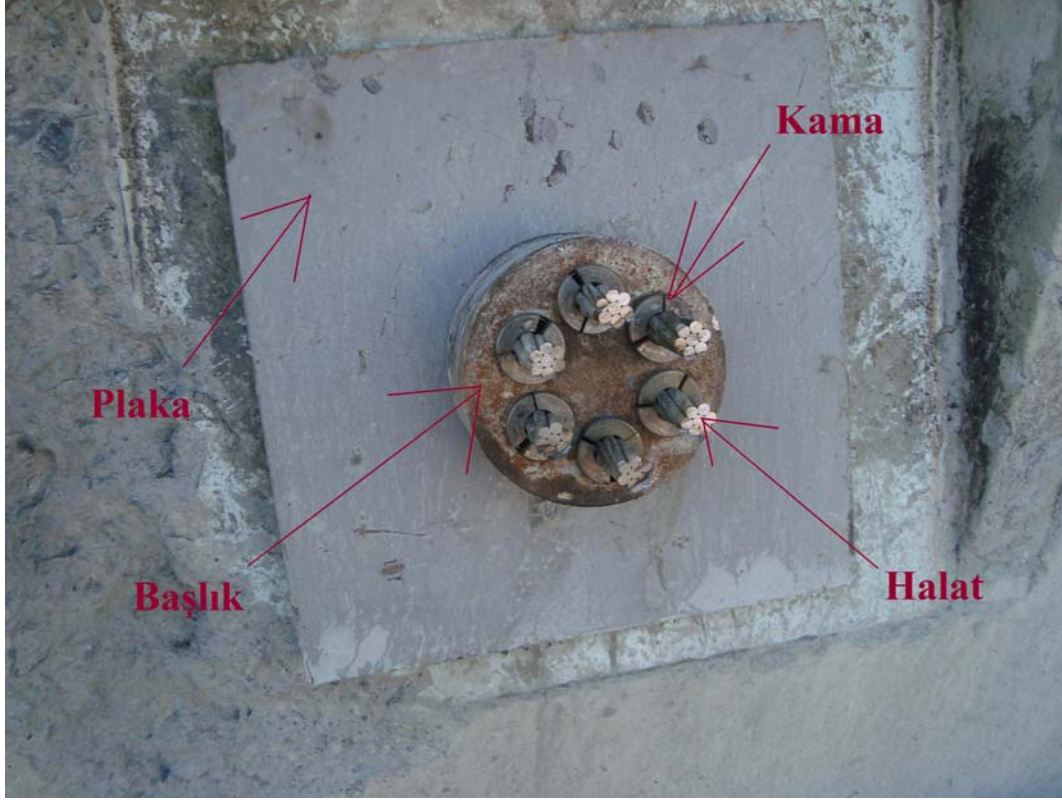
Ayıraç; ankraj halatlarının birbirleri ile temasını kesen ve etrafının enjeksiyonla kaplanmasını sağlayan plastik elemandır. Ayıraçlar; halatlar arasındaki mesafenin en az 6 mm ile 13 mm arasında değişmesini sağlayacak boyutta olmalıdır (FHWA-IF-99-015, 1999).

Merkezleyici; tendon ile delik çeperi arasındaki mesafenin korunmasını ve ikisi arasındaki boşluğun enjeksiyonla tamamen sarılmasını sağlayan plastik elemandır. Bunlar, tendon ile delik çeperi arasında en az 13 mm enjeksiyon kalınlığı sağlayacak boyutlarda ve yerleşimde olmalıdır (FHWA-IF-99-015, 1999).

Enjeksiyon hortumu; enjeksiyonun içinden zerk edildiği, deliği boydan boya kat eden plastik elemandır. Enjeksiyonlama metoduna göre birden fazla yerleştirilebilir.

Germe işlemi uygulanmış ve kilitlenmiş bir ankrajın plakası, başlığı, halatları ve kaması Şekil 5.14 'de görülmektedir.

Ankraj bir bütün olarak düşünüldüğünde başlıca 3 bölümden oluşur. Bunlar; ankraj kafa bölgesi, ankraj serbest bölgesi ve ankraj kök bölgesi olarak isimlendirilebilir. Bu bölgeler, ankraj malzemeleri ve yerleşimleri, Ekler'de verilen Şekil B.1 'deki ankraj tip kesitinde görülmektedir.



Şekil 5.14 : Ankraj kafa bölgesi

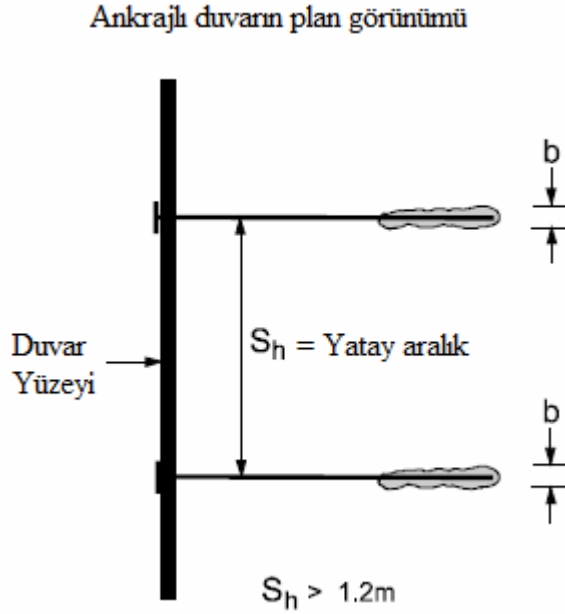
5.2.1.2 Ankraj dizayn esasları

Ankraj yüklerinin hesaplanması:

Ankraj yüklerinin hesabı için, Alan Metodu ve Mafsal Metodu olmak üzere iki yöntemin kullanımı yaygındır. Alan Metodu'nda; öncelikle yanal toprak basıncı dağılımı ve büyüklüğü belirlenir. Daha sonra; toprak basınçları, ankrajların düşey yerleşimine göre, ankraj etki bölgeleri göz önünde bulundurularak paylaştırılır. Mafsal Metodu'nda ise; bir alt seviyedeki ankraj veya kazı kademesinde moment değerinin sıfır olduğu bir mafsalın oluştuğu kabul edilir. Daha sonra kabul edilen mafsal noktaları üzerinde moment denge denklemleri ve yatay kuvvet denge denklemleri ile ankraj yükleri ve zemin reaksiyon kuvvetleri bulunur.

Bulunan yüklerin, birim genişlik yani F/L biriminde olduğuna dikkat edilmelidir. F/L (örneğin; kN/m, ton/m gibi) biriminde bulunan yük, ankraj yatay mesafesi ile çarpılarak ankraj hesap yükü T_h bulunur. Ankrajın yüklenmesi ile birlikte kök bölgesi etrafında gerilme zonları oluşur. Gerilme zonlarının bir biri içerisine girmemesinde ve zeminin farklı noktalardan yüklenmesinde fayda vardır. Bu nedenle

ankraj yatay aralığının Şekil 5.15 ‘de belirtildiği gibi en az 1.2 m tutularak tasarı yapılmasında fayda vardır (FHWA-IF-99-015, 1999).

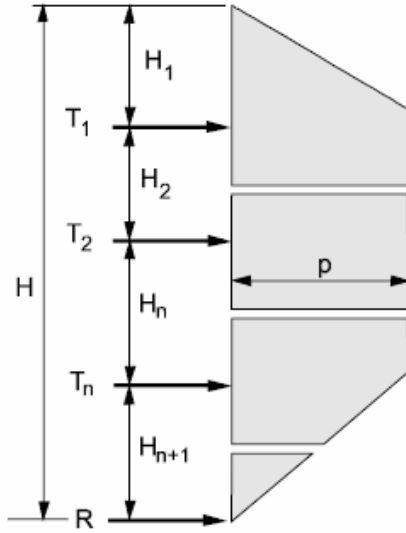


Şekil 5.15 : Ankraj yatay aralığının minimum değeri

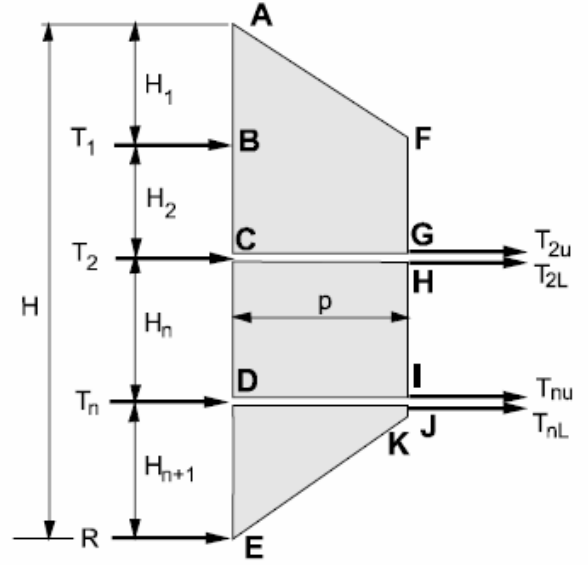
Ankrajlar, enjeksiyon şerbetinin delgi içerisinden dışarı boşalmaması ve delgi içerisinde birikmesi amacı ile yatayla en az 10 ila 15 derece açı yapacak şekilde imal edilirler. Bu açı komşu tesislerin konumuna göre artabilir. Ancak, imalat için gerekli olan bu husus ankraj kapasitesini düşürmektedir. Zira yatay yönde etkileyen toprak basınçları ankrajların yatay yöndeki bileşeni ile karşılanmaktadır. Ankraj dizayn yükü T_d (servis yükü) ankrajın yatayla yaptığı açı i göz önünde bulundurularak aşağıdaki bağıntıdaki (5.1) gibi hesaplanır:

$$T_d = T_h / \cos i \quad (5.1)$$

Alan (5.2) ve Mafsal (5.3) metotları ile ankraj yüklerinin hesapları Şekil 5.16 ‘nın yardımı ile aşağıdaki aşamalardan geçilerek yapılır:



Alan Metodu



Mafsalsal Metodu

Şekil 5.16 : Alan ve Mafsalsal metodu

Alan Metodu:

$T_1 = H_1 + H_2/2$ mesafesindeki yanal yük

$T_2 = H_2/2 + H_n/2$ mesafesindeki yanal yük

$T_n = H_n/2 + H_{n+1}/2$ mesafesindeki yanal yük

$R = H_{n+1}/2$ mesafesindeki yanal yük

(5.2)

Bu bağıntılarda T_1 ve T_2 üstten ilk iki sıra ankraj yükünü, T_n n 'inci sıra ankrajın ankraj yükünü, R düşey destek elemanının kazı tabanı altında bir miktar soketlenmesi sonucu oluşabilecek pasif itkiden kaynaklanan zemin reaksiyon kuvvetini temsil etmektedir.

Mafsal Metodu:

T_1 = C noktasındaki moment dengesinin “0” ($\sum M_C = 0$) olmasından hesaplanır.

$$T_{2u} = (\text{ABCGF}) \text{ alanındaki yanal yük} - T_1$$

T_{2L} = D noktasındaki moment dengesinin “0” ($\sum M_D = 0$) olmasından hesaplanır.

$$T_{nu} = (\text{CDIH}) \text{ alanındaki yanal yük} - T_{2L} \quad (5.3)$$

T_{nL} = E noktasındaki moment dengesinin “0” ($\sum M_E = 0$) olmasından hesaplanır.

$$R = \text{Toplam yanal yük} - (T_1 + T_2 + T_n)$$

$$T_2 = T_{2u} + T_{2L}$$

$$T_n = T_{nu} + T_{nL}$$

Bu bağıntılarda T_1 ve T_2 üstten ilk iki sıra ankraj yükünü, T_n n ‘inci sıra ankrajın ankraj yükünü, R düşey destek elemanının kazı tabanı altında bir miktar soketlenmesi sonucu oluşabilecek pasif itkiden kaynaklanan zemin reaksiyon kuvvetini temsil etmektedir.

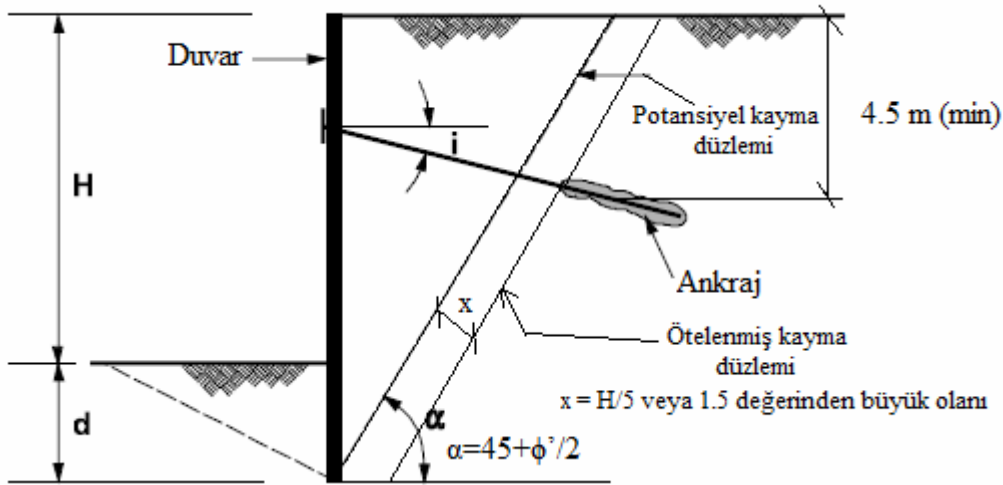
Ankraj boylarının hesaplanması :

Ankraj boyu hesaplamalarında iki ana boy dikkat edilir; ankraj serbest boyu ve ankraj kök boyu. Ankrajın; tendonların enjeksiyonla sarıldığı zemine yükün aktarması için tasarlanmış bölgesine kök bölgesi, kökün uzunluğuna da kök boyu denilmektedir. Ankraj kökünün sonundan ankraj başlığına kadar olan mesafede bulunan tendonun boyu ankraj serbest boyu olarak tanımlanabilir.

Ankrajların serbest boyu, kazı esnasında oluşacak kritik kayma kamalarının geçtiği düzlemlerin analizi ile belirlenir. Ankraj kökü kritik kayma kamalarının dışında tesis edilmelidir. Eğer ankraj kökü kayma kaması içerisinde kalırsa sistem her hangi bir noktadan mesnetlenmemiş, labil bir sistem gibi davranacaktır. Kök bölgesini kayma kamasının dışında tesis etmekteki amaç, sistemi sağlam bir tabakaya mesnetleme isteğidir. Bu doğrultuda ankrajlı sistem bir bütün olarak ele alınıp bilgisayar programları yardımı ile şev stabilitesi analizleri yapılabilir. Şev stabilitesi analizleri sonucu çıkan güvenliğin (F_s), 1.2 ila 1.3 arası bir değerde olması hedeflenir. Bu

güvenlik değerinin genellikle yeterli olmasına rağmen; kazı çukuru çevresindeki tesislerin önemi, deplasman kontrolünün önemi, kayma mukavemeti parametreleri ve diğer proje şartları sebebiyle güvenlik katsayısında artırıma gidilebilir (FHWA-IF-99-015, 1999).

Şev stabilitesi analizlerinin yanında, pratik olarak kullanılan kritik kayma kaması yöntemleri sayesinde ankraj serbest boyları belirlenebilir. Duvar dibinden yatayla, $\alpha = 45 + \phi'/2$ değerinde açı yapan, bir kritik kayma düzlemi olduğu düşünülür. Burada ϕ' , efektif kayma mukavemeti açısıdır. Bu kayma düzlemi, kayma kaması içerisinde kalan zeminin kök bölgesine uygulanan kuvvetlerden asgari düzeyde etkilenmesi için H duvar yüksekliği olmak üzere H/5 veya 1.5 m değerinden büyük olanı kadar ötelenir. Ötelenen bu kayma düzlemi serbest bölgenin sonu kök bölgesinin başıdır. Bu hesap kriterleri altında ankraj serbest boyu Şekil 5.17 'de gösterilene benzer şekilde boyutlandırılır. Ankrajlarda çubuk eleman kullanılıyorsa 3 m, halat eleman kullanılıyorsa 4.5 m minimum ankraj serbest boyu olmalıdır (FHWA-IF-99-015, 1999).



Şekil 5.17 : Potansiyel kayma düzlemi hesabına göre ankraj boylarının belirlenmesi

Ankraj kök boyu, ankrajın deney yüklerini karşılayabilecek ve üzerindeki yükü servis ömrünce taşıyabilecek mertebede olmalıdır. Bu mertebe, kök bölgesi ile zemin arasındaki aderans kuvvetini sağlayacak boyuta göre hesaplanmalıdır. Anlaşılabacağı gibi kök boyu, zemin veya kaya ile enjeksiyon arasındaki aderans kuvvetinin analiz edilmesine bağlıdır.

Çizelge 5.5 ‘de farklı zeminlerin; sıklığına, kıvamına ve SPT sayılarına göre enjeksiyonla, birim metrede yaptığı, tahmini aderans kuvvetleri verilmiştir (FHWA-IF-99-015, 1999).

Çizelge 5.5 : Zemin ile sertleşmiş enjeksiyon arasında oluşan aderans kuvvetinin tahmini değerleri (FHWA-IF-99-015, 1999)

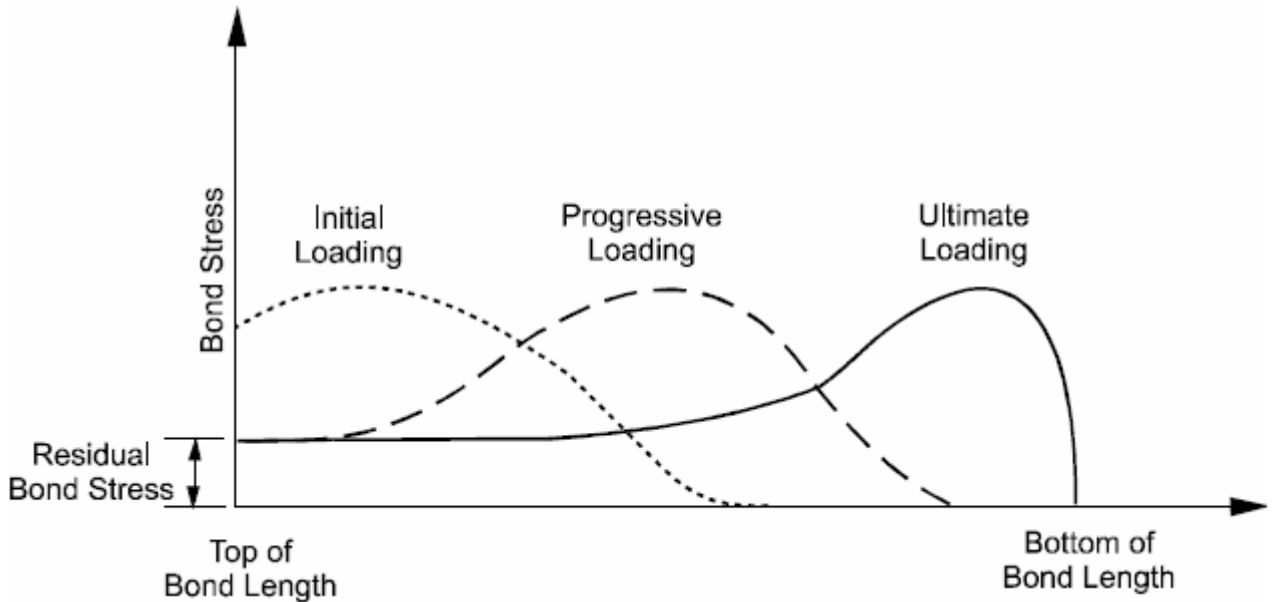
Zemin Cinsi	Relatif sıklık/Kıvam/SPT aralığı	Tahmin edilen taşıma yükü (kN/m)
Kum ve Çakıl	Gevşek (4-10)	145
	Orta sıkı (11-30)	220
	Sıkı (31-50)	290
Kum	Gevşek (4-10)	100
	Orta sıkı (11-30)	145
	Sıkı (31-50)	190
Kum ve Silt	Gevşek (4-10)	70
	Orta sıkı (11-30)	100
	Sıkı (31-50)	130
Düşük plastisiteli silt+kil veya çok ince daneli kum+silt karışımları	Katı (10-20)	30
	Sert (21-40)	60
Not: SPT sayılarında jeolojik yük düzeltmesi yapılmıştır.		

Farklı tip zeminler için verilen yukarıdaki çizelgenin bir benzeri de farklı kaya tipleri için Çizelge 5.6 ‘daki gibi verilebilir:

Çizelge 5.6 : Kaya ile sertleşmiş enjeksiyon arasında oluşan aderans kuvvetinin tahmini değeri (FHWA-IF-99-015, 1999)

Kaya Cinsi	Tahmin edilen taşıma yükü (kN/m)
Granit veya Bazalt	730
Dolomitik Kireçtaşı	580
Yumuşak Kireçtaşı	440
Kumtaşı	440
Arduvaz ve Sert Şeyl	360
Yumuşak Şeyl	150

Kök boyu; yukarıdaki çizelgelerde (Çizelge 5.5 , Çizelge 5.6) verilen aderans kuvvetleri doğrultusunda ankrajlara etkiletilecek ön yükleri taşıyabilecek boylarda belirlenir. Bu karar verilirken aderans kuvvetlerinin F_s ($F_s=2.0$) güvenlik katsayısına bölünerek küçültülmesinde fayda vardır. Kök bölgesinin orta hizasında, Şekil 5.17 da görüldüğü gibi en az 4.5 m zemin tabakası bulunmalıdır. Kayalarda imal edilen ankrajlarda minimum kök boyu; ankraj tendonu için çubuk eleman kullanılıyorsa 3 m, halat eleman kullanılıyorsa 4.5 m olmalıdır. Uygulamada genellikle 8 ila 12 m arasında değişen boylar tercih edilmektedir. Edinilen tecrübeler göstermiştir ki; ankraj kök boyu arttıkça ankraja taşınabilecek yük bir müddet sonra artmamaktadır. Şekil 5.18 'de görüldüğü gibi ankraja yapılan ilk yükleme ile kök bölgesinin baş kısmında gerilme yoğunlaşmakta ve orta kısımlara doğru sıfırlanmaktadır. Mükerrer yüklemelerde yoğunluk uç kısımlara doğru kaymakta ve bir müddet sonra ankraj uç bölgesinde sıfırlanmaktadır. Buradan çıkarılacak sonuç, ankraj boyunun sonsuza gitmesinin ankraj kapasitesini sonsuza götürmeyeceğidir. Edinilen tecrübeler, 12 m kök boyundan daha uzun kök boyu yapmanın ankraj taşıma kapasitesine katkısının olmadığı yönündedir (FHWA-IF-99-015, 1999). Ankraj kapasitesinin artırılması için imalat yöntemlerinde kaliteyi artırma yollarına gidilmelidir. Yüklere ve zemin şartlarına göre ön dizaynı yapılan kök boylarının performansı, ilk imalatlarda kendini belli eder. Performans değerlerine göre dizayn esaslarında değişikliğe gidilebilir.



Şekil 5.18 : Aderans gerilmelerinin ankraj kök bölgesi boyunca dağılımı (FHWA-IF-99-015, 1999)

5.2.1.3 Ankraj imalatı

Çelik halat kullanılan ankraj imalatında aşağıdaki aşamalardan geçilir:

- İmalatın yapılacağı nokta; yüzeye işaretlenir. Delgi makinesi delgi noktasına yanaştırılır. Ankraj açısına göre gerekli ayarlamalar yapılır ve delgi başlar.
- Kayalarda delgi DTH (tabancalı yöntem) yöntemi, zeminde delgi CFA (augerli yöntem) ile yapılır. Delgi, gerekli ankraj boyu sağlanıncaya kadar Şekil 5.19 'da görüldüğü gibi devam eder. Delginin tamamlanması ile birlikte yıkıntı, çamur vb. gibi malzemeler delik içerisinden temizlenir. Delgi aparatları delik içerisinden çıkarılır ve delgi tamamlanmış olur. Delgi yataydan ve düşeyden en fazla ± 3 derece sapma yapabilir. Delgi noktası 75 mm yer değiştirebilir (BS 8081, 1999).



Şekil 5.19 : Ankraj delgi işlemi

- Delgi işlemi devam ederken ankraj halatları hazırlanır. Kangal halinde gelen halatlar açılarak gerekli boylarda kesilir; hortumlar, merkezleyiciler ve ayırıcılar Şekil 5.20 'deki gibi yerleştirilir. Serbest bölgedeki halatların enjeksiyonla kaplanmaması için halatların etrafına esnek plastik boru

yerleştirilir. Aynı sebeple, serbest bölge ile enjeksiyonla kaplanması gereken kök bölgesi arasında yalıtım sağlanması gerekir. Bu yalıtım, Şekil 5.21 ‘deki gibi zift veya polietilen köpükle yapılabilir. Yalıtım ustalıkla yapılmalıdır. Aksi takdirde serbest bölgeye enjeksiyon sızacak ve serbest bölgenin görünen boyu deneyler esnasında daha düşükmüş gibi çıkacaktır.



Şekil 5.20 : Halatların hazırlanması



a.



b.

Şekil 5.21 : a. Polietilen köpük ile yalıtım, b. Zift ile yalıtım

- Deliklerin içi temizlendikten sonra, Şekil 5.22 ‘daki gibi kılavuz enjeksiyon yapılır. Kılavuz enjeksiyon sayesinde, delik içerisinde kalan delgi tozu, çamur, su gibi pislikler temizlenir. Kılavuz enjeksiyon adından da anlaşılacağı gibi, halat yerleştirme işleminden önce, delikle ilgili bilgiler edinilmesini sağlar. Örneğin; delik içerisinde göçükler; enjeksiyonun kaçabileceği boşluklar, deliğin su durumu gibi ankraj kapasitesine olumsuz yönde etkileyen durumlar hakkında bilgi verir. Kılavuz enjeksiyonu sayesinde, delik çeperi enjeksiyonla kaplanır ve halatlar ilk yerleşim esnasında enjeksiyonlu yüzeyle temasa geçer. Bu da, özellikle kayma mukavemeti düşük zeminlerde ankraj yük taşıma kapasitesine katkı sağlar.



Şekil 5.22 : Kılavuz enjeksiyon yapılması

- Kılavuz enjeksiyon yapılmış temizlenmiş ve içerisi enjeksiyonla doldurulmuş delik içerisine ankraj halatları yerleştirilir. Yerleştirme işlemi delik imalatının tamamlanmasından en fazla 12 saat sonra tamamlanmalıdır (FHWA-IF-99-015, 1999). Aksi taktirde delikler tekrar temizlenmeden, ankraj halatları yerleştirilmemelidir. Ankraj halatlarının delik içerisindeki bir göçükten dolayı ilerletilememesi durumunda halat çıkarılmalı ve delik tekrardan temizlenmeli; temizlikten sonra işleme devam edilmelidir.
- Halat yerleştirilmesi devam ederken çimento enjeksiyonun hazırlanır. Su / çimento oranına dikkat edilerek hazırlanan enjeksiyona gerekiyorsa akışkanlaştırıcı ve priz hızlandırıcı katkı ilave edilir. Enjeksiyon; halatla beraber yerleştirilmiş hortumundan delik içerisine, basınçlı bir şekilde zerk edilir. Temiz enjeksiyon delik ağzından kusana kadar enjeksiyonlamaya devam edilir. Bu işleme birinci enjeksiyon denir. Birinci enjeksiyon priz almadan, yaklaşık 30 ila 60 dakika sonra ikinci enjeksiyon başka bir deyişle “patlatma enjeksiyonu” yapılır. Su bulunmayan sağlam kayalarda yapılan imalatlarda, birinci enjeksiyonlama ile, gerekli aderans kuvveti büyük ihtimalle sağlanabilir. Enjeksiyon kaçma ihtimali bulunan zayıf ve çatlaklı

kaylarda, sulu ortamlarda, kaba ve ince daneli zeminlerde patlatma enjeksiyonunun yapılması ankraj yük performansını önemli oranda artırır.

- Enjeksiyonun priz alması ile birlikte kafa bölgesindeki elemanlar yerleştirilir ve ankraj yük deneyleri eşliğinde ankrajlara ön yükleme yapılır. Deney sonuçları uygun çıkan ankrajlar kilit yükleri altında kamalanır ve yük taşıyan hale gelir. Enjeksiyonda, priz hızlandırıcı katkı kullanılmaması halinde ön yüklemeye başlamak için genellikle 7 gün beklenir. Priz hızlandırıcı katkı kullanılması halinde bu süre 4 ila 5 güne çekilebilir. Sağlam kaya ortamlarda yapılan imalatlarda, yeterli imalat kalitesinin sağlanması halinde, priz hızlandırıcı katkı kullanılmadan, 5 günlük bekleme ile yükleme yapılabilmektedir. Grovak kayasında, priz hızlandırıcı katkı ile yapılmış ankrajlara, 3 günlük bekleme süresinin ardından, herhangi bir tahribat olmadan, 1000 kN ön germe yükü uygulanabilmiştir.

5.2.1.4 Ankraj yük deneyleri

Ankraj yük deneyleri, üç önemli faktörün belirlenmesi için yapılır. Bu faktörler; ankrajın yük kapasitesi, sünme potansiyeli ve serbest bölgesinin boyunun tayinidir. Üç çeşit yük deneyinden bahsedilebilir. Bunlar; araştırma, uygunluk (uygulama) ve kanıt (kabul) deneyi olarak isimlendirilirler.

Araştırma deneyi; çalışan zemin ankrajlarının tesisinden ve kullanılan malzemeler ve zemin şartlarına bağlı olarak nihaî yük direncinin belirlenmesinden önce yüklenicinin uzmanlığını ve/veya enjeksiyon/zemin ara yüzeyinde yenilme oluşturarak yeni zemin ankraj tipinin yeterliliğini tespit etmek için yapılır. Zemin davranışları için ankraj çalışma tecrübelerinin olmadığı yerlerde veya şimdiye kadar karşılaştırılabilir zemin davranışları içerisinde daha yüksek çalışma yükünün talep edildiği kısımlarda araştırma deneyleri uygulanmalıdır (TS EN 1537, 2001).

Uygunluk deneyi ile; ispat yükünde ankraj taşıma yeteneği, ispat yükü altında ankraj sistemindeki sünme ve ankraj serbest boyu sınanır. Ankrajlı bir kazıda en az 3 adet yapılır.

Kabul deneyi; deney metoduna bağlı olarak ispat yükünün ankraj tarafından karşılandığını göstermek, görünür serbest tendon boyunu belirlemek, sürtünme hariç, tasarımlanmış yük seviyesinde kilit yükünü sağlamak, gerektiği zaman sınır durumunda kullanım şartlarında sünme veya yük kaybı karakteristiklerini belirlemek

için uygulanır. Her ankraj için kabul deneyi yapılmalıdır (TS EN 1537, 2001). Diğer deney yöntemlerine göre daha pratik ve hızlı olduğu için özellikle tercih edilir.

Kabul deneyinin yapılması için; basınç pompası, pompadan gelen yükü tendonlara aktaracak ve kamalama yapabilecek hidrolik kriko, basınç saati, metre veya kumpas benzeri uzunluk ölçer, kriko başlığı ve ankraj kaması gibi ekipmanlar gerekmektedir. Germe ekipmanının kalibrasyonu en fazla 6 ay önce yapılmış olmalıdır (TS EN 1537, 2001). Kabul deneyi ekipmanı ve deneyi yapan teknik personel Şekil 5.23 'de görülmektedir.



Şekil 5.23 : Ankraj yük deneyi

Kabul deneyi esnasında öncelikle krikonun ve tendonun boşluğunun alınması ve düzene sokulması için dizayn yükünün %10 ila %15 'i kadar referans yükü uygulanır. Referans yükünde ölçülen ilk uzunluk referans uzunluğudur. Diğer yüklemelerde ölçülen uzamalardan bu değer çıkarılarak değerlendirme yapılır. Referans yükünün uygulanmasının ardından sırasıyla; dizayn yükünün 0.25, 0.50, 0.75, 1.00, 1.20 ve 1.33 katı yüklemeler yapılır ve her kademedeki halatların ne kadar uzadığı belirlenir (FHWA-IF-99-015, 1999). Her kademedeki ölçülen uzamalar iyi gözlenirse deney sonunda ankrajın nasıl davranacağı tahmin edilebilir ve gerekli

müdahaleler deney esnasında yapılabilir. Ulaşılan son yüke ispat yükü (test yükü) adı verilmektedir. Bunun tercih edilebilecek en düşük değeri dizayn yükünün 1.25 katı olmalıdır. Bu yük altında 10 dakika beklenir ve ankrajın sünme kapasitesi test edilir. Kabul kriterlerini sağlanması halinde referans yüküne kadar boşaltma yapıp tendonların kalıcı uzaması bulunur. Daha sonra ankrajlar kamalanır ve kilit yükünde kilitlenir. Kilitleme esnasında yaşanan mekanik yük kayıplarından dolayı kilit yükü dizayn yükünün en az 1.15 katı olmalıdır.

Deney sonuçlarına göre ankrajın kabulü yapılır. Ankrajlar için kabul kriterleri; ispat yükünü taşıması, sünme yapmaması, minimum ve maksimum uzamalardır.

Ankrajlar, yükleme deneyi esnasında, ispat yükünü göçmeden taşıyabiliyorsa, dizayn yüklerini de taşıyabilir demektir. Böylelikle ankraj dizaynının önemli bir kriteri olan ankraj yükü bu şekilde kontrol edilmiş olur.

Ankrajlar ispat yüklerini taşıyabilirler, fakat bu ankrajın sabit yükleme altında sünme yapmayacağı anlamına gelmez. Bu nedenle ispat yükü altında beklemek ve ankraj sünme kapasitesini kontrol etmek gerekir. İlk 10 dakikalık bekleme süresinde ankraj 1 mm'nin üzerinde ekstra uzama yapıyorsa, 60 dakika daha sabit yük altında beklenmelidir. Bu bekleme sonunda ekstra uzama 6 mm'den az ise ankraj sünme kapasitesi açısından şüphelidir. Bu durumda; deneyi yürüten teknik personelin proje şartlarını göz önüne alarak karar vermesi ile, ankraj ya %50 ispat yük altında kilitlenir veya iptal edilerek ilavesi istenir (FHWA-IF-99-015, 1999). Teoride uygulanabilir gibi gözüken sünme kriterlerini, pratikte uygulamak oldukça güçtür. Pratik yükleme ve test ekipmanları ile sonuçlarda ± 5 mm sapma olabilir. Hassas ölçümler için daha hassas ekipmanlara ihtiyaç vardır. Bu ekipmanların kurulumu uzun zaman aldığı ve kazı süresini geciktirdiği için uygulamada pek arzu edilmez. Ankrajın sünme yapıp yapmadığına, teknik personelin bilgisi ve tecrübesi ile karar vermesi bazı şartlarda daha uygun olmaktadır. Örneğin, zeminlerde yapılan ankrajlardaki sünme oranı kayalardakine göre daha fazla olacağından, sünme gözleminde daha dikkatli olunmalıdır.

Ankrajlar akma dayanımlarının altında yüklere göre dizayn ve test edildikleri için elastik davranış gösterirler. Bu nedenle Hook Yasası'ndan yararlanılarak; elastisite modülü bilinen ankraj halatlarının, yük altında ne kadar uzama yapacağı

belirlenebilir. Böylelikle ankrajlarda minimum ve maksimum uzama kriterleri kontrol edilebilir.

Deneylerde; referans yükü ile son yük arasındaki fark ΔF , ankrajın elastisite modülü E , ankraj tendonu toplam kesit alanı A ve ΔF yük altında uzama miktarı ΔL bilinmektedir. Bu bilinenlerle Hook Yasası'ndan yararlanılarak çıkartılan ve aşağıda verilen bağıntılar (5.4) kullanılarak, görünen serbest boy L_{sg} hesaplanır. Hesap sonucu çıkan görünen serbest boy, proje serbest boyu L_s ile mukayese edilir. Bu mukayesede, yükleme krikosunun içine girdiği tendon germe payı boyu da L_{gp} dikkate alınır. Bağıntı (5.4)'de σ gerilmeyi, ε ise uzama farkının görülen serbest boy a oranıdır.

$$\begin{aligned}\sigma &= E \times \varepsilon \\ \varepsilon &= \frac{\Delta L}{L_{sg}} \\ \sigma &= \frac{\Delta F}{A} \\ \frac{\Delta F}{A} &= E \times \frac{\Delta L}{L_{sg}} \\ L_{sg} &= \frac{E \times \Delta L \times A}{\Delta F}\end{aligned}\tag{5.4}$$

Ankrajın görünen serbest boyu ile dizayn serbest boyunun karşılaştırıldığı deney kriteri minimum uzama kriteridir. Minimum uzama kriterine göre, ankrajın yükleme verilerinden hesaplanan görünen serbest boyu L_{sg} ile ankraj dizayn serbest boyu L_s ve germe payı boyu L_{gp} arasında, aşağıda bağıntı (5.5)'de verilen sınır değeri sağlanmalıdır (FHWA-IF-99-015, 1999).

$$L_{sg} \geq 0.8 \times L_s + L_{gp}\tag{5.5}$$

Minimum uzama kriterinin sağlanamaması aşağıdaki sebeplerden dolayı olabilir:

- Uygun olmayan kafa bölgesi elemanları (plaka, başlık, kama) kullanılması halinde yük bu elemanlar üzerinde yoğunlaşabilir ve tam olarak serbest bölgeye aktarılamayabilir. Bunun sonucu tendonlar yeteri kadar uzayamaz ve bu şartlarda minimum uzama kriteri sağlanamayabilir. Bu şartlar altında, ankraj gerektiği kadar yüklenemeyecek ve güvenlik zafiyetleri doğacaktır. Minimum uzama probleminin bundan dolayı olduğu düşünülüyorsa germe ekipmanı ve kafa bölgesi malzemelerinin gözden geçirilmesi gerekmektedir.

- Serbest bölge ile kök bölgesi arasındaki yalıtım tam olarak sağlanamaz ise serbest bölgeye enjeksiyon kaçacak, tendonların etrafını saracak ve serbest bölge deney esnasında daha kısa gibi davranacaktır. Bu durumdan şüphe edilmesi halinde ankraj birkaç defa yüklenip boşaltılarak serbest bölgeye sızan enjeksiyonun kırılması sağlanabilir ve serbest bölge imal edildiği boya kavuşturulabilir.
- Bilinçsizce yapılan imalatlarda maliyetten tasarruf yapma amacı ile serbest bölgenin kısa tutulması durumunda, deney sonucunda minimum uzama kriteri sağlanmayabilir.
- Tendon kesit alanının ve elastisite modülünün bilinen değerinden farklı olması sonuçları etkiler. Bu nedenle çekme elemanında çekme testi yaptırıp özelliklerinin belirlenmesinde fayda vardır.

Bu nedenlerden ve yorumlardan da anlaşılabilceği gibi minimum uzama kriteri, tendonunun yüklenip yüklenmediğinin ve ankrajın kayma kaması dışına mesnetlenip mesnetlenmediğinin bir nevi kontrolü olmaktadır. Minimum uzama kriteri sağlanmayan bir ankraj ya reddedilip ilavesi istenir veya % 50 ispat yükü altında kilitlenir (FHWA-IF-99-015, 1999). Minimum uzama kriterini sağlamayan ankrajların dizayn yükünde yüklenmesinden sakınılmalıdır. Şayet ankraj serbest boyu kısa kalmış ise kök bölgesi kayma kamasının içinde kalır ve kayma kaması çekilmeye çalışılır. Bu durumda sistem labil bir davranış sergiler ve deplasmanlar artar.

Çekme kuvveti uygulanan ankraj tepki kuvvetini kök bölgesinden alır. Tepki kuvvetini aldığı noktanın kontrolü maksimum uzama kriteri ile sağlanır. Maksimum uzama kriterine göre; ankraj ispat yükü altında, tepki noktası, kök bölgesinin en fazla orta kısmında oluşmalıdır. Başka bir tabirle yükleme esnasında kök bölgesinin en fazla yarısının mobilize olmasına izin verilir. L_k kök boyunu ifade etmek üzere maksimum uzama kriterinde aşağıdaki bağıntıdaki (5.6) şartı aranır (FHWA-IF-99-015, 1999):

$$L_{sg} \leq L_s + L_{gp} + 0.5 \times L_{kök} \quad (5.6)$$

Maksimum uzama kriterini sağlamayan ankraj iptal edilir ve ilavesi istenir. Çünkü ankraj yük taşısa bile kök bölgesinin yarıdan fazlası mobilize olmuştur. Gelebilecek

ilave yükler altında kök tamamen mobilize olabilir ve ankraj taşıma kapasitesini kaybeder. Maksimum uzama kriterinin sağlanamama sebebi genellikle kalitesiz enjeksiyon ve enjeksiyonlamadan kaynaklanır. Zemin kayma mukavemetinin düşük olduğu ve zemin enjeksiyon arası aderans kuvvetinin zayıf olduğu durumlarda da bu kriterin sağlanması güçleşmektedir.

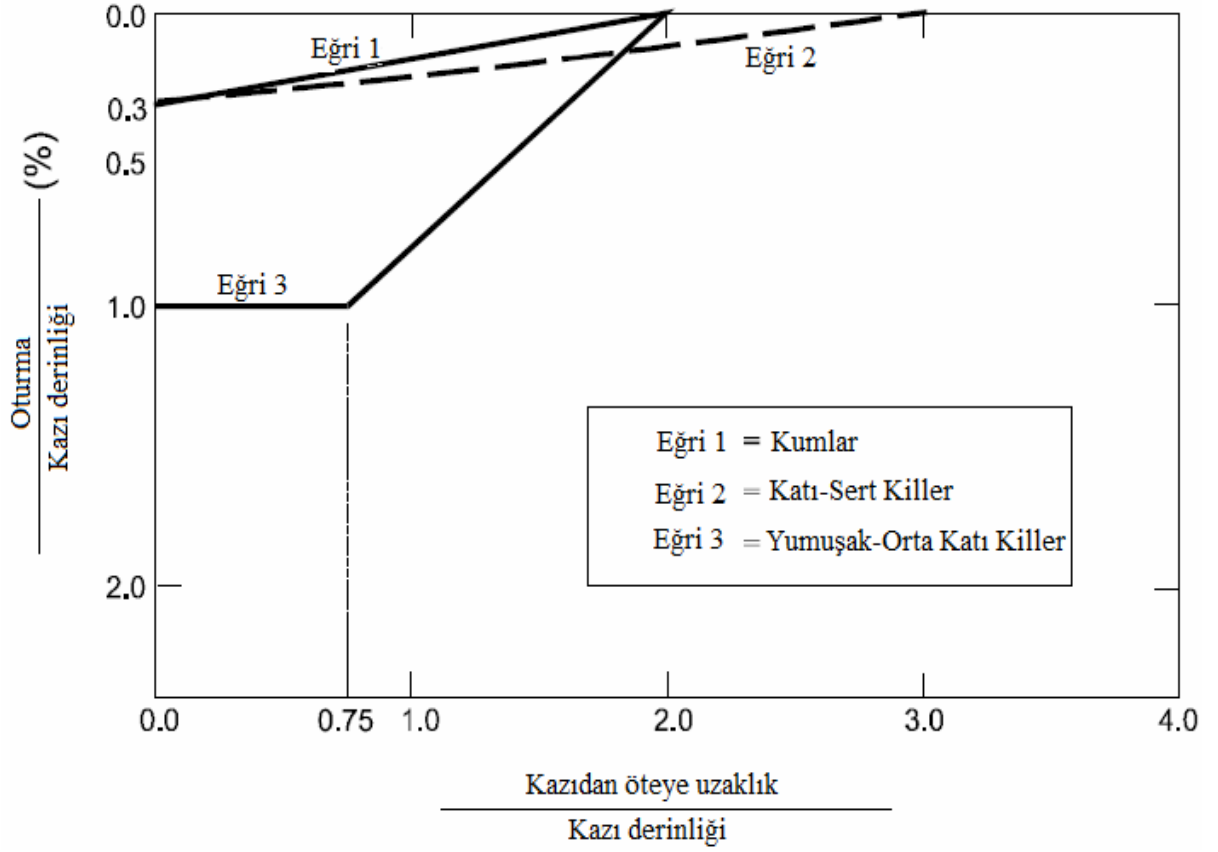
5.2.1.5 Ankrajlı sistemlerdeki yenilme şekilleri

Ankrajlı sistemlerde her ne kadar ön yükleme yapıp iksa sistemi sağlam zemin tabakalarına mesnetlense de deplasmanlar görülmektedir. Ankraj imalatı için kademe kazısı yapıldığı anda, sistemdeki yükler artmakta buna rağmen kazının indiği seviye ankraj imal edilip ön yükleme verilene kadar desteksiz kalmaktadır. Haliyle bu esnada deplasmanların oluşması kaçınılmazdır. Destekli sistemler için verilen toprak basınçları dikkate alındığında şu görülecektir ki; kazı yapıldığı anda sistemin alt bölgelerinde yük artışı olduğu gibi üst bölgelerinde de olmaktadır. Bu nedenle üst bölgeler her ne kadar ankrajlarla desteklenmiş olsa bile bir miktar deplasman kaçınılmazdır. Üst kademelerin imalatı esnasında göçme riskinin az olmasına güvenilerek yapılan kalitesiz imalatın olumsuz etkileri kazı derinleştikçe görülmeye başlar. Bu nedenle iksa sistemleri tavandan tabana çok dikkatli şekilde imal edilmelidir.

Yukarıda bahsi geçen deplasman koşulları altında sisteminin aktif çalışacağı aşıkardır. Fakat, düzensiz kontrolsüz ve bozuk imalat ve kazı yöntemleri sonrası kayma kaması çok daha geniş bir düzlemden geçebilir ve planlanan zamandan daha önce kırılma eğilimi gösterebilir. Bu nedenle ankraj kademelerinde atlama yapılmaksızın, destekli ve deplasman kontrolü bir şekilde ve ön görülen güvenlik değerlerini aşmadan kazı yapılmalıdır. Zira yanlış uygulamalar sonucu, kazının ilk seviyelerinde kayma kamasının aşırı derecede tetiklenmesi ve ankraj kök bölgelerini içine alacak şekilde ötelenmesi halinde, deplasmanların önüne geçmek, hatta kazıyı tamamlamak imkansız hale gelebilir.

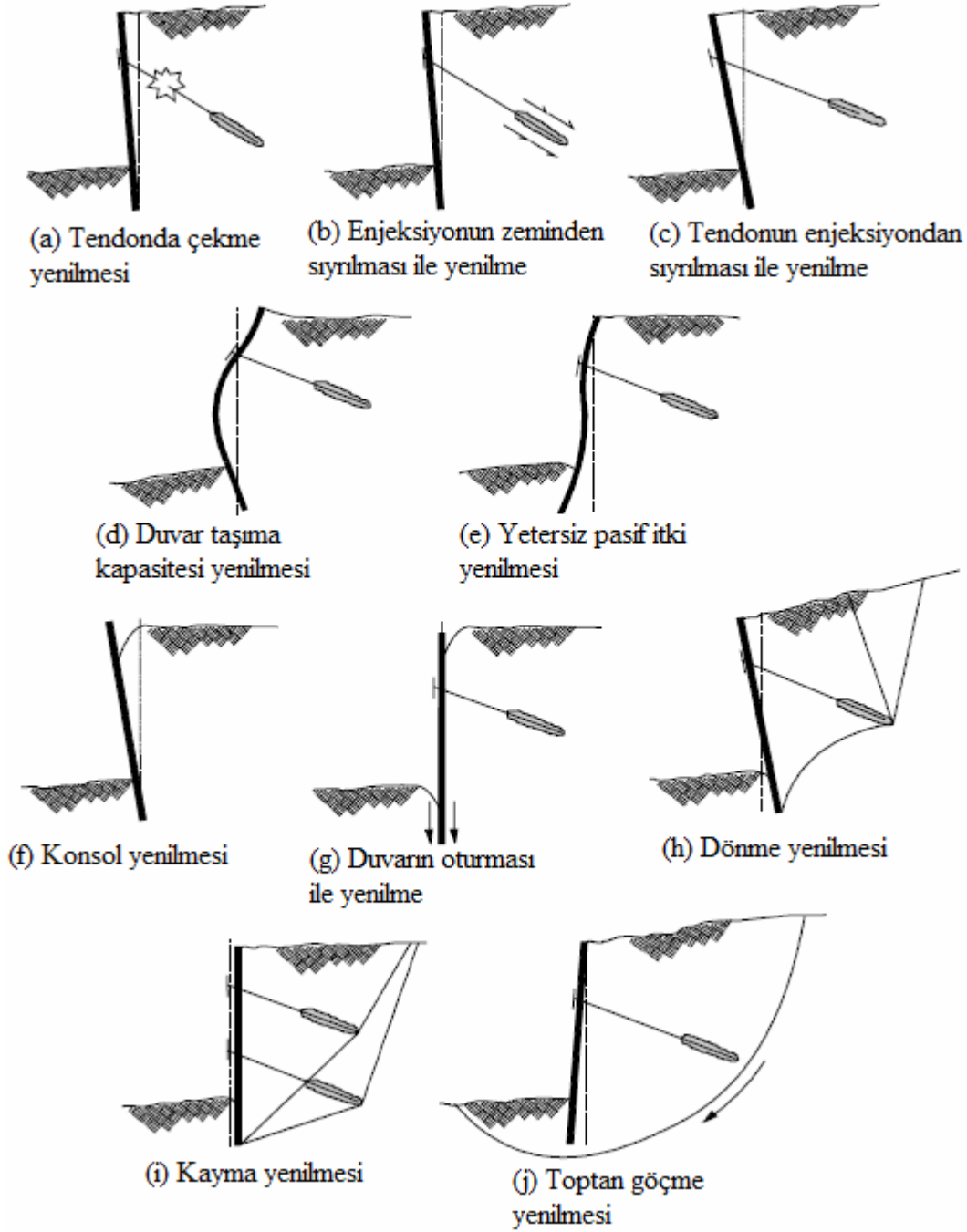
Önemli olan deplasmanların kontrol edilebilir düzeyde ve toleranslar dahilinde tutulabilmesidir. Ankrajlı sistemlerde kum ve katı killerde kazı yapılması halinde, yatay deplasmanların H duvar yüksekliği olmak üzere %0.2 H ile %0.5 H arasında olması hedeflenir. Yatay deplasman değerlerinde sınırlar olduğu gibi kazı çukuru etrafındaki tesislerin oturmasına neden olabilen düşey deplasman değerleri için de

belli sınırlar belirlenmiştir. Bunun için; %0.15 H ile %0.5 H değerleri arası uygun görülmüştür. Düşey deplasmanlara bağlı oturmalarının kazı çukuru arkasındaki etkili mesafesi Şekil 5.24 ‘deki grafikte verilmiştir (FHWA-IF-99-015, 1999).



Şekil 5.24 : Düşey deplasman etki mesafesi

Ankrajlı sistemlerde proje ve uygulama hataları nedeni ile Şekil 5.25 ‘de şematik gösterimi verilen yenilmelerin oluşması mümkündür. Yenilmeye neden olan etmenler ve yenilmenin sonuçları hakkındaki yorumlar aşağıda özetlenmiştir:



Şekil 5.25 : Ankrajlı sistemlerde yenilme şekilleri

- (a) Ankraj tendonunda çekme yenilmesi; tendonlarının çekme kapasitesinin aşıldığı yükleme durumlarında görülür. Bu problem başlıca iki sebepten dolayı meydana gelir. Bunlardan birincisi, tendon çekme kapasitesinin üretim hatasından dolayı, hesaplanandan daha düşük olmasıdır. Bu, kendisini ankraj yükleme testleri esnasında gösterebilir. İkincisi ise, zaman içerisinde ankrajlara gelen yükler hesaplanan yüklerden daha fazla olabilir ve ankraj tendonları çekme yenilmesine maruz kalır. Bu durumun birkaç ankrajda

oluşması sistemde yıkıcı etkiler yaratmayabilir. Fakat sayının artması durumunda iksa sistemini güvenliği tehlikeye girer. Bu nedenle ankraj dizaynı yapılırken, tendonların çekme kapasitesini $F_s = 0.6$ güvenlik katsayısı ile azaltarak hesap yapmakta fayda vardır.

(b) Enjeksiyonun zeminden sıyrılması ile yenilme; ankraj kök bölgesindeki enjeksiyon ile zemin arasındaki aderans kuvveti kaybından kaynaklanır. Kök bölgesindeki delik çeperi ile enjeksiyon arasında oluşması beklenen teorik aderans kuvvetinin; zemin mukavemetinin yetersiz olması, enjeksiyon ve enjeksiyonlama kalitesindeki zaafılar nedeniyle ön görülen değerinden düşük olması halinde meydana gelir. Bu durumunun oluşması esnasında tendonların enjeksiyondan sıyrılmaması, buna rağmen kök bölgesinin zeminden kopması zemin ile enjeksiyon arası aderansın tam olarak sağlanamadığının bir diğer göstergesidir. Genellikle, kayma mukavemeti düşük zeminlerde sıklıkla rastlanan bir göçme şeklidir. Bu problem ankraj yükleme deneyleri esnasında çoğunlukla kendini belli eder ve yükleme esnasında ankraj kökü zeminden sıyrılır. Kazı ilerledikçe oluşabilecek beklenmedik yük artışları da buna neden olabilir. Bundan dolayı, yükleme deneylerinde dizayn yükünün 1.25 ila 1.33 katında ankrajlar test edilmelidir. Bir diğer etken ise ankraj yükleme testleri esnasında sünme (creep) kontrolünün yapılmamasıdır. Sünme durumunda ankraj ilk yükleme anında yükü taşıyormuş gibi görünebilir fakat ilerleyen süreçte zamanla zeminden sıyrılır ve taşıdığı yükü kaybeder. Bu problemlerin birkaç ankrajda vuku bulması iksa sistemini fazla etkilemez. Fakat sayının artması durumunda iksa sisteminin güvenliği tehlikeye girer.

(c) Tendonun enjeksiyondan sıyrılması ile yenilme; ankraj tendonu ile kök bölgesindeki enjeksiyon arasındaki aderansın kaybolmasından kaynaklanır. Delik çeperi ile enjeksiyon arası aderans kuvvetinin yüksek olduğu kayma mukavemeti yüksek zeminlerde ve kayalarda gözlenir. Enjeksiyonun zeminden sıyrılması yerine halatların enjeksiyon içinden sıyrılması da bu savı destekler niteliktedir. Enjeksiyon ve enjeksiyonlama kalitesinin düşük olması, tendonların yeterli kalınlıkta enjeksiyonla kaplanmaması ve tendonların yüzeyinin aderans azaltıcı kir, pas, yağ gibi maddelerle kaplı olması bu problemin oluşmasındaki başlıca nedenlerdir. Problem kendisini

çoğunlukla yükleme testleri esnasında gösterir. Bu esnada maksimum uzama kriterine dikkat edilmediği takdirde, tendonun enjeksiyon içerisinden sıyrılıp sıyrılmadığını analiz etmek oldukça güçtür. Böyle bir ankraj kilit yükünü taşıyabilse de tendonlarının kök bölgesinden büyük ölçüde sıyrılmış olmasından dolayı, kazı ilerledikçe oluşabilecek beklenmedik yük artışları ile taşıma kapasitesini kaybedebilir. Bu problemlerin birkaç ankrajda vuku bulması iksa sistemini fazla etkilemez. Fakat sayının artması durumunda iksa sisteminin güvenliği tehlikeye girer.

- (d) Duvar taşıma kapasitesinin yenilmesi; düşey destek elemanının, iksa sisteminin yüklenmesi ile oluşan kesit tesirlerini taşıyamamasından kaynaklanır. Yük analizi ve boyutlandırma hatasından veya kazı kademelerine riayet etmeden kontrolsüz kazı yapılmasından kaynaklanabilir. Bu; ani gelişebilen, iksa sistemini büyük çapta etkileyen ve geri dönüşü olmayan stabilite kaybına sebep olabilen bir problemdir.
- (e) Yetersiz pasif itki yenilmesi; hesaplamada kullanılan pasif itkinin tam oluşmaması veya pasif itkinin etki alanının yetersiz olmasından kaynaklanabilir. Zeminde pasif itkinin oluşabilmesi için gereken hareket miktarının ne kadar olması gerektiğinden 3. Bölümde bahsedilmiştir. Deplasman değerlerinin sınırlandırılmaya çalışıldığı ankrajlı sistemlerde pasif itkinin tam olarak oluşması çok güçtür. Bu nedenle hesaplanan pasif itkinin F_s ($F_s=1.5$) güvenlik katsayısı ile küçültülmesi uygun olacaktır (FHWA-IF-99-015, 1999). Bu doğrultuda hesap yapılmalı ve düşey sistemin soket boyu belirlenmelidir. Bu problemin bir başka sebebi de kalitesiz imalatlardır. Özellikle fore kazık imalatlarında beton tremi borusu ile yerleştirilmez ise alt bölgelerde ayrışır ve kazık oluşmaz. Kazığın oluşmadığı alt bölgelerde pasif itkinin oluşmasından söz edilemez. Bu, ani gelişebilen, iksa sistemini büyük çapta etkileyen ve geri dönüşü olmayan stabilite kaybına sebep olabilen bir problemdir.
- (f) Konsol yenilmesi; düşey destek elemanının, kazı taban kotu altında yeteri kadar soketlenmesine rağmen, yatay desteklerle desteklenmemiş iksa sistemlerinin aşırı yanal deplasman yapmasından kaynaklanır. Yatay destekli iksalarda oluşmasının başlıca sebebi, üst bölgelerdeki yatay destekleri yerleştirmeksizin aşırı kazı yapılmasıdır. Kazı esnasında problem kendisini

gösterecek ve tedbir alınması gerekecektir. İleri boyutlarda vuku bulması durumunda geri dönüşü olmayan stabilite problemleri ile karşı karşıya kalınacaktır.

- (g) Duvarın oturması ile yenilme; düşey destek elemanının yerleştiği zemin üzerinde oturmasından kaynaklanır. Oturma genellikle düşey destek elemanının alt bölgelerde düzgün imal edilmemesi ve altının boşaltılması sonucu ortaya çıkar. Ankrajlı sistemlerde, ankrajların düşey bileşeni, duvarın kendi ağırlığı ile oluşacak oturmaya katkı sağlar. Şekil 5.26 'de görülene benzer şekilde, dibindeki betonda zafiyetler ve boşluklar bulunan fore kazıkların altındaki zemini boşaltacak şekilde kontrolsüz kazı yapılması, iksa sisteminin oturmasına neden olmaktadır. Bu problem kendisini, kademe kazı yapılana kadar göstermez. Kademe kazısı yapılması ile birlikte sistemde ani oturmalar gözlenir. Bu oturma sonucu ankrajların köklerinden sıyrıldığı durumlar bilinmektedir. Bütün ankrajları imal edilmiş bir iksa sisteminde bile, temel alt kotuna inilmesi için yapılan son kademe kazısında bu problem oluşabilir. iksa sistemlerinde geri dönüşü olmayan stabilite kayıplarına sebebiyet verebilir. Bu, ani gelişen, iksa sistemini büyük çapta etkileyen ve geri dönüşü olmayan büyük çapta stabilite kaybına sebep olan bir problemdir.



Şekil 5.26 : Fore kazıkların altının boşaltılması

- (h) Dönme yenilmesi; iksa sisteminin rijit bir şekilde alt kısmındaki bir nokta etrafında dönmesi ile oluşur. Dönmeye karşı direnen ankraj kuvvetlerinin momenti, devirmeye çalışan kuvvetlerin momentlerinden daha düşük olması durumunda dönme yaşanır. Ankraj kuvvetinin yetersiz oluşu veya ankraj kök bölgesinin kayma kaması içerisinde yer alması durumunda dönmeye karşı direnç azalır. Genellikle kendini kazı esnasında belli eder, fakat önlem alınmazsa büyük çapta stabilite kayıplarına yol açar.
- (i) Kayma yenilmesi; iksa sisteminin rijit bir şekilde taban boyunca ötelenerek yer değiştirmesidir. Kaymaya karşı direnen ankraj kuvvetleri ve pasif direncin, kaydırmaya çalışan kuvvetlerden daha düşük olması durumunda kayma yaşanır. Ankraj kuvvetinin yetersiz oluşu veya ankraj kök bölgesinin kayma kaması içerisinde yer alması durumunda kaymaya karşı direnç azalır. Genellikle kendini kazı esnasında belli eder, fakat önlem alınmazsa büyük çapta stabilite kayıplarına yol açar.
- (j) Toptan göçme yenilmesi; iksa sisteminin, altından geçen bir kayma düzlemi üzerinde hareket ederek stabilitesini kaybetmesidir. Ankrajlar genellikle duvar arkasındaki potansiyel kayma kamaları hesaba katılarak boyutlandırılır. Fakat, iksa sisteminin tamamını içine alan güvensiz bir

kayma düzlemi oluşması halinde, sistemde ne kadar sık ve kuvvetli ankrajlar olursa olsun toptan göçme yaşanır. Meydana gelmesi halinde, geri dönüşü olmayan büyük çapta stabilite kaybına neden olur.

5.2.2 Zemin çivileri

Zemin çivisi; zemin ve/veya kayanın kazı esnasında kesme dayanımını ve potansiyel kayma düzlemlerinin güvenlik sayısını artıran, yatay ve düşey yer değiştirmeleri önleyen; kazı aynası yüzeyine açılan deliklere, çelik donatıl yerleştirilerek enjeksiyon yapılması ile oluşturulan yatay destek elemanıdır.

İmalat tekniği olarak ankrajlara benzerlik göstermesine rağmen, çalışma prensibi olarak farklılık gösterir. Ankrajlı sistemler gibi aktif olarak yüklenmedikleri için pasif ankraj olarak da isimlendirilirler. Zemin çivileri, kayma kamalarını mesnetlemek yerine kendi içerisinde bir nevi zemin iyileştirmesi yaparak güvenlik sayılarını artırmaktır.

Genellikle kendini tutabilen zeminlerde ve kayalarda uygulanırlar. Özellikle kayalardaki uygulamaları oldukça olumlu sonuç vermektedir.

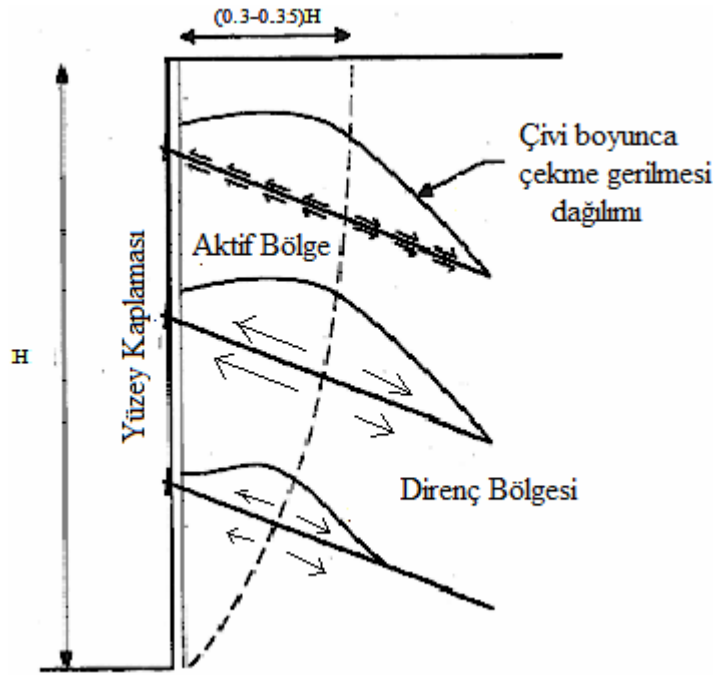
Geçici duvar uygulamalarında uygulanabildikleri gibi, özel korozyon önlemleri ile kalıcı sistemler olarak da kullanılabilirler. Geçici bir zemin çivili duvarın en az servis ömrü 18 ay olarak düşünülmeli ve bu doğrultuda kazı planı yapılmalıdır (FHWA0-IF-03-017, 2003).

5.2.2.1 Dizayn esasları

Zemine yerleştirilen ankraj veya çiviler, zeminle yaptıkları sürtünmeden dolayı oluşan çekme kuvvetlerini zemine aktararak zeminin kaymasına karşı koyan istinat yapısı gibi davranmaktadır. Yani klasik istinat duvarları kaymaya çalışan zemin kitlesine karşı koyan (veya tutucu) yapılar iken, ankraj veya çiviler ise potansiyel kayma kamalarını, kaymayan yani stabil olan zemin kitlesine mesnetleyen yatay destek elemanıdır. Ancak, zemin ankraji ile zemin çivisinin zeminle yaptığı sürtünme kuvvetleri ve yük aktarım mekanizmaları birbirinden farklıdır. Ankrajlar; kaymaya çalışan zemini destekleyen düşey elemanları, ön yükleme altında sağlam tabakalara mesnetlemesi sayesinde tutabilmektedir. Yoğun karelajla zemine yerleştirilen çiviler ise kaymaya çalışan zemini, yani potansiyel kayma kamasını veya başka bir tabirle aktif bölgeyi, kaymayan ve stabil olan kitleye yani direnç bölgesine tutturmaya

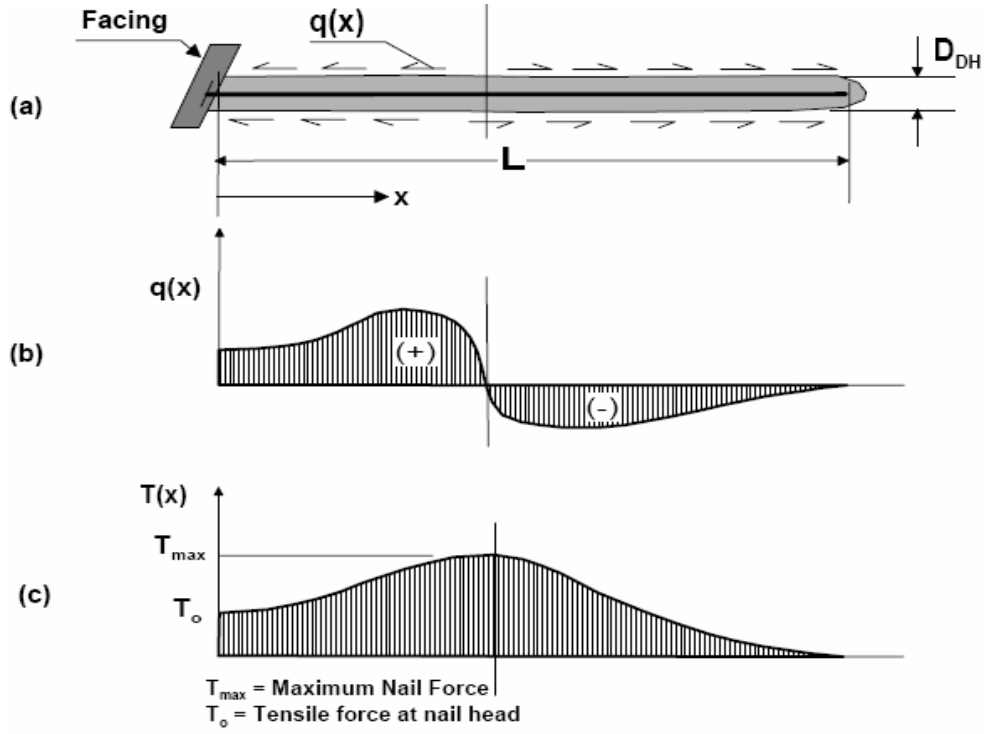
çalışmaktadır. Bu nedenle ankraj ve çivi, zemine yük aktarımı yapabilen yapısal bir eleman görevi yapmaktadır. Ancak; ankraj kafa bölgesinde yük aktarırken çivi, bu işi tüm uzunluğu boyunca ortaya koymaktadır. Ankraj ile çivi arasındaki en önemli fark da buradan kaynaklanmaktadır (Tunç, 2002).

Zemin çivisi boyunca oluşan çekme kuvvetleri iki farklı bölgede iki farklı yönde gelişmektedir. Aktif bölgede (potansiyel kayma kamsının içinde) kayma gerilmeleri kayma yönünde; pasif bölgede ise (direnç bölgesi) kayma yönünün aksi istikametinde Şekil 5.27 'da görüldüğü gibi olmaktadır.



Şekil 5.27 : Zemin çivisinde aktif ve pasif bölgeler

Bu çalışma mekanizmasının bir sonucu; zemin çivisi boyunca gelişen kayma etkisinin yönü ve maksimum çekme kuvveti Şekil 5.28 'de (FHWA0-IF-03-017, 2003) görüldüğü gibi zeminin kayma yüzeyi civarında oluşmakta, yine aynı şekilden görüldüğü gibi uçlara doğru azalmaktadır.



Şekil 5.28 : Zemin çivisi boyunca kuvvet ve gerilme dağılımı (FHWA0-IF-03-017, 2003)

Zemin çivisi, uygulandığı zeminlerde veya kayalarda;

- Çiviler tarafından yaratılan çekme kuvvetleri aktif bölgeden direnç bölgesine, zemin/çivi ara yüzeyindeki sürtünme (adezyon) sayesinde aktarılması,
- Zemin/çivi hareketine dik yöndeki zemin yüzeyinde pasif dirençlerin artması,
- Zemin/çivi ara yüzeyinde oluşan sürtünme sayesinde zemin hareketinin önlenmesi,
- Kayma yüzeyi üzerinde veya kaya çatlaklarında normal gerilmeleri artırarak, zemin kayma direncinin yükselmesine neden olması,
- Kayma yüzeyi üzerinde çivinin rijitliği ile kayma gerilmelerine ve eğilme momentlerine direnç göstermesi,

gibi reaksiyonları doğurur. Böylece kaydırmaya çalışan kuvvetler zemin çivileri ile dengelenerek şevin stabilitesi sağlanır.

Zemin çivisi yapıldığında; sürtünmeli zeminlerde potansiyel kayma düzlemi boyunca zeminin kayma direnci artarak, kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde kayma yüzeyi boyunca kaydırma kuvvetleri azalarak ve kayalarda kaymaya çalışan tabakaları birbirine bağlayarak stablitenin artması sağlanabilmektedir. Ancak;

yumuşak kilde, şişebilen ve duyarlı killerde, gevşek temiz granüler zeminlerde, üniform granüler zeminlerde, alüvyonlu zeminlerde, kontrolsüz dolgularda ve yer altı su seviyesinin altındaki zeminlerde uygulanmaları güvenli ve ekonomik değildir.

Ankrajlarda olduğu gibi çivilerde de, doğrudan kapasite hesapları yapılabilen teorik formüller mevcut değildir. Örneğin; kayalarda basınçsız enjeksiyon ile yapılan çivilerin nihai kapasitesi aşağıdaki formülle (5.7) hesaplanabilir:

$$T = \pi \times D \times L \times F_1 \quad (5.7)$$

Bu formülde; F_1 zemin/çivi arasındaki yüzeysel sürtünme gerilmesini (adezyon gerilmesi), D delik çapını, L enjeksiyonlu çivi boyunu temsil etmektedir (Tunç, 2002).

Farklı zemin ve kaya türleri ile çivi arası tahmini adezyon gerilmeleri Çizelge 5.7 'de verilmiştir (FHWA0-IF-03-017, 2003). Ayrıca ankrajlar için verilen birim adezyon kuvvetleri de çivi dizaynında kullanılabilir.

Çizelge 5.7 : Farklı zeminlerdeki adezyon gerilmeleri (FHWA0-IF-03-017, 2003)

Kohezyonsuz Zeminler		Kohezyonlu Zeminler		Kayalar	
Cinsi	(kPa)	Cinsi	(kPa)	Cinsi	(kPa)
Orta sıkı kum	50-80	Yumuşak kil	20-30	Marn/Kireçtaşı	300-400
Siltli kum/Kumlu silt	50-80	Katı kil	40-60	Fillit	100-300
Siltli sıkı kum ve çakıl	80-100	Katı killi silt	40-100	Tebeşirtaşı	500-600
Siltli çok sıkı kum	120-240	Kumlu kil	90-140	Yumuşak dolomit	400-600
Siltli çok sıkı çakıl	120-240	Silt	60-75	Fisürlü dolomit	600-1000
				Ayrışmış kumtaşı	200-300
				Ayrışmış şeyl	100-150
				Ayrışmış şist	100-175
				Bazalt	500-600
				Arduvaz/Katı şeyl	300-400

Zemin çivili duvar dizaynı için literatürde; Alman metodu, Fransız metodu, Davis metodu, Kinematik limit analizi, Limit denge dizayn metodu, Schnabel metodu gibi değişik yaklaşımlar rastlanmaktadır.

FHWA0-IF-03-017 'de önerilen çivi dizayn metodunda aşağıdaki sıra izlenerek zemin çivili sistemin boyutlandırılması yapılır:

1. Ön dizayn parametrelerinin belirlenmesi,
2. Müsaade edilebilen çivi başlık yükü hesaplanır,
3. Minimum müsaade edilen başlık yükü kontrol edilir,
4. Müsaade edilir çivi yükünün dağılımı belirlenir,
5. Çivi karelağı ve uzunluğu seçilir,
6. Zemin mukavemet parametreleri belirlenir,
7. Emniyet faktörü belirlenir,
8. Dış stabilite tahkiki yapılır,
9. Kritik konumda bulunan en üst sıradaki zemin çivisinin kontrolü yapılır,
10. Kaplama elemanının donatı detayları kontrolü yapılır.

5.2.2.2 Zemin çivisi imalatı

Zemin çivili püskürtme beton kaplamalı bir duvarı oluşturan malzemeler ve yerleşimi Ekler’de yer alan Şekil B.2 ‘daki tip kesitte görülmektedir. Zemin çivisi imalatında aşağıdaki aşamalardan geçilmektedir:

- Zemin çivisi imalatı genellikle çıplak kazı aynaları yüzeyinde yapılmaktadır. Bu nedenle öncelikle ayna kazısı yapılır. Bu kazının derinliği, çivilerin düşey aralığı, kaplamadaki düşey sürekliliği sağlayacak donatı filizi boyu ve temizlik için bırakılacak mesafenin toplamını geçmemelidir. Kazısı yapılan ayna yüzeyi en geç 24 saat içerisinde desteklenmelidir (FHWA0-IF-03-017, 2003). Zemin çivili sistemlerde genellikle düşey destek elemanı olarak püskürtme betonlu duvarlar kullanılmaktadır. Bu duvarlar genellikle düşeyden bir miktar eğimle saparak imal edilir. Örneğin; düşeyle 7 derece açı yapan ve 21 m yüksekliğinde, zemin çivili püskürtme beton kaplamalı iksa sistemi Şekil 5.29 ‘da görülmektedir. Bir yandan çivi imalat seviyesinin ayarlanması bir yandan duvar eğiminin verilmesi maharet isteyen bir işlemdir. Kaya kalitesi yüksek bir kumtaşındaki zemin çivili duvar imalatında kırıcı uçlu ekskavatör kullanılarak ano kazısı yapılması ve kazı aynasının tesviye edilmesi Şekil 5.30 ‘da görülmektedir.



Şekil 5.29 : Zemin çivili püskürtme beton kaplamalı duvar



Şekil 5.30 : Kademe kazısı ve yüzey tesviyesi

- Kazı aynası üzerine aplikasyon yapılır ve delgi başlar. Delgi açısı ankrajlara benzer şekilde yatayla 10 ila 20 derece arasındadır. Komşu tesislerin durumuna göre delgi açısıyla proje dahilinde oynamak mümkündür. Delgi ekipmanına göre 100 mm ile 300 mm arasındaki çaplarda delikler açılabilmektedir. Delgi sırasında eğimden sapma toleransı ± 3 derecedir. Zemin çivisinin konumu her yönde 150 mm'lik bir sapma tolerans limiti içinde kalmalıdır (Enar, 2006 b).
- Delgi esnasında, zemin çivisi donatısı hazırlanır. Donatı için genellikle baş kısmına diş açılmış, akma dayanımı 420 veya 520 MPa olan nervürlü beton çeliği kullanılır. Donatının, delik içerisinde zemine temas etmemesi, etrafının enjeksiyonla sarılması ve delik içerisinde merkezlenmesi için plastik merkezleyiciler kullanılır. Merkezleyiciler, donatının en az 25 mm enjeksiyon ile sarılmasını sağlayacak boyutta olmalıdır. Merkezleyicilerin, çivinin başından ve sonundan 0.50 m mesafede ve aralıkları en fazla 2.5 m olacak şekilde yerleştirilmesi tavsiye edilmektedir (FHWA0-IF-03-017, 2003). Merkezleyiciler, yerleştirme esnasında mukavim kalacak ve delik çeperindeki zemini kazımayacak nitelikte olmalıdır. Merkezleyicileri yerleştirilmiş donatılara enjeksiyon hortumları bağlanır ve Şekil 5.31 'daki gibi istiflenirler.



Şekil 5.31 : İstiflenmiş zemin çivileri

- Delginin tamamlanması ile birlikte, ankraj imalatında olduğu gibi kılavuz enjeksiyon yapılmalıdır. Her çivinin performansı, ankrajlar gibi tek tek belirlenemediğinden, zemin çivili sistemlerde, kılavuz enjeksiyon yaparak delik şartlarını gözlemek ve aderans kalitesini artırmak daha büyük önem kazanmaktadır.
- Kılavuz enjeksiyon yapılan delik içerisine donatılar yerleştirilir. Donatılar yerleştirilirken, dişli donatı başlığının yüzey kaplamasına göre konumu ustalıkla ayarlanmalıdır. Ayrıca yerleştirme esnasında merkezleyicilerin hasar görmemesine dikkat edilmelidir.
- Donatının yerleştirilmesinin ardından en fazla 2 saat sonra enjeksiyonlama işlemine başlanmalıdır. Enjeksiyonun ağırlıkça su / çimento oranı 0.40 ila 0.50 arasında olmalıdır. Enjeksiyonun bir boyutu 100 mm olan küp numune üzerinde yapılan deneylere göre; 3 günlük basınç mukavemeti en az 10.50 MPa, 28 günlük basınç mukavemeti ise 21 MPa olmalıdır (FHWA0-IF-03-017, 2003). Enjeksiyona akışkanlaştırıcı ve priz hızlandırıcı katkıları ilave edilebilir.
- Zemin çivili püskürtme beton kaplamalı duvarın imalatının belki de en ustalık isteyen bölümü kafa bölgesinin imal edilmesidir. Öncelikle çivi etrafında beton püskürtülür ve duvar kalınlığı sağlanıncaya kadar öncelikle çivi civarındaki kaplama oluşturulur. Beton prizini alandan önce boyutları 200 mm ile 250 mm arasında değişen kare plakalar yerleştirilir. Somun; püskürtme beton prizini alandan, dış açılmış donatı başına Şekil 5.32 'deki gibi sıkılarak yerleştirilir. Somunun sıkılması işlemi esnasında tork anahtarı ile çiviye ön germe yükü vermek mümkündür. Fakat ankrajların aksine, zemin çivilerinde enjeksiyonlanmamış serbest bölge bulunmamasından dolayı, verilen yüklemeyle çivi enjeksiyondan sıyrılacak veya enjeksiyon kaplama kırılacaktır. Zemin çivilerinde ön yükleme uygulamak için çivi dizaynının değiştiği ve özel teknikler uygulanmalıdır. Kafa bölgesindeki stabilitenin tam olarak sağlanması için plaka arkasında boşluk kalmamasına ve plakanın sıkılan somunla duvar yüzeyine tam temas etmesine özen gösterilmelidir.



Şekil 5.32 : Somun sıkıştırılması

Şekil 5.33 'de plaka arkası tam olarak doldurulmamış ve yerleşim esnasında çivinin baş bölgesinin duvarla olan mesafesi ayarlanmamış, bu sebeple vida dişleri plakanın dışında kalmış ve sonuçta somunla sıkıştırılamayacak hale gelmiş hatalı bir zemin çivisi imalatı görülmektedir.



Şekil 5.33 : Hatalı bir zemin çivisi imalatı

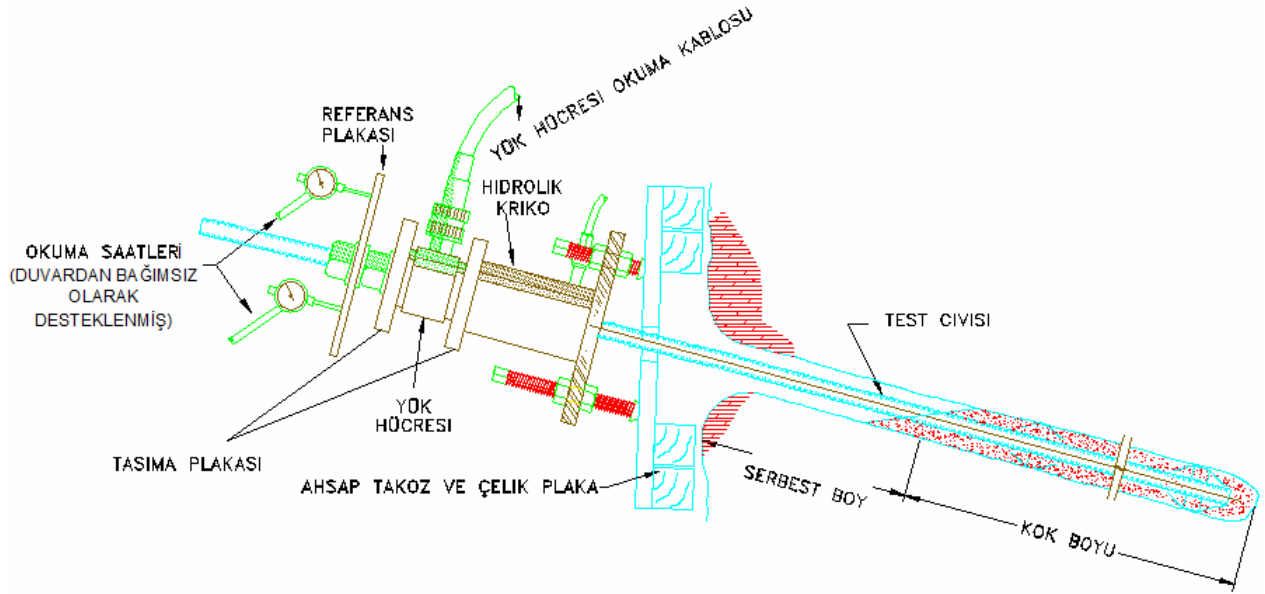
5.2.2.3 Zemin çivisi yükleme deneyleri

Zemin çivilerinin; aşırı deplasmanlara müsaade etmeden, proje yüklerini gerekli güvelik kriterleri altında taşıyıp taşıyamayacağını belirlemek için yükleme deneylerine tabi tutulmaları gerekir. Zemin çivilerinin imalatında çivi boyunun tamamı enjeksiyonla kaplı olduğu için projede yer alan bütün çivilerin taşıma kapasitelerin test edilmesi olanaksızdır. Fakat Şekil 5.34 ‘de görülen çiviler gibi, donatı yüzeyi belli bir boyda enjeksiyonlanmamış ve önündeki yüzey kaplanmamış test çivileri tesis edilebilir. Zemin çivilerinde yapılan yükleme deneylerinin, doğrulama ve kanıt deneyi olmak üzere başlıca iki çeşidi vardır. Gerekli testler uygulanan çivilerin tuttuğu püskürtme betonlu duvarın en az üç günlük dayanımına ulaşması gerekmektedir.



Şekil 5.34 : Test çivisi

Yüklemeye deneyleri için tertip edilmesi gereken düzeneğin şematik görünümü Şekil 5.35 'de görülmektedir (Enar, 2008 a).



Şekil 5.35 : Zemin çivisi yüklemeye deneyi düzeneği (Enar, 2008 a)

Doğrulama deneyi (FHWA0-IF-03-017, 2003):

Zemin çivilerinde doğrulama deneyi; imalatı yapılan çivi için ön görülen çekme kapasitesi ve yapışma direncinin, imalatçı firma tarafından uygulanan yapım yöntemi ve/veya zemin şartlarında ön görülemeyen bir değişiklik olması halinde sağlanıp sağlanmadığını doğrulamak için yapılır.

Doğrulama deneyinin yapılacağı zemin çivisi sayısı projeden projeye, zemin durumundan zemin durumuna farklılık gösterebilir. Yapılan her kademe çivi imalatında genelde en az 2 adet doğrulama testi yapılması tavsiye edilmektedir.

Doğrulama deneyi üretimde kullanılmayacak ve feda edilecek zemin çivileri üzerinde yapılır. Ayrıca farklı zemin koşulları oluştuğunda ve farklı çivi yerleştirme metotları kullanıldığında, doğrulama deneyleri zemin çivilerinin kapasiteleri hakkında önemli sonuçlar verecektir.

Doğrulama deneyi sonucunda; en büyük aderans yükü, dizayn şeklinin güvenlik sayısı ve aşırı sünmenin olacağı çivi yükü hakkında bilgi sahibi olunur.

En az doğrulama deney yükü, tasarım yapılan güvenlik faktörü ile izin verilebilen çekme yükünün çarpılması sonucu bulunur. Eğer zemin çivisinin göçme durumu gözlenmek istenirse, imalatı şüphe uyandıran farklı durumlar varsa ve daha ekonomik uygulama metotlarının kabulünün düşünüldüğü durumlarda test yükü artırılabilir.

Doğrulama deneyine tabi tutulmuş çivilerde enjeksiyonlanmış ve enjeksiyonlanmamış kısımlar bulunmalıdır. Enjeksiyonlanmamış kısım en az 1 m olmalıdır. Enjeksiyonlanmış kısım ise en az 3 m uzunluğunda ama maksimum sarılmış bölge uzunluğundan da kısa olmalıdır. Maksimum enjeksiyonla sarılmış bölge uzunluğu L_{BVTmax} aşağıdaki bağıntı (5.8) ile hesaplanır:

$$L_{BVTmax} = \frac{C_{RT} \times A_T \times f_y}{Q_{all} \times FS_{iver}} \quad (5.8)$$

Bu bağıntıdaki terimler aşağıdaki gibi açıklanmaktadır:

C_{RT} : Azaltma katsayısıdır (420 ve 520 MPa f_y 'nin değerleri için 0.9, 1035 MPa için 0.8 alınabilir).

A_T : Çivi kesit alanıdır.

f_y : Çivi tasarım akma gerilmesidir.

Q_{all} : Her çivi için projede izin verilen çekme dayanımıdır (Q_u/F_{sp}).

F_{stver} : Çekme gerilmesine karşı doğrulama deneyinde kullanılan emniyet sayısıdır (tercihen 2.0 veya 3.0).

Görüldüğü gibi, maksimum enjeksiyonlanmış bölge uzunluğu, üretilen çivinin kesit alanı ile ters orantılıdır. Büyük kesitli bir donatı çubuk kullanılarak, test çivisi boyunu düşürmek ve ekonomi sağlamak mümkündür.

Çivinin boyu belirlendikten sonra, verilecek dizayn test yükünün DTL hesabına geçilir. DTL aşağıdaki bağıntı (5.9) ile hesaplanır.

$$DTL = L_{BVTmax} \times Q_{all} \quad (5.9)$$

Yükleme, ankrajlarda olduğu gibi kademe kademe yapılır. Her kademedeki uzama değişimi rapor edilir. Öncelikle, DTL'nin 0.05 'i kadar referans yükü verilerek bir dakika beklenir. Zemin çivisinin ve ekipmanın boşluğu alınır ve düzene sokulur. Sonra her kademede 10 dakika beklemek şartı ile DTL'nin 0.25, 0.50, 0.75, 1.00 ve 1.25 katı çekme yükü uygulanır ve uzamalar rapor edilir. Daha sonra, 1.5 DTL yük verilerek 60 dakika beklenir ve sünme deneyi uygulanır. Doğrulama deneyinde yapılan sünme deneyi sırasında uygulanması gereken yüklerin, en fazla %2 sapmasına müsaade edilerek sabitlenmesi istenir. Sünme deneyi ardından her yükleme 10 dakika sürecek şekilde yük 1.75, 2.00, 2.50 ve son olarak 3 DTL (veya kopma yükü) yük uygulanır. Uzamalar ve kopma yükü kontrol edilir. Maksimum test yükünde uzama değerleri alındıktan sonra referans yüküne 0.05DTL geri boşlatma yapılır ve kalıcı uzamalar rapor edilir.

Kanıt deneyi (FHWA0-IF-03-017, 2003):

Zemin çivilerinde kanıt deneyi; imalatı yapılan çivi için ön görülen çekme kapasitesi ve aderans yükünün, imalatçı firma tarafından uygulanan yapım yöntemi ve sahadaki zemin koşulları altında sağlanıp sağlanmadığını kanıtlamak için yapılır. Böylelikle

aynı imalat yöntemi ve zemin şartında yapılan zemin çivileri sayesinde sistemin güvenle çalışabildiği kanıtlanmış olur.

Proje kapsamında imal edilen zemin çivisi sayısının yüzde beşi kadar sayıda zemin çivisine kanıt deneyi yapılması tavsiye edilmektedir. Kanıt deneyi için kullanılacak test çivilerinde enjeksiyonlu ve enjeksiyonsuz (geçici olmak şartı ile) bölgeler teşkil edilmelidir. Enjeksiyonla sarılmış ve sarılmamış bölgelerin uzunluk hesabı, doğrulama deneyindeki aynısıdır. Tek fark, güvenlik katsayısının, kanıt testi için kullanılanın yani $FS_{tproof} = 1.5$ olmasıdır (FS_{tver} yerine FS_{tproof}).

Yükleme, doğrulama deneyinde olduğu gibi kademe kademe yapılır ve her kademedeki uzama rapor edilir. Öncelikle, DTL'nin 0.05 'i kadar referans yükü verilerek uzama sabitleninceye kadar beklenir, zemin çivisinin ve ekipmanın boşluğu alınır, düzene sokulur. Sonra her kademedeki uzamaların sabitleneceği zaman beklenmek şartı ile DTL'nin 0.25, 0.50, 0.75, 1.00 ve 1.25 katı çekme yükü uygulanır ve uzamalar rapor edilir. Daha sonra, 1.5 DTL (maksimum deney yükü) yük verilerek 60 dakika beklenir ve sünme testi uygulanır. Kanıt deneyinde sünme deneyinde maksimum yük yüklendikten sonra 1, 2, 3, 5, 6, 10. dakikalardaki şekil değiştirmelere bakılarak yapılır. Eğer 10 dakikalık sünme deneyi sonucunda çivide 1 mm daha uzama tespit edilirse 20, 30, 50, 60. dakikalardaki uzama değerleri kontrol edilir. Kanıt deneyinde yapılan sünme deneyi sırasında uygulanması gereken yüklerin en fazla %5 sapmasına müsaade edilerek sabitlenmesi istenmektedir. Kanıt deneyi yapılan çivi, enjeksiyonsuz bölgesinin enjeksiyonlanması şartı ile normal üretim planı dahilinde kullanılabilir.

Test çivilerinin kabulü için gereken şartlar (FHWA0-IF-03-017, 2003):

- Doğrulama testine tabi tutulan çiviler için, 6. ve 60. dakikadaki toplam sünme miktarı 2 mm'nin altında olmalıdır (Sünme Testi Boyunca).
- Kanıt testine tabi tutulan çiviler için, 10 dakika bekleme sonucundaki sünme miktarı en az 1 mm olmalıdır. Aksi takdirde 60 dakika beklenir ve bu zaman diliminin sonunda oluşabilecek sünme değeri en fazla 2 mm olmalıdır. Sünme testi sırasında okunan sünme değerlerinin lineer veya azalan doğrultuda olması gerekmektedir (Sünme Testi Boyunca).
- Doğrulama ve kanıt testine maruz kalan çivinin toplam yer değiştirmesi zemin çivisinin enjeksiyonlanmamış bölgesinin uzunluğunun yüzde

sekseninden fazla olmalıdır. Bu durum, ankrajlardaki minimum uzama kriterine benzer ve şekilde aşağıdaki bağıntı (5.10) ile hesaplanmaktadır:

$$\Delta L \geq \Delta L_{\min}$$
$$\Delta L_{\min} = 0.8 P \times UL / E \times A \quad (5.10)$$

Bu bağıntılarda;

ΔL : Test sonucu çivide oluşan boy değişimini ,

$\Delta L_{\min}$: Test sonucu aranan minimum uzama kriterini ,

P : Uygulanan maksimum test yükünü ,

UL : Enjeksiyonlanmamış bölgenin uzunluğunu,

A : Çivinin kesit alanı,

E : Çivinin elastisite (young) modülünü,

temsil eder.

Minimum uzaman kriteri, yükün sadece enjeksiyonlanmış kısımdan zemine aktarıldığına dair bir göstergedir.

- Maksimum 3 DTL yük uygulanan doğrulama deneyinde ve maksimum 1.5 DTL yük uygulanan kanıt deneyinde, bu yükler altında çivide herhangi bir çekme göçmesi olmamalıdır. Çekme göçmesi esnasında yük artmamasına rağmen uzamanın arttığı gözlenir. Bu andaki (yenilme anı) yük değeri kayıt edilmelidir.

Test çivilerinin kabul görmeyeceği durumlar sonucu yapılması gerekenler aşağıda belirtilmiştir:

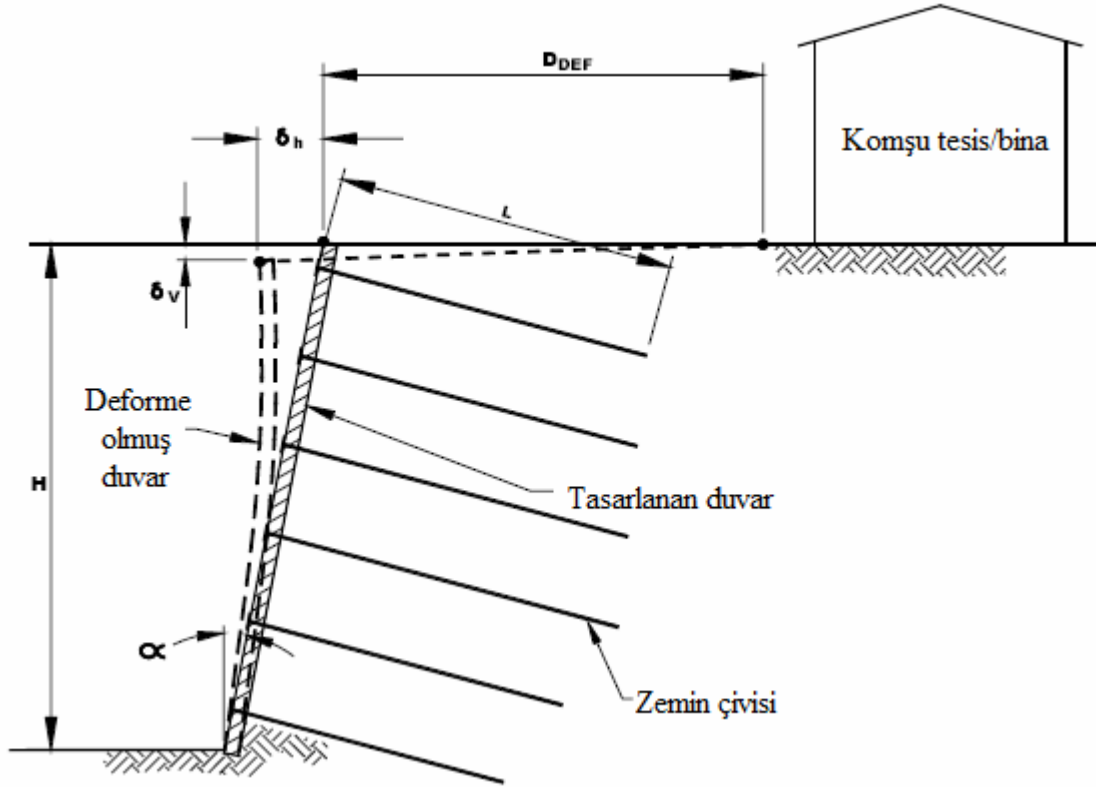
- Doğrulama deneyini geçemeyen çivi durumu varsa; o çivi için kullanılan imalat metodu reddedilir. Bu durumda; imalatçı firma yeni yöntemler geliştirmelidir, yeniden test çivisi hazırlamakla yükümlüdür ve herhangi bir maddi talep içerisinde bulunmamalıdır.
- Kanıt deneyini geçemeyen çivi durumu varsa; kontrol mühendisi bütün veya bazı çiviler için yerlerine ve yakın çevresine yeni çivi imalatı talebinde bulunabilir. veya, deneyi geçemeyen çivinin etrafında yeni test çivilerinin

oluşturulması ve test edilmesi de kontrol mühendisi tarafından talep edilebilir. Alternatif mler için imalatçı firma herhangi bir maddi talepte bulunmamalıdır.

5.2.2.4 Deplasmanlar ve yenilme şekilleri

Zemin ivilerinde n yükleme yapılmadığı için sistem pasif durumda beklemektedir. Ankrajlı sistemlerde ise, kazı esnasında artacak toprak basınçlarına karşı sistem aktif hale gelmektedir. Zemin çivilerinin yk taşır hale gelmesi için duvarın zemin çivilerini mobilize edecek kadar deplasman yapması gerekmektedir. Bu nedenle zemin çivili duvarlarda ankrajlı duvarlara göre daha fazla deplasman gözlemek doğaldır. Sonuçta; zemin çivili sistemde oluşacak düşey ve yatay deplasmanlar, kazı çukuru etrafındaki tesisleri, ankrajlı sistemlere göre daha fazla etkileyebilecektir. Hareketler, genellikle konsol tipli duvarlarda olduğu gibi, üst bölgede yoğunlaşmaktadır. Zemin ivili sistemlerde deplasmanları etkileyen sebepler aşağıda sıralanmıştır:

- Kazı hızı (arttıķa deplasmanlar artar),
- Kazı kademesi yüksekliği (arttıķa deplasmanlar artar),
- Kazı derinliği (arttıķa deplasmanlar artar),
- ivi ile zemin arasındaki bağ kuvveti (arttıķa deplasmanlar azalır),
- ivi karelağı (yođunlařtıķa deplasmanlar azalır),
- ivi yerleşim açısı (arttıķa deplasmanlar artar),
- ivi uzunlu / Kazı derinliği oranı (arttıķa deplasmanlar azalır),
- Duvar eğimi (arttıķa deplasmanlar azalır),
- Sürşarj (arttıķa deplasmanlar artar),
- Güvenlik sayısı (arttıķa deplasmanlar azalır).



Şekil 5.36 : Zemin çivili duvarda deplasman ve etki mesafesi

Şekil 5.36 ‘da, H kazı derinliğini, δ_h iksa sistemindeki düşey deplasmanı, δ_v iksa sistemindeki yatay deplasmanı, D_{Def} deplasman etki mesafesini, α duvar eğimini, L çivi boyunu ifade etmektedir. Bu terimlerin arasında aşağıdaki gibi bir bağıntı (5.11) vardır:

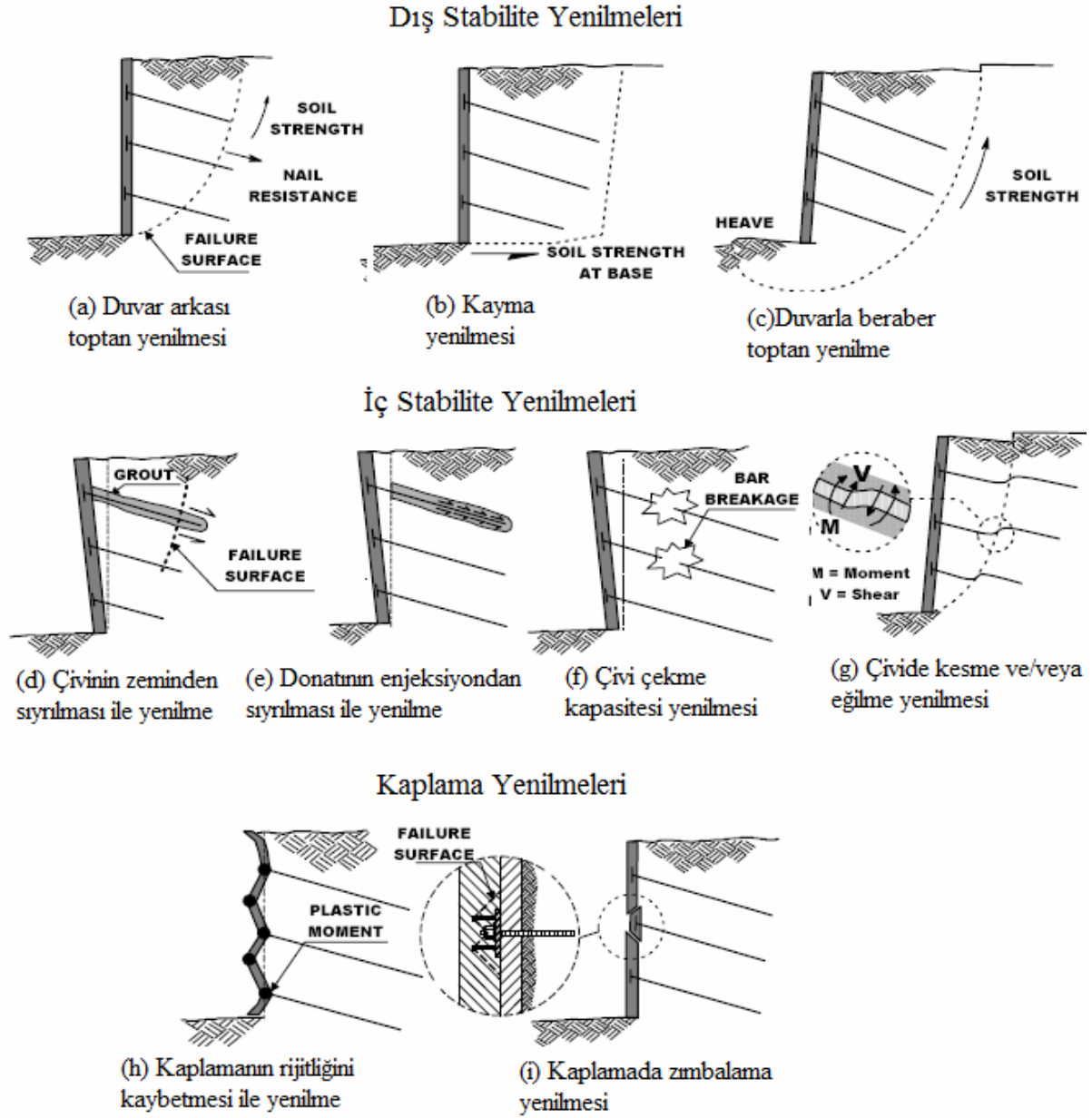
$$\frac{D_{DEF}}{H} = C (1 - \tan \alpha) \quad (5.11)$$

Zemin çivili duvarlar için farklı zemin koşulları altında müsaade edilebilir yatay ve bu değerlerin etkinlik bölgesi düşey deplasman sınırları Çizelge 5.8 ‘de verilmiştir (FHWA0-IF-03-017, 2003).

Çizelge 5.8 : Zemin çivili sistemlerde deplasman toleransları
(FHWA0-IF-03-017, 2003)

Değişken	Ayrışmış kaya ve sıkı zeminlerde	Kaba daneli zeminlerde	İnce daneli zeminlerde
δ_h/H ve δ_v/H	1/1000	1/500	1/333
C	1.5	0.8	0.7

Zemin çivili duvar dizaynında; dış stabilite, iç stabilite ve kaplama stabilitesi göz önüne alınmalıdır. Şekil 5.37 'de zemin çivili duvarlarda stabilize kayıplarından dolayı oluşabilecek yenilme çeşitleri görülmektedir (FHWA0-IF-03-017, 2003).



Şekil 5.37 : Zemin çivili duvarlarda yenilme şekilleri

5.2.3 Boru Destekler

Yanal destek elemanlarını kendi içerisinde, dıştan destek sağlayan ve içten destek sağlayan elemanlar olarak ikiye ayırmak mümkündür. Ankrajlar ve zemin çivileri iksa sistemini, kazı çukuru dışındaki sağlam zemin tabaksından aldıkları kuvvetle tutmaktadır ve bu nedenle dıştan destek elemanlar olarak da anılırlar. İçten destekli elemanlar ise reaksiyon kuvvetlerini iksa sisteminin içerisindeki, karşı veya komşu düşey destek elemanlarından alarak birbirlerine aktarırlar. İçten destek elemanlar için; kafes kirişler, farklı tipte profiller veya boru profiller kullanılabilir. Yerleştirilebilirlikleri, her iki eksendeki atalet momentinin eşit olması yani zayıf ekseninin bulunmaması, kaynak işçiliğinin kolaylığı ve uygulama tecrübesinin yoğunluğu sebebiyle boru destekler tercih edilir.

İçten destekli sistemlerde, yatay yöndeki destek elemanı üzerine gelen basınç yükü altında burkulmaya zorlanmaktadır. Yatay destek olarak kullanılan profiller iki ucundan mesnetlidir ve bundan dolayı her iki eksen de burkulma boyları birbirine eşit olacaktır. Bu nedenle; burkulma direncinin oluşmasında, kullanılan malzemenin her iki eksendeki atalet momenti çok önemlidir. Örneğin, Çizelge 5.9 'da özellikleri verilen boru profil ile Çizelge 5.10 'da verilen ve aynı kalitede malzemeye üretilmiş HE900A tipi profilin birim uzunluktaki ağırlıkları aynıdır. Eksenel yüke maruz kalan HE900A profilinin zayıf eksendeki atalet momenti, boru profilin atalet momentine oranla yaklaşık 30 kat daha düşüktür. Aynı mesnet koşullarına sahip oldukları için etkili boy katsayısı “k” her ikisi için de aynıdır. Bu değerler altında; bağıntı (5.12)'den (Celep ve Kumbasar, 2005) yararlanarak, HE900A profile ait kritik burkulma yükünün, aynı boydaki boru profilin kritik burkulma yüküne oranla 30 kat daha az olduğu görülür. Sonuçta boru profil, HP900A tipi profile göre, zayıf eksenindeki burkulma mukavemetinin daha yüksek olması sebebiyle ekonomik olmaktadır.

Çizelge 5.9 : Boru profilin özellikleri (Borusan Mannesmann, 2007)

Özellik	Değer
Dış Çap D (mm)	1016
Et Kalınlığı t (mm)	10
Kesit Alanı A (cm ²)	316.044
Birim Ağırlık G (kg/m)	248.095
Atalet Momenti I (cm ⁴)	399849.667
Elastik Mukavemet Momenti W _{el} (cm ³)	7871.056
Atalet Yarıçapı i (cm)	35.569
Plastik Mukavemet Momenti W _{pl} (cm ³)	10120.693

Çizelge 5.10 : HE900A profilin özellikleri (Euronorm 53-62)

Özellik	Değer
Birim Ağırlık G (kg/m)	252
Kuvvetli eksen Atalet Momenti I _y (cm ⁴)	422100
Kuvvetli eksen Elastik Mukavemet Momenti W _{ey} (cm ³)	9480
Zayıf eksen Atalet Momenti I _z (cm ⁴)	13550
Zayıf eksen Elastik Mukavemet Momenti W _{ez} (cm ³)	903,2
Kuvvetli eksen Atalet Yarıçapı i _y (cm)	36,29
Zayıf eksen Atalet Yarıçapı i _z (cm)	6,35

$$N_k = \frac{\pi^2 \times E \times I}{(k \times l)^2} \quad (5.12)$$

(5.12) bağıntısında; k etkili boy katsayısını, l boyu, I atalet momentini, E elastisite modülünü ve N_k kritik burkulma yükünü ifade etmektedir.

Boru destekler; zayıf kayma mukavemetinin ankraj imalatına izin vermediği zeminlerde, su seviyesinin altındaki kazılarda ve delgi yapmanın mümkün olmadığı şartlarda kazı yapılması halinde, yatay destek elemanı olarak tercih edilirler.

Genellikle 12-14 m boylarında üretilip taşınırlar. Birkaç parça boru kaynakla veya bulonla birleştirilip boyları artırılabilir. 2 boru parçasının alın kaynağı ile birleştirilmiş hali Şekil 5.38 'de görülmektedir. Her ne kadar boyları artırılabilse de,

uzun borular kendi ağırlıkları altında aşırı eğilme momentlerine maruz kalmalarının yanında yerleştirilirken de sıkıntı yaratırlar.



Şekil 5.38 : Alın kaynağı ile birleştirilmiş boru parçaları

Boru destekler genellikle, spiral kaynaklı borulardır. 219 mm ila 2540 mm arası çaplarda (dıştan dışa), 4.0 mm ila 23 mm arası değişen et kalınlıklarında üretilebilirler. Genellikle St 33, St 37, St 42, St 52, X-60, X-65 ve X-70 gibi farklı çelik kalitelerinde üretilirler (Borusan Mannesmann, 2007).

5.2.3.1 Dizayn esasları

Borulara, kendi ağırlıklarından kaynaklanan eğilme momenti ve yanal kuvvetlerden kaynaklanan normal kuvvet altında, eğilme+normal kuvvet etkisi altında çalışan bir kolon gibi düşünülüp, boyutlandırılabilirler (FHWA-RD-75-130, 1976).

Boru destekler yerleştirilmeleri ile birlikte iki ucu mesnetli serbest bir kiriş gibi kendi ağırlığı altında eğilmeye zorlanır. Bu nedenle, boyu artan boru bir müddet sonra iksa sisteminden gelen yüklerden ziyade kendi zati yükü altında daha çok zorlanacaktır. Yanal yükün hesabı ise ankraj hesaplarında kullanılan Alan ve Mafsal metodları ile yapılabilir. Bunlardan, Mafsal Metodu daha fazla tercih edilir. Hesaplamalarda ortaya çıkan normal kuvvet ve eğilme momenti etkisine göre boru karelağı ve

özellikleri belirlenir. Boru karelağını belirlerken, borular arasında hafriyata müsaade edecek mesafelerin gözetilmesine dikkat edilmelidir.

Kazı taban kotu altında bir miktar soketlenmiş, boru destekli duvarlarda, soketlenmiş bölgenin kazı içine bir miktar hareket etmesi ile birlikte, nihai durumdaki toprak itkisi kemerlenmiş aktif toprak itkisi gibi oluşur ve parabolik bir dağılım gösterir (FHWA-RD-75-129, 1976). Hesap kolaylığı sağlanması amacı ile bu parabolik dağılım, trapez dağılım gibi kabul edilebilir ve destekli sistemler için verilen toprak basıncı teorileri ile hesaplanabilir (BS 8002, 1994).

Boru destekli sistemlerdeki deplasman artışları, genellikle, boru destek seviyelerinin arasında ve göbeklenme şeklinde olmaktadır. Çünkü boru desteğin yerleştirilmesi ve yük taşır hale gelmesi ile birlikte borunun temas ettiği noktada deplasmanlar, ankraj ve zemin çivilerinin aksine, zamanla sünme ve yük boşalması gözlenmeyen rijit bir elemanla önlenmiş olur. Bu deplasmanlar genellikle kademe kazıları esnasında oluşur. Bu da şunu göstermektedir; boru destekli sistemlerde yatay deplasman oluşma olasılığı, ankrajlı ve zemin çivili dıştan stabilite sağlayan sistemlere göre çok daha düşüktür. Fakat deplasmanların daha az olmasına güvenilerek yapılabilecek kontrolsüz kademe kazıları düşey destek elemanlarının aşırı derecede yüklenmesine ve hatta taşıma kapasitelerini kaybetmelerine yol açabilmektedir.

Boru destekli kazılarda deplasmanlar açısından dikkat edilmesi gereken bir konu da, kazının tamamlanmasından sonra boru sökümü esnasında oluşacak deplasmanlardır. Boru desteklerdeki nihai ve en büyük deplasmanlar boruların sökümü anında oluşur. 1962 yılında Norveç'in Oslo kentinde yumuşak kilde yapılan bir kazıda, boru desteklerin alınması ile birlikte, ekstradan 10 cm yatay deplasmanın olduğu gözlenmiştir (FHWA-RD-75-130, 1976).

Aralarına boru destek yerleştirilmiş karşılıklı veya komşu iki duvarın arkasındaki zeminle yaptığı reaksiyonun kaybolması ve/veya diğerine göre çok daha düşük olması halinde, sistem güçsüz tarafa doğru kaymak isteyecektir. Bu durumda, bir taraftaki deplasmanlar kazı içine doğru artarken karşı taraftaki deplasmanlar aksi istikamette oluşacaktır. Buna ilaveten, boru desteklerin yerleştirildiği cephelerden birinin diğerine göre farklı davranış sergilemesi ile boru desteklerde dönme, burulma ve burkulma gibi problemler oluşabilir.

5.2.3.2 Boru desteklerin yerleştirilmesi

Boru destekler yerleştirilmeden önce; düşey destek elemanın önüne kuşak kirişi yapılır. Kuşak kirişleri şekil 5.39 ‘da görüldüğü gibi çelik profillerle veya betonarme olarak imal edilebilirler.



şekil 5.39 : Boruların yerleşeceğı kuşak kirişleri

Kuşak kirişinin asılı kalabilmesi ve boruları taşıyabilmesi için düşey elemana, Şekil 5.40 ‘da örnek bir uygulaması görülen, epoksili filizlerle tutturulmalıdır.



Şekil 5.40 : Kuşak kirişi içerisindeki epoksi filizleri

Betonarme kuşak kirişi kullanılıyor ise kuşak kirişi içerisine Şekil 5.41 ‘de görüldüğü gibi çelik plaklar yerleştirilir ve boru ile kuşak kirişi arası temas bu plaklar üzerinden sağlanır.



Şekil 5.41 : Kuşak kirişi içerisine yerleştirilen çelik plakalar

Kuřak kiriři imalatı sűrerken, borular kesilerek veya birbirlerine eklenerek gerekli boylara ve geometriye getirilirler. Hazırlanan borular vinç ve benzeri ekipmanların yardımı ile askıya alınır ve plaka űzerine kaynaklanır. Kimi zaman direk olarak kaynatmak yerine Őekil 5.42 ‘de gűrűldűđđ gibi plaklara kaynatılmıř oluklara da yerleřtirilebilirler.



Şekil 5.42 : Borunun yerleřeceđđ oluk

Boru ile plaka arsında boşluk bırakmadan imalat yapmak gerekir. Bu boşluklar kama ve plaklarla doldurulmadır (FHWA-RD-75-130, 1976). Bořluk arası gerekli kaynak kalitesi sağlanmak şartı ile ve boşluk tamamen kaynakla doldurulabileceyse bu uygulama kaynaklı da yapılır. Boru ile plaka arasındaki boşluğun kama kullanılmasına bir rnek Őekil 5.43 ‘de, boru ile plakanın kaynakla doldurulmasına bir rnek Őekil 5.44 ‘de gűrűlmektedir.



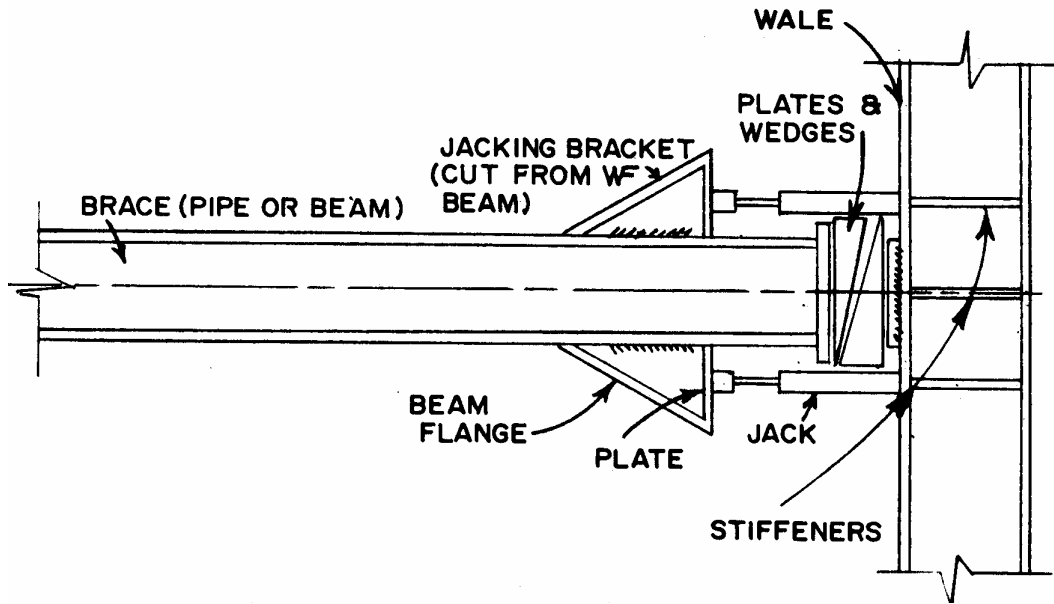
Şekil 5.43 : Boşluğu kama ile alınmış boru destek



Şekil 5.44 : Boşluğu tamamen kaynakla doldurulmuş boru destek

İmalatın, boruların duvarla olan temasının sağlayan elemanlarla birleşim detayları en zor ve en can alıcı noktasıdır. Bu elemanlar uygun yapılmaz ise; borularda dönme, burkulma ve burulma gibi problemlere neden olur (FHWA-RD-75-130, 1976).

Borulara ön yükleme yapmak mümkündür. Yükleme, boru ile plaka arasındaki boşlukların kapatılması ve yatay toprak basıncının aksine tepki oluşturmak için boru üzerine, elastik sınırlar içerisinde, basınç uygulanması ile yapılır. Böylece deplasmanların oluşmasının önüne büyük ölçüde geçilir. Yatay deplasman değerinin çok düşük tutulması gereken sistemler için uygulanmasında fayda vardır. Verilen ön germe yükü sıcaklık etkisinin oluşabileceği düşünülerek dizayn yükünün %50 sinde tutulmalıdır. Boşlukların kapanması için yeterli olan bu yükleme değeri sayesinde, sıcaklık değişimi ile olabilecek aşırı yüklemenin de önüne geçilir (FHWA-RD-75-130, 1976). Önyükleme Şekil 5.45 'de şematik gösterimi verilen düzeneğe benzer bir biçimde yapılabilir.



Şekil 5.45 : Boru ön yükleme düzeneği (FHWA-RD-75-130, 1976)

Ön yüklemeye gerek duyulmamış borularla plaka arasında kalan boşluklar kamalanarak veya kaynaklanarak kapatılabilir. Borularda kamalama yapmanın boşluk kapatmada kaynağa göre daha kesin sonuçlar verdiği ve buna ilaveten boruyu bir miktar yüklediği bilinmektedir. Örneğin, Şekil 5.46 'da görülen 12 mm et kalınlığında, 914 mm çapındaki boru üzerindeki yük hücresi arayıcılığı ile, kamalama esnasında 1 cm sıkıştırma sonucu boruda 15 ton yük artışı ölçülmüş.



Şekil 5.46 : Yük hücresi ve gerilme ölçer yerleştirilmiş boru destek

5.2.3.3 Kazı yapılması ve kazı malzemesini dışarı çıkarılması

Boru destekli sistemlerin en büyük dezavantajı, kazı ekipmanının çalışma alanının oldukça kısıtlı olmasıdır. Borular yerleştirildikten sonra boruların altından ve arasından hafriyat çıkarmak oldukça zorlaşmaktadır. Küçük ölçekli kazıcılar verimli olmamakta, büyük ölçekliler ise borular arasında ve altında rahatlıkla çalışmamakta ve bazen borulara çarparak zarar vermektedir. Bu nedenle, boru yerleşimi yapılırken sisteme gelen yüklerin hesaba katılmasının yanında, makine ve ekipman açısından kazılabilirliğinde göz önünde tutulması lazımdır. Kazı kademeleri ile ilgili hesaplar makine ve ekipmanın çalışabileceği şekilde düşünülmelidir. Şekil 5.47 'de boru destekler altında kazı yapan bir iş makinesinin üzerinin kapalı olmasından dolayı zor şartlarda çalıştığı görülebilmektedir.



Şekil 5.47 : Boru desteklerin altında kazı yapılması

Genellikle her cephe kapalı olduğu için çukur içindeki kazı malzemesini dışarı çıkarılması yorucu ve uzun bir çalışma gerektirmektedir. Kazı derinleştikçe bu işlem daha da zorlaşmakta ve özel ekipmanlara gereksinim duyulmaktadır. Bu iş için en ideal ekipmanlar uzun kollu ekskavatör, sallama kepçeler ve vinç yardımı ile kaldırılıp indirilen büyük hacimli kovalardır. Şekil 5.48 ‘de, her kenarı kapalı bir boru destekli sistemde kazı malzemesin dışarı çıkarmak için kullanılabilecek makine ve ekipmanlar görülmektedir.



a.



b.



c.

Şekil 5.48 : Boru destekli sistemlerde kazı malzemesini dışarı çıkaran ekipmanlar
(a. Sallama kepçe, b. Uzun kollu ekskavatör, c. Kova ile taşıma)

6. HARBİYE KONGRE MERKEZİ DERİN TEMEL KAZISI

İstanbul ili, Şişli İlçesinde inşa edilen Harbiye Kongre Merkezi, kongre ve tiyatro salonları ile hizmet vermektedir. Harbiye Kongre Merkezi; Muhsin Ertuğrul Sahnesi'nin ve Lütü Kırdar Kongre Sarayı yer altı otoparkının yıkılması ile, Lütü Kırdar Kongre Sarayı, Askeri Müze, Harbiye Ordu Evi, Hilton Convention Center ve Cemil Topuzlu Açık Hava Tiyatrosu arasında kalan alanda tüm sahayı kaplayacak şekilde inşa edilmiştir. Yaklaşık 14 000 m² alana oturan yapı, 7 bodrum kat + 1 giriş katı ve 4 normal kat olmak üzere toplam 12 katlı olarak inşa edilmiştir. Harbiye Kongre Merkezi inşaatı kapsamında, Harbiye Cemil Topuzlu Açık Hava Tiyatrosu ile kongre merkezi arasında yer alan Taşkılla Caddesi'nin yer altına alınması için yapılan “aç-kapa” tünel inşaatı, kazı ve iksa işlerinin bir diğer ayağını oluşturmuştur.

Harbiye Kongre Merkezi binasında bulunan 7 adet bodrum katı inşası için derinliği 20 m ile 35 m arasında değişen derin temel kazısı için bir iksa sistemi projelendirilmiş ve iksa sistemi inşaatı ve kazı yaklaşık 11 aylık bir süre zarfında tamamlanmıştır.

6.1 Genel Jeoloji ve Zemin Özellikleri

İnceleme konusu arsada taban kayasını Paleozoik yaşlı Trakya formasyonuna ait kumtaşı-silttaşı-kiltaşı istifini oluşturmaktadır. “Grova-Killişist” olarak da bilinen bu birim birbiriyle yatay ve düşey geçişli kumtaşı-kiltaşı-silttaşı ardalanmasından oluşmaktadır. Trakya formasyonu genellikle zemin yüzeyi ile 15.0m derinlik arasında yer yer ayrışarak killeşmiş veya aşırı kırıklı çok zayıf kaya özellikleri gösterir. Daha derinde karşılaşılan istif relatif olarak daha sağlam olmakla birlikte çoğunlukla zayıf-orta sağlam kaya yapısındadır. Formasyon Hersiniyen ve Alpin orojenezlerinden etkilenmiş olup çok sık kıvrımlı veya kırıklıdır. Paralanma ve ezilme zonları gibi süreksizlikler yaygındır. Genelde her derinlikte rastlanabilen bu zonlar boyunca kaya kalitesi düşmekte ve formasyon bölgesel olarak çok zayıf kayasert zemin arası bir davranış sergilemektedir. Trakya formasyonu içinde genellikle faylar boyunca yükselen veya tabakalaşmalara paralel yerleşebilen diyabaz veya

andezit gibi Alp volkanizmasına bağlı volkanik kaya dayk veya sillerine rastlanabilmektedir (Enar, 2007 a).

6.1.1 Saha araştırmaları

Temel kazısının yapılabilmesi için uygun iksa sisteminin seçilmesi ve seçilecek iksa sistemi imalatı sırasında karşılaşılacak mühendislik problemlerinin tespit edilmesi ve Kongre Merkezi'ne ait temellerin taşıtılacağı zemin tabakalarının mühendislik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla inceleme alanında toplam 235 m boyunda, 7 adet zemin araştırma sondajı yapılmıştır (Enar, 2007 a). Sondaj logları Ekler'de verilmiştir.

Yapılan sondajlarda, yüzeyde kalınlığı 0.8m ile 3.0m arasında değişen dolgu tabakası içerisinde ilerlenmiştir. Sondajların devamında sarı - kahve renkli, yer yer koyu gri renkli ve karbonatlı, çok çatlaklı ve çok zayıf kaya niteliğinde, aşırı derecede ayrışmış kumtaşı-silttaşı-kiltaşı ardalanasına (grovak) girilmiştir. Sondajlara bu birim içerisinde son verilmiştir. İstanbul Grovakları olarak bilinen bu birimden alınan karotlar üzerinden tespit edilen RQD değerleri %0 ile %10 arasında değişmekte olup kaya ortam çok zayıf kaya özellikleri göstermektedir (Enar, 2007 a).

İstanbul Grovağı olarak bilinen kaya biriminin tipik oluşumu şekil 6.1 'de görölmektedir. Sondaj logları Ekler'de ve sondajlar ile ilgili bilgiler Çizelge 6.1 'de verilmiştir.



Şekil 6.1 : İstanbul Grovağı

Çizelge 6.1 : Zemin Araştırma Sondajları ile ilgili Genel Bilgiler (Enar, 2007 a)

Sondaj No.	Sondaj Derinliği (m)	Ağız Kotu (m)	Y.A.S. Kotu (m)	Dolgu Kalınlığı (m)	Grovak Üst Kotu (m)
SK 1	25.0	66.53	-	0.80	65.73
SK 2	25.0	66.41	-	1.00	65.41
SK 3	25.0	65.18	-	3.00	62.18
SK 4	40.0	74.99	-	3.00	71.99
SK 5	40.0	73.57	-	3.00	70.57
SK 6	40.0	72.34	-	3.00	69.34
SK 7	40.0	71.30	-	1.50	69.80

6.1.2 Laboratuvar deneyleri

İnceleme alanındaki kaya birimlerin fiziksel ve indeks özelliklerinin, nokta yükleme indeksinin belirlenmesine yönelik kaya mekaniği deneyleri İTÜ Maden Fakültesi Uygulamalı Jeoloji Anabilim Dalı Laboratuvarı'nda, ISRM 1981 standardı uyarınca yapılmıştır. Kaya numunelerine ait nokta yükleme deneyi sonuçları Çizelge 6.2 'de özetlenmiştir (Enar, 2007 a).

Çizelge 6.2 : Nokta Yük Direnci Deneyi Sonuçları (Enar, 2007 a)

Sondaj No	Derinlik (m)	Örnek Çapı D (mm)	De ² (cm ²)	P (kg)	Is (kg/cm ²)	k _{PLT}	Is ₍₅₀₎ (kg/cm ²)
SK1	18.00	54	29,16	500	17,1	1,035	17,8
SK3	16.50	54	29,16	2300	78,9	1,035	81,7
SK5	21.00	54	29,16	1900	65,2	1,035	67,5
SK6	21.00	54	29,16	2850	97,7	1,035	101,2
SK6	24.00	54	29,16	2700	92,6	1,035	95,9
SK7	13.50	54	29,16	800	27,4	1,035	28,4
SK7	23.00	54	29,16	2700	92,6	1,035	95,9
SK7	26.00	54	29,16	2900	99,5	1,035	103,0
SK7	30.00	54	29,16	2400	82,3	1,035	85,2
SK7	31.50	54	29,16	3200	109,7	1,035	113,6
SK7	32.50	54	29,16	3100	106,3	1,035	110,1

6.1.3 Zemin ve kaya profili

Sondajlarda, üstte kalınlığı 0.80m – 3.00m arasında değişen dolgu zemin ile karşılaşmıştır. Dolgu zemin tabakası heterojen bir yapıya sahip olup kil boyutundan çakıl boyutuna kadar malzeme içermektedir. Proje kapsamında yapılacak derin kazı nedeniyle dolgu tabakası sıyrılacaktır ve bu sebeple inşaat mühendisliği açısından önem arz etmemektedir. Bununla birlikte, gerekli olduğu takdirde bu birimde Çizelge 6.3 ‘deki parametreler ile çalışılması uygundur (Enar, 2007 a).

Çizelge 6.3 : Dolgu Tabakası Mühendislik Parametreleri (Enar, 2007 a)

Doğal Birim Hacim Ağırl.	$\gamma_n = 18 \text{ kN/m}^3$
Kayma Mukavemeti Açısı	$\phi = 30^\circ$
Elastisite Modülü	$E_s = 5.0 \text{ MPa}$
Düşey Yatak Katsayısı	$k_v = 10\,000 \text{ kN/m}^3$
Yatay Yatak Katsayısı	$k_h = 5000 \text{ kN/m}^3$

Tüm sondajlarda, dolgu tabakasının devamında taban kayası olan Trakya Formasyonu üyesi olan kumtaşı-kiltaşı-silttaşı tabakası içerisinde ilerlenmiş ve sondajlara bu birim içerisinde son verilmiştir. Taban kayası olan kumtaşı-kiltaşı-silttaşı tabakası için kullanılabilecek parametreler Çizelge 6.4 ‘de özetlenmiştir (Enar, 2007 a).

Çizelge 6.4 : Trakya Formasyonuna ait Mühendislik Parametreleri (Enar, 2007 a)

Doğal Birim Hacim Ağırl.	$\gamma_n = 22.0 \text{ kN/m}^3$
RQD	$RQD < \% 25$
Deformasyon Modülü	$E_s = 100.0 \text{ MPa}$
Kayma Mukavemeti Açısı	$\phi = 40^\circ$
Düşey Yatak Katsayısı	$k_v = 100\,000 \text{ kN/m}^3$
Yatay Yatak Katsayısı	$k_h = 50\,000 \text{ kN/m}^3$

Kazı esnasında yapılan gözlemlerde, kazı üst kotundan yaklaşık 15.0 m derinlikte sağlam kaya niteliğinde, az ayrıışmış kumtaşı tabakalarına rastlanmıştır. Kazı çukurunun Harbiye Orduevi'ne komşu cephesinde, kumtaşı tabakası içerisinde grafitik şist sokulumları ile karşılaşılmasıdır. Grafitik şistli zemin tabakaları ilgili hesaplamalarda kullanılabilecek mühendislik parametreleri Çizelge 6.5 'de özetlenmiştir (Enar, 2008 b). Trakya formasyonunun heterojen yapısının tipik bir göstergesi, sert kaya tabakalarının arasında ezik bir zon olarak yer alan, hava ve suyla teması halinde kolaylıkla ayrıışan ve kayadan çok zemin özelliği gösteren grafitik şist tabakalarında alınan örnek bir numune Şekil 6.2 'de görülmektedir.

Çizelge 6.5 : Grafitik Şiste ait Mühendislik Parametreleri (Enar, 2008 b)

	Grafitik Şist
Doğal Birim Hacım Ağırl.	$\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$
Kayma Mukavemeti Açısı	$\phi = 36^\circ$
Elastisite Modülü	$E_s = 55.0 \text{ MPa}$



Şekil 6.2 : Grafitik şist

6.2 Projelendirmeyi ve Uygulamayı Etkileyen Önemli Dış Etmenler

6.2.1 Zaman kısıtlamaları

Harbiye Kongre Merkezi'nin süratle hizmete alınması durumu, kazı ve iksa işlerinin zaman kaybetmeksizin yapılması zorunluluğunu doğurmuştur. Kongre merkezinin yapılış amacı ve hizmet vereceği ilk toplantı tarihinin belirli olması zaman faktörünü tasarım kriterleri içerisinde ön sıralara taşımıştır.

Proje kriterleri arasında ilk sırayı güvenlik, ikinci sırayı ise büyük çoğunlukla ekonomi almaktadır. Fakat bu kazı projesinde ikinci sırayı ekonomiden ziyade zaman faktörü devralmıştır. Projelerde ve kazı metodolojisinde yapılan revizyonlarda, önce güvenlik daha sonra ise zaman hesapları etkili olmuştur.

Harbiye Kongre Merkezi inşasından sorumlu firma zaman faktörünü bir çok defa ekonominin üzerinde tutmuştur. Bu nedenle, makine gücü ve sayısından dolayı zaman kaybı yaşamamak için kendi sınıfının içinde üstün yeteneklere sahip özel makineler mobilize edilmiş ve kullanılmıştır. Örneğin ankraj delgisi için kullanılan ve Şekil 6.3 'de görülen makine, kaya ortamlarda çok seri delgi yapabilmekte (15 dakikada 18 m) ve delgi takımlarını otomatik olarak kendi kendine söküp takabilmektedir. Böylelikle kendi sınıfındaki diğer makineler günde 8 saat çalışma ile 150 m delgi yaparken bu makine 350 m delgi yapabilmektedir.



Şekil 6.3 : Özel delgi makinesi

6.2.2 Şehir içindeki konum

Kazı çukurunun şehir içi merkezinde bulunması ve etrafının Şekil 6.4 ‘de görülen önemli tesislerle çevrili olması ciddi problemleri de beraberinde getirmiştir. Özellikle, Harbiye Ordu Evi’nin çok katlı bir bina olması, Askeri Müzenin tarihi önemi ve Lütü Kırdar Binası’nın temellerinin hemen altından iksa sisteminin tesis edilmesi kazının zorluğunu artırmış ve kazı güvenliğine bir kat daha önem kazandırmıştır.



Şekil 6.4 : Harbiye Kongre Merkezi’nin şehir içerisindeki konumu ve çevresindeki önemli tesisler

6.2.3 Harbiye Kongre Merkezi’nin mimari gereksinimleri

Harbiye Kongre Merkezi binasındaki geniş açıklıklara sahip toplantı salonlarının taşıyıcı sisteminin gereksinimlerden dolayı, iksa sisteminin bazı cephelerinin kalıcı olarak projelendirilmesini gerekmiştir. Bu durum iksa sistemi hesaplarında kullanılan güvenlik katsayılarını artırmıştır. İksa elemanlarının servis ömrünün artırılması için

özel tedbirler alınmıştır. Güvenlik sayılarının yüksek olması ve kalıcı bir sistem oluşturulması için alınan önlemlerden dolayı, iksa sisteminin maliyeti artmıştır.

6.2.4 Sahadaki eski otopark kazısının kalıntıları

Lütfi Kırdar Kongre ve Sergi sarayı için geçmiş yıllarda yapılmış otoparkın Harbiye Kongre Merkezi kazısı sınırları içerisinde kalmış olması, hem iksa sisteminin ilgili cephesinin projelendirilmesini, hem de iksa elemanlarının imal edilmesini oldukça zorlaştırmıştır.

Geçmiş yıllarda yapılan otopark kazısında kullanılan betonarme elemanlar ve ankrajlar, saha içerisindeki mobilizasyonları zorlaştırmıştır. Bu nedenle fore kazık makinesi gibi büyük çaplı makineler ilgili cephede imalat yapamamıştır.

6.2.5 Yoğun alt yapı ağı

Bölgedeki alt yapı tesislerinin yoğunluğu kazı esnasında karşılaşılan bir diğer problem olmuştur. Bir çok altyapı tesisi iptal edilmiş ve bazıları yüzeye taşınmıştır. Altyapı tesislerinin hasara uğramaması için tedbirler alınsa da, alt yapı ağının yoğunluğundan ve bilinmezliğinden dolayı problemlerin çıkmasının önüne tam olarak geçilememiştir. Patlatılan su hatlarından dolayı kazı çukurunun su ile dolduğu zamanlar olmuştur.

6.3 İksa Projeleri ve Uygulama Esnasındaki Revizyonlar

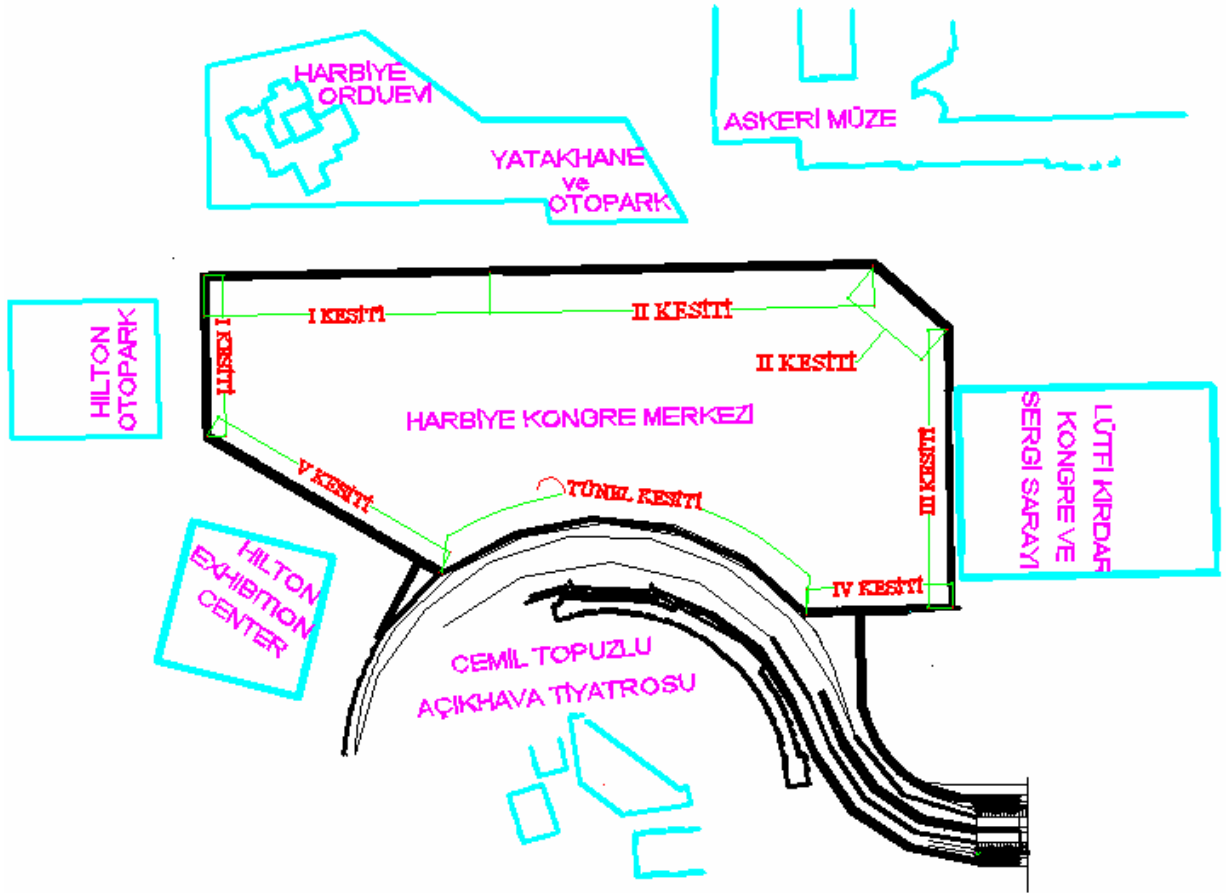
6.3.1 Kazı ve imalat öncesi proje

İksa sistemi başlıca beş cepheden oluşmuştur. Bu cepheler; Ordu Evi ve Askeri Müze, Lütfi Kırdar Kongre Merkezi, Hilton Exhibition Center ve Hilton Yer Altı Otopark'ına komşudur. Cemil Topuzlu Açık Hava Sahnesi'ne komşu kısmında ise yer altı karayolu tüneli için iksa sistemi dizayn edilmiştir.

Harbiye Kongre Merkezi statik proje müellifli, toprak basıncından gelen yüklerin bina perdelerine etkimemesi ve binanın bodrum perdelerine ait betonarme kesitlerin büyük olmaması amacıyla, inşa edilecek iksa sisteminin; Hilton Otoparkı, Harbiye Orduevi ve Lütfü Kırdar Kongre Sarayı'na komşu cephelerinin kalıcı ankrajlarla projelendirmesini talep etmiştir. Bu doğrultuda, üç cephesi kalıcı, Hilton Exhibition Center'a komşu cephesi geçici olarak projelendirilen iksa sisteminin düşey yapısal elemanlarının, D = 100 cm çapında, S = 120 cm ara ile yerleştirilecek, en az 4 m 'si

kazı taban kotunun altında kalacak şekilde soketlenen, boyları 28 m ila 40 m arasında değişen fore kazıklardan oluşması uygun görülmüştür. Fore kazıklar başlık kirişleri ile kafa kısmından bağlanmış, betonarme kuşak kirişleri ve öngermeli ankrajlar ile desteklenmiştir (Enar, 2007 b).

Saha kotları ve kazı yükseklikleri dikkate alınarak Harbiye Kongre Merkezi iksa sistemi beş farklı kesitte çözülmüştür. Kazı çukuru ve iksa sistemi, komşu tesisler ve hesap yapılan kesitlerin iksa üzerindeki yerleşimi Şekil 6.5 'deki planda görülmektedir.



Şekil 6.5 : İksa sistemi kesitlerinin ve ilgili oldukları bölgelerin görüldüğü plan

Kesit analizleri Pile Buck firmasına ait SPW 911 yazılımı ile yapılmıştır. Kazı yüksekliğine göre değişen her bir kazı kesiti için ayrı ayrı hesap yapılmış ve hesap çıktıları Ekler'de verilmiştir (Enar, 2007 b). Hesap çıktılarında; zemin parametreleri, ankraj kademelerinin derinlikleri, birim uzunluktaki ankraj yükleri, ankraj açıları, kazıklarda oluşan maksimum eğilme momenti ve kesme kuvveti değeri, maksimum toprak basıncı değeri, sistemin toptan güvenlik sayısı gibi verilerler bulunmaktadır.

İksa sisteminin kalıcı olan cephelerinde, öngermeli ankrajlar hesap edilen servis yükünün 1,25 katına, geçici iksa cephelerinde ise servis yükünün 1,15 katına kilitlenecek şekilde dizayn edilmişlerdir. Kesitler için yapılan hesapların sonuçları Ekler’de yer alan çizelgelerde özet olarak verilmiştir (Enar, 2007 b).

İksa sisteminin kalıcı niteliğe sahip bölgelerindeki öngermeli ankrajlar için " FHWA-DP-68-1R,1988, BS 8081:1989 ve TS EN 1537/Kasım 2001“ esaslarına uygun özel tedbirler alınmıştır (Enar, 2007 b). Bu önlemler doğrultusunda imal edilen kalıcı ankrajlarla ilgili tip kesiti Ekler’de verilen Şekil B.3 ‘de görülmektedir.

Ankrajların tasarım boyları; kök boyu hesabı ve kök boyunun sistemin deplasman yapması durumunda mobilize olması beklenen aktif toprak kamasına olan mesafesi dikkate alınarak belirlenmiştir. Ankrajların boyu, $\phi = 40^\circ$ kayma mukavemeti açısı için mobilize olması beklenen aktif kama için tasarlanmıştır (Enar, 2007 b). Bahsi geçen hesaplamalar sonucunda, toplam boyu 17 m ila 28 m arasında değişen 8.0 m kök boyuna sahip ankrajların imal edilmesi uygun görülmüştür.

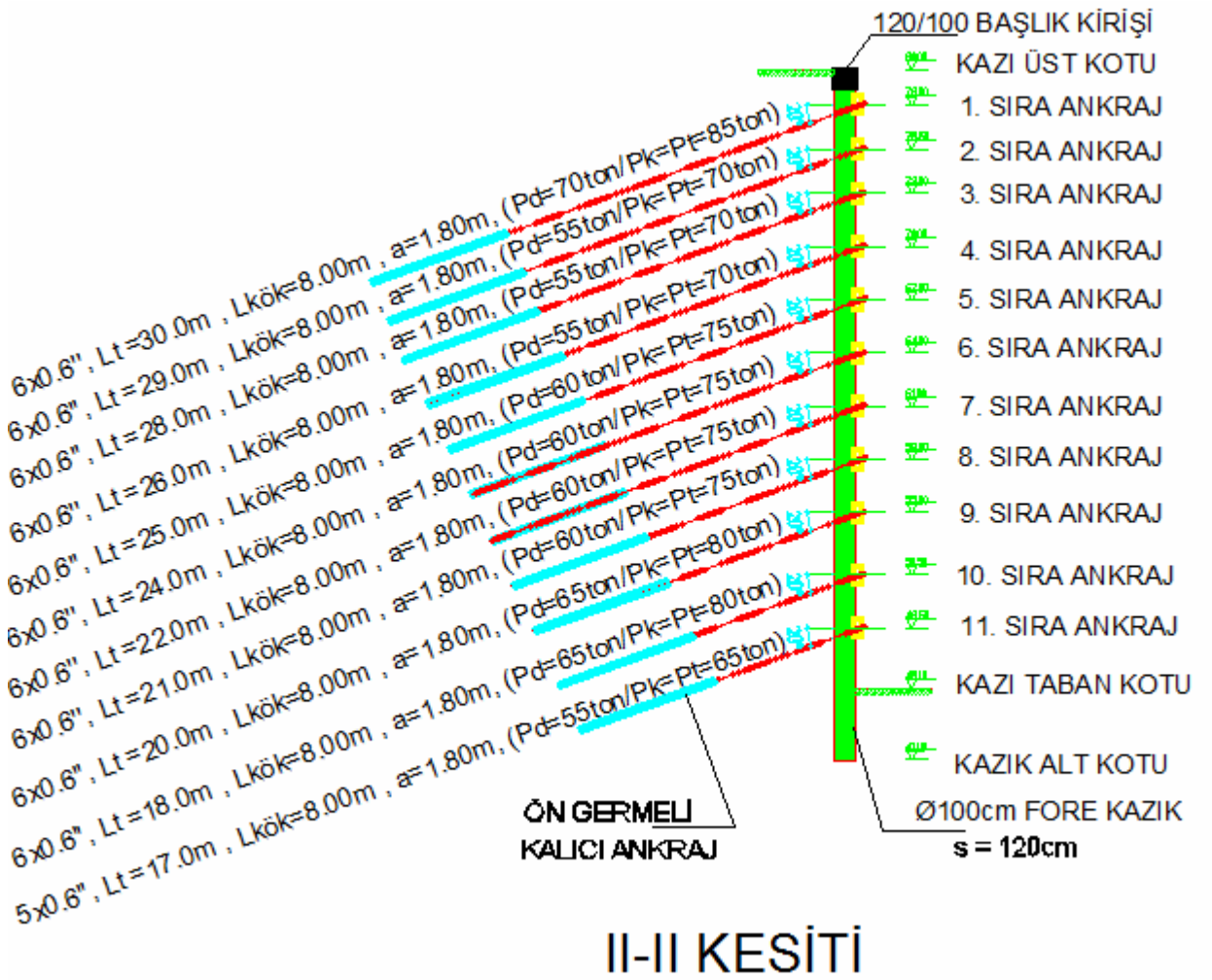
İnceleme alanındaki zemin profilininin, grovak kayasından oluştuğu bilinmektedir. “FHWA – IF – 99 -015 Ground Anchors and Anchored Systems” uyarınca, kumtaşı için, basınçlı enjeksiyon ile kaya birim arasında en elverişsiz durumda alınabilecek adezyon değeri 800 kPa’dır (80 ton/m²). Bu değerden yola çıkarak ankraj kök boyunun $L_{\text{kök}} = 8.0$ m seçilmesi durumunda, ankrajların taşıyabilmeleri öngörülen maksimum yük, $D = 125$ mm delgi çapı için, $F_s = 2.0$ güvenlikle, $T_{\text{maks}} = 8.0\text{m} \times (0.125 \times 3.14 \times 800) / (2) = 1250 \text{ kN} = 125 \text{ ton}$ hesaplanmıştır.

İksa sistemi kesit analizlerinden görülebileceği üzere, öngermeli ankrajlara sahip iksa perdesinin düşey yapısal elemanlarını oluşturan 100 cm çapındaki fore kazıklara maksimum 1530 kNm eğilme momenti etkimektedir. Bu değer kesit hesaplarında çıkan eğilme momentinin $F_s = 1.5$ ile çarpılmış halidir. Fore kazık boyuna donatı miktarı, normal kuvvet ve eğilme momenti etkisine maruz kalan dairesel kesitler için hazırlanmış karşılıklı etki diyagramları kullanılarak hesaplanmıştır. C25 beton sınıfı için yapılan betonarme hesap sonucunda kesite konması gereken donatı oranı %1,5 olarak bulunmuştur. Bu doğrultuda, fore kazıklar 22 adet BÇ III sınıfı $\Phi 28$ ’lik boyuna donatı ile donatılmışlardır.

Ankraj yükleri fore kazıklara kuşak kirişleri ile aktarılmaktadır. Her bir kazık kuşak kirişine mesnet, ankrajlar ise tekil yük olarak etki etmektedir. Böylelikle kuşak kirişi

sürekli bir kiriş gibi davranmaktadır. Sürekli kirişlerdeki farklı yükleme şekillerine göre abaklarda verilen açıklık ve mesnet momentleri değerleri kullanılarak boyutlandırma yapılmıştır.

Bütün bu hesaplamalar sonucunda ortaya çıkan kazı ve imalat öncesi iksa projesinin tip kesiti Şekil 6.6 'da görülmektedir. Tip kesit için II-II kesitinin seçilmesinin nedeni, kazı ve imalat aşamasında yaşanan önemli problemlerin ve iksa sisteminde oluşan en büyük yatay deplasmanın bu bölgede görülmesidir.



Şekil 6.6 : İmalat ve kazı öncesi projenin tip kesiti

6.3.2 Kazı-imalat ve proje revizyonları

Temel kazısı esnasında karşılaşılan eski alt yapı tesislerine, zemin/kaya niteliğine ve iksa sisteminin yatay deplasmanlarına bağlı olarak iksa sistemi inşası sırasında proje revizyonları yapılmıştır. Özellikle; Trakya Formasyonu'nun heterojen yapısının

görüldüğü kazı esnasında rastlanan makaslama zonlarında kazı aynalarında gerilme ferahlamalarına bağlı önemli deformasyonlar oluşmuş, kazı ve iksa sistemi inşası metodolojisinin yeniden gözden geçirilmesi gerekmiştir. Bu doğrultuda kazı ve imalat öncesi iksa projesinden sonra beş adet revize proje yayınlamıştır. Bunlardan iki tanesinde iksa projesinde kazı metodolojisini önemli ölçüde etkileyen değişiklikler yapılmıştır. Bu değişikliklerle ilgili bilgi aşağıdaki başlıklarda özetlenmiştir. Diğer değişiklikler ise uygulama esnasında ortaya çıkan ihtiyaçlardan ötürü yapılan ufak çaplı revizelerdir.

Fore kazıkların gerekli boylarda imal edilememesi ile ilgili revize:

İşin başlangıç aşamasında yapılan kazık tecrübe forajları sonrasında, yüklenici firma ihale projesinde belirtilen ve tüm kazının düşey elemanlarının fore kazıklardan teşkil edilmesinin kazı üst kotunun yaklaşık 9 ila 10 m altındaki zemin/kaya şartları nedeniyle pratik olarak mümkün olmadığını, bu işlemin çok vakit alabileceğini ve ihale süresinin aşılabileceğini belirtmiştir. İşin tamamlanması ile ilgili zaman kısıtlamaları göz önünde bulundurulmuş ve bu zorunluluk nedeniyle iksa sisteminin düşey destek elemanlarının fore kazık ve kademeli betonarme perdelerden oluşmasına karar verilmiş, iksa projesi de yeni şartlara göre revize edilmiştir. Bu doğrultuda, iksa sisteminin Ordu Evi ve Askeri Müze'ye, Hilton Otoparkı'na ve Hilton Exhibitioan Center'a komşu cephelerindeki düşey destek elemanları iki kademeli olacak şekilde; ilk kademenin, $D = 100$ cm çapında, $S = 120$ cm arayla, 10 m'si deneme forajlarında gözlenen ayrışmış tabakalarda, geriye kalan 2 m'si nispeten daha sağlam tabakalara girecek şekilde 12 m boyunda fore kazıklardan; ikinci kademesinin ise 50 cm kalınlığında kademeli betonarme perdelerden oluşacak şekilde projelendirilmiştir (Enar, 2008 c).

Buna ilaveten, Lütfi Kırdar Kongre ve Sergi sarayı için geçmiş yıllarda yapılmış yer altı otoparkının Şekil 6.7 'de görüldüğü gibi Harbiye Kongre Merkezi kazısı sınırları içerisine kalmış olmasından dolayı, projede ön görülen fore kazıkların imalatı mümkün olamamıştır.



Şekil 6.7 : Lütfi Kırdar binasının eski otopark kalıntıları

Temelleri kazı çukuruna şekildeki gibi bitişik konumda olan binanın deplasmanlardan en az etkilenmesi için ilgili cephede de revizyon yapılarak, düşey yapısal elemanların, Şekil 6.8 'de görüldüğü gibi mini kazıklı perde ve kademeli betonarme perden oluşması uygun görülmüştür.



Şekil 6.8 : Lütfi Kırdar binası altındaki iksa sistemi

Ankrajların serbest boyları kazı ve imalat öncesinde yapılan projede olduğu gibi $\phi = 40^\circ$ kayma mukavemeti açısından mobilize olması beklenen aktif kama için tasarlanmıştır. Kök boyları için de ilk projeye benzer hesaplamalar yapılmış ve delik çapı 125 mm olmak şartı ile kök boyu 8 m olacak şekilde tasarlanmıştır (Enar, 2008 c).

Yeni iksa sisteminin kesit hesapları Plaxis 8.2 sonlu elemanlar yazılımı yardımıyla, kazı yüksekliğine göre değişen her bir kazı kesiti için ayrı ayrı hesaplanmıştır. Yapılan hesaplamalarda iksa sisteminde oluşacak en büyük yatay deplasman değerinin son kademe kazısı esnasında, 18 mm mertebesinde ve kazı tabanından yaklaşık 10 m yukarıda olduğu Şekil 6.9 'da görülmektedir.

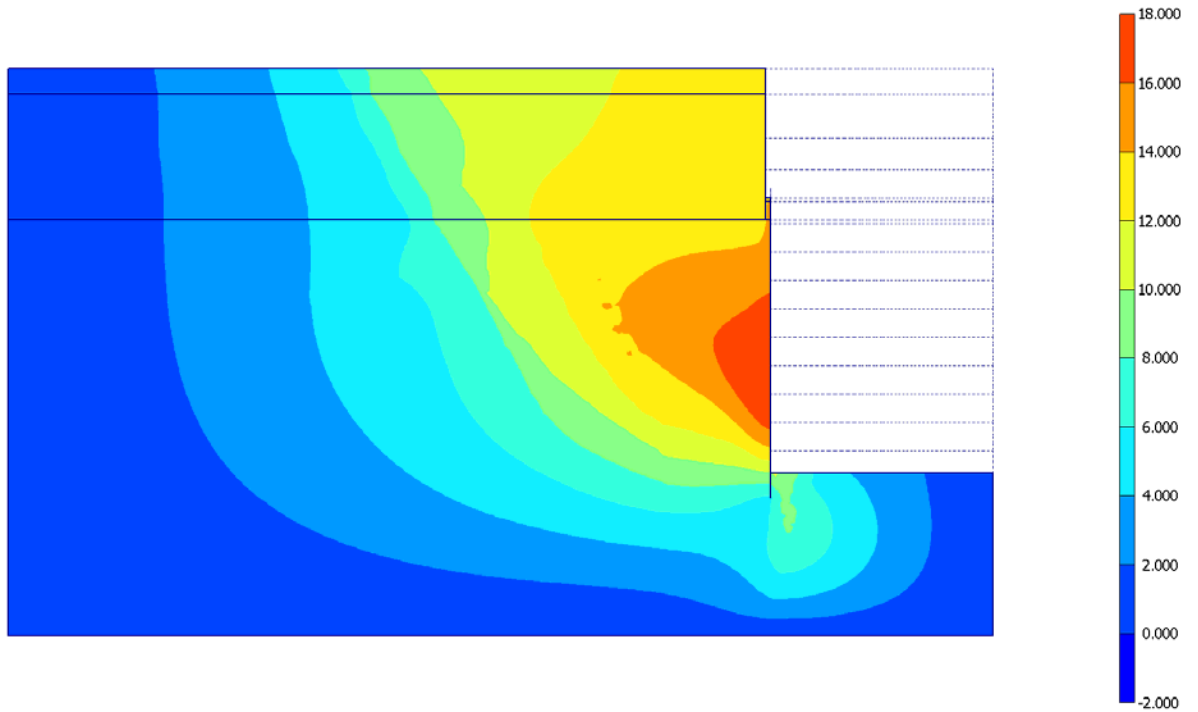


Fig. 63 Plot of horizontal displacements (shadings)

- Step no: 156 - (Phase: 29)

Şekil 6.9 : Hesaplarda bulunan yatay deplasmanlar (Enar, 2008 c)

Derinliği yaklaşık 35 m olan kazıda müsaade edilebilecek maksimum yatay deplasman değeri “FHWA – IF – 99 -015 Ground Anchors and Anchored Systems” uyarınca, H kazı derinliği olmak üzere, $\%0.2 H$ yani $35 \text{ m} \times 0.002 = 0.07 \text{ m} = 70 \text{ mm}$ olduğu varsayılmış ve hesaplamalarda bulunan 18 mm değerinin müsaade edilebilir değer içerisinde olduğu görülmüştür.

İksa sisteminin düşey elemanlarında oluşan maksimum eğilme momenti Şekil 6.10 'da görüldüğü gibi 109.75 kNm/m 'dir. Bu değer kazık aralığı olan $S = 1.20$ m değeri ile çarpılmış ve fore kazığa etkileyen eğilme momenti değeri yaklaşık olarak 135 kNm olarak bulunmuştur. Bu eğilme momentine göre, kazıklar 14 adet BÇ III sınıfı $\Phi 28$ mm çapında boyuna donatı ile donatılmıştır (Enar, 2008 c).

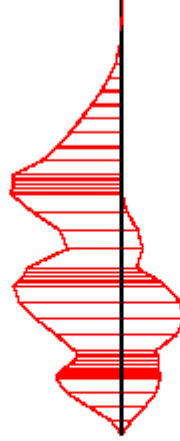


Fig. 66 Bending moment envelop in beam (plate no: 1)

Extreme value 109.75 kNm/m (Phase: 29)

Şekil 6.10 : Maksimum eğilme momenti (Enar, 2008 c)

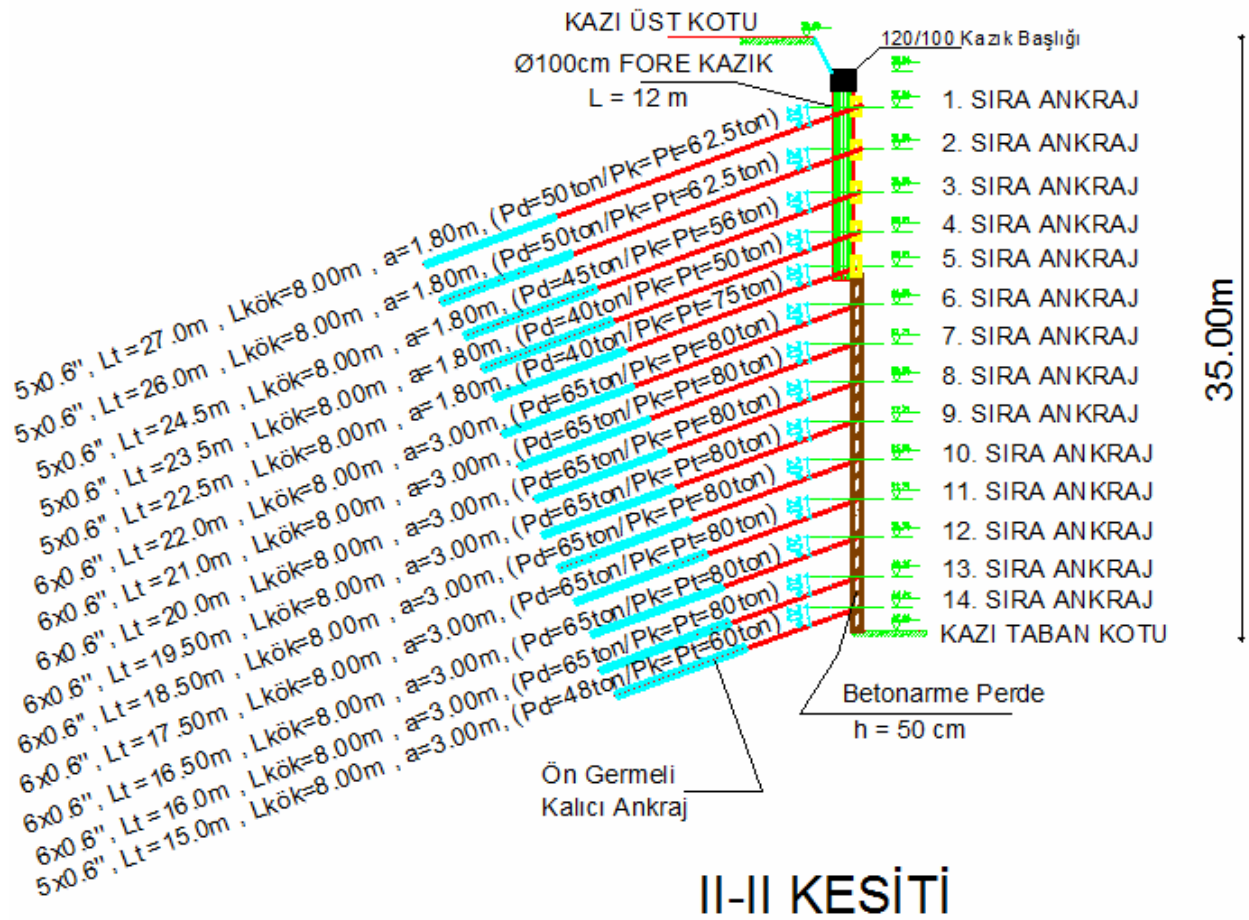
Betonarme perde, birim genişliğe sahip dikdörtgen bir kirişi gibi düşünülmüş ve betonarme abak (İTU, 2005) yardımı ile eğilme momenti etkisi altında gerekli donatı bulunmuştur. Bu hesaplama sonucunda, 1 m'lik genişlik için gerekli BÇ IV sınıfı donatı miktarı 8.74 cm^2 olarak çıkmıştır. Perde donatıları için her iki tarafa da $2 \times Q589/589$ hasır çelik kullanılması uygun görülmüştür.

Bu projede de iksa sistemi kalıcı veya geçici öngermeli ankrajlar ile desteklenmiştir. Geçici iksa cephelerinde, öngermeli ankrajlar hesap edilen servis yükünün 1,25 katına kilitlenirken, geçici iksa cephelerinde servis yükünün 1,15 katında kilitlenmesi uygun görülmüştür.

Ankraj kademelerini arasındaki mesafe fore kazıklar önünde 3 m den 2.5 m ye düşmüş fakat ankraj yatay aralıkları ilk projedeki gibi kalmıştır. Bu nedenle ankrajlara birim metrede gelen yük, 30 ton/m'den 23 ton/m mertebesine düşmüş, kazının üstünden itibaren ilk 12 m lik kısmındaki ankraj yüklerinde azalma olmuş ve ankraj halat sayısı altıdan beşe düşmüştür. Betonarme perde hizasına denk gelen

ankrajların ise düşey aralığı 3 m dene 2.25 m ye düşmüş ve ankrajlara gelen birim uzunluktaki yük 33 ton/m'den 20 ton/m mertebesine inmiştir. Fakat ankraj yatay aralığı 1.8 m den 3 m ye çıkarıldığı için ankrajlara gelen servis yükleri yükselmiştir. Bu kademelerdeki ankrajların yatay aralığını artırmakla, kademeli perde imalatlarının daha hızlı yapılması ve kazı aynasının bir an önce desteklenmesi hedeflenmiştir.

Kazı derinliğin en yüksek olduğu ve kritik olayların gözlendiği Ordu Evi Er Yatakhane ve Otopark hizasındaki iksa sistemi cephesini ilgilendiren, bir önceki projede verilen tip kesit, yeni projede yapılan değişikliklerle Şekil 6.11 'deki gibi oluşmuştur.



Şekil 6.11 : Fore kazıkların istenen boylarda imal edilememesi sonucu yapılan revize projedeki tip kesit

Artan deplasmanların önlenmesine yönelik revize :

Proje revizyonlarının tamamlanması ile birlikte kazı çalışmalarına devam edilmiş ve sahanın belirli kesimlerinde yaklaşık 12 m ila 14 m yüksekliğe ulaşan kazılar yapılmıştır. 12 m boyundaki fore kazıkların dibine kadar yapılan kazı ve iksa işlerinde çevre tesisleri önemli derecede etkileyen büyüklükte bir deplasman tespit

edilmemiştir. Bu zaman diliminde iksa cephelerinin arkasında inklinometre tesis edilmediği için bu tespitler jeodezik ölçümler ve teknik elamanların gözlemleriyle yapılmıştır. Ortalama 13 m'lik kazıda jeodezik ölçümler sonucunda en fazla 19 mm deplasman olduğu belirlenmiştir. Bu değer hesaplanan değer üzerinde olmasına rağmen müsaade edilebilen % 0.2 H değerinden daha düşüktür. Bu deplasman değerinin bu tarz bir kazı için doğal olduğu düşünülerek kazı çalışmalarına devam edilmiştir.

07 Ağustos 2008 tarihinde, kazı çukurunun Harbiye Ordu Evi ve Askeri Müze'ye komşu cephesinde er yatakhaneleri ve otopark hizasında, fore kazıkların altında devam edecek betonarme perdenin imalatı için yaklaşık 60 m 'lik bir cephede 3 m yükseklikte tek seferde kademe kazısı yapılmıştır. Gece şartlarında yapılan kazıda rastlanan gri-siyah renkli grafitik şist tabakası, sahanın çeşitli kesimlerinde belirlenen gri-renkli sağlam kumtaşı tabakası olarak algılanmış ve nedenle geniş ano kazısı yapılmıştır. Zira, sağlam kumtaşında daha geniş anolarla çalışılırken grafitik şist tabakasında genişliği 8.0 ila 10.0 m'yi aşmayan anolarda çalışılması daha güvenli olmaktadır (Enar, 2008 d).

Fore kazık taban kotunun birkaç metre aşağısında yer alan grafitik şistli tabakalar atmosfer etkisi ile ayrılmış ve bunun sonucunda kazı aynası yüzeyinde lokal stabilite kayıplarına ve zemin boşalmasına sebep olmuştur. Bu durum, fore kazıkların altının boşalmasına, kendi ağırlığı ve üst sıralardaki ankraj yüklerinin düşey bileşenin etkisi ile oturmasına sebep olmuştur. Sağlam kaya tabakaları arasında ezik bir zon olarak bulunan grafitik şistli tabakalar Şekil 6.12 'de görülen makaslama zonlarını oluşturmuş ve gerilme ferahlamasına sebep olup iksa sistemini kaydırmaya yönelik çalıştırmıştır.



Şekil 6.12 : Makaslama zonu

Fore kazıkların oturması ve grafitik şistli tabaklar üzerinde iksa sisteminin kazı çukuruna doğru kaymaya çalışması ile birlikte iksa sisteminde yatayda ve düşeyde deplasmanlar oluşmuş ve ilgili kazı cephesine komşu tesislerin sınırları içinde yüzey çatlakları gözlenmiştir. Jeodezik ölçümlere göre yatay ve düşey deplasman değerinin 8 cm civarında olduğu görülmüştür. Her ne kadar jeodezik ölçümler bu tarz sistemlerdeki deplasmanlar için tam sonuç vermese ve hata payı içerse de hareketin yönü ve büyüklüğü hakkında fikir vermiştir. Yapılan gözlemlerde komşu tesislerin önündeki Şekil 6.13 ‘dekine benzer çatlakların yatayda değeri 2 cm ila 4 cm arasında, düşeydeki oturması ise 4 cm ila 5 cm arasında olduğu tespit edilmiştir. Söz konusu bölgedeki binalar ile gelişi güzel yapılmış dolgu üzerine oturtulmuş servis yolu arasında maksimum genişliği 2.0 cm ila 5.0 cm olan açılmalar gözlenmiştir (Enar, 2008 d). Bu durum iksa sisteminin hareketi ile ilgili yapılan tespiti doğrular niteliktedir.



Şekil 6.13 : İksa sistemindeki deplasman sonucu oluşan yüzey çatlakları

Kazı çukurunun ilgili cephesi etrafında gelişen bu olaylar, iksa sisteminin hali hazırda imal edilmiş elemanlarında da gözlem yapılması fikrini uyandırmıştır. Bu doğrultuda üst kademede imal edilen beş sıra kuşak kirişin üzerindeki muhtelif ankrajların kafa bölgesi gözlenmiştir. Gözlenen ankrajlarda kamaların fırlaması veya yükün boşalması gibi olumsuz etkilere rastlanmamıştır. Bunun yanında kuşak kirişleri üzerinde derin olmayan çatlaklar gözlenmiştir. İksa sistemi elemanları üzerinde yapılan bu gözlemler, sistemin bu şartlar altında görevini yaptığını işaret etmiştir.

Bu tespitler doğrultusunda sahada acil önlemler alınmıştır. Öncelikle 60 m genişliğinde açılan kazı anasının önünde süratle betonarme perde imaline başlanmış ve imalat 8 saat içerisinde tamamlanmıştır. Perdenin, fore kazıkların ağırlığını da taşıyacağı düşüncesi ile bu bölgedeki ankraj aralığı 3 m den 1.5 m ye düşürülerek sıklaştırılmıştır. Ankrajların sıklaştığı betonarme perde ve problemlili bölge Şekil 6.14 'de görülmektedir.



Şekil 6.14 : Önlem olarak ankraj sıklaştırılması yapılan betonarme perde

Perde ve ankraj imalatı devam ederken, Harbiye Ordu Evi sınırları içerisindeki yol, bahçe vs. gibi bölgelerde görülen çatlakların yüzeyinden, yaklaşık 1000 torba (50 ton) çimento kullanılarak hazırlanmış enjeksiyon verilmiş ve çatlaklar doldurulmuştur.

Aletsel gözlemlerin bu aşamadan sonra daha da önem kazanacağından dolayı inklinometre tesisine hız verilmiştir. Jeodezik gözlem noktalarının artırılması amaçlanarak kuşak kirişleri üzerine de okuma noktaları tesis edilmiştir.

Bu problemin olduğu zaman alınan önlemler anlık olup kazı ilerleyişi süresince oluşacak durumu pek etkilememiştir. Bu nedenle ileriye dönük önlemlerin alınması gerekmiştir. Bu önlemlerin alınması için saha şartlarının gözden geçirilmesine ve buna göre davranılmasına karar verilmiştir.

Ordu Evi sınırları içerisinde oluşan çatlakların iksa cephesine paralel, kazı çukurundan dışa doğru peş peşe birkaç yerde görülmesi, kayma kamasının mobilize olduğunu göstermiştir. Geriye kalan yaklaşık 20 m'lik kazı sürecinde, kayma kamasının ötelenerek daha geniş düzlemlerde oluşması halinde, mevcut ankrajların köklerinin kayma kaması içerisinde kalması ve sistemde önüne geçilemeyecek büyüklükte deplasmanların oluşmasından endişe edilmiştir. Bu endişenin giderilmesi

için; problemlı bölgelerde geri dolgu yaparak, 1. ve 2. sıra kuşak kirişlerin altından toplam boyu 38 m olan ankrajların yapılması uygun görülmüştür. Bu nedenle Şekil 6.15 'de görüldüğü gibi cephe önünde geri dolgu yapılmış ve ankraj imalatına başlanmıştır. Kazının ilerleyen aşamalarında görülen; kamaları gevşemiş ve kafa bölgesi ile kuşak kirişi arası teması kesilmiş, yükü boşalmış ankrajlar ve arkaya doğru devam eden çatlaklar, üst sıralardan ilave ankraj yapmanın ne kadar yerinde bir uygulama olduğunu göstermiştir.



Şekil 6.15 : Üst sıralarda ilave ankraj imalatı yapacak platformun teşkili için geri dolgu yapılması

Devam edilen süreçte yapılan incelemelerde, sağlam kayaların arasında grafitik şistli zemin tabakalarına rastlanan bölgelerde, kademeli betonarme perde imalatı için kazı yapıldığı anda, kayanın ayrışması ile birlikte kazı aynasında, bir örneği Şekil 6.16 'da görülen lokal zemin boşalmalarının oluştuğu ve bu durumun iksa sistemindeki deplasmanların artmasına sebebiyet verdiği tespit edilmiştir.



Şekil 6.16 : Grafitik şistli tabakaların ayrışıp dökülmesi sonucu perde arkasında oluşan boşluklar

Kazı esnasında vuku bulan bu olumsuz şartlar neticesinde, düşey yapısal eleman olarak imal edilen kademeli betonarme perde imalatlarının dar anolar halinde yapılması gereği ortaya çıkmıştır. Bu nedenle, grafitik şistli zemin tabakalarına yoğun bir şekilde rastlanan bölgelerde güvenli kazı yapılabilmesi için, kademeli perdelerin ano genişliklerinin 9 m ile sınırlandırılması gerekmiştir.

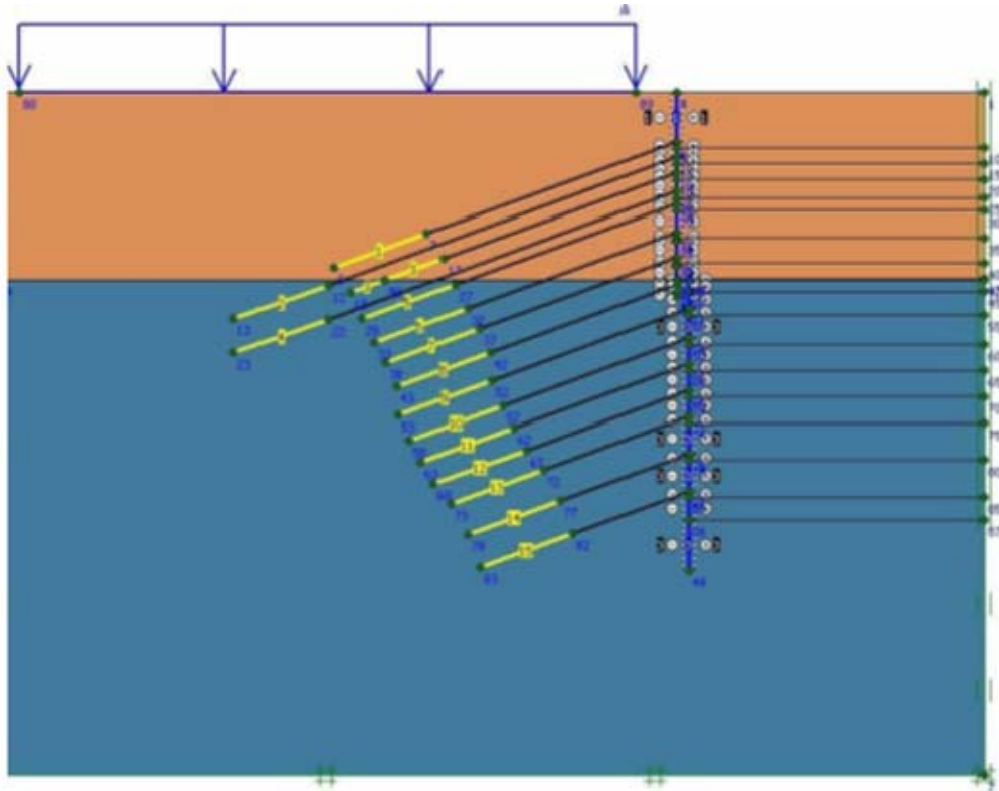
Kazı metodolojisinde yapılan bu önemli değişikliğin, zaman kriterinin çok büyük önem arz ettiği Harbiye Kongre Merkezi inşaatı için telafi edilemeyecek zaman kaybına yol açacağı hususunda görüş birliğine varılmıştır. Zira kazı ano genişliklerinin 9 m ile sınırlandırılması halinde, yaklaşık 250 m genişliğindeki, Ordu Evi ve Askeri Müze'ye komşu kazı cephesindeki iksa sisteminin tamamlanması için en iyi şartlar altında 11 aylık bir zaman dilimine ihtiyaç duyulacağı hesaplanmıştır. Bu koşullar altında, hedeflenen sürelerde kazı işinin güvenli bir şekilde bitirilebilmesi için kazı ve iksa sistemi projesinin ve kazı metodolojisinin yeniden gözden geçirilmesi gerekmiştir.

Bu tablo sonunda, kazı işinin hızlanması ve güvenlik gerekçelerinden dolayı geriye kalan kazının düşey yapısal elemanlarının; S = 90 cm ara ile D = 65 cm çapında, 4

m'si kazı taban kotu altına soketlenen, boyları 14 m ile 24 m arasında değişen fore kazıklarla teşkil edilmesi uygun görülmüştür (Enar, 2008 b).

Düşey elemanların fore kazıklarla teşkil edilmesi ile; 20 m'lik anolar halinde çalışılması, fore kazıkların eğilme momenti kapasitesinin betonarme perdeye göre daha yüksek olması sayesinde ankraj düşey aralıklarının artırılması ve ankraj kademesi sayısının azaltılması hedeflenmiştir. Zira revize edilen yeni proje uygulandığı taktirde, temel kazısının 11 ay yerine 5.5 aylık bir süre zarfında tamamlanabileceği ön görülmüştü. Buna ilaveten, kazı aynalarının 20 m' lik anolara halinde açılabilmesi, en alt ankraj kademesine gelindiği zaman üst yapı çalışmalarının başlatılabilmesi açısından bir diğer önemli avantaj olmuştur.

Düşey elemanlarda yapılan revizyonların yanı sıra, grafitik şistli bölgelerde $\phi = 36^\circ$ kayma mukavemeti açısı değerine göre geriye kalan kazı sürecinde oluşabilecek kayma kaması yeniden belirlenmiştir. Bunun neticesinde ankraj boylarının uzatılmasına ve artan toprak basınçlarının karşılanması amacı ile ankraj yatay aralığının azaltılmasına karar verilmiştir. Yeni şartlar altında revize edilen iksa sistemine ait Şekil 6.17 'de görülen kesit analizleri Plaxis 8.6 sonlu elemanlar yazılımı yardımıyla yapılmıştır (Enar, 2008 b).



Şekil 6.17 : Yeni projedeki kesit analizleri (Enar, 2008 b)

Analizler sonucu iksa sisteminde oluşabilecek maksimum yatay deplasman miktarı Şekil 6.18 'de görüldüğü gibi 7.2 cm olarak hesaplanmıştır (Enar, 2008 b). Daha önceki iksa projesinde zeminin kazı boyunca Grovak kayasından oluştuğu ön görülmüş ve $\phi = 40^\circ$ kayma mukavemeti açısına göre hesap yapılmıştır. Bu projede ise güvenli tarafta kalmak için kazı üst kotundan 12 m aşağısına kadar Grovak, Grovak'ın altı ise grafitik şist olarak düşünülmüş ve $\phi = 36^\circ$ kayma mukavemeti açısına göre hesap yapılmıştır. Bu projede hesaplanan 7.2 cm yatay deplasman değerinin, eski hesaplarda bulunan 1.8 cm değerindeki farklı olması, hesaplamalarda kullanılan farklı zemin parametrelerinden kaynaklanmıştır.

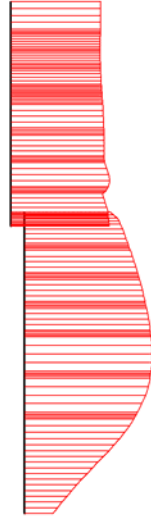
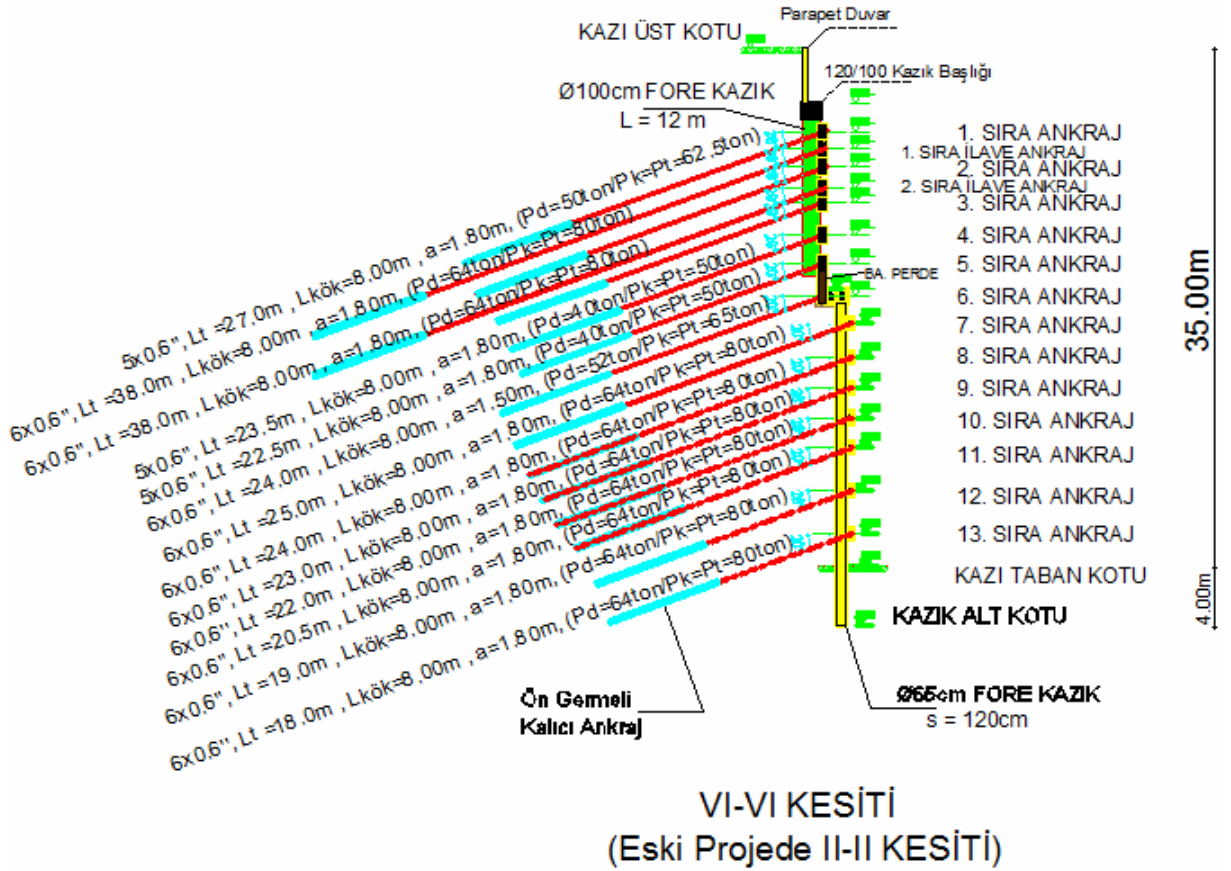


Fig. 48 Horizontal displacements in beam
Extreme value $72.73 \cdot 10^{-3}$ m (Phase: 27)

Şekil 6.18 : Yeni projede hesaplanan maksimum yatay deplasman miktarı (Enar, 2008 b)

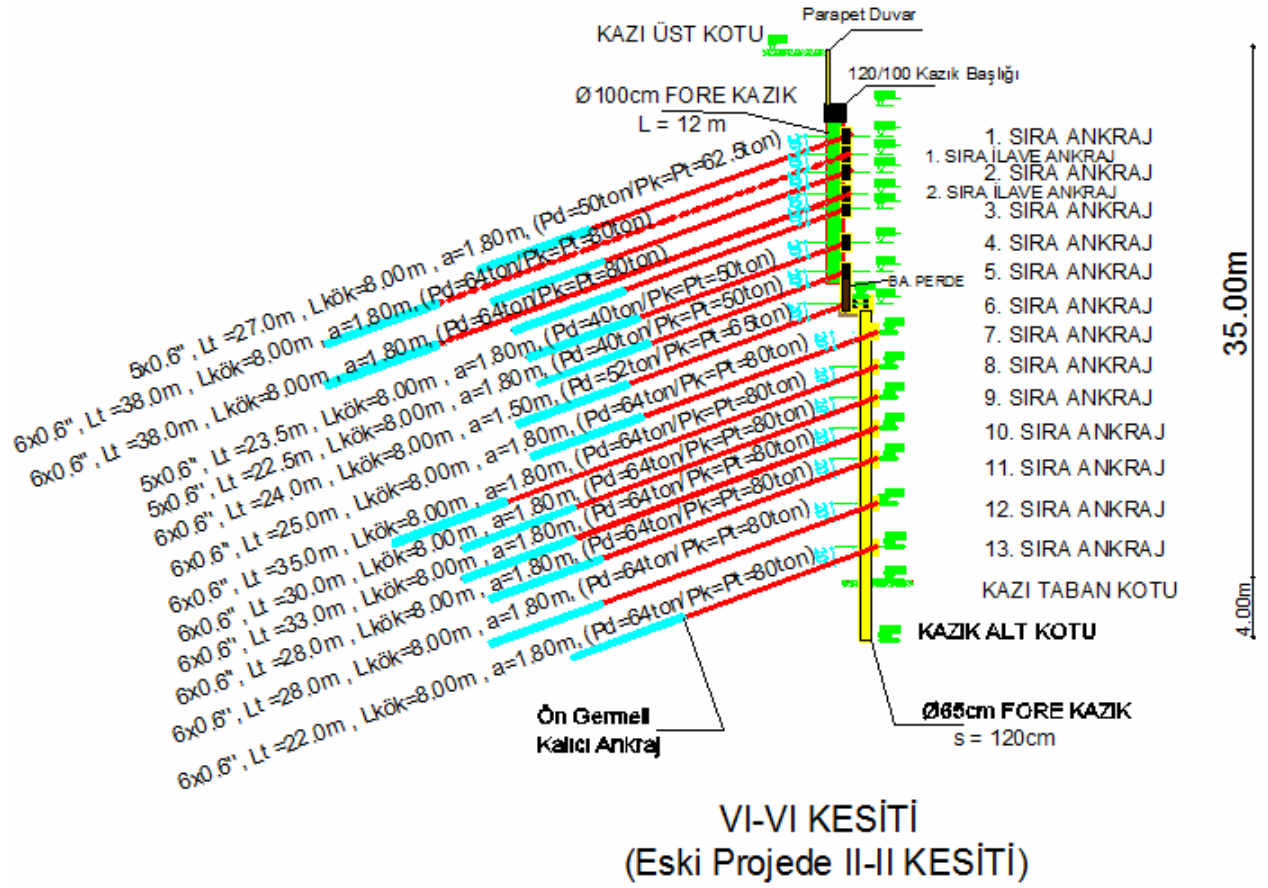
Hesaplamaları tamamlanana iksa projesinin, eski projelerdeki II-II kesitinin geçerli olduğu bölgedeki yeni tip kesit Şekil 6.19 'da görülmektedir.



Şekil 6.19 : Eski projelerdeki II-II kesitinin geçerli olduğu bölgedeki yeni tip kesit

Daha sonra projenin uygulanmasına geçilmiş, bu esnada yapılan gözlemlerde ankraj kök bölgesinin grafitik şistli tabakalar içerisinde kaldığı tespit edilmiştir. Bu nedenle, ankraj köklerinin daha sağlam kaya zonlarında tesis edilmesi; böylelikle grafitik şist içerisindeki kayma düzlemlerinin dışına çıkılması ve sağlam tabakalarda artan adezyon sayesinde ankraj kapasitelerini artırılması hedeflenmiş ve yeni bir proje ile ankraj boyları uzatılmıştır.

İlk projeden bu yana üzerinde kritik değerlendirmeler ve hesaplamalar yapılan, iksanın sorunlu bölgesindeki kesitin nihai hali Şekil 6.20 'de görülmektedir.



Şekil 6.20 : İncelenen tip kesitin nihai hali

6.3.3 Nihai projenin uygulanması ve kazının tamamlanması

Deplasmanların minimize edilmesi ve kazının hızlanması amacı ile yapılmasına karar verilen 65 cm çapındaki fore kazıkların imalatına 2008 Eylül ayı itibariyle başlanmıştır. İksanın Ordu Evi ve Askeri Müze'ye komşu, yaklaşık 250 m uzunluğundaki cephesine, boyları 13 m ila 23 m arasında değişen 267 adet fore kazığın imalatı bir ay gibi kısa bir sürede tamamlanmıştır.

İksa sisteminin Hilton Otopark ve Exhibition Center'a komşu cephelerinde kazı güvenliğini etkileyen bir problem oluşmadığı için kazı ve iksa çalışmaları bu cephelerde hızlandırılmış ve üst yapı çalışmalarını başlatabilecek alanlar elde edilmiştir. Devam eden süreçte üst yapı çalışmaları ile kazı çalışmaları Şekil 6.21 'de görüldüğü gibi eş zamanlı yürütülmüştür.



Şekil 6.21 : Kazı ve üst yapı çalışmalarının eş zamanlı yürütülmesi

İksa uygulaması esnasında imal edilen her bir ankraj için deney prosedürleri TS EN 1537 standartlarında belirtilen esaslara uygun olan kabul deneyleri uygulanmıştır. Yapılan testlerde, servis sınır şartında sünme veya yük kaybı karakteristikleri, ankraj serbest boyu ve ankraj kapasitesi kontrolü hedeflenmiştir. Ön yükleme öncesi enjeksiyon basınç dayanımının minimum 21 MPa (FHWA-IF-99-015) olma şartı göz önünde bulundurularak, ankrajlara ön yükleme yapmak için enjeksiyonun gerekli mukavemete ulaşma zamanı beklenmiştir. Bu bekleme süresi kazının tamamlanması ilgili ön görülen süreyi yakından ilgilendirmiştir. Bu nedenle kazı boyunca bu bekleme süresini indirme çalışmaları yapılmıştır. İlk ankraj imalatlarının yapıldığı 2008 Haziran ayından Ağustos ayına kadarki zaman diliminde germe işlemlerinin başlaması için enjeksiyonun 7 gün boyunca priz alması beklenirken, katkılı enjeksiyon karışımları ve enjeksiyonlama tekniklerinin geliştirilmesi sayesinde, yükleme için beklenen süre gün geçtikçe azaltılmaya başlanmıştır. 2008 Ağustos ayı ile Ekim ayı arasında 5 gün, Ekim ayı ile 2009 Şubat ayı arasında 4 gün bekleme sonucunda ön yükleme işlemi yapılmıştır. 3 günlük enjeksiyon numuneleri (100 mm × 100 mm küp numune) üzerinde yapılan basınç deneylerinde 28-30 MPa'lık basınç dayanımının elde edilmesi üzerine, 2009 Şubat ayı itibarıyla germe işlemleri enjeksiyonlama işleminden 3 gün sonra yapılmaya başlanmıştır. Bu durum, Trakya

Formasyonu'na ait kaya biriminde, uygun enjeksiyon kalitesi altında 85 ton'luk ön germe yüklerinin, 3 günlük enjeksiyon prizine sahip ankrajlara taşınılabileceğinin bir göstergesi olmuştur. 23 Mart 2009 tarihinde son ankrajın ön yüklemesi yapılmış ve ankraj imalatı tamamlanmıştır.

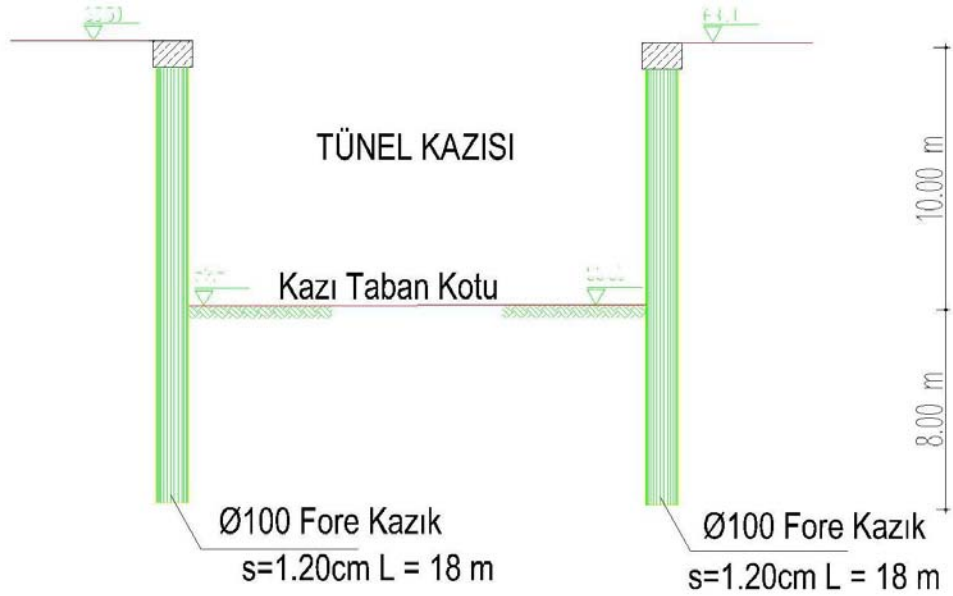
Ankraj ön yükleme sürelerinin gün geçtikçe aşağı çekilmesine rağmen; deplasman kontrollü bir şekilde devam etmesi gereken kazı ilerleyişinde, alınması gereken güvenlik önlemleri ve kış aylarındaki hava koşullarının olumsuz etkisi sonucu zaman zaman yavaşlamalar olmuştur. Özellikle Ocak ve Şubat aylarındaki yoğun yağışlar nedeniyle iksa sistemine bitişik tesislerin bahçelerindeki ve yollarındaki yüzey çatlaklarından su girişi olmuştur. Bu durum; Grovak kayasının ve özellikle grafitik şistli tabakaların ayrışması hızlandırmış, çatlak düzlemi boyunca kayma yüzeylerini yumuşatarak kayma kamasını daha aktif hale getirmiş ve drenajın mümkün olmadığı bölgelerde ilave su basınçların oluşmasına sebep olmuştur. Bu şartlar altında deplasman değerlerinde artış görülmüş ve neticesinde komşu tesislerde deplasmanların olumsuz etkilerine rastlanmıştır. Bu problemin doğurduğu güvenlik zafiyetleri nedeniyle zaman zaman kademe kazıların daha dar anolarda yapılması icap etmiştir. Bu nedenle daha önceki aylarda yapılan çatlak enjeksiyonlama işlemi tekrar edilmiş ve yaklaşık 500 torba (25 ton) çimento ile hazırlanan enjeksiyon ile çatlaklar doldurulmuştur.

2008 Ağustos ayının sonunda yapılan revizyon sonrası planlanan kazı bitirme tarihinde yaklaşık 1.5 aylık bir gecikme olmuş ve kazı çalışmaları 2009 Mart ayının sonlarında tamamlanmıştır. İksa sisteminin oluşturulması için yaklaşık; 2700 adet toplam 65000 m ankraj, 640 adet toplam 10000 m kazık ve 800000 m³ hafriyat yapılmıştır.

6.3.4 Aç-Kapa tünel projesi ve inşası

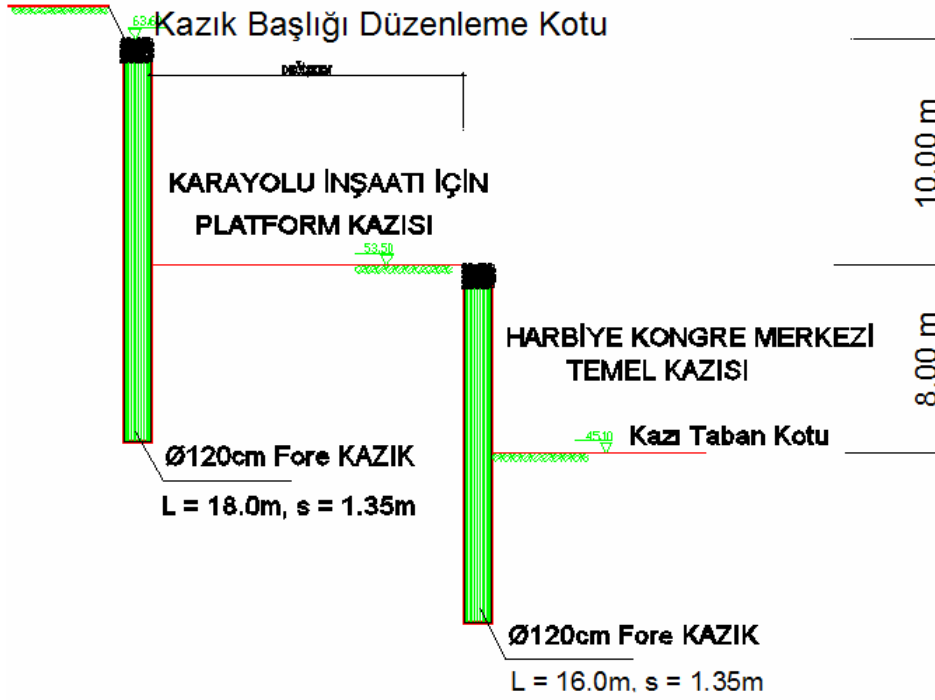
Cemil Topuzlu Açık Hava Sahnesi ile Harbiye Kongre Merkezi Arasında kalan Taşkılla Caddesi'nin yer altına alınması için yapılan "aç-kapa" tünel inşaatı, kazı ve iksa işlerinin bir diğer ayağını oluşturmuştur. Tünelin; en derin noktasının yükseklik 10 m , genişliği 14 m ve uzunluğu 425 m'dir. Tünel kazısı için, çoğunluğu D = 120 cm çapında, 10 m' si konsol çalışan 18 m boyunda S = 1.35 m ara ile yapılan konsol fore kazıklar imal edilmiştir. Hesaplamalarda kazıklara etki eden birim uzunluktaki eğilme momenti değeri 1995 kNm/m olarak bulunmuştur. Bu değer kazık aralığı

(1.35 m) ve geçici sistemler için kullanılan moment büyütme katsayısı 1.3 ile çarpılmış ve 3500 kNm eğilme momentine göre boyuna donatı seçimi yapılmıştır. Gerekli donatı porsantajı % 2 olarak hesaplanmış ve bu donatı alanının sağlayan 36 adet Φ 28 (BÇIII) donatı ile tünel kazıkları donatılmıştır. Konsol kazıkların birlikte çalışması ve kemerlenmesi için kazıklar 100 cm / 140 cm betonarme başlık kirişleri ile kafadan bağlanmışlardır. Tünel tip kesiti Şekil 6.22 ‘de görülmektedir.



Şekil 6.22 : Tünel tip kesiti

Harbiye Kongre Merkezi kazı çukuru ile karayolu tünelinin birbirlerine komşu olduğu bölgede, tünel için yapılan kazının altında temel kazısı yapılabilmesi için $D = 120$ cm çapında, 8 m’ si konsol çalışan, 16 m boyunda $S = 1.35$ m ara ile yapılan konsol fore kazıklar yapılmıştır. Tünel kazısının altında temel kazısının yapıldığı bu bölge ile ilgili tip kesiti Şekil 6.23 ‘de görülmektedir.



Şekil 6.23 : Tünel ile Bina Temel Kazısının Komşu Olduğu Bölgedeki Tip Kesit

Tünel için gereken kazının yapılmasının ardından, konsol kazıkların önünden betonarme perdeler inşa edilmiş ve perdelerin üzerine yerleştirilen precast betonarme kirişlerle tünelin üstü kapatılmıştır. Tünel yüzeyini kaplayacak 1 m genişliğindeki betonarme perdenin temel inşası Şekil 6.24 'de görülmektedir. Fore kazıkların önünde inşa edilen 10 m yüksekliğindeki Şekil 6.25 'da görülen tünel perdelerinin imalatında özel kalıp sistemleri kullanılmış ve derz oluşmaması için betonlama işlemi tek seferde yapılmıştır.

Tünel inşası için yaklaşık; 880 adet toplam 10200 m kazık ve 80000 m³ hafriyat yapılmıştır.



Şekil 6.24 : Tünel temeli inşası



Şekil 6.25 : Tünel perdeleri ve özel kalıplar

6.4 Aletsel Gözlemler

6.4.1 Kullanılan aletsel gözlem teknikleri

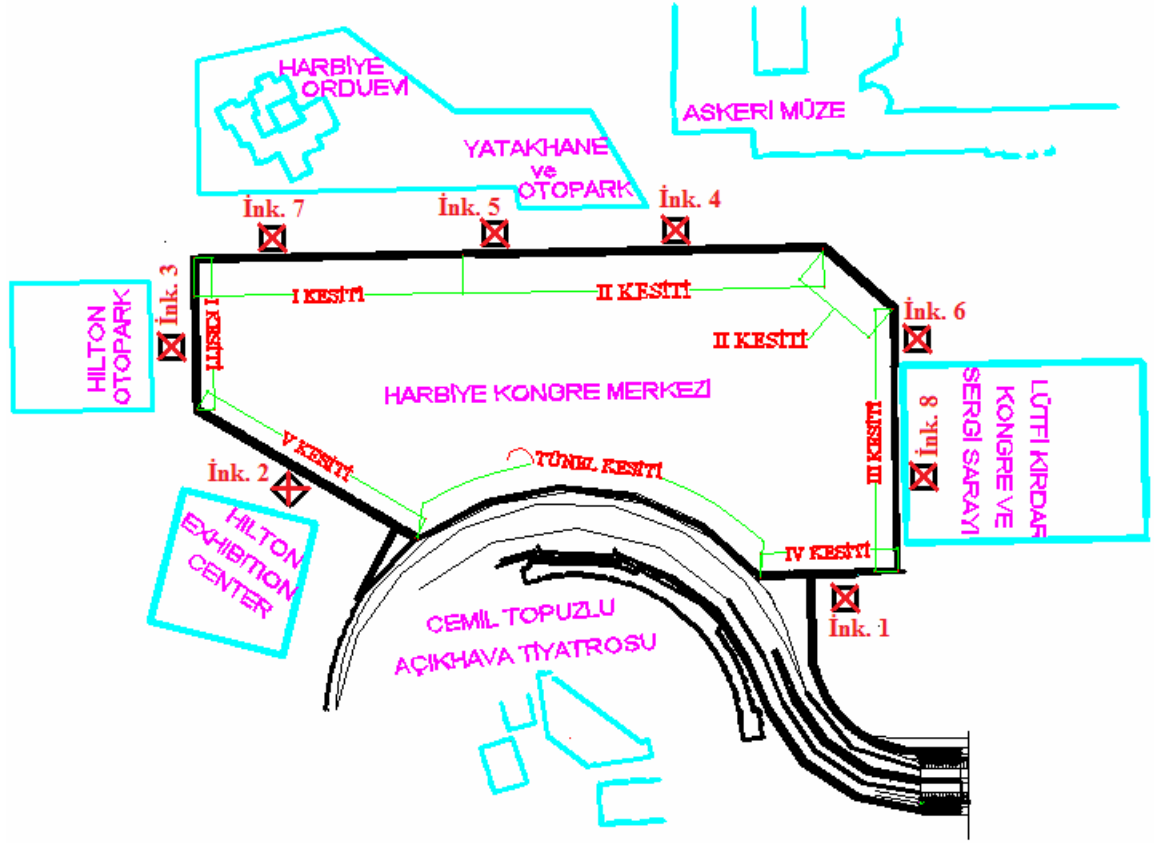
İksa sisteminde mobilize olan deplasmanların ve bu deplasmanların çevre yapılarda yarattığı etkinin tespit edilmesi için yoğun bir aletsel gözlem ağı oluşturulmuştur.

İksa sistemindeki yatay ve düşey deplasmanların tespiti için başlık ve kuşak kirişlerine Şekil 6.26 'de görülen sabit reflektörler yerleştirilmiş ve jeodezik ölçümler yapılmıştır. Ölçüm aleti her ne kadar milimetre hassasiyetinde olsa da, ortam şartlarından dolayı ölçüm hatalarının olabileceği kabul edilmiştir. Bu nedenle ölçümler, daha çok hareket yönü ve mertebesi hakkında bilgi verici olmuştur. Özellikle, mobilizasyon sıkıntıları nedeni ile inklinometre tesisinin gerçekleşmediği dönemlerde jeodezik ölçümler yatay ve düşey deplasmanlar hakkında fikir vermiştir.



Şekil 6.26 : Sabit reflektör

İksa sisteminde oluşan yatay deplasmanlar 8 adet inklinometre ile gözlenmiştir. İnklinometreler, boyları kazı taban kotunun en az 5 m altında olacak şekilde tesis edilmişlerdir. İnklinometrelerin plandaki yerleşimi Şekil 6.27 'de görülmektedir.



Şekil 6.27 : İnklinometrelerin yerleşimi

İksa sisteminde oluşan yatay ve düşey deplasmanlar, genellikle geliş güzel dolgular üzerinde inşa edilen kazı çukuruna komşu tesislerin tekil temellerinde farklı oturumların oluşmasına sebep olmuştur. Bu farklı oturumlar neticesinde binalarında (tilt) dönme hareketleri oluşmuştur. Oluşan dönmelerin ölçülebilmesi amacı ile, başta Harbiye Ordu Evi olmak üzere, Askeri Müze ve Lütfi Kırdar Kongre Merkezi kat döşemelerine toplam 19 adet Şekil 6.28 'de görülen sabit tiltmetre plakası yerleştirilmiştir. Tiltmetre ölçümleri belli periyotlarla, RST Instruments Ltd. firmasının $\pm 15^\circ$ ölçüm aralığına, $\pm 0.0025\text{mm/m}$ hassasiyete sahip MEMS (mikro elektro mekanik sistem) inklinometre sensörüne sahip ICTS0004 taşınabilir tiltmetresi ile yapılmıştır (Enar, 2009 c) .



Şekil 6.28 : Sabit tiltmetre plakası

Askeri Müze’de gözlenen dönme hareketlerinin yanı sıra, oturmalarında gözlenebilmesi için binanın iksa sistemine en yakın olduğu bölgesinde manyetik oturma kolonu tesis edilmiş ve kazı işlerinin tamamlanması sonrası oturmaların devam edip etmediği gözlenmiştir. Manyetik oturma kolonunun yerleştirilmesi için, oturmaların teorik olarak sıfır kabul edileceği ve referans noktası niteliği taşıyan “datum magnet”in yerleştirileceği 41 m derinliğine kadar sondaj yapılmıştır. Tesis noktasından yatay deplasman ölçümü de yapabilmek için, Şekil 6.29 ‘da görülen reflektör niteliğine sahip spider magnetler inklinometre borusunun etrafına yerleştirilerek sondaj kuyusuna indirilmiştir.



Şekil 6.29 : Manyetik oturma kolonu reflektörü (spider magnet)

Kazıya komşu tesislerde, oturma ve dönmeye bağlı, yapısal olmayan çatlaklar oluşmuştur. Bu çatlakların gözlenebilmesi için Şekil 6.30 'da görülen sabit çatlak ölçerler kullanılmıştır.



Şekil 6.30 : Çatlak ölçer

6.4.2 Aletsel gözlemlerle ilgili yorumlar

Mobilizasyon sıkıntıları sonucu inklinometre tesisinin gecikmesi nedeniyle, inklinometre ölçümlerine 2008 Ağustos ayında başlanmıştır. Bu nedenle kazının ilk 3 aylık kısmındaki ve 07 Ağustos 2009’da oluşan yatay deplasmanlar inklinometre sonuçlarına yansıyamamıştır. Bununla birlikte, inklinometre borularında oluşan tahribatlar ve inklinometre ölçüm aletinden kaynaklanan sıkıntılar nedeni ile muhtelif zamanlarda yeniden referans okuması alınması gerekmiştir. Bu olumsuz koşullardan dolayı inklinometre sonuçları tek bir grafikte toplanamamış ve bir çok inklinometre sonucu düzenli olarak raporlanamamıştır. Kazının kritik bölgelerinde oluşan toplam deplasman, inklinometre tesisi öncesi yapılan jeodezik ölçümler ve tahmini deplasman değerleri ile farklı aletlerle yapılan inklinometre ölçüm sonuçlarının toplanması ile elde edilmiştir.

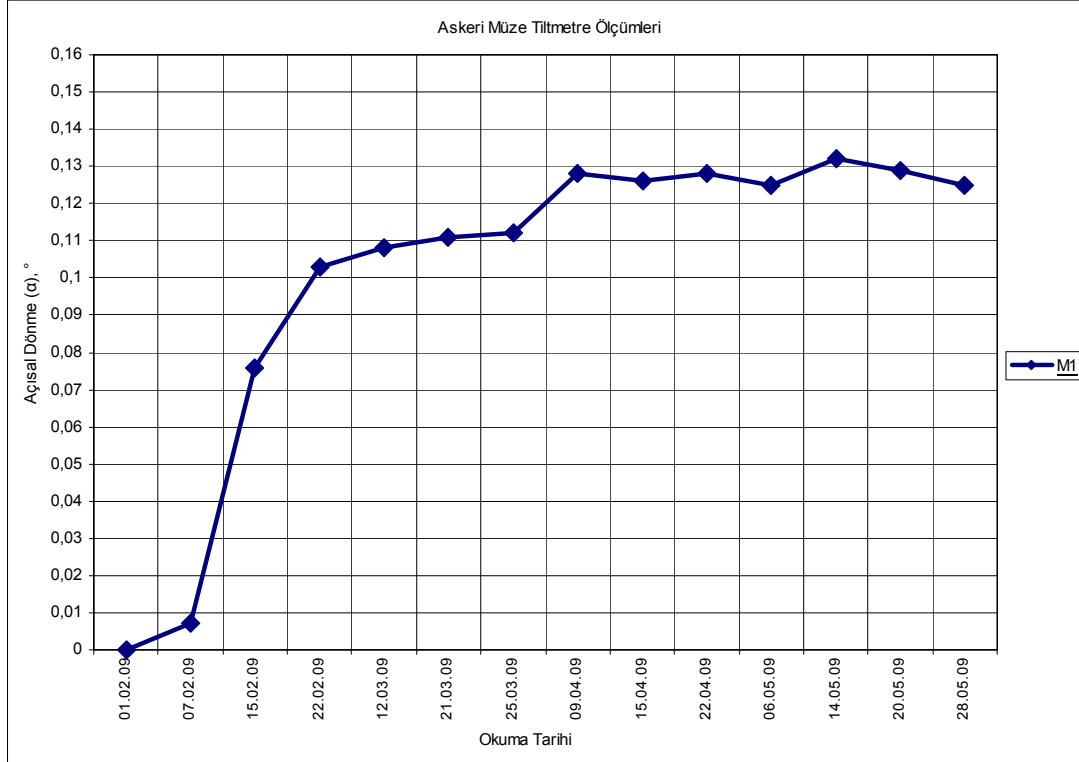
İnklinometre ölçümlerinin başladığı 2008 Ağustos ayı ile 2009 Şubat ayının sonuna doğru yapılan, Ekler’deki Şekil E.1 ‘de görülen 4 numaralı inklinometre ölçümleri incelendiğinde, kazı çukuru içine oluşan maksimum yatay deplasman değerinin 70 mm mertebesinde olduğu görülmektedir. 2009 Mart ayında kazının tamamlanması ve 2009 Mayıs ayına kadar üst yapının yükselmesi esnasında, başka bir inklinometre cihazı ile Ekler’deki Şekil E.2 ‘da görülen 10 mm yatay deplasman ölçülmüştür. 07 Ağustos 2008 tarihinde yapılan yanlış kazı çalışması sonucu, iksa sisteminin Ordu Evi er yatakhanelerinin hizasındaki yatay deplasmanının yaklaşık 80 mm mertebesinde olduğu jeodezik ölçümler sonucu tahmin edilmiştir. Bu sonuçlar altında, kazı boyunca oluşan en büyük toplam yatay deplasman değerinin, 4 numaralı inklinometrenin bulunduğu bölgede, yaklaşık 170 mm olduğu kabul edilebilir. Bu deplasman değerinin % 0.5 H (H kazı derinliği) mertebesinde olduğu görülebilir. Bu da ilk hesaplamalarda bulunan 18 mm değerinin ve müsaade edilebilir sınırların üzerindedir. Hesaplanan ile gerçek deplasman değerleri arasında bu farkın nedeni; yukarı bölümlerde bahsedilen, hesaplamalarda ön görülemeyen ve kazı metodolojisinden kaynaklanan stabilite kayıplarına bağlanmıştır. Hilton Exhibition Center’a komşu cephede başından sonuna kadar aynı ölçüm cihazı ile yapılabilen deplasman ölçümleri bu görüşü destekler niteliktedir. Zira bu cephe önündeki kazıda grafitik şistli tabakalara rastlanmamış ve kazı herhangi bir olumsuz saha ve uygulama koşulundan etkilenmeden tamamlanmıştır. 2008 Ağustos ayında ölçümlere başlanmış ve sonrasındaki 5 ayda toplam 23 m kazı yapılmış ve Ekler’deki

Şekil E.3 ‘da verilen 2 numaralı inklinometre sonuçlarında görüldüğü gibi toplamda 17 mm yatay deplasman gözlenmiştir. Bu değer hesaplamalarda bulunan değerle neredeyse birebir örtüşmektedir.

Kazı esnasında oluşan problemlere rağmen, alınan önlemler sayesinde kazı hızında bir yavaşlama olmaması ve iksa sistemi arkasındaki kamanın aktifliği düşünüldüğünde, gözlenen deplasmanların makul mertebelerde olduğu kanaatine varılmış ve kazı devam ettirilmiştir. Deplasman artışları kazı yapılmasına büyük bir engel teşkil etmemesine rağmen, iksanın servis ömrü açısından soru işaretleri doğurmuştur. Bununla beraber aynı oranda komşu tesislerde de yapısal olmayan çatlakların görülmesinden dolayı iksa sisteminin kazı boyunca kendisini tutabileceği fakat uzun vadede güvenlik için bina ile desteklenmesine karar verilmiştir. Bu nedenle mimari ve statik projede değişiklikler yapılmış, bina perdeleri güçlendirilmiş ve ilave tedbirler alınmıştır. Bina ile 65 cm çapındaki fore kazıkların arasına grobeton dolgu yapılmıştır. 65 cm çapındaki kazıkların üstündeki kısımlarda ise bina kolon aksları hizasında iksaya dayanan betonarme ara perdeler inşa edilmiştir.

Harbiye Ordu Evi’ne komşu kazı çukuru cephesindeki yatay deplasmanların ölçülmesi için tesis edilen 4 numaralı inklinometreye ait Ekler’de verilen Şekil E.1 ‘deki sonuçlar incelendiğinde; 09.02.2009 tarihine kadar yaklaşık 3’er günlük periyotlarla yapılan ölçümlerde, her ölçüm aralığında 1 ila 3 mm mertebesinde yatay deplasmanların olduğu ve toplam deplasman değerlerinin 6 aylık zaman zarfı içinde 35 mm’ye ulaştığı görülmektedir. Bu zaman zarfı esansında 14 m’lik bir ilave kazı ile kazı derinliğinin 28 m ye ulaştığı düşünülürse bu deplasman değerinin toleranslar dahilinde olduğu söylenebilir. Ani deplasman artışları olmamış deplasmanlar kontrol altında tutulmuştur. Sonuçta, kazı hızını kesmeden deplasmanların kontrol altına alınması için yapılan proje revizyonlarının işe yaradığı görülmüştür. Bir sonraki okuma değeri olan 14.02.2009 tarihine kadar geçen 5 günlük sürede 20 mm’ye varan deplasmanın oluşma sebebinin, yoğun yağmur yağışı ile birlikte eş zamanlı yürütülen kademe kazısından kaynaklandığı düşünülmüştür. Bu nedenle, iksa sistemi arkasındaki tesislerin yol bahçe vs. gibi bölgelerinde oluşan yüzey çatlakları enjeksiyonla doldurulmuş, çatlaklardan yağmur suyu girişi önlenmiş, kademe kazıları daha dikkatli yapılmış ve deplasmanlar yeniden kontrol altına alınmıştır.

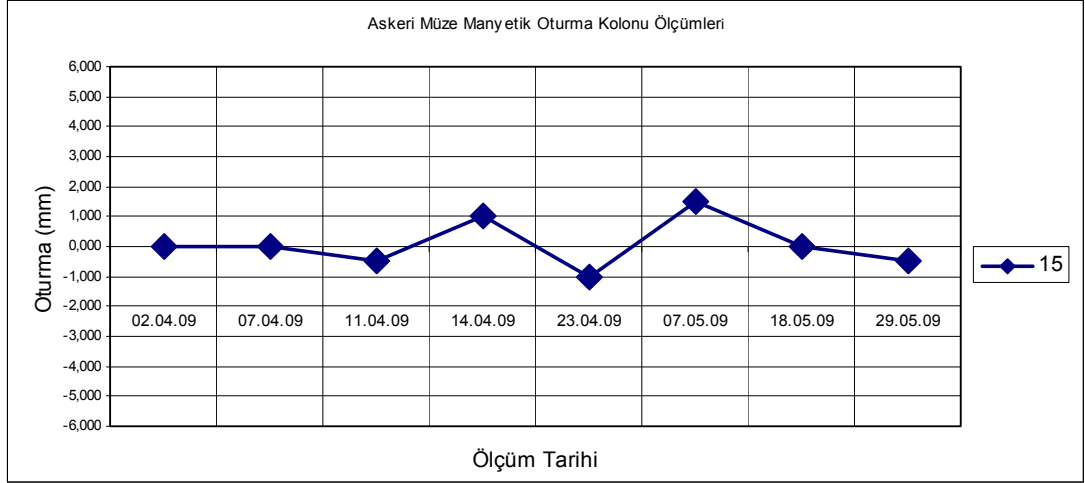
4 numaralı inklinometrenin bulunduğu bölgedeki deplasmanlardan en çok etkilenen bina Askeri Müze olmuştur. İksa sistemindeki deplasmanların etkisi ile Askeri Müzede kazı içerisine doğru oluşan dönmelerin eş zamanlı arttığı görülmektedir. Özellikle, yukarıda bahsi geçen 2009 Şubat ayında artan deplasmanların Askeri Müze’de dönme hareketine yol açtığı Şekil 6.31 ‘deki tiltmetre ölçüm sonuçlarından görülebilir. Grafikte görüldüğü gibi dönme hareketi deplasmanların artması ile artmış, kazının tamamlanması ve binayla desteklenmesi ile birlikte sabitlenmiştir.



Şekil 6.31 : Askeri Müze’de yapılan tiltmetre ölçüm sonuçları

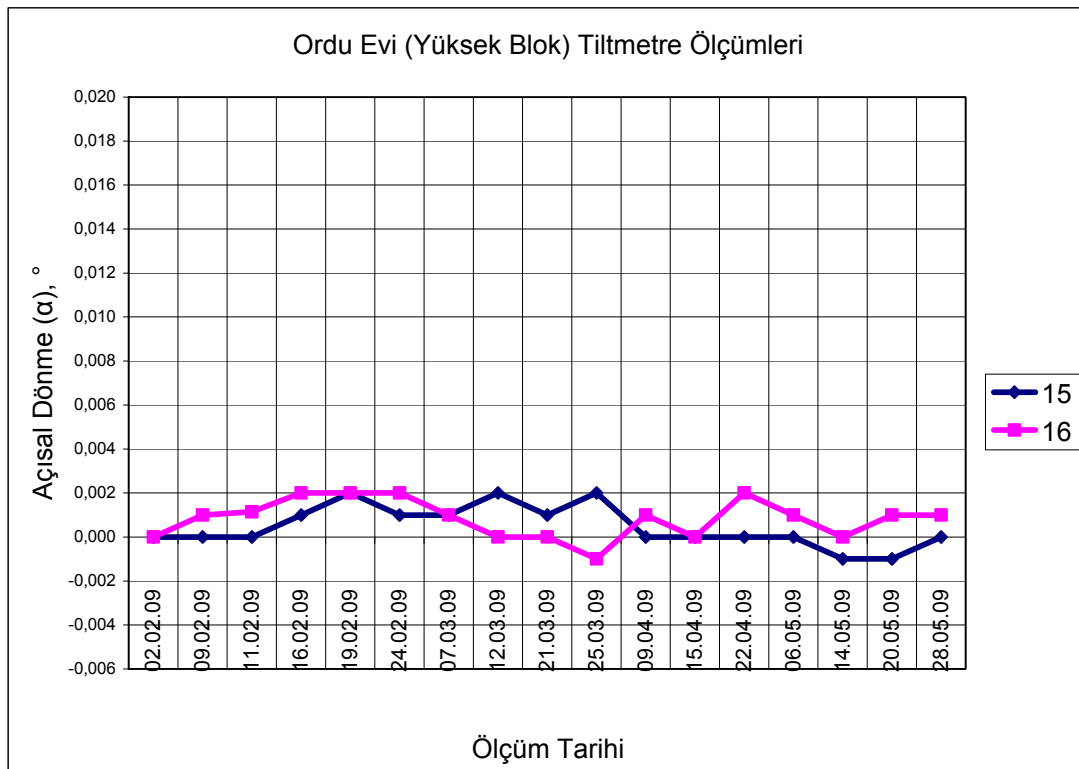
Askeri Müze hizasındaki kazının tamamlanması ve Harbiye Kongre Merkezi’nin yükselmesi ile birlikte, Askeri Müze’deki oturmaların da sona erdiğinin teyit edilmesi için manyetik oturma kolonları arayıcılığıyla oturma ölçümleri yapılmıştır. 02 Nisan 2009 tarihi ile 29 Mayıs 2009 tarihleri arasındaki süre boyunca belli aralıklarla yapılan ölçüm sonuçları Şekil 6.32 ‘deki grafikte görülmektedir. Ölçüm sonuçları incelendiğinde, oturma değerlerinin 1 mm ile -1 mm arasında bir salınım yaptığı görülmektedir.

Ölçüm aletinin yaklaşık ± 2 mm hassasiyete sahip olduğu göz önünde bulundurulduğunda, 2009 Nisan ayında kazı çalışmalarının tamamlanması ile birlikte Askeri Müze Binası'nda pratik anlamda bir oturmanın oluşmadığı görülmektedir. Eş zamanlı yapılan tiltmetre ölçümlerinde de pratik anlamda bir dönme hareketine rastlanmaması, oturma ile dönme arasında doğru orantılı bir ilişki olduğunu göstermiştir.



Şekil 6.32 : Askeri Müze’de yapılan oturma ölçüm sonuçları

Deplasmanlara bağılı dönme hareketinin doğurabileceği olumsuz etkilerden, kazı çukuru çevresindeki tesislerin arasında en çok Harbiye Ordu Evi Yüksek Blok’undan çekinilmiştir. Bu nedenle yüksek bloğa yerleştirilen 2 adet sabit tiltmetre plakası üzerinde tiltmetre ölçümleri yapılmıştır. Şekil 6.33 ‘deki grafikte verilen ölçüm sonuçları incelendiğinde 3 ay boyunca yapılan ölçümlerde, dönmenin 0.002° ila -0.001° değerleri arasında bir salınım yaptığı görülmektedir. Bu sonuçlar; yüksek blok hizasındaki iksa sisteminde alınan önlemler ve deplasman kontrollü yürütülen kazı sayesinde iksa sistemine yaklaşık 40 m uzaklıkta yer alan binada dönmenin meydana gelmediğini göstermektedir.



Şekil 6.33 : Harbiye Ordu Evi Yüksek Blok’u tiltmetre ölçüm sonuçları

7. SONUÇLAR

Bu tez çalışmasında öncelikle; derin kazıların getirisi ve götürüsü üzerine tipik örnekler verilmiş ve uygulama karar aşamasında göz önünde bulundurulması gereken ana faktörlere değinilmiştir. İksa projesinin hazırlanması ve uygulanması için gereken safhalar ana hatları ile anlatılmıştır. Ülkemizde, bu safhalardan geçilerek yapılmış derin kazılardan örnekler verilmiştir.

Zemin araştırmaları, her geoteknik problem de olduğu gibi, derin kazılarda da ön sırayı almaktadır. Zira problemin ana kaynağı ve çözümleri zeminle bire bir ilişkilidir. Kazıyı etkileyecek derinliğe kadar zeminin; profilinin, özelliklerinin ve kazı esnasındaki davranışını belirlemek çok önemlidir. Bu nedenle; seçilecek arazi deneylerinin yüzeysel olmaması ve yine bunların zeminin özelliklerinin, kazı derinliği boyunca belirlenmesini sağlayacak nitelikte olması gerekmektedir. Arazi deneylerinde özellikle, kazı derinliği boyunca değişen zemin profili, yanal toprak basıncı ve kayma mukavemeti ile ilgili verilerin elde edilmesi ve laboratuvar deneyleri için örselenmiş ve örselenmemiş numuneler alınması hedeflenmelidir. Bu kapsam içerisine giren arazi deneylerinden, derin kazılar için zemin araştırmaları bölümünde bahsedilmiştir.

Newton'un üçüncü yasası gereği doğada dengenin oluşabilmesi için etki-tepki kuvvet eşitliğinin sağlanması gerekmektedir. İksa sistemi üzerindeki yükler bu yasanın etki ayağını oluşturmaktadır. Bu etkilerin en önemlisi şüphesiz ki yanal toprak basıncıdır. Tez çalışmasında; yatayda desteksiz bir kazıda oluşan yanal toprak basınçlarının klasik teorilerle (Rankine ve Coulomb) kolaylıkla hesaplanabildiği, yatayda destekli kazılarda ise hesabın daha karmaşık olduğuna değinilmiştir. Yatayda destekli sistemlerde oluşan toprak basıncı dağılımı ve büyüklüğünün; zemin cinsi ve destekleme şekline göre her kazı aşamasında farklı farklı şekillenebildiği ve bu nedenle karmaşık bir hal aldığı sonucuna ulaşılmıştır. Bu doğrultuda çeşitli araştırmacıların yaptıkları kabuller ve araştırmalarla hesap kolaylığı sağlayan dağılımlardan bahsedilmiştir.

Yukarıda bahsi geçen yasa'nın tepki ayağını iksa sistemi yapısal destek elamanları oluşturmaktadır. Bunlar düşey ve yanal destek elemanları olarak iki ana başlıkta incelenmiştir. Yapılan incelemelerde, destek elamanlarının tercih sebepleri, dizayn esasları ve imalat yöntemleri üzerinde durulmuştur. Destek elemanlarının dizaynı ve imalatı esnasında sıklıkça sorulan sorular, yabancı ve yerli standartlar yardımı ile cevaplanmaya çalışılmıştır.

Derin kazı sistemleri ile ilgili yapılan bu teorik çalışmaların ardından, uygulaması tamamlanmış Harbiye Kongre Merkezi derin temel kazısı üzerindeki incelemelerden bahsedilmiştir. Yapılan incelemelerden aşağıda sıralanan sonuçlar çıkarılmıştır:

- Trakya formasyonun heterojen yapısının kazı ve iksa işlerini önemli ölçüde etkilediği görülmüştür. Özellikle, kayadan çok zemin özelliği gösteren, atmosfer etkisi ile kolaylıkla ayrışan, sağlam kaya tabaklarının arasında yer alarak makaslama zonları oluşturulan grafitik şistli tabakların iksa sisteminin güvenliğini önemli ölçüde etkilediği ve kazı ilerleyişini aksattığı görülmüştür. Örneğin, hesaplamalarda ön görüldüğü gibi grafitik şiste rastlanmayan bölgelerde hesaplanan yatay deplasmanların yerinde ölçülen yatay deplasmanlarla üst üste düştüğü ve yaklaşık 18 mm mertebesinde olduğu görülmüştür. Grafitik şistli tabakalara rastlanan bölgelerde, kazı metodolojisinde hata yapılması ile birlikte, hesaplanan 18 mm değerinin aksine 170 mm mertebesinde yatay deplasman olduğu görülmüştür. Bu durum; ne kadar yoğun zemin araştırması ve ne kadar uygun proje ve imalat yapılırsa yapılsın, zeminin her zaman bilinmezliklerle dolu olduğunun ve bu nedenle derin kazılarda kazı metodolojisinin çok iyi belirlenmesi ve belirlenen metotların dışına çıkılmaması gereğinin bir göstergesi olmuştur.
- Kendini tutamayan zeminlerde ve atmosfer etkisi ile rahatlıkla ayrışan kayalarda yapılan kazılarda, düşey destek elemanın sürekli olmasının deplasmanların kontrolünü artırdığı görülmüştür. Zira 2008 Ağustos ayında oluşan büyük mertebeli yatay ve düşey deplasmandan sonra, düşey elemanın kademeli betonarme perdeden, fore kazığa döndürülmesi ile deplasmanlar kontrol altına alınabilmiş, kazı devam ettirilebilmiş ve tamamlanmıştır.
- 2008 Ağustos ayında oluşan ve değeri 8 cm'yi bulan düşey ve yatay hareketlerin, ön görülen kayma düzleminin daha geniş düzlemlere taşıdığı,

iksa sistemi arkasında kazıya paralel ve gittikçe kazı çukurundan uzaklaşan çekme çatlaklarının oluşmasından anlaşılmıştır. Kazının ilerleyen sürecinde; kamaları sıyrılan, plakaları ile kuşak kirişi arasında teması kesilen ve yükü boşalan ankrajlara rastlanması, bu savı desteklemiştir. Bu gözlemler neticesinde; aşırı deplasmanların meydana geldiği 2008 Ağustos ayında, kazının ilerleyen sürecinde bu tarz problemlerin oluşabileceği ön görüsü ile geri dolgu yapıp, kök bölgeleri daha geniş kayma düzlemlerinin dışında kalacak ilave ankrajların üst sıralardaki kuşak kirişleri arasından imal edilmesinin, güvenliğin artırılması açısından ne denli doğru bir eylem olduğu anlaşılmıştır.

- 2008 Ağustos ayındaki aşırı deplasmanlarla oluşan olumsuz tablo, kazı metodolojisi ve projede yapılan değişikliklerle ve ilave önlemlerle giderilmiş ve kazıya devam edilmiştir. Fakat, deplasmanlardaki ilerleyiş ve deplasmanların çevre tesislerde bıraktığı etkiler; proje değişiklikleri ve alınana önlemlerin sadece kazının tamamlanabilmesi için gerekli güvenliğin sağlanmasından öteye gidemediğinin bir göstergesi olmuştur. Bu da; ne kadar önlem alınırsa alınsın, 250 m genişliğinde 35 m derinliğindeki bir iksa cephesinde ani bir şekilde vuku bulan 8 cm mertebesindeki yatay ve düşey deplasmanın; kayma kamasını aktif hale getirdiğinin ve ön görülenden daha geniş düzlemlerden geçmesine neden olarak sistemin güvenliğini önemli ölçüde azalttığının ve uzun vadede sistemin kendi içerisinde stabil kalmayacağı bir göstergesi olarak karşımıza çıkmıştır. Bu husus doğrultusunda kazının tamamlanması ile birlikte uzun vadede stabilite sağlamak amacı ile iksa sisteminin üst yapı ile desteklenmesi gerekmiştir. Buradan; özellikle kalıcı iksalı kazıların, deplasman kontrollü bir şekilde ve kayma kamasını mümkün olduğunca aktif hale getirmeden yapılması sonucu çıkmıştır.
- İksa sisteminde oluşan deplasmanların artışı ile komşu binalarda dönme ve oturma arttığı, aletsel gözlemlerle saptanmıştır. Kazının tamamlanması, üst yapının yükselmesi ve iksa sisteminin desteklenmesi ile birlikte deplasmanlar sonlanmış ve dolayısı ile komşu binalardaki dönme ve oturma ortadan kalkmıştır.

- İnklinometre tesisinde geç kalınması ve kazı esnasında bazı inklinometre borularının muhafaza edilememesi nedeniyle, kazı esnasında oluşan toplam deplasman net olarak ölçülememiş ve sonuçlar tek bir veride toplanamamıştır. Bunun neticesinde yatay deplasman sonuçlarının yorumlanması güçleşmiş ve bazı ölçümlerin sürekliliği sağlanamamıştır. Bu aksaklıklar düşünüldüğünde, inklinometrelerin kazı öncesinden tesis edilmesinin ve kazı esnasında muhafaza edilmesinin ne kadar önemli olduğu sonucuna varılmıştır.
- İmal edilen ankrajların her birine kabul deneyi ile birlikte ön yükleme uygulanmıştır. Kazının son aylarında ön yükleme yapmak için gereken enjeksiyon priz alama süresi, enjeksiyon mukavemeti ve imalat kalitesi göz önünde bulundurularak 3 güne indirilmiş ve 85 ton'luk ön germe yükleri altında ankrajlar kilitlenebilmıştır. Buradan; İstanbul grovağı olarak bilinen kaya biriminde uygun enjeksiyon ve imalat kalitesi ile 3 günlük enjeksiyon priz alma süresi sonunda, ankrajlara 85 ton yük taşıtılabildiği sonucu çıkmıştır.

KAYNAKLAR

- Baguelin, F., Jexequal, J. F. and Shields, D. H.,** 1978. The Pressuremeter and Foundation Engineering, Trans. Tech. Publication.
- Birand, A.,** 2006. Duvarlar, Teknik Yayınevi, Ankara.
- Borusan Mannesmann,** 2007. Spirally Welded Steel Line Pipe Catalogue, İzmit.
- Bowles, J. E.,** 1997. Foundation Analysis and Design, MacGraw–Hill Companies Inc., New York.
- BS 8002,** 1994. Code of Practice for Earth Retaining Structures, *British Standards*, London.
- BS 8004,** 1986. Code of Practice for Foundations, *British Standards*, London.
- BS 8081,** 1999. Specification of Permanent Ground Anchor for Retaining Structure, *British Standards*, London.
- BS EN 14199,** 2005. Execution of Special Geotechnical Works-Micropiles, *British Standards*, London.
- Campanella, R.G., Robertson, P.K., Gillespie, D. and Rice, A.,** 1986. To Measure In-Situ Shear Wave Velocity, *ASCE*.
- Celep, Z., Kumbasar, N.,** 2005. Betonarme Yapılar, Dördüncü Baskı, İstanbul.
- CGS.,** 1992. Canadian Foundation Engineering Manual 3rd Ed., Canadian Geotechnical Society, Bitech, Vancouver.
- Coduto, D. P.,** 1999. Geotechnical Engineering: Principles and Practices, Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River.
- Coduto, D. P.,** 2001. Foundation Design: Principles and Practices, Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River.
- Deere, D. U.,** 1964. Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes, *Rock Mechanics and Engineering Geology*, Vol. 1, No. 1.
- ENAR Müh. Mim. ve Dan. LTD. ŞTİ.,** 2006 a. Edip Uluslararası Gayrimenkul ve Turizm A.Ş. Edip Alışveriş Merkezi ve Edip Rezidans Zemin ve Temel Mühendisliği Değerlendirme Raporu, İstanbul.
- ENAR Müh. Mim. ve Dan. LTD. ŞTİ.,** 2006 b. Edip Uluslararası Gayrimenkul ve Turizm A.Ş. Edip Alışveriş Merkezi ve Edip Rezidans Temel Kazısı ve İksa Sistemi İnşaatı İşleri Teknik Şartnamesi, İstanbul.
- ENAR Müh. Mim. ve Dan. LTD. ŞTİ.,** 2007 a. İstanbul İli Şişli İlçesi Ortaköy Mahallesi 93 Pafta 1759 Ada 8 – 9 – 10 – 58 Parsel Harbiye Kongre Merkezi Zemin Etüdü ve Geoteknik Değerlendirme Raporu, İstanbul.
- ENAR Müh. Mim. ve Dan. LTD. ŞTİ.,** 2007 b. İstanbul İli Şişli İlçesi Ortaköy Mahallesi 93 Pafta 1759 Ada 8 – 9 – 10 – 58 Parsel Harbiye Kongre Merkezi İksa Sistemi Proje Hesap Raporu, İstanbul.

- ENAR Müh. Mim. ve Dan. LTD. ŞTİ.**, 2008 a. Anthill Rezidans ve Çarşı Projesi Derin Temel Kazısı, Zemin Çivisi Testi Teknik Şartnamesi, İstanbul.
- ENAR Müh. Mim. ve Dan. LTD. ŞTİ.**, 2008 b. Harbiye Kongre Merkezi İksa Sistemi Proje Hesap Raporu, İstanbul.
- ENAR Müh. Mim. ve Dan. LTD. ŞTİ.**, 2008 c. İstanbul İli Şişli İlçesi Ortaköy Mahallesi 93 Pafta 1759 Ada 8 – 9 – 10 – 58 Parsel Harbiye Kongre Merkezi İksa Sistemi Proje Hesap Raporu Rev.01, İstanbul.
- ENAR Müh. Mim. ve Dan. LTD. ŞTİ.**, 2008 d. Harbiye Kongre Merkezi İksa Sisteminde Gözlenen Deplasmanlar ve Alınan Önlemler Hakkında Teknik Rapor, İstanbul.
- ENAR Müh. Mim. ve Dan. LTD. ŞTİ.**, 2009 a. Çolakoğlu Metalurji A.Ş. Dilovası Demir ve Çelik Tesisleri Tufal Havuzu Geoteknik Değerlendirme Raporu, İstanbul.
- ENAR Müh. Mim. ve Dan. LTD. ŞTİ.**, 2009 b. Çolakoğlu Metalurji A.Ş. Dilovası Demir ve Çelik Tesisleri Sac Üretim Merkezi Tufal Havuzu Kesişen Fore Kazıklı Perde Teknik Şartnamesi, İstanbul.
- ENAR Müh. Mim. ve Dan. LTD. ŞTİ.**, 2009 c. Harbiye Orduevi Tiltmetre Okumaları Hakkında Teknik Rapor, İstanbul.
- FHWA0-IF-03-017**, 2003. Geotechnical Engineering Circular No.7: Soil Nail Walls, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- FHWA-DP-68-1R**, 1988. Permanent Ground Anchors, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- FHWA-IF-99-015**, 1999. Geotechnical Engineering Circular No.4: Ground Anchors and Anchored Sytems, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- FHWA-RD-75-128**, 1976. Lateral Support Systems and Underpinning, Vol. I. Design and Construction, Washington, D.C..
- FHWA-RD-75-129**, 1976. Lateral Support Systems and Underpinning, Vol. II. Design Fundamentals, Washington, D.C..
- FHWA-RD-75-130**, 1976. Lateral Support Systems and Underpinning, Vol. III. Construction Methods, Washington, D.C..
- FHWA-SA-97-070**, 2000. Micropile Design and Construction Guidelines, Implementation Manual, Washington, D.C..
- İyisan, R.**, 2008. Arazi Deneyleri ve Değerlendirilmesi, İTÜ *Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Yüksek Lisans Ders Sunumları*, İstanbul.
- Kayabalı, K., Çetin, H. ve Arman, H.**, 2005. Jeoteknik Saha İncelemesi, Ankara.
- Kayabalı, K., Mollamahmutoğlu, M.**, 2006. Geoteknik Mühendisliği İlkeler ve Uygulamalar, Gazi Kitabevi., Ankara.
- Muromachi, T.**, 1974. Experimental Study on Application of Static Cone Penetrometer to Subsurface Investigation of Weak Cohesive Soils, ESOPT I Vol 2:2, Stockholm.

- NAVFAC Design Manuals 7.1 and 7.2**, 1988. Foundations and Earth Structures, Department of Navy, Alexandria, VA.
- Ordemir, İ.**, 1984. Foundation Engineering, METU, Ankara.
- Puller, M.**, 2003. Deep Excavations: A Partical Manual 2nd ed., London.
- Sağlamir, A.**, 1996. Arazi Deneylerinin Geoteknik Tasarımda Kullanılması, *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Türk Milli Komitesi Ord. Prof. Dr. ING.A. Hamdi PEYNİRCİOĞLU Konferansı*, İzmir.
- Sağlamir, A.**, 2005. Taş Yapı İnşaat Mecidiyeköy 298 Pafta 2524 Ada 1-2 Parsel Temel Kazısı İksa Sistemi Hakkında Geoteknik Değerlendirme Raporu, İTÜ, İstanbul.
- Sağlamir, A.**, 2007. İstanbul İli, Şişli İlçesi, Cumhuriyet Mahallesi 144 Pafta, 994 Ada, 13 – 47 Parsellerde İnşa Edilecek Avm Derin Temel Kazısı ve İksa Sistemi Hakkında Sistem Raporu, İTÜ, İstanbul.
- Schmertmann, J. H.**, 1978. Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design. Report No. FHWA-TS-78-2009. U.S. Department to Transportation. Washington, D.C..
- Terzaghi, K., Peck, R. B. and Mesri, G.**, 1996. Soil Mechanics in Engineering Practice, 3rd ed., Wiley, New York.
- Terzaghi, K., Peck, R. B.**, 1967. Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd ed., Wiley, New York.
- TS 3168 EN 1536**, 2001. Özel Jeoteknik Uygulamalar: Delme (Fore)-Kazıklar- (Yerinde Dökme Betonarme Kazıklar), *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- TS EN 1537**, 2001. Özel Jeoteknik Uygulamalar: Zemin Ankrajları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- TS EN 1538**, 2001. Özel Jeoteknik Uygulamalar: Diyafram Duvarlar, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- Tschebotarioff, G. P.**, 1973. Foundation, Retaining and Earth Structures, 2nd Ed., McGraw-Hill, New York.
- Tunç, A.**, 2002. Yol Mühendisliğinde Geoteknik ve Uygulamaları, Atlas Yayın Dağıtım, İstanbul.
- Yıldırım, S.**, 2004. Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı, Birsan Yayınevi, İstanbul.

EKLER

EK A : Farklı; beton sınıfı, donatı oranı ve çapta imal edilen fore kazıkların eğilme momenti taşıma kapasiteleri

EK B : Tip kesitler

EK C : Sondaj Logları

EK D1 : Hesap Özet Tabloları

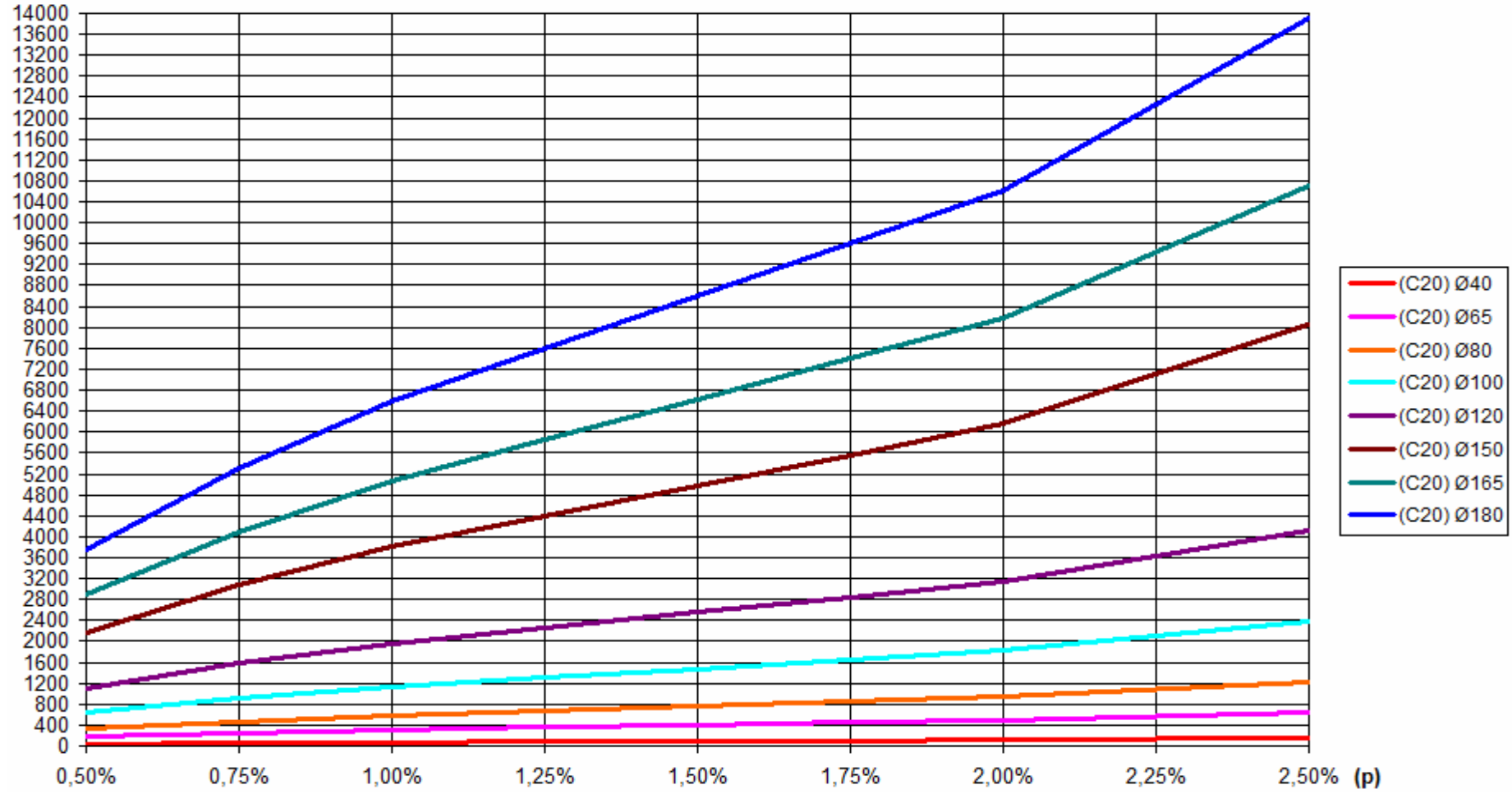
EK D2 : Kesit Hesap Çıktıları

EK E : İnklinometre ölçüm sonuçları

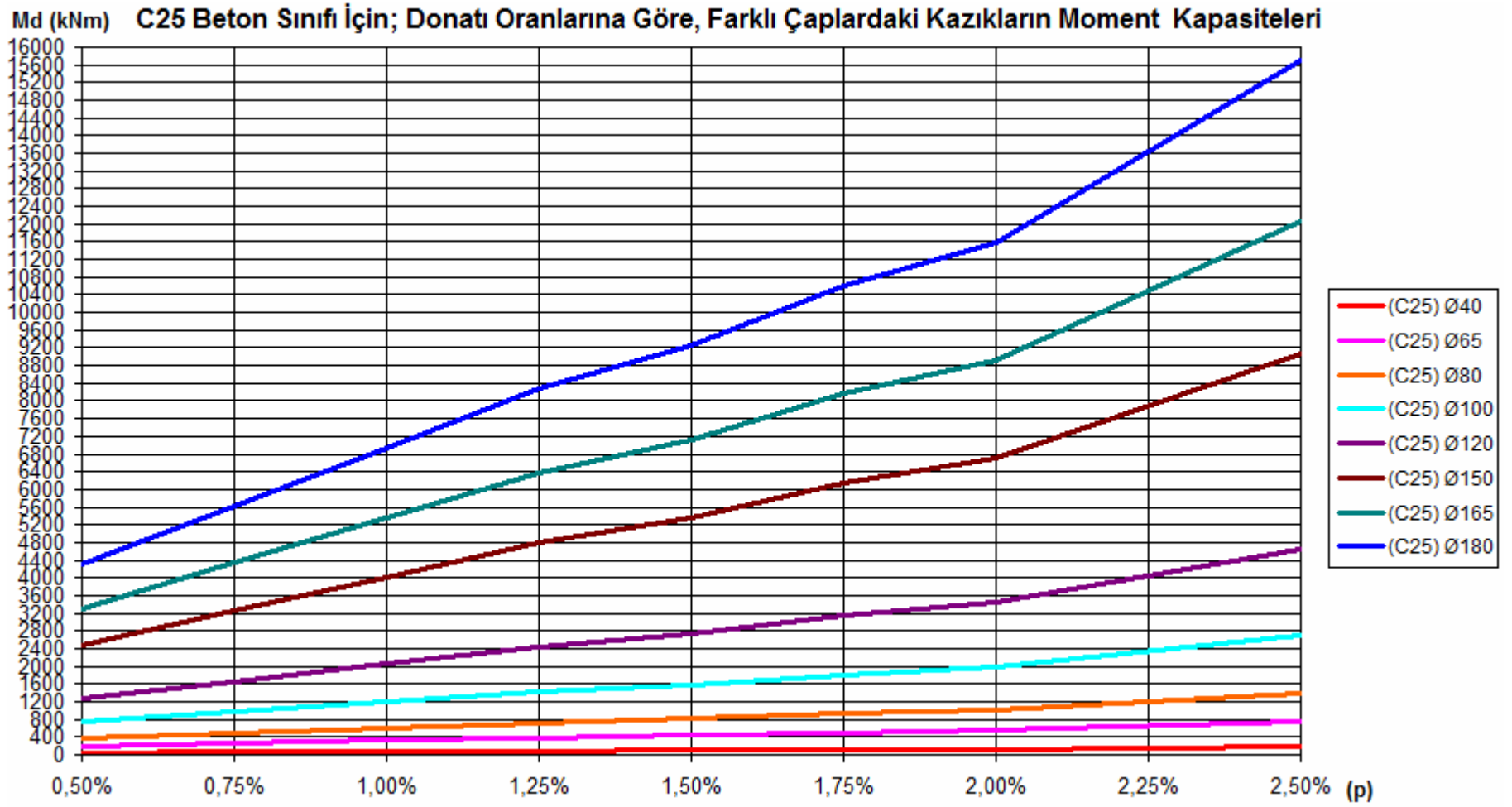
EK A

**Farklı; beton sınıfı, donatı oranı ve çapta imal edilen fore kazıkların eğilme
momenti taşıma kapasiteleri**

Md (kNm) C20 Beton Sınıfı İçin; Donatı Oranlarına Göre, Farklı Çaplardaki Kazıkların Moment Kapasiteleri

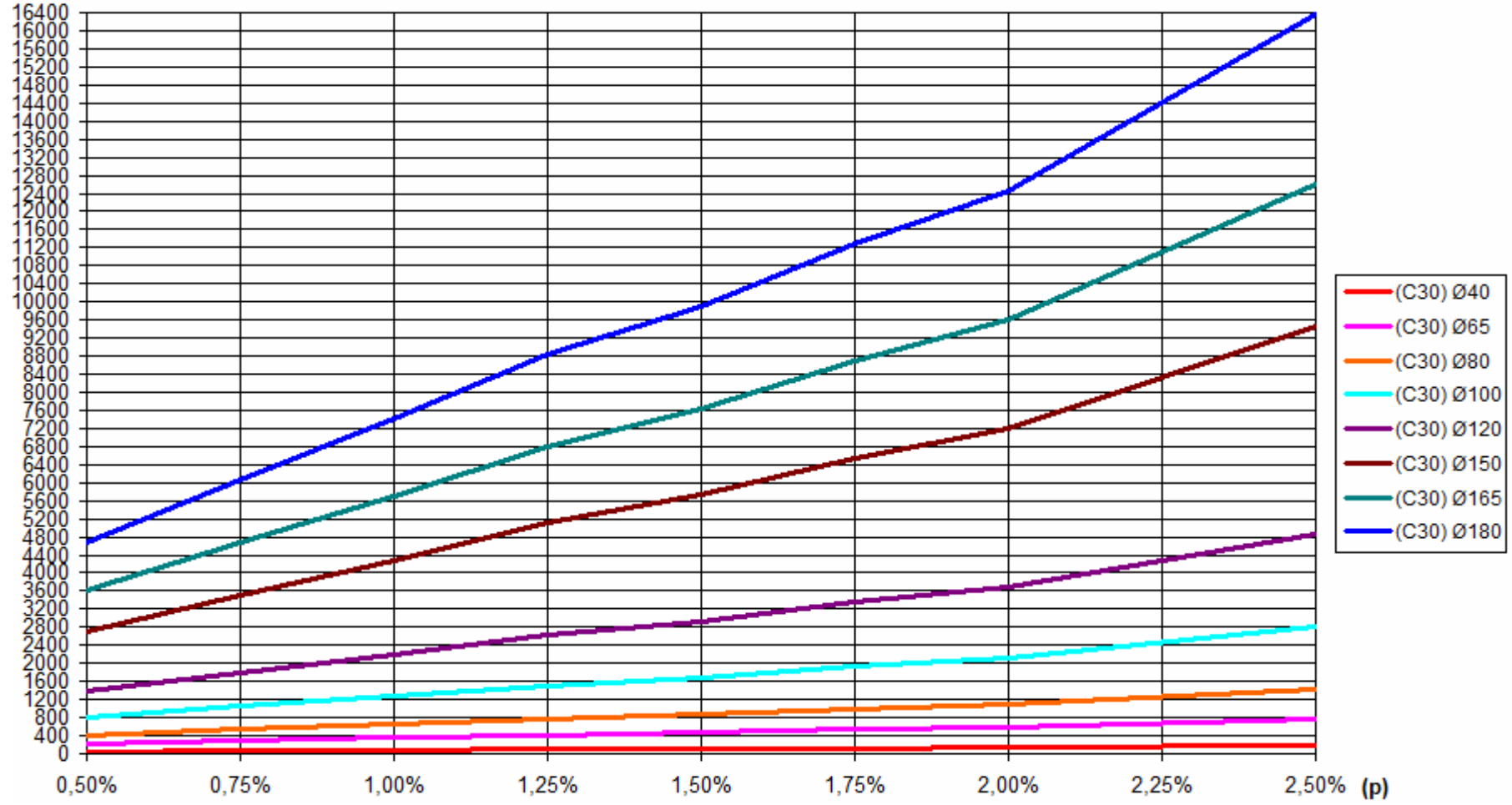


Şekil A.1 : C20 Beton sınıfı için hesaplanan kazık moment kapasiteleri



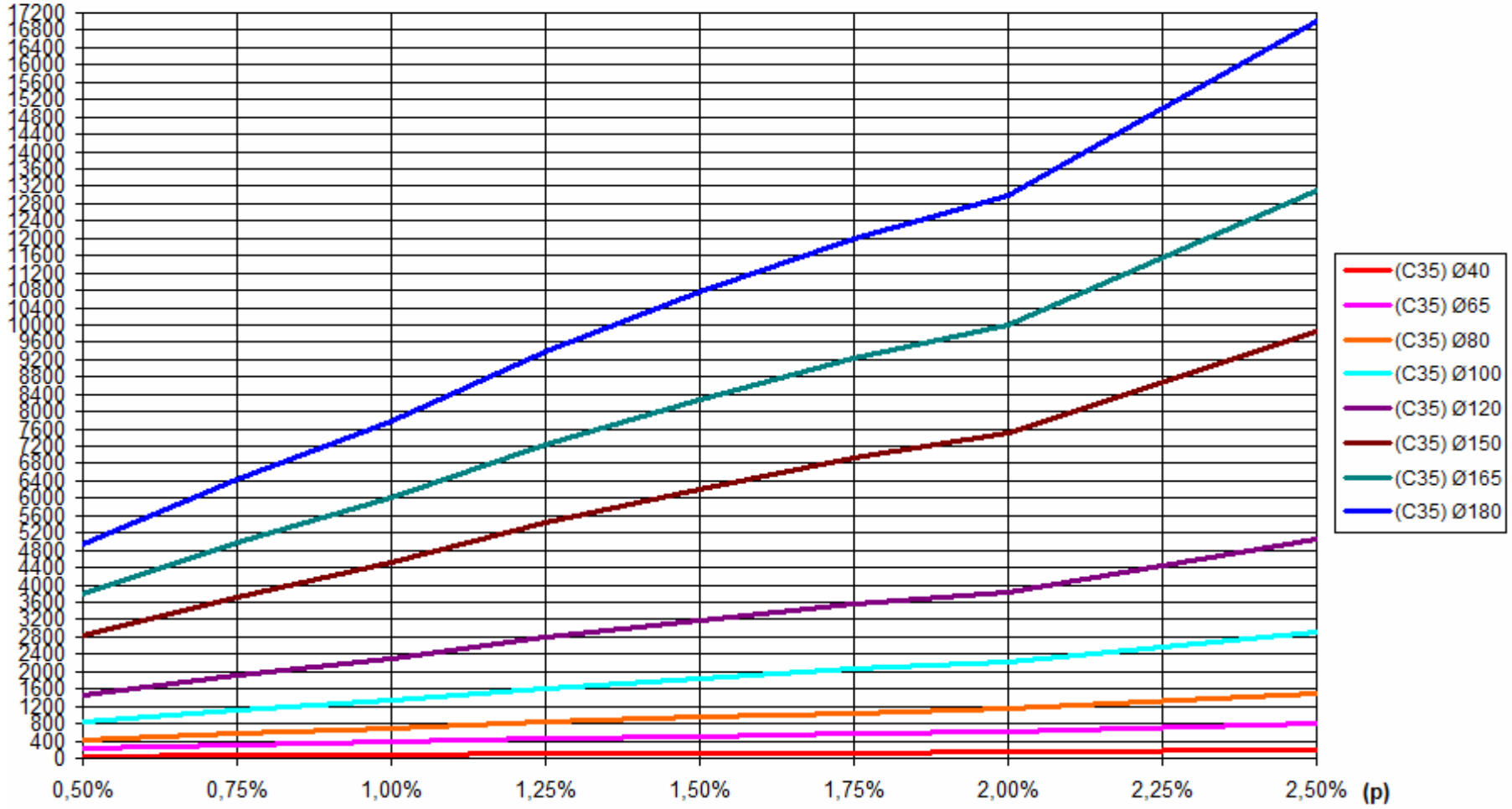
Şekil A.2 : C25 Beton sınıfı için hesaplanan kazık moment kapasiteleri

Md (kNm) C30 Beton Sınıfı İçin; Donatı Oranlarına Göre, Farklı Çaplardaki Kazıkların Moment Kapasiteleri



Şekil A.3 : C30 Beton sınıfı için hesaplanan kazık moment kapasiteleri

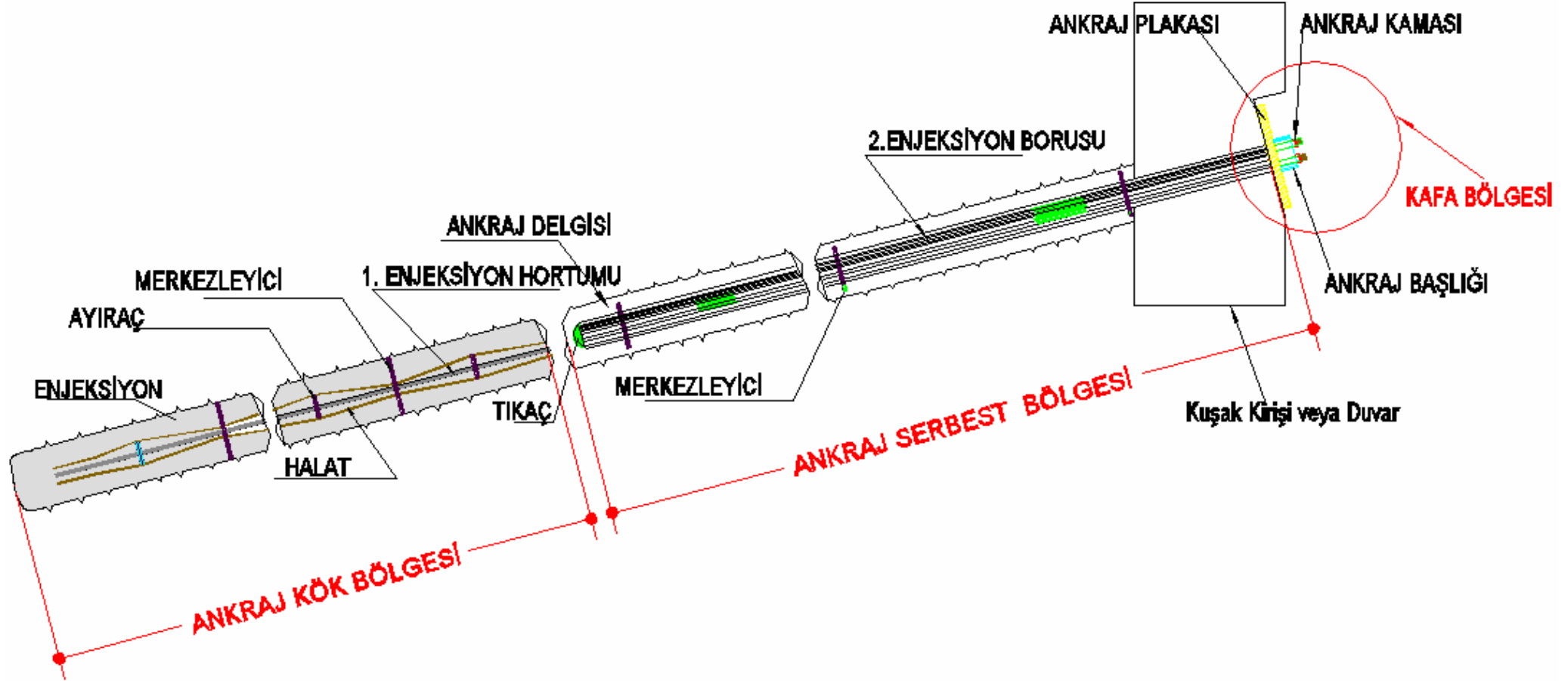
Md (kNm) C35 Beton Sınıfı İçin; Donatı Oranlarına Göre, Farklı Çaplardaki Kazıkların Moment Kapasiteleri



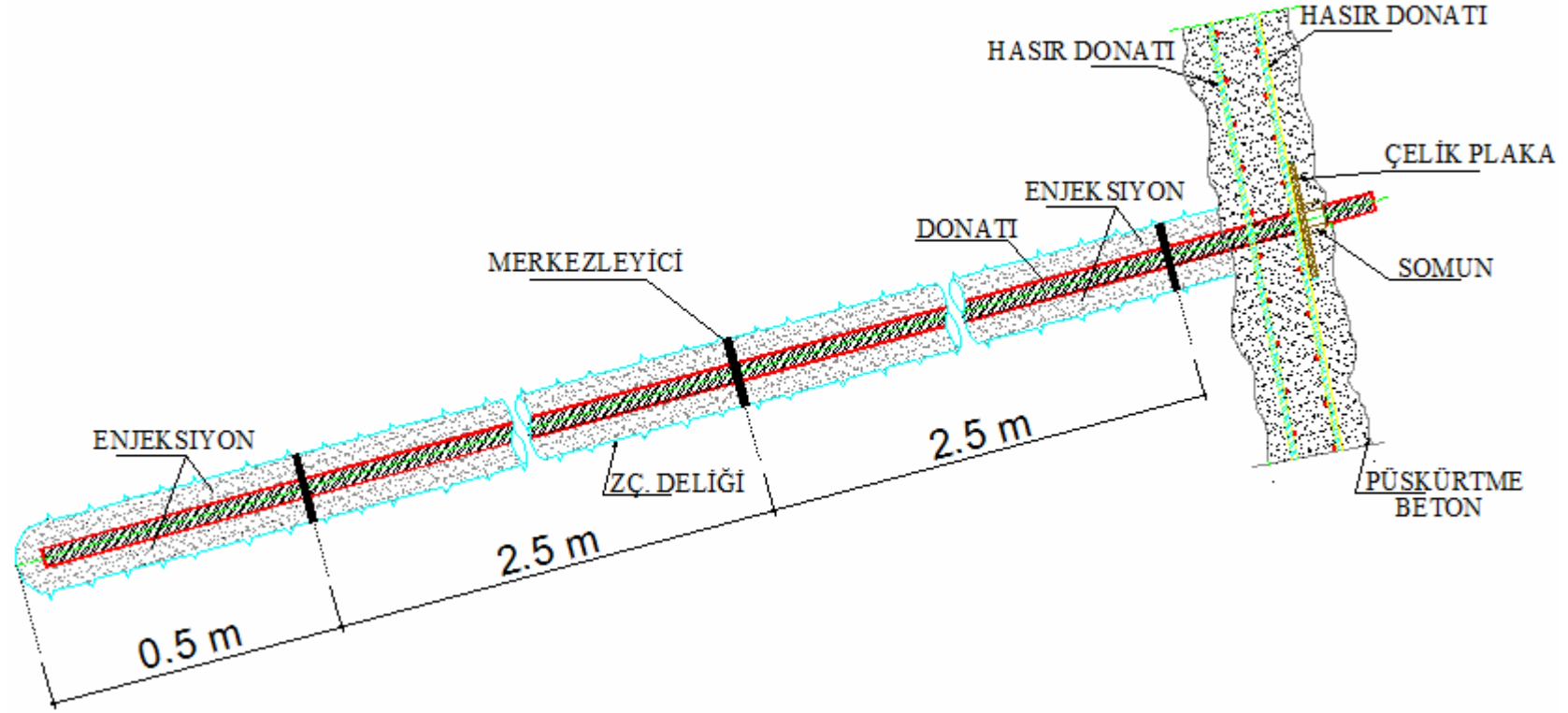
Şekil A.4 : C35 Beton sınıfı için hesaplanan kazık moment kapasiteleri

EK B

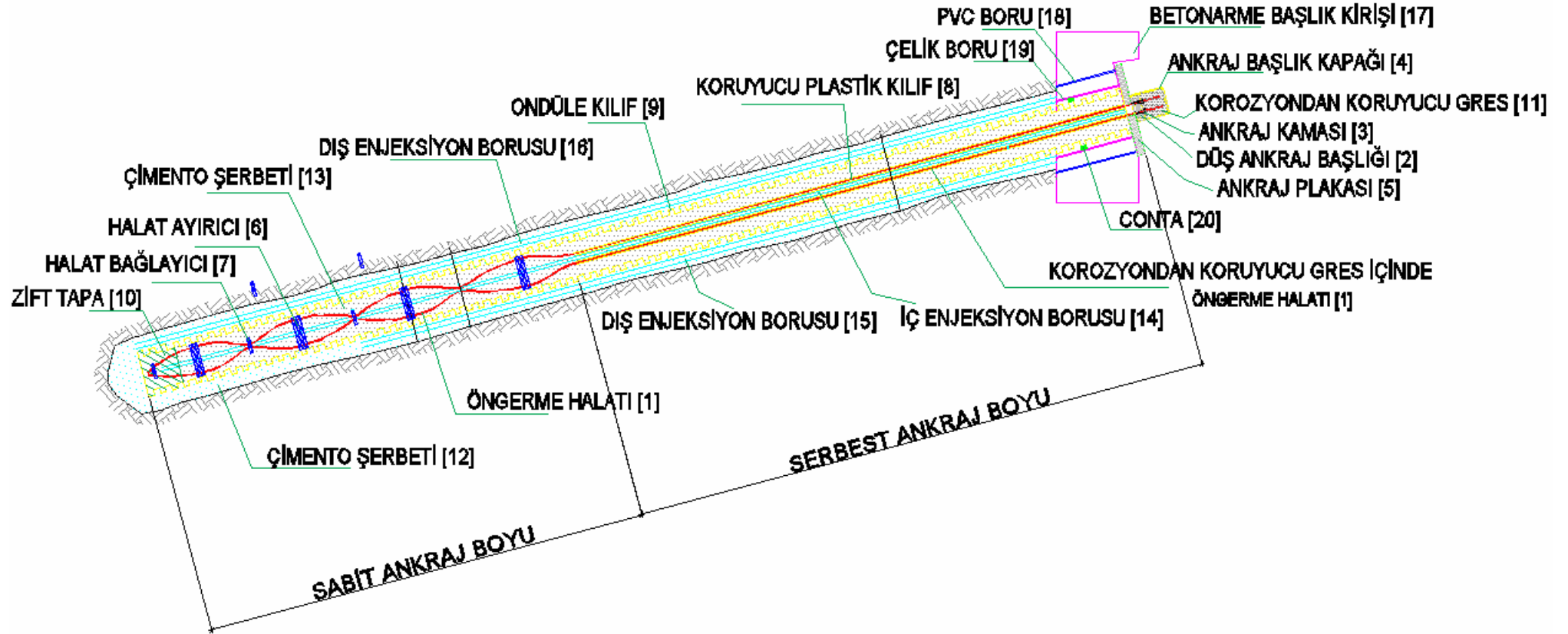
Tip Kesitler



Şekil B.1 : Ankraj tip kesiti



Şekil B.2 : Zemin çivisi tip kesiti



Şekil B.3 : Kalıcı ankraj tip kesiti

EK C

Sondaj Logları

İŞVEREN (OWNER): **ENAR**

PROJE (PROJECT): **TAKSIM**

Mevkii (Location): **TAKSIM**

Koord(Coord): X: Y: Z:

Sonda Tipi (Boring Type): **ROTARY**

Baş. Tarihi (Begin. Date) : 15/06/2007

Sonda Der. (Boring Depth) : 20m

Sondör (Driller): **N.YİĞİT**

Bit. Tarihi (Comp. Date) : 17/06/2007

Su Seviyesi (Water Level) :

Mühendis (Engineer): **E.ÖZCAN**

DERİNLİK Depth-m	LİTOLOJİ Lithology	Derinlik Depth	Ornek Kodu Sample Code	NO	SPT					KAROT/CORE			Sınıf/Class Kot/Elevation	AÇIKLAMALAR (Explanations)	
					Darbe/Blow		N30	TCR%	SCR%	RQD%					
					90-15	15-30									
0.8															Muhtelif malzemelerden oluşmuş DOLGU
1															
2															
3															
4															
5															
6															
7															
8															
9															
10															
11															
12															
13															
14															
15															
16															
17															
18															
19															
20															
21															
22															

Koyu sarı - kahve renkli, üst kısımları aşırı derecede ayrılmış-bozuşmuş, sık çatlaklı KUMTAŞI-KİLTAŞI-SİLTAŞI ardalanması

Koyu gri, siyahı renkli, karbonatlı KUMTAŞI-KİLTAŞI ardalanması

Sondaj Sonu

Sonda Sonu

İŞVEREN (OWNER): **ENAR**PROJE (PROJECT): **TAKSIM**

Mevkii (Location):TAKSIM

Koord(Coord): x:_____ y:_____ z:_____

Sondaj Tipi (Boring Type):	ROTARY
----------------------------	--------

Baş. Tarihi (Begin. Date) : 17/06/2007

Sondaj Der. (Boring Depth)	: 20m
----------------------------	-------

Sondör (Driller): N.YİĞİT

Bit. Tarihi (Comp. Date) : 19/06/2007

Su Seviyesi (Water Level)	:
---------------------------	---

Mühendis (Engineer): E.ÖZCAN

[illegible]

		SONDAJ LOGU / BORING LOG		NO SK3 Sayfa/Page: 1 / 1
İŞVEREN (OWNER): ENAR		PROJE (PROJECT): TAKSIM		
Mevkii (Location): TAKSIM		Koord(Coord): x: y: z:		Sondaj Tipi (Boring Type): ROTARY
Baş. Tarihi (Begin. Date) : 19/06/2007 Bit. Tarihi (Comp. Date) : 21/06/2007		Sondaj Der. (Boring Depth) : 20m Su Seviyesi (Water Level) :		Sondör (Driller): N.YİĞİT Mühendis (Engineer): E.ÖZCAN
DERİNLİK Depth-m LİTOLOJİ Lithology Derinlik Depth Örnek Kodu Sample Code NO	SPT Darbe/Blow N30 00-15 15-30 30-45	KAROT/CORE TCR% SCR% RQD% Sınıf/Class Kor/Elevation	AÇIKLAMALAR (Explanations)	
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20	0 100 0 100 0 100 21.7 3.7 26.0 14.7 28.7 9.3 3.7 26.7 11.7 36.3 15.0 4.0	Muhtelif malzemelerden oluşmuş DOLGU Koyu sarı - kahve renkli, üst kısımları aşırı derecede ayrılmış-bözülmüş, sık çatlaklı KUMTAŞI-KİLTAŞI- SİLT TAŞI ardalanması Koyu gri, siyahı renkli, karbonatlı KUMTAŞI-KİLTAŞI ardalanması Sondaj Sonu	

İŞVEREN (OWNER): ENAR

PROJE (PROJECT): TAKSIM

Mevkii (Location): TAKSIM

Koord(Coord): x: y: z:

Sondaj Tipi (Boring Type): ROTARY

Baş. Tarihi (Begin. Date) : 22/06/2007

Sondaj Der. (Boring Depth) : 35m

Sondör (Driller): M.KILDACI

Bit. Tarihi (Comp. Date) : 24/06/2007

Su Seviyesi (Water Level) :

Mühendis (Engineer): E.ÖZCAN

DERİNLİK Depth-m	LİTOLOJİ Lithology	Derinlik Depth	Örnek Kodu Sample Code	NO	S P T					KAROT/CORE			Sınıf/Class Kod/Elevation	AÇIKLAMALAR (Explanations)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
					Darbe/Blow		N30			TCR%	SCR%	RQD%																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
					00-15	15-30	30-45	N30	10						20	30	40	50	0	100	0	100	0	100																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
1																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												</

Sondaj Sonu

İŞVEREN (OWNER): ENAR
PROJE (PROJECT): TAKSIM
Mevkii (Location): TAKSIM
Koord(Coord): x: y: z:

Sondaj Tipi (Boring Type): ROTARY
Baş. Tarihi (Begin. Date): 25/06/2007

Sondaj Der. (Boring Depth): 33m

Sondör (Driller): M.KILDACI
Bit. Tarihi (Comp. Date): 27/06/2007

Su Seviyesi (Water Level):
Mühendis (Engineer): E.ÖZCAN

DERİNLİK Depth-m	LİTOLOJİ Lithology	Derinlik Depth	Örnek Kodu Sample Code	NO	SPT					KAROT/CORE			Sınıf/Class Kot/Elevation	AÇIKLAMALAR (Explanations)	
					Darbe/Blow		N30	TCR%	SCR%	RQD%					
					00-15	15-30					30-45	N30			0
1															Muhtelif malzemelerden oluşmuş DOLGU
2															
3															
4															Koyu sarı - kahve renkli, sık çatlaklı KUMTAŞI-KİLTAŞI-SİLTTAŞI ardalanması
5															
6															
7															
8															
9															
10															
11															
12															
13															
14															
15															
16															
17															
18															
19															
20															
21															
22															
23															
24															
25															
26															
27															
28															
29															
30															
31														İleri derecede tektonizmaya uğramış bunun sonucu aşırı ayrılmış bozmuş KUMTAŞI-KİLTAŞI ardalanması	
32															
33															

Sondaj Sonu

Sondaj Sonu

İŞVEREN (OWNER): ENAR

PROJE (PROJECT): TAKSIM

Mevkii (Location): TAKSIM

Koord(Coord): x: y: z:

Sondaj Tipi (Boring Type): ROTARY

Baş. Tarihi (Begin. Date) : 28/06/2007

Sondaj Der. (Boring Depth) : 35m

Sondör (Driller): M.KILDACI

Bit. Tarihi (Comp. Date) : 30/06/2007

Su Seviyesi (Water Level) :

Mühendis (Engineer): E.ÖZCAN

DERİNLİK Depth-m	LİTOLOJİ Lithology	Derinlik Depth	Örnek Kodu Sample Code	NO	S P T					KAROT/CORE			Sınıf/Class Kor. Elevation	AÇIKLAMALAR (Explanations)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
					Darbe/Blow		N30			TCR%	SCR%	RQD%																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
					00-15	15-30	30-45	N30	10	20	30	40			50	0	100	0	100	0	100																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
1																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															</

Sondaj Sonu

İŞVEREN (OWNER): ENAR

PROJE (PROJECT): TAKSIM

Mevkii (Location): TAKSIM

Koord(Coord): x: y: z:

Sondaj Tipi (Boring Type): ROTARY

Baş. Tarihi (Begin. Date) : 01/07/2007

Sondaj Der. (Boring Depth) : 35m

Sondör (Driller): M.KILDACI

Bit. Tarihi (Comp. Date) : 03/07/2007

Su Seviyesi (Water Level) :

Mühendis (Engineer): E.ÖZCAN

DERİNLİLİK Depth-m	LİTOLOJİ Lithology	Derinlik Depth	Örnek Kodu Sample Code	NO	SPT					KAROT/CORE			Sınıf/Class Kat/Elevation	AÇIKLAMALAR (Explanations)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
					Darbe/Blow		N30			TCR%	SCR%	RQD%																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
					00-15	15-30	30-45	N30	10	20	30	40			50	0	100	0	100	0	100																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
1																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				

Sondaj Sonu

EK D1

Hesap Özet Tabloları

Çizelge D.1 : Hesap özet tablosu I-I kesiti

Kesit I - I										
Ankraj Sırası	Derinlik (m)	Fore Kazık Çap ve Aralığı (m)	Fore Kazık Tasarım Momenti (tm)	Birim Genişliğe gelen Ankraj Yüğü (t/m)	Ankraj Yatay Aralığı (m)	Ankraj Açısı (°)	Ankraj ServisYüğü (ton)	Ankraj Kilitleme Yüğü (ton) (Kalıcı Ankraj; F.K. 1.25)	İksa Tipi	Ankraj Halatı Sayısı (ad.)
1	2,50	D = 100cm, s = 120cm	152,46	32,87	1,80	20,00	63	79	Kalıcı	6
2	5,00			32,87	1,80	20,00	63	79	Kalıcı	6
3	8,00			30,03	1,80	20,00	58	72	Kalıcı	6
4	11,00			30,05	1,80	20,00	58	72	Kalıcı	6
5	14,00			30,05	1,80	20,00	58	72	Kalıcı	6
6	17,00			30,37	1,80	20,00	58	73	Kalıcı	6
7	20,00			30,05	1,80	20,00	58	72	Kalıcı	6
8	23,00			32,56	1,80	20,00	62	78	Kalıcı	6
9	26,50			32,87	1,80	20,00	63	79	Kalıcı	6
10	29,50			39,35	1,20	20,00	50	63	Kalıcı	5

Çizelge D.2 : Hesap özet tablosu II-II kesiti

Kesit II - II										
Ankraj Sırası	Derinlik (m)	Fore Kazık Çap ve Aralığı (m)	Fore Kazık Tasarım Momenti (tm)	Birim Genişliğe gelen Ankraj Yüğü (t/m)	Ankraj Yatay Aralığı (m)	Ankraj Açısı (°)	Ankraj Servis Yüğü (ton)	Ankraj Kilitleme Yüğü (ton) (Kalıcı Ankraj; F.K. 1.25)	İksa Tipi	Ankraj Halatı Sayısı (ad.)
1	2,00	D = 100cm, s = 120cm	122,40	34,98	1,80	20,00	67	84	Kalıcı	6
2	4,50			29,40	1,80	20,00	56	70	Kalıcı	6
3	7,00			29,40	1,80	20,00	56	70	Kalıcı	6
4	10,00			29,40	1,80	20,00	56	70	Kalıcı	6
5	13,00			31,83	1,80	20,00	61	76	Kalıcı	6
6	16,00			32,18	1,80	20,00	62	77	Kalıcı	6
7	19,00			31,83	1,80	20,00	61	76	Kalıcı	6
8	22,00			31,83	1,80	20,00	61	76	Kalıcı	6
9	25,00			34,63	1,80	20,00	66	83	Kalıcı	6
10	28,50			34,63	1,80	20,00	66	83	Kalıcı	6
11	31,50			41,85	1,20	20,00	53	67	Kalıcı	5

Çizelge D.3 : Hesap özet tablosu III-III kesiti

Kesit III - III										
Ankraj Sırası	Derinlik (m)	Fore Kazık Çap ve Aralığı (m)	Fore Kazık Tasarım Momenti (tm)	Birim Genişliğe gelen Ankraj Yüğü (t/m)	Ankraj Yatay Aralığı (m)	Ankraj Açısı (°)	Ankraj ServisYüğü (ton)	Ankraj Kilitleme Yüğü (ton) (Kalıcı Ankraj; F.K. 1.25)	İksa Tipi	Ankraj Halatı Sayısı (ad.)
1	1,50	D = 100cm, s = 120cm	127,62	53,00	1,20	20,00	68	85	Kalıcı	6
2	5,00			53,00	1,20	20,00	68	85	Kalıcı	6
3	8,00			53,50	1,20	20,00	68	85	Kalıcı	6
4	11,50			50,00	1,20	20,00	64	80	Kalıcı	6
5	14,50			50,00	1,20	20,00	64	80	Kalıcı	6
6	17,50			50,00	1,20	20,00	64	80	Kalıcı	6
7	20,50			53,50	1,20	20,00	68	85	Kalıcı	6
8	24,00			53,50	1,20	20,00	68	85	Kalıcı	6
9	27,00			53,50	1,20	20,00	68	85	Kalıcı	6

Çizelge D.4 : Hesap özet tablosu IV-IV kesiti

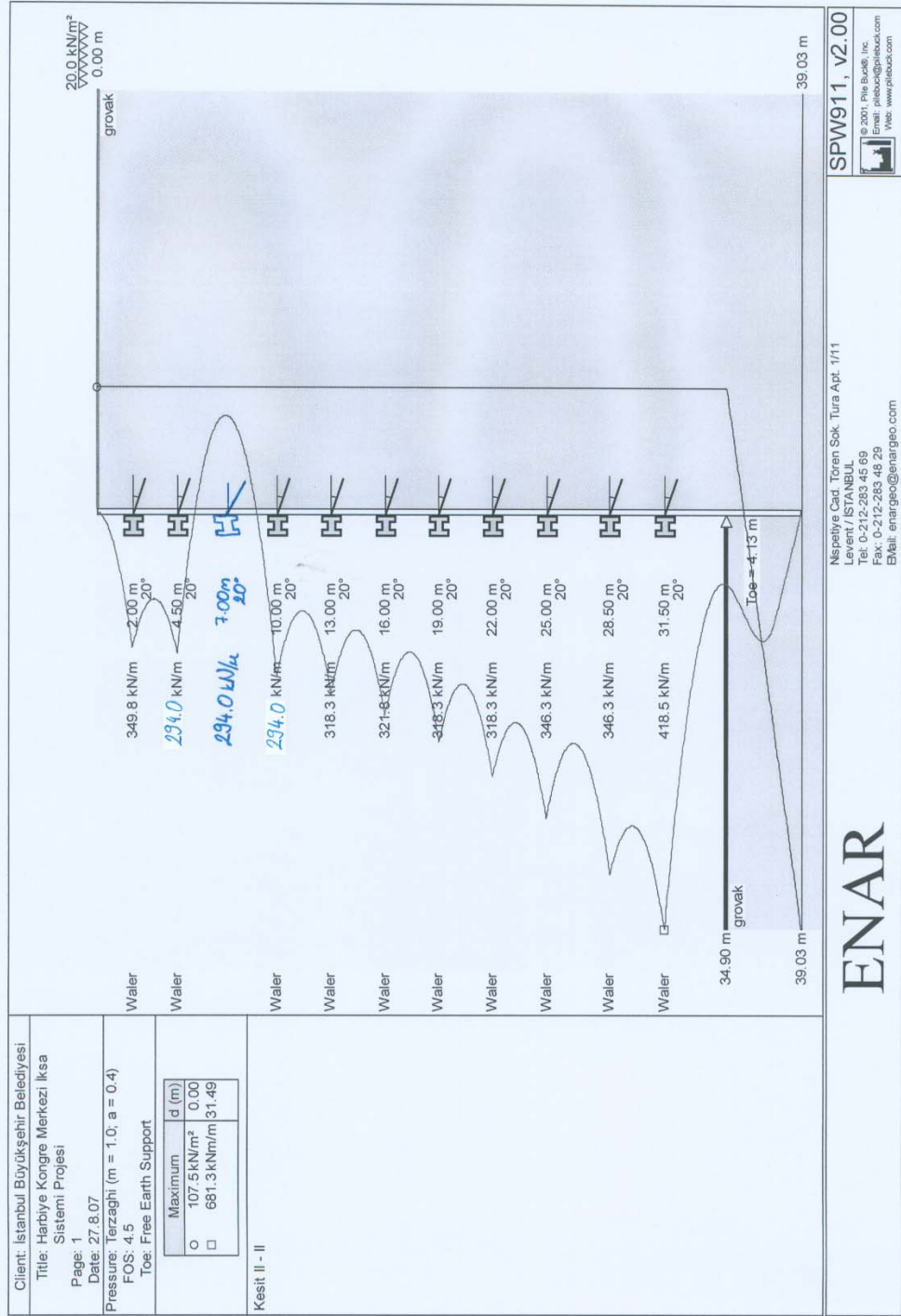
Kesit IV - IV										
Ankraj Sırası	Derinlik (m)	Fore Kazık Çap ve Aralığı (m)	Fore Kazık Tasarım Momenti (tm)	Birim Genişliğe gelen Ankraj Yüğü (t/m)	Ankraj Yatay Aralığı (m)	Ankraj Açısı (°)	Ankraj ServisYüğü (ton)	Ankraj Kilitleme Yüğü (ton) (Kalıcı Ankraj; F.K. 1.15)	İksa Tipi	Ankraj Halatı Sayısı (ad.)
1	2,00	D = 100cm, s = 120cm	67,86	31,86	1,80	20,00	61	70	geçici	6
2	5,00			24,80	1,80	20,00	48	55	geçici	5
3	7,50			24,80	1,80	20,00	48	55	geçici	5
4	10,50			27,24	1,80	20,00	52	60	geçici	5
5	13,50			26,99	1,80	20,00	52	59	geçici	5
6	16,50			26,99	1,80	20,00	52	59	geçici	5
7	19,50			27,24	1,80	20,00	52	60	geçici	5
8	22,50			26,99	1,80	20,00	52	59	geçici	5
9	25,50			28,56	1,80	20,00	55	63	geçici	5

Çizelge D.5 : Hesap özet tablosu V-V kesiti

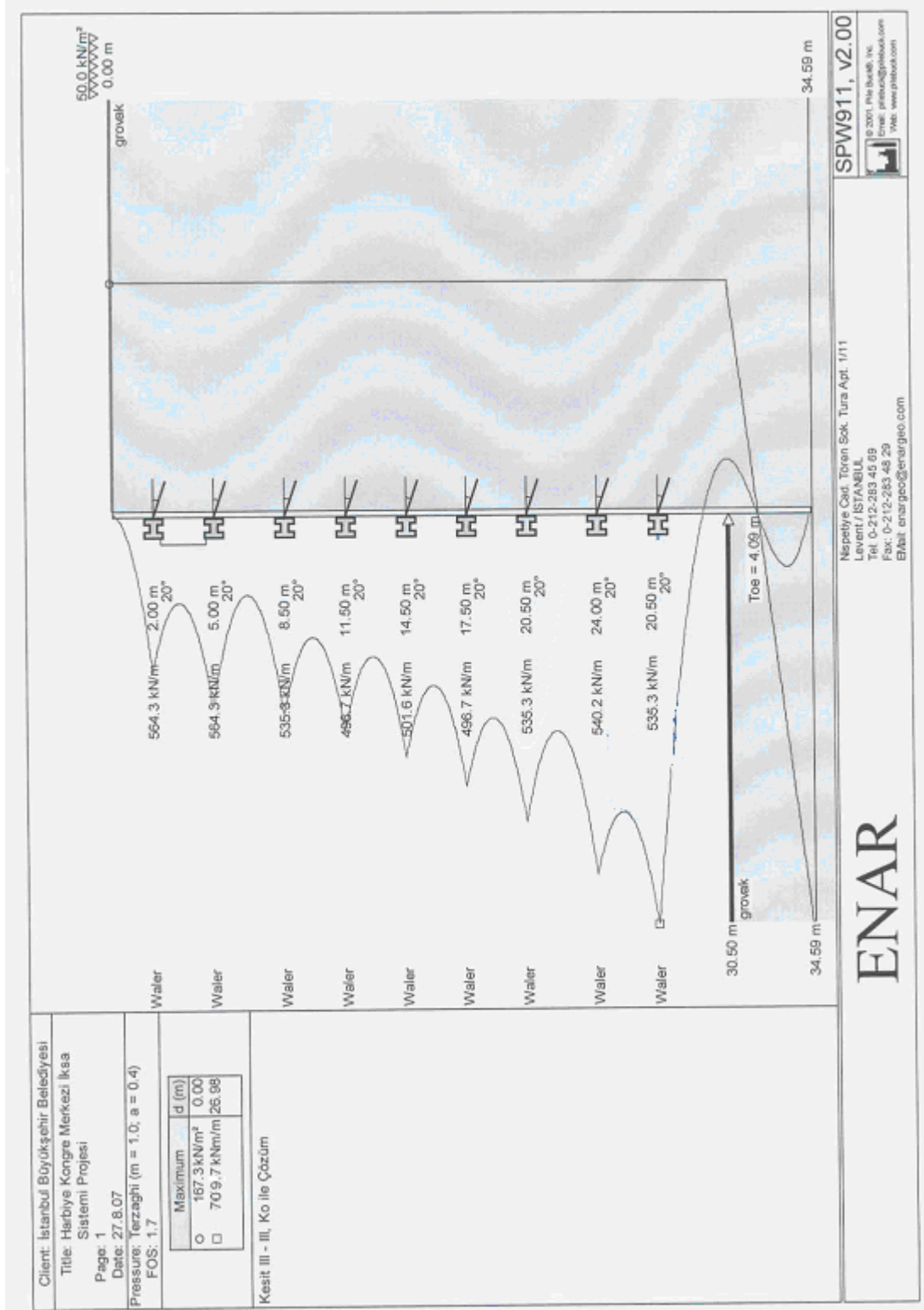
Kesit V - V										
Ankraj Sırası	Derinlik (m)	Fore Kazık Çap ve Aralığı (m)	Fore Kazık Tasarım Momenti (tm)	Birim Genişliğe gelen Ankraj Yüğü (t/m)	Ankraj Yatay Aralığı (m)	Ankraj Açısı (°)	Ankraj ServisYüğü (ton)	Ankraj Kilitleme Yüğü (ton) (Kalıcı Ankraj; F.K. 1.15)	İksa Tipi	Ankraj Halatı Sayısı (ad.)
1	2,00	D = 100cm, s = 120cm	43,56	23,50	1,80	20,00	45	52	geçici	4
2	4,25			16,50	1,80	20,00	32	36	geçici	3
3	6,50			19,50	1,80	20,00	37	43	geçici	4
4	9,50			22,28	1,80	20,00	43	49	geçici	4
5	12,50			22,28	1,80	20,00	43	49	geçici	4
6	15,50			22,44	1,80	20,00	43	49	geçici	4
7	18,50			27,21	1,80	20,00	52	60	geçici	4

EK D2

Kesit Hesap Çıktıları



Client: İstanbul Büyükşehir Belediyesi Title: Harbiye Kongre Merkezi İksa Sistemi Projesi Page: 2 Date: 27.8.07 Pressure: Terzaghi (m = 1.0; a = 0.4) FOS: 4.5 Toe: Free Earth Support Kesit II - II	Input Data Depth Of Excavation = 34.90 m Depth Of Active Water = 50.00 m Water Density = 9.81 kN/m³ Surcharge = 20.0 kN/m² Depth Of Passive Water = 50.00 m Minimum Fluid Density = 5.00 kN/m³ Soil Profile <table border="1"> <thead> <tr> <th>Depth (m)</th> <th>Soil Name</th> <th>γ (kN/m³)</th> <th>γ (kN/m³)</th> <th>C (kN/m²)</th> <th>ϕ (°)</th> <th>ϕ (°)</th> <th>K_a</th> <th>K_{sac}</th> <th>K_p</th> <th>K_{pdc}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.00</td> <td>grovak</td> <td>22.00</td> <td>12.00</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> <td>40.0</td> <td>3.0</td> <td>0.21</td> <td>0.00</td> <td>5.14</td> <td>0.00</td> </tr> </tbody> </table> Solution <table border="1"> <thead> <tr> <th>Sheet Name</th> <th>I (cm⁴/m)</th> <th>E (kN/m²)</th> <th>Z (cm³/m)</th> <th>f (N/mm²)</th> <th>Maximum Bending Moment (kNm/m)</th> <th>Upstand (m)</th> <th>Toe (m)</th> <th>Pile Length (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td></td> <td>2.1E+08</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>0.00</td> <td>4.13</td> <td>39.03</td> </tr> </tbody> </table> Load Model: Area Distribution <table border="1"> <thead> <tr> <th>Depth (m)</th> <th>Type</th> <th>Linear Load (kN/m)</th> <th>Strut Angle (°)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>2.00</td><td>Water</td><td>349.8</td><td>20.0</td></tr> <tr><td>4.50</td><td>Water</td><td>426.7</td><td>20.0</td></tr> <tr><td>10.00</td><td>Water</td><td>454.7</td><td>20.0</td></tr> <tr><td>13.00</td><td>Water</td><td>318.3</td><td>20.0</td></tr> <tr><td>16.00</td><td>Water</td><td>321.8</td><td>20.0</td></tr> <tr><td>19.00</td><td>Water</td><td>318.3</td><td>20.0</td></tr> <tr><td>22.00</td><td>Water</td><td>318.3</td><td>20.0</td></tr> <tr><td>25.00</td><td>Water</td><td>346.3</td><td>20.0</td></tr> <tr><td>28.50</td><td>Water</td><td>346.3</td><td>20.0</td></tr> <tr><td>31.50</td><td>Water</td><td>418.5</td><td>20.0</td></tr> </tbody> </table> Maxima <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Maximum</th> <th>Depth</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Bending Moment</td> <td>681.3 kNm/m</td> <td>31.49 m</td> </tr> <tr> <td>Pressure</td> <td>107.5 kN/m²</td> <td>0.00 m</td> </tr> <tr> <td>Shear Force</td> <td>300.8 kN/m</td> <td>10.00 m</td> </tr> </tbody> </table>	Depth (m)	Soil Name	γ (kN/m³)	γ (kN/m³)	C (kN/m²)	ϕ (°)	ϕ (°)	K_a	K_{sac}	K_p	K_{pdc}	0.00	grovak	22.00	12.00	0.0	0.0	40.0	3.0	0.21	0.00	5.14	0.00	Sheet Name	I (cm⁴/m)	E (kN/m²)	Z (cm³/m)	f (N/mm²)	Maximum Bending Moment (kNm/m)	Upstand (m)	Toe (m)	Pile Length (m)			2.1E+08					0.00	4.13	39.03	Depth (m)	Type	Linear Load (kN/m)	Strut Angle (°)	2.00	Water	349.8	20.0	4.50	Water	426.7	20.0	10.00	Water	454.7	20.0	13.00	Water	318.3	20.0	16.00	Water	321.8	20.0	19.00	Water	318.3	20.0	22.00	Water	318.3	20.0	25.00	Water	346.3	20.0	28.50	Water	346.3	20.0	31.50	Water	418.5	20.0		Maximum	Depth	Bending Moment	681.3 kNm/m	31.49 m	Pressure	107.5 kN/m²	0.00 m	Shear Force	300.8 kN/m	10.00 m
Depth (m)	Soil Name	γ (kN/m³)	γ (kN/m³)	C (kN/m²)	ϕ (°)	ϕ (°)	K_a	K_{sac}	K_p	K_{pdc}																																																																																									
0.00	grovak	22.00	12.00	0.0	0.0	40.0	3.0	0.21	0.00	5.14	0.00																																																																																								
Sheet Name	I (cm⁴/m)	E (kN/m²)	Z (cm³/m)	f (N/mm²)	Maximum Bending Moment (kNm/m)	Upstand (m)	Toe (m)	Pile Length (m)																																																																																											
		2.1E+08					0.00	4.13	39.03																																																																																										
Depth (m)	Type	Linear Load (kN/m)	Strut Angle (°)																																																																																																
2.00	Water	349.8	20.0																																																																																																
4.50	Water	426.7	20.0																																																																																																
10.00	Water	454.7	20.0																																																																																																
13.00	Water	318.3	20.0																																																																																																
16.00	Water	321.8	20.0																																																																																																
19.00	Water	318.3	20.0																																																																																																
22.00	Water	318.3	20.0																																																																																																
25.00	Water	346.3	20.0																																																																																																
28.50	Water	346.3	20.0																																																																																																
31.50	Water	418.5	20.0																																																																																																
	Maximum	Depth																																																																																																	
Bending Moment	681.3 kNm/m	31.49 m																																																																																																	
Pressure	107.5 kN/m²	0.00 m																																																																																																	
Shear Force	300.8 kN/m	10.00 m																																																																																																	



Client: İstanbul Büyükşehir Belediyesi
 Title: Harbiye Kongre Merkezi İksa
 Sistemi Projesi
 Page: 2
 Date: 27.8.07
 Pressure: Terzaghi (m = 1.0; a = 0.4)
 FOS: 1.7

Kesit III - III, Ko ile Çözüm

Input Data

Depth Of Excavation = 30.50 m
 Surcharge = 50.0 kN/m²
 Depth Of Active Water = 50.00 m
 Depth Of Passive Water = 50.00 m
 Water Density = 9.81 kN/m³
 Minimum Fluid Density = 5.00 kN/m³

Soil Profile												
Depth (m)	Soil Name	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	C (kN/m ²)	ϕ (°)	δ (°)	K_a	K_{ac}	K_p	K_{pc}		
0.00 grovak		22.00	12.00	0.0	0.0	40.0	3.0	0.35	0.00	5.16	0.00	

Solution

Sheet

Sheet Name	I (cm ⁴ /m)	E (kN/m ²)	Z (cm/m)	f (N/mm ²)	Maximum Bending Moment (kNm/m)	Upstand (m)	Toe (m)	Pile Length (m)
		2.1E+08				0.00	4.09	34.59

Load Model: Area Distribution

Supports

Depth (m)	Type	Linear Load (kN/m)	Strut Angle (°)
2.00	Waler	564.3	20.0
5.00	Waler	564.3	20.0
8.50	Waler	535.3	20.0
11.50	Waler	496.7	20.0
14.50	Waler	501.6	20.0
17.50	Waler	496.7	20.0
20.50	Waler	535.3	20.0
24.00	Waler	540.2	20.0
27.00	Waler	713.1	20.0

± - Load sharing

Maxima

	Maximum	Depth
Bending Moment	709.1 kNm/m	26.98 m
Pressure	167.3 kN/m ²	0.00 m
Shear Force	423.8 kN/m	27.01 m

ENAR

Nispetiye Cad. Tören Sok. Tura Apt. 1/11
 Levent / İSTANBUL
 Tel: 0-212-283 45 09
 Fax: 0-212-283 48 29
 EMail: enar@enargeo.com

SPW911, v2.00



© 2007, Pile Buckle, Inc.
 Email: pilebuck@pilebuck.com
 Web: www.pilebuck.com

Client: İstanbul Büyükşehir Belediyesi Title: Harbiye Kongre Merkezi İKSA Page: 2 Date: 27.8.07 Pressure: Terzaghi (m = 1.0; a = 0.4) FOS: 6.0 Toe: Fixed Earth Support Kesit IV - IV	Depth Of Excavation = 28.00 m Surcharge = 50.0 kN/m² Depth Of Active Water = 50.00 m Depth Of Passive Water = 50.00 m Water Density = 9.81 kN/m³ Minimum Fluid Density = 5.00 kN/m³ Input Data Soil Profile <table border="1"> <thead> <tr> <th>Depth (m)</th> <th>Soil Name</th> <th>γ (kN/m³)</th> <th>γ' (kN/m³)</th> <th>C (kN/m²)</th> <th>ϕ (°)</th> <th>δ (°)</th> <th>K_a</th> <th>K_p</th> <th>K_{ac}</th> <th>K_{pc}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.00</td> <td>grovæk</td> <td>22.00</td> <td>12.00</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> <td>40.0</td> <td>3.0</td> <td>0.21</td> <td>0.00</td> <td>5.14</td> </tr> </tbody> </table> Solution Sheet <table border="1"> <thead> <tr> <th>Sheet Name</th> <th>I (cm⁴/m)</th> <th>E (kN/m²)</th> <th>Z (cm²/m)</th> <th>f (N/mm²)</th> <th>Maximum Bending Moment (kNm/m)</th> <th>Upstand (m)</th> <th>Toe (m)</th> <th>Pile Length (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td></td> <td>2.1E+08</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>0.00</td> <td>4.10</td> <td>32.10</td> </tr> </tbody> </table> Load Model: Area Distribution Supports <table border="1"> <thead> <tr> <th>Depth (m)</th> <th>Type</th> <th>Linear Load (kN/m)</th> <th>Strut Angle (°)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>2.00</td><td>Waler</td><td>318.6</td><td>20.0</td></tr> <tr><td>5.00</td><td>Waler</td><td>248.0</td><td>20.0</td></tr> <tr><td>7.50</td><td>Waler</td><td>248.0</td><td>20.0</td></tr> <tr><td>10.50</td><td>Waler</td><td>272.4</td><td>20.0</td></tr> <tr><td>13.50</td><td>Waler</td><td>269.9</td><td>20.0</td></tr> <tr><td>16.50</td><td>Waler</td><td>269.9</td><td>20.0</td></tr> <tr><td>19.50</td><td>Waler</td><td>272.4</td><td>20.0</td></tr> <tr><td>22.50</td><td>Waler</td><td>269.9</td><td>20.0</td></tr> <tr><td>25.50</td><td>Waler</td><td>285.6</td><td>20.0</td></tr> </tbody> </table> Maxima <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Maximum</th> <th>Depth</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Bending Moment</td> <td>377.0 kNm/m</td> <td>25.49 m</td> </tr> <tr> <td>Pressure</td> <td>90.9 kN/m²</td> <td>0.00 m</td> </tr> <tr> <td>Shear Force</td> <td>182.4 kN/m</td> <td>1.98 m</td> </tr> </tbody> </table>	Depth (m)	Soil Name	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	C (kN/m ²)	ϕ (°)	δ (°)	K_a	K_p	K_{ac}	K_{pc}	0.00	grovæk	22.00	12.00	0.0	0.0	40.0	3.0	0.21	0.00	5.14	Sheet Name	I (cm ⁴ /m)	E (kN/m ²)	Z (cm ² /m)	f (N/mm ²)	Maximum Bending Moment (kNm/m)	Upstand (m)	Toe (m)	Pile Length (m)			2.1E+08				0.00	4.10	32.10	Depth (m)	Type	Linear Load (kN/m)	Strut Angle (°)	2.00	Waler	318.6	20.0	5.00	Waler	248.0	20.0	7.50	Waler	248.0	20.0	10.50	Waler	272.4	20.0	13.50	Waler	269.9	20.0	16.50	Waler	269.9	20.0	19.50	Waler	272.4	20.0	22.50	Waler	269.9	20.0	25.50	Waler	285.6	20.0		Maximum	Depth	Bending Moment	377.0 kNm/m	25.49 m	Pressure	90.9 kN/m ²	0.00 m	Shear Force	182.4 kN/m	1.98 m
Depth (m)	Soil Name	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	C (kN/m ²)	ϕ (°)	δ (°)	K_a	K_p	K_{ac}	K_{pc}																																																																																			
0.00	grovæk	22.00	12.00	0.0	0.0	40.0	3.0	0.21	0.00	5.14																																																																																			
Sheet Name	I (cm ⁴ /m)	E (kN/m ²)	Z (cm ² /m)	f (N/mm ²)	Maximum Bending Moment (kNm/m)	Upstand (m)	Toe (m)	Pile Length (m)																																																																																					
		2.1E+08				0.00	4.10	32.10																																																																																					
Depth (m)	Type	Linear Load (kN/m)	Strut Angle (°)																																																																																										
2.00	Waler	318.6	20.0																																																																																										
5.00	Waler	248.0	20.0																																																																																										
7.50	Waler	248.0	20.0																																																																																										
10.50	Waler	272.4	20.0																																																																																										
13.50	Waler	269.9	20.0																																																																																										
16.50	Waler	269.9	20.0																																																																																										
19.50	Waler	272.4	20.0																																																																																										
22.50	Waler	269.9	20.0																																																																																										
25.50	Waler	285.6	20.0																																																																																										
	Maximum	Depth																																																																																											
Bending Moment	377.0 kNm/m	25.49 m																																																																																											
Pressure	90.9 kN/m ²	0.00 m																																																																																											
Shear Force	182.4 kN/m	1.98 m																																																																																											

ENAR

Nispetiye Cad. Tören Sok. Tura Apt. 1/1
Levent / İSTANBUL
Tel: 0-212-283 45 69
Fax: 0-212-283 46 29
E-Mail: enargeo@enargeo.com

SPW911, v2.00
© 2001, Pile Buckle, Inc.
E-mail: pilebuck@pilebuck.com
Web: www.pilebuck.com

Client: İstanbul Büyükşehir Belediyesi
 Title: Harbiye Kongre Merkezi İKSA
 Page: 1
 Date: 27.8.07
 Pressure: Tezgağı (m = 1.0; a = 0.4)
 FOS: 6.0
 Toe: Fixed Earth Support

	Maximum	d (m)
○	90.9 kN/m ²	0.00
□	377.0 kN/m ²	25.49

Kesit IV - IV

Water

Water

Water

Water

Water

Water

Water

Water

Water

Water

50.0 kN/m²
 0.00 m

grovak

318.6 kN/m

248.0 kN/m

248.0 kN/m

272.4 kN/m

269.9 kN/m

269.9 kN/m

272.4 kN/m

269.9 kN/m

285.6 kN/m

285.6 kN/m

2.00 m

5.00 m

7.50 m

10.50 m

13.50 m

16.50 m

19.50 m

22.50 m

25.50 m

20°

20°

20°

28.00 m

32.10 m

grovak

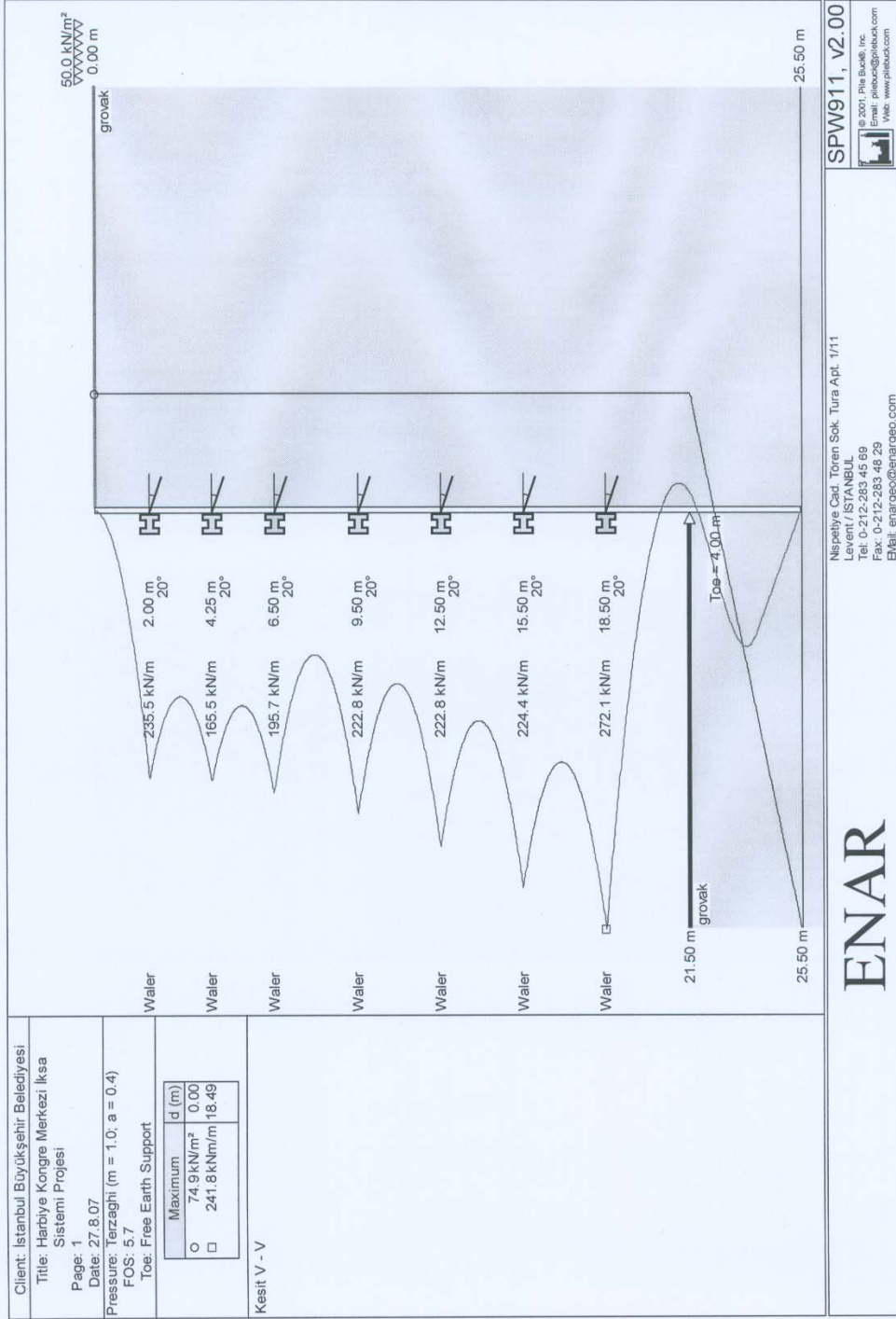
Toe = 4.10 m

ENAR

Nispetiye Cad. Tören Sok. Tura Apt. 1/11
 Levent / İSTANBUL
 Tel: 0-212-283 45 69
 Fax: 0-212-283 48 29
 Email: enargo@enargo.com

SPW911, v2.00

© 2001 Pile Buck® Inc.
 Email: pilebuck@pilebuck.com
 Web: www.pilebuck.com



Client: İstanbul Büyükşehir Belediyesi	Input Data	
Title: Harbiye Kongre Merkezi İksa Sistemi Projesi	Depth Of Excavation = 21.50 m	Water Density = 9.81 kN/m ³
Page: 2	Surcharge = 50.0 kN/m ²	Minimum Fluid Density = 5.00 kN/m ³
Date: 27.8.07	Depth Of Active Water = 50.00 m	
Pressure: Terzaghi (m = 1.0; a = 0.4)	Depth Of Passive Water = 50.00 m	
FOS: 5.7		
Toe: Free Earth Support		
Kesit V - V		

Soil Profile									
Depth (m)	Soil Name	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	C (kN/m ²)	ϕ (°)	δ (°)	K_a	K_p	K_{pc}
0.00	grovak	20.00	10.00	0.0	0.0	37.5	0.24	0.00	4.33

Solution									
Sheet									
Sheet Name	I (cm ⁴ /m)	E (kN/m ²)	Z (cm ³ /m)	f (N/mm ²)	Maximum Bending Moment (kNm/m)	Upstand (m)	Toe (m)	Pile Length (m)	
		2.1E+08				0.00	4.00	25.50	

Load Model: Area Distribution		
Supports		
Depth (m)	Linear Load (kN/m)	Strut Angle (°)
2.00	Water	20.0
4.25	Water	20.0
6.50	Water	20.0
9.50	Water	20.0
12.50	Water	20.0
15.50	Water	20.0
18.50	Water	20.0

Maxima		
Bending Moment	Maximum	Depth
Pressure	241.8 kNm/m	18.49 m
Shear Force	74.9 kN/m ²	0.00 m
	151.2 kN/m	2.00 m

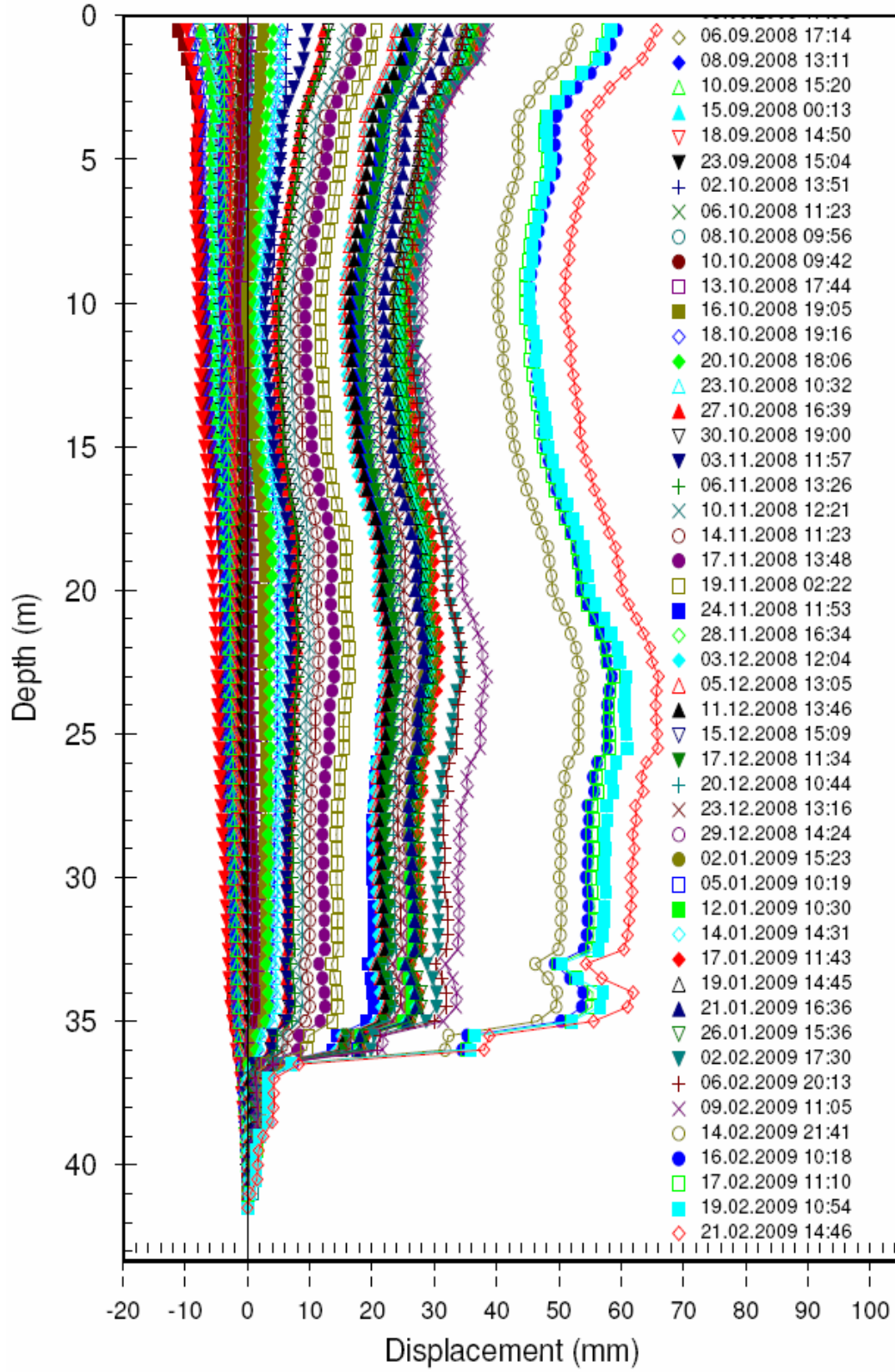
ENAR	
Nispetiye Cad. Toren Sok. Tura Apt. 1/11 Levent / İSTANBUL Tel: 0-212-283 45 69 Fax: 0-212-283 48 29 E-Mail: enargo@enargo.com	
SPW911, v2.00	
© 2001, Pile Buck, Inc. Email: pilebuck@pilebuck.com Web: www.pilebuck.com	

EK E

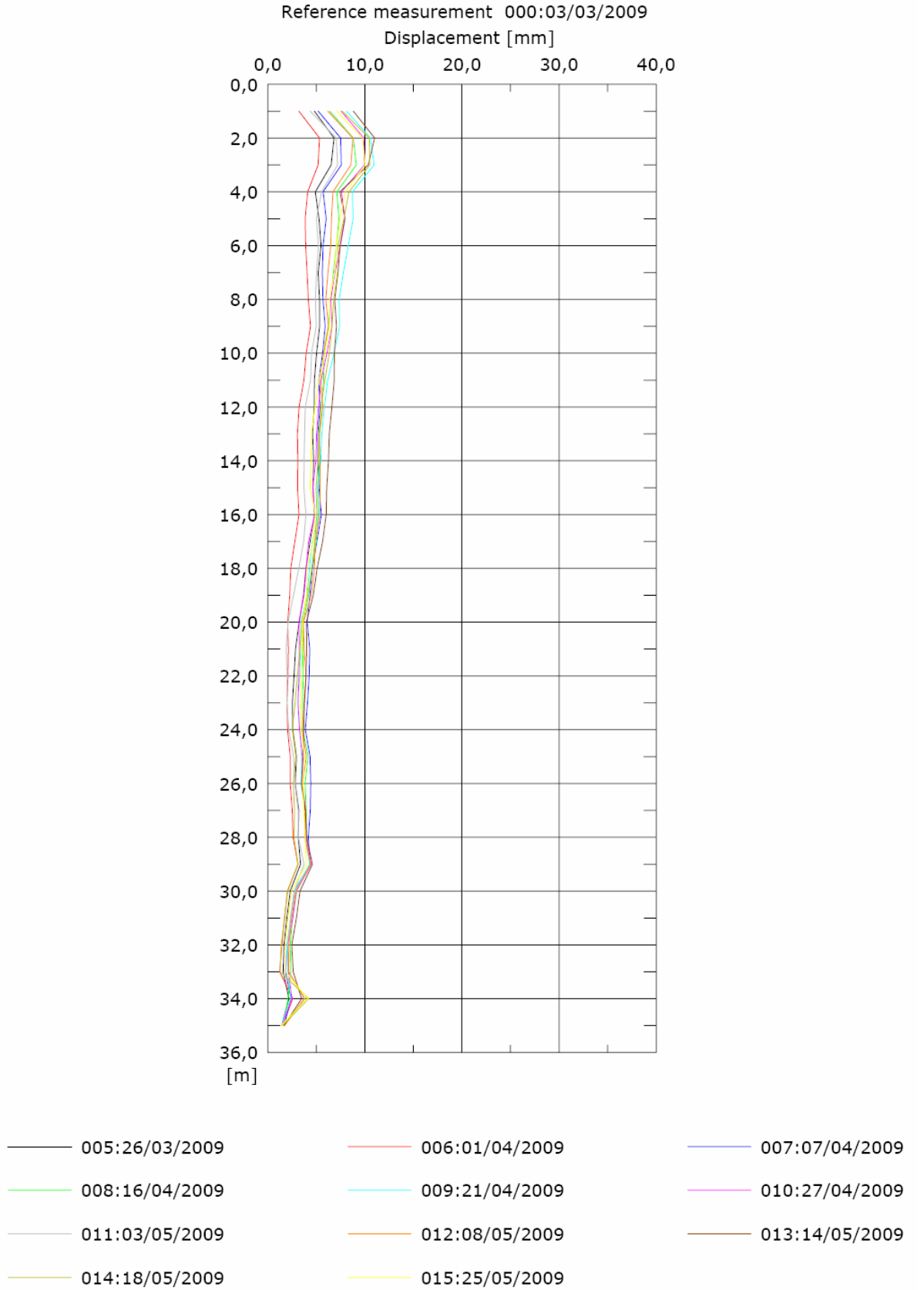
İnklinometre Ölçüm Sonuçları

yasamm:inc-4 - A Axis Cumulative

Initial survey: 16.08.2008 16:13



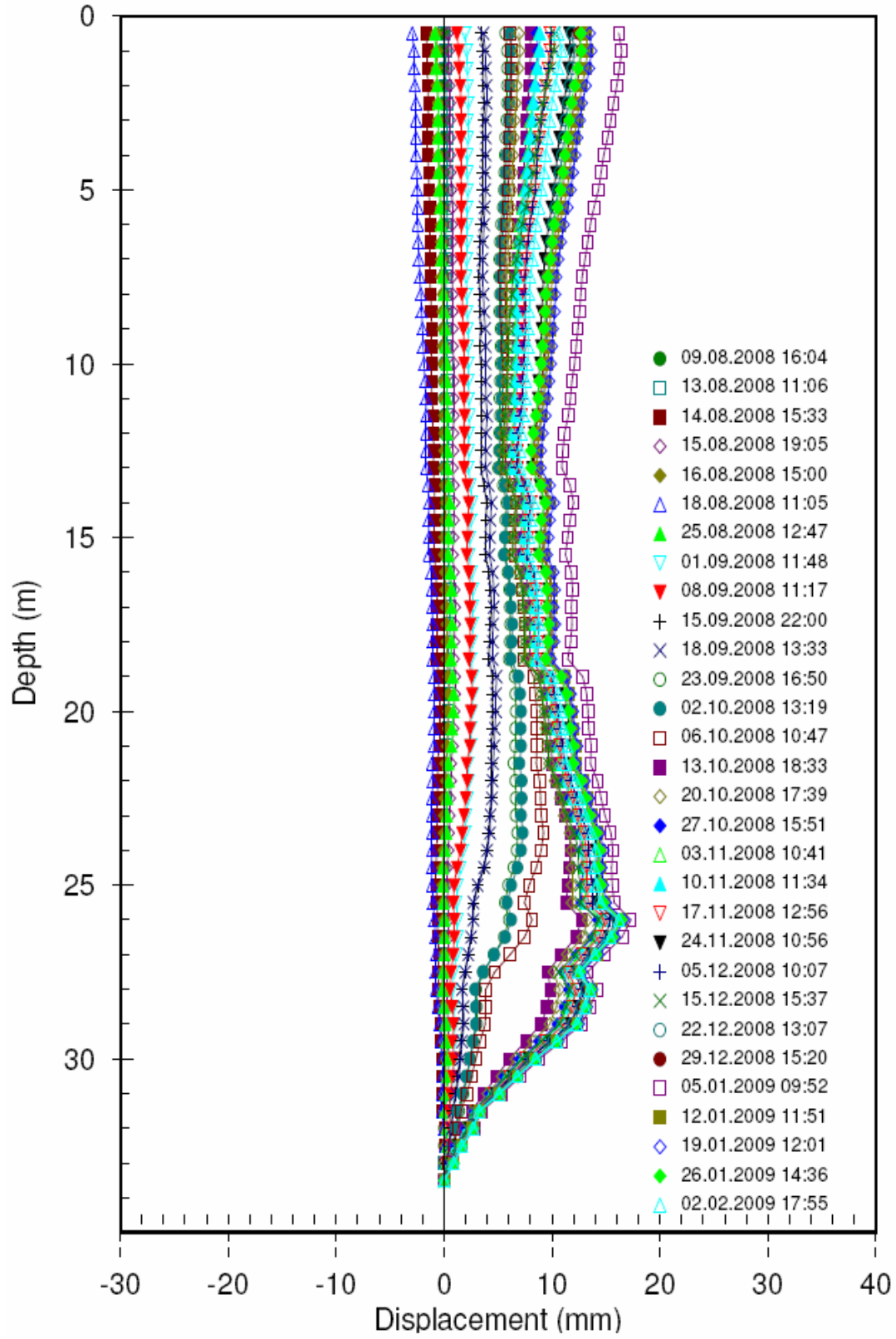
Şekil E.1 : 4 numaralı inklinometre sonuçları (ilk ölçüm cihazı ile okumalar)



Şekil E.2 : 4 numaralı inklinometre sonuçları (ikinci ölçüm cihazı ile okumalar)

yasamm:inc-2 - A Axis Cumulative

Initial survey: 09.08.2008 16:04



Şekil E.3 : 2 numaralı inklinometre sonuçları

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: Mustafa DAYIOĞLU

Doğum Yeri ve Tarihi: Kayseri, 1984

Orta Okul: Kayseri Nuh Mehmet Küçükçalık Anadolu Lisesi

Lise: Kayseri Kılıçarslan Fen Lisesi

Lisans Üniversitesi: İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü