

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**ANKRAJ DESTEKLİ DERİN İKSALARDA
DEFORMASYONLARIN İNCELENMESİ**

Jeoloji Mühendisi Burak Sarp ÖZBERK

**FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Programında
Hazırlanan**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Yrd. Doç. Dr. Havvanur KILIÇ

İSTANBUL, 2009

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ	viii
KISALTMA LİSTESİ	ix
ŞEKİL LİSTESİ	x
ÇİZELGE LİSTESİ	xv
ÖNSÖZ	xvii
ÖZET	xviii
ABSTRACT	xviii
1. GİRİŞ	1
1.1 Ankrajlı Derin Destekli Sistem Örnekleri	2
1.2 Örnek 1	2
1.3 Örnek 2	6
1.4 Örnek 3	9
2. DERİN KAZILARDA KULLANILAN ANKRAJLI İKSA SİSTEMLERİ	13
2.1 Destekleme Sisteminin Seçilmesinde ve Tasarımında Dikkat Edilecek Hususlar	13
2.2 Dar ve Derin Kazıların Desteklenmesi	15
2.3 Geniş ve Derin Kazıların Desteklenmesi	16
2.3.1 Kuyu Tipi Betonarme Duvarlar	16
2.3.2 Kademeli Kazı Yüzeylerinin Ankrajlı Betonarme Perdelerle Desteklenmesi	17
2.3.3 Diyafram Duvarlar	17
2.3.4 Palplanş Duvarlar	19
2.3.5 Kazıklı Perdeler	21
2.3.6 Berlin Duvarı	26
3. ANKRAJLARIN KULLANIM ALANLARI	28
3.1 Düşey Yer Değiştirmelerin Önlenmesi	28
3.2 Dönmeye Karşı Yapıların Emniyete Alınması	29
3.3 Yapıların Kritik Yüzeyler Boyunca Kaymaya Karşı Emniyetinin Sağlanması	31
3.4 YerAltı Yapılarının Stabilitesinin Artırılması	33
3.5 Zemin Ön Konsolidasyonunun Sağlanmasında	35
3.6 Yapıların Sismik Stabilitesinin Arttırılması	35
3.7 Ankrajların Kullanıldığı Diğer Yerler:	36
4. ZEMİN ANKRAJLARI	38
4.1 Ankrajların Kısımları	39
4.1.1 Ankraj Kafası	39
4.1.2 Serbest Ankraj Boyu	40
4.1.3 Ankraj Gövdesi	41
4.2 Ankrajların Sınıflandırılması	41
4.2.1 Gerilme Durumuna Göre Ankrajların Sınıflandırılması	41

4.2.1.1	Pasif (Basit) Ankrajlar	41
4.2.1.2	Öngermeli Ankrajlar	41
4.2.2	Aldıkları Yük Miktarına Göre Ankrajların Sınıflandırılması	41
4.2.2.1	Düşük Kapasiteli Ankraj (0-30 ton kapasiteli)	41
4.2.2.2	Yüksek Kapasiteli Ankraj (>30 ton)	41
4.2.3	Kullanım Sürelerine Göre Ankrajların Sınıflandırılması	41
4.2.3.1	Geçici Ankrajlar	41
4.2.3.2	Sürekli Ankrajlar	42
4.2.4	İmalat Tekniklerine Göre Ankraj Sınıflandırılması	43
4.2.4.1	A Tipi Ankrajlar	43
4.2.4.2	B Tipi Ankrajlar	44
4.2.4.3	C Tipi Ankrajlar	44
4.2.4.4	D Tipi Ankrajlar	44
5.	ZEMİN ANKRAJLARININ TASARIMI	45
5.1	Zemin ankrajlarının taşıma kapasiteleri ve kök boylarının hesabı	46
5.2	Kayada ankraj taşıma kapasitesi	46
5.2.1	Granüler (kohezyonsuz) Zeminlerde Ankraj Taşıma Gücü	48
5.2.2	Kohezyonlu Zeminlerde Ankraj Taşıma Gücü	51
5.3	Ankraj kök boyu ve kökler arası etkileşim	54
5.4	Aderans	56
5.4.1	Aderansı Etkileyen Faktörler	58
5.5	Enjeksiyon Malzemesi	59
5.5.1	Çimento Harcının Bileşimi	59
5.5.2	Çimento Harcının Hazırlanması	61
6.	ANKRAJ MALZEMELERİ, KOROZYONA KARŞI KORUNMASI, ÖNGERİLMESİ VE STABİLİTE TAHKİKLERİ	64
6.1	Ankraj Malzemeleri	64
6.1.1	Tendon	64
6.1.1.1	Tendon Malzemeleri	65
6.1.1.2	Çubuk Ankrajlar	65
6.1.1.3	Öngerme Telleri	65
6.1.1.4	Halatlar ve Kablolar	66
6.1.2	Tendon Merkezleyicileri ve Aralayıcıları	68
6.1.3	Oluklu Kaplamalar	69
6.1.4	Ankraj Kamaları (Krip)	70
6.1.5	Yük Dağıtma Plakası	70
6.1.6	Ankraj Kafası	71
6.2	Korozyon ve Korozyona Karşı Koruma	72
6.3	Ankrajların Öngerilmesi	75
6.3.1	Öngerme Teknikleri	76
6.4	Ankrajlarda Yük Transferi ve Genel Stabilitate	78
6.4.1	Derin Kayma Tahkiki	81
6.5	Destekli Kazılarda Yanal ve Düşey Hareketler	84
7.	İKSA SİSTEMLERİNE GELEN TOPRAK BASINÇLARI ve DAĞILIMLARI	86
7.1	Çok Sıra Destekli İksa Sistemlerinde Toprak Basınçları ve Dağılımları	87
7.1.1	Kohezyonsuz zeminlerdeki çok sıra destekli iksa sistemlerine gelen toprak basıncı dağılımları	90
7.1.2	Yumuşak – orta katı kohezyonlu zeminlerdeki destekleme sistemlerine gelen	

	toprak basıncı dağılımları	92
7.1.3	Çatlaklı – sert kohezyonlu zeminlerde destekleme sistemlerine gelen toprak basıncı dağılımları	94
8.	ANKRAJ DESTEKLİ DERİN KAZILARIN GÖZLEMLENMESİ	96
8.1	Ankraj Destekli Derin Kazılarda Gözlem Yapmanın Nedenleri	96
8.2	İnklinometre.....	99
8.3	İnklinometrelerin Çalışma Yöntemi	100
8.4	İnklinometre Borusunun Yerleştirilmesi	101
8.4.1	İnklinometre borusu.....	101
8.4.2	İnklinometre Borusunun Yerleştirilmesi	101
8.4.3	İnklinometre gözleminin yapılması	105
8.5	İnklinometrik İncelemenin Hassasiyetini Etkileyen Faktörler	106
8.5.1	Borunun çapı.....	106
8.5.2	Borunun doğrusalılığı	106
8.5.3	Borunun düzlüğü	106
8.5.4	İnklinometre kuyusunun doldurulma biçimi	107
8.5.5	Transdüserlerin inceliği	107
8.5.6	Okuma aralığı	107
8.5.7	Sıcaklık etkisi	107
8.6	İnklinometre Gözlem Sonuçlarının Değerlendirilmesi.....	108
9.	PLAXIS PROGRAMI	112
9.1	Sonlu Elemanlar Yöntemi ve Programın Tanıtımı	112
9.2	Sonlu Eleman Yönteminde Analiz Adımları :.....	115
9.3	Programın Genel Özellikleri.....	115
9.4	Genel Modelleme Özellikleri	115
9.5	Sonlu Elemanlar Yönteminde Dikkat Edilmesi Gereken Noktalar	116
9.6	Mohr-Coulomb modeli	117
10.	UYGULAMADAN BİR ÖRNEK - İSTANBUL ANEL İŞ MERKEZİ İKSA PROJESİ.....	119
10.1	Proje Hakkında Genel Bilgiler	119
10.2	İnceleme Alanının Jeolojisi ve Laboratuvar Deneyleri	121
10.2.1	Genel Jeoloji	121
10.2.2	Projenin Tanıtımı	121
10.2.3	Kontrolsüz Dolgu	122
10.2.4	Kumtaşı-Kiltası-Silttaşı Tabakası (Ayrışmış Grovak)	122
10.2.5	Arkoz Tabakası.....	122
10.3	İksa Sistemi ve Plaxis-İnklinometre Değerlerinin Karşılaştırılması.....	126
10.3.1	İksa sistemi	126
10.3.2	İksa Kesitleri ve Plaxis Analizleri	128
10.3.2.1	1 no'lu kesit	128
10.3.2.2	2 no'lu kesit	134
10.3.2.3	3 no'lu kesit	139
10.3.2.4	4 no'lu kesit	143
10.4	Blok Göçme Analizi	149
11.	SONUÇLAR.....	151

KAYNAKLAR.....	154
EKLER.....	157
Ek 1 İksa Sistemi Projeleri.....	158
Ek 2 Zemin Etüdü Sondaj Logları ve Nokta Yükleme Deneyi Raporları.....	160
Ek 3 Analiz Yapılan Kesitlerin Malzeme Parametreleri ve Analiz Sonuçları.....	174
ÖZGEÇMİŞ.....	215

SİMGE LİSTESİ

γ_k	Kuru birim hacim ağırlık
γ_n	Doğal birim hacim ağırlık
δ	Zemin ile duvar arasındaki sürtünme açısı
δ'	Enjeksiyon – kayaç kesiti dayanımı
β	Zemin yüzünün yatayla yaptığı açı
β'	Duvar arkasındaki eğimli bölgenin yatayla yapmış olduğu açı
α	Duvarın yatayla yaptığı açı
τ	Enjeksiyon-zemin ara kesitinde mobilize olmuş kayma gerilmesi
σ_v	Düşey jeolojik gerilme
ψ	Kayma yüzeyinin yatayla yaptığı açı
δ_u	D tipi ankraj köklerinde yapılan genişletmelerin aralığı
x	Yatay yer değiştirme
w	Duvarın bir metresinin ağırlığı
W	Kayma zemin bloğunun ağırlığı
T_u	B tipi ankrajlarda kök taşıma kapasitesi
c	Zemin kohezyonu
c_u	Drenajsız kayma mukavemeti
d	Tendon çapı
d_s	Delinen şaft çapı
e	Boşluk oranı
D	Ankraj kök çapı
E	Elastisite modülü
EA	Ankraj kökü rijitliği
EI	Eğilme rijitliği
H	Kazı derinliği
K_a	Aktif toprak basıncı
K_o	Sükunetteki toprak basıncı katsayısı
K_p	Pasif toprak basıncı
L	Ankraj boyu
M_{mak}	Maksimum moment
m_p	Yapının uç noktası etrafındaki dönmeye karşı stabilitesi

I_p	Plastisite indeksi
P_A	Yatay toprak basıncı
ν	Poisson oranı

KISALTMA LİSTESİ

BS British Standards

DIN Deutsches Institut für Normung

FHWA Federal Highway Administration

NAVFAC Naval Facilities Engineering Command

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 1.1 Kullanılan Zemin Profillerinden SK3 nolu kuyunun kesiti ve idealleştirilmiş zemin profili ve parametreleri.	3
Şekil 1.2 Plaxis ile elde edilen deplasman grafiği	5
Şekil 1.3 Arazide yol cephesinde ölçülen inklinometre ölçüm sonuçları.....	5
Şekil 1.4 Hatalı montajda ankraj halatlarının yön değiştirmesi	6
Şekil 1.5 Projelendirilen iksanın (a) Plaxis programı deplasman eğrisi (b) yapılan kazının ilerleyen safhasından bir görüntü.	7
Şekil 1.6 Yerleştirilen inklinometre kuyuları	8
Şekil 1.7 Inklinometre kuyularından alınan okumalar sonucu elde edilen deplasman eğrileri. .	9
Şekil 1.8 Örnek 3’de iksa kazısı kesiti	10
Şekil 1.9 Örnek 3’de revizyon sonucu iksa kazısı kesiti	11
Şekil 1.10 Örnek 3’te kazık deplasmanı.....	11
Şekil 1.11 Örnek 3’te Plaxis sonlu elemanlar öngermeli analizi ile inklinometre ölçümlerinin karşılaştırılması.....	12
Şekil 2.1 Kazıdan dolayı oluşan gerilme boşalması (Sağlamer, 1985).	14
Şekil 2.2 Dar Derin Kazılarda Destekleme Sistemleri	15
Şekil 2.3 Kuyu tipi betonarme perde duvar	16
Şekil 2.4 Kademeli Kazının Ankrajlı Betonarme Perde Duvarla Desteklenmesi	17
Şekil 2.5 Diyafram Duvar Yapım Aşamaları (Güler,1977).....	18
Şekil 2.6 Ahşap Palplanş Tipleri	20
Şekil 2.7 Betonarme Palplanş.....	20
Şekil 2.8 Farklı Çelik Palplanş Tipleri	21
Şekil 2.9 Forekazık imalat safhaları ve ankraj destekli forekazık perde duvarı (www.temeltas.com.tr)	22
Şekil 2.10 Kazıklı perdelerde imalat şekilleri	23
Şekil 2.11 Mini kazık imalatı safhaları (İncecik, 1977)	25
Şekil 2.12 Berlin duvarının yapım aşamaları a) profil demir veya beton kazığın yerleştirilmesi b) etrafının kum ile doldurulup muhafaza borusunun çekilmesi c) ankraj yapımı d) cephe görünüşü	27
Şekil 3.1 Düşey Deplasmana Karşı Havuzun Emniyete Alınması a) Taban kalınlığını arttırarak b) Ana kayaya ankrajlarla bağlanarak.....	29
Şekil 3.2 Yapının Dönmeye Karşı Stabilitésinin Artırılmasında Ankrajlamanın Etkisi.	30
Şekil 3.3 Kaymaya Karşı Kaya Yüzeylerinin ve Şevlerin Ankrajlar Vasıtasıyla Korunması..	32
Şekil 3.4 Kaymaya Karşı Pasif Direnç Kullanımı.....	32

Şekil 3.5 K_1 ve K_2 Gibi silindirik kritik kayma yüzeyleri boyunca istinat duvarlarının kaymaya karşı emniyete alınması.....	33
Şekil 3.6 Tünel Kazısının Çevresindeki Çok Çatlaklı Kayanın Gevşemesini Gösterir.....	34
Şekil 3.7 Sıkışabilir Zeminde, Farklı Deformasyonların Yapı Kenarlarından Ankraj Kuvvetleriyle Düzeltilmesi.....	35
Şekil 3.8 Ankrajların Kullanıldığı Diğer Yerler (Littlejohn, 1970)	37
Şekil 4.1 Ankrajın Kısımları (İnan, 2000).....	39
Şekil 4.2 Ankraj kafası (BS-8081-1989).....	40
Şekil 4.3 Temel Ankraj Tipleri (BS-8081,1989).....	43
Şekil 5.1 Taşıma gücü kapasitesi faktörü ile efektif kayma mukavemeti açısı arasındaki ilişki (BS-8081-1989).....	49
Şekil 5.2 Kumlu çakıllar ve çakıllı kumlarda maksimum ankraj kapasitesi (BS-8081,1989) .	50
Şekil 5.3 Güvenli ankraj taşıma gücü, SPT arasındaki ilişki (BS-8081,1989).....	51
Şekil 5.4 D Tipi Ankraj (BS-8081,1989)	53
Şekil 5.5 Zemin ankrajları için düşey ve yatay aralıklandırma gereksinimi (BS-8081,1989)	56
Şekil 5.6 Su Oranının Harcın Basınç Mukavemetine Etkisi (Hobst ve Zajic,1983).	60
Şekil 5.7 Manşetli Tüp İle Enjeksiyon Yöntemi	63
Şekil 5.8 Enjeksiyon Basıncının Ankrajın Nihai Taşıma Kapasitesi Üzerindeki Etkisi (Jorge,1970).....	63
Şekil 6.1 Ankraj Çubuğunun Tutucular Vasıtası İle Zemine Ankre Edilmesi.	65
Şekil 6.2 Birden Fazla Örgü Tel Kullanılan Bir Ankraj Sisteminde Merkezleyici enkesiti (BS-8081).	68
Şekil 6.3 Oluklu Kaplamalarda yük transferi mekanizması (BS-8081, 1989)	69
Şekil 6.4 Halat tendon için ankraj kafası bileşenleri	70
Şekil 6.5 Ankraj malzemeleri, a) Farklı Delikli Ankraj kafaları b) Ankraj kafası bileşenleri (Berilgen,1996).....	71
Şekil 6.6 Farklı tipteki ankraj kafaları a) Düz Tip b) Açılı Tip.....	72
Şekil 6.7 Ankraj halatının korozyona karşı korunması (FHWA, 1999).....	73
Şekil 6.8 Ankraj kafasının korozyona karşı korunması (FHWA, 1999)	74
Şekil 6.9 Hidro-Mekanik firmasının pompa ünitesi ve germe krikosu (www.hidromekanik.net).....	76
Şekil 6.10 Hidro mekanik firmasının ankraj germe krikosu (www.hidromekanik.net)	77
Şekil 6.12 Ankraj girmesinde kullanılan (a) Güç ünitesi parçaları ve (b) Girmesi yapılan bir ankraj.	78
Şekil 6.13 Ankrajlı perdelerde kabul edilen kayma kaması	79

Şekil 6.14 Ankrajlı yapılarda göçme çeşitleri a) Sistemin silindirik kayma dairesi boyunca göçmesi (Toptan göçme) b) Derin kayma düzleminde zemin göçmesi (İncecik,1977).....	80
Şekil 6.15 Ankrajlı duvarda genel stabilite için kabul edilen kayma kaması.....	81
Şekil 6.16 Tek ve Çok Sıralı Ankrajda Blok Analizinde Güvenlik Sayısı (Yıldırım, 2004) ...	83
Şekil 6.17 Destekli Kazılarda Yanal Yer Değiştirme (Yıldırım, 2004)	84
Şekil 6.18 Sert killer,kumlar ve rezidüel zeminlerde yapılan kazılarda gözlenen yatay deplasman duvar yüksekliği ilişkisine ait diyagram (Clough ve O'Rourke,1990)..	85
Şekil 7.1 (a) Alt ucu ve (b) üst ucu etrafında dönen duvarlara etkiyen toprak basınçları (Sağlamer,1985)	86
Şekil 7.2 Ankrajlı duvara etkiyen farklı toprak basınçları (Sağlamer,1985).....	87
Şekil 7.3 Çok Sıra Ankrajlı Bir Duvarda Toprak Basıncı Dağılımı (Berilgen, 1996)	89
Şekil 7.4 Ankrajlı Duvar için NAVFAC önerisi	90
Şekil 7.5 Kohezyonsuz Zeminler için Terzaghi ve Peck Tarafından Önerilen Toprak Basıncı Dağılımı	90
Şekil 7.6 Kohezyonsuz Zeminler İçin İsveç Yapı Standartı Tarafından Önerilen Toprak Basıncı Dağılımı (a) Düşük Relatif Sıkılıklı, (b) Yüksek Relatif Sıkılıklı.....	91
Şekil 7.7 Kohezyonsuz zeminler için Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı.....	92
Şekil 7.8 Yumuşak – Orta katı kohezyonlu zeminler için Terzaghi – Peck tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı	93
Şekil 7.9 Orta Katı Kil Zeminler için Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı.....	94
Şekil 7.10 Çatlaklı – Sert Kohezyonlu zeminler için Terzaghi ve Peck tarafından önerilen toprak basınçları	95
Şekil 7.11 Çatlaklı – sert kohezyonlu zeminler için Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basınçları.....	95
Şekil 8.1 İnklinometre a) aleti b) kullanılması c) ölçme hesaplamaları (Dunnicliff,1988)....	100
Şekil 8.2 İnklinometre borusunun yerleştirilme aşamaları.....	104
Şekil 8.3 İnklinometre borusunun üstten görünüşü (Dunnicliff,1988).....	105
Şekil 8.4 Toplam deplasmanlar grafiğine bir örnek	109
Şekil 8.5 Toplam deplasmanlar grafiği	110
Şekil 8.6 Alınan ölçümler sonucunda oluşan deplasmanların Deplasman-Zaman grafiği ile gösterimi.	111
Şekil 9.1 Sonlu eleman gösterilişi	114

Şekil 9.2 Gerilme Noktaları ve Düğüm Noktaları.....	116
Şekil 9.3 Üç eksenli deneylerde sonucu olan gerilme-şekil değiştirme eğrisinde E0 ve E50 değerlerinin bulunuşu	117
Şekil 9.4 Asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi ($c=0$).....	118
Şekil 10.1 İksa vaziyet planı.....	120
Şekil 10.2 İksa çalışmasından bir görünüş	123
Şekil 10.3 Kademeler arası çelik hasır ile kaplama.....	128
Şekil 10.4 I-I kesiti	129
Şekil 10.5 I-I kesiti için ölçülen İnk 1'in deplasman-derinlik grafiği	130
Şekil 10.6 I-I kesiti için Plaxis modeli	131
Şekil 10.7a. I-I kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen toplam deplasmanlar	132
Şekil 10.7b. I-I kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen yanal yer değiştirmeler	133
Şekil 10.7c. I-I kesitinde iksa sisteminin yanal yerdeğiştirmesi	133
Şekil 10.8 İnklinometre-Plaxis'den elde edilen deplasman-derinlik değerlerinin karşılaştırılması.....	134
Şekil 10.9 III-III kesiti	135
Şekil 10.10 III-III kesiti için ölçülen İnk 5'in deplasman-derinlik grafiği.....	136
Şekil 10.11a. III-III kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen toplam deplasmanlar	137
Şekil 10.11b. III-III kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen yanal yer değiştirmeler	137
Şekil 10.11c. III-III kesitinde iksa sisteminin yanal yerdeğiştirmesi	138
Şekil 10.12 İnklinometre-Plaxis'den elde edilen deplasman-derinlik değerlerinin karşılaştırılması.....	138
Şekil 10.13 IIID - IIID kesiti	139
Şekil 10.14 IIID - IIID kesiti için ölçülen İnk 4'ün deplasman-derinlik grafiği	140
Şekil 10.15a. IIID-IIID kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen toplam deplasmanlar	141
Şekil 10.15b. IIID-IIID kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen yanal yer değiştirmeler	141
Şekil 10.15c. IIID-IIID kesitinde iksa sisteminin yanal yerdeğiştirmesi	142
Şekil 10.16 İnklinometre-Plaxis'den elde edilen deplasman-derinlik değerlerinin karşılaştırılması.....	142

Şekil 10.17 İnklinometre-Plaxis'den elde edilen deplasman-derinlik değerlerinin karşılaştırılması.....	143
Şekil 10.18 II-II Kesiti.....	144
Şekil 10.19 II - II kesiti için ölçülen İnk 2'nin deplasman-derinlik grafiği.....	145
Şekil 10.20a. II-II kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen toplam deplasmanlar	146
Şekil 10.20b. II-II kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen yanıl yer değiştirmeler	146
Şekil 10.20c II-II kesitinde iksa sisteminin yanıl yerdeğiştirmesi.....	147
Şekil 10.21 İnklinometre-Plaxis'den elde edilen deplasman-derinlik değerlerinin	148
karşılaştırılması.....	148
Şekil 10.22. II-II kesiti blok göçme tahkiki.....	149
Şekil 10.23 Blok göçme analizi modeliyle elde edilen A'	150

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 1.1 Örnek 1' in zemin malzeme parametreleri	4
Çizelge 1.2 Örnek 1'in duvar ve ankraj malzeme özellikleri	4
Çizelge 1.3 Geoteknik Tasarım Parametreleri.....	7
Çizelge 1.4 Deformasyon miktarlarının karşılaştırılması.....	8
Çizelge 1.5 Örnek 3'de Plaxis analizlerinde kullanılan zemin malzeme parametreleri.....	10
Çizelge 2.1 Mini Kazık Güvenlik Sayıları (DIN-4128)	26
Çizelge 2.2 Mini Kazıklarda Çevre Sürtünmesi.....	26
Çizelge 4.1 Zemin Ankrajları İçin Minimum Güvenlik Değerleri (BS-8081,1989)	42
Çizelge 5.1 Bazı kayaçlar için tipik kök sıyrılma değerleri (NAVFAC, 1983)	47
Çizelge 5.2 1m uzunluk için kökte son taşıma gücü (kN) (FHWA, 1998)	48
Çizelge 5.3 Çimento enjeksiyonlu kaya ankrajları için kök boyları (BS-8081,1989).....	55
Çizelge 5.4 Çeşitli Katkı Maddeleri Oranları.....	61
Çizelge 6.1 Öngermeli Tendon Malzemeleri İçin Tipik Boyutlar ve Karakteristik Dayanımlar (BS-8081)	67
Çizelge 6.2 Ankraj çubuğunda emniyet katsayıları.....	76
Çizelge 10.1 Projedeki başlıca imalatlar	119
Çizelge 10.2 Dolgu tabakasına ait mühendislik parametreleri	122
Çizelge 10.3 Kumtaşı-Kiltaşı-Silttaşı tabakasına ait mühendislik parametreleri	122
Çizelge 10.4 Arkoz tabakasına ait mühendislik parametreleri	123
Çizelge 10.5 Nokta yük dayanımı	124
Çizelge 10.6 Tek Eksenli Basınç dayanımına göre kayaçların sınıflandırılması (Deere ve Miller, 1966)	125
Çizelge 10.7 Atterberg deney sonuçları	126
Çizelge 10.8 Proje Tasarım Parametreleri.....	129
Çizelge 10.9 Kesitlerde göçmeye karşı güvenlik sayıları.....	148

ÖNSÖZ

Yüksek lisans tez çalışmamda böylesine hızlı gelişen önemli bir konuda, bana tez yapma olanağı tanıyan ve tüm yüksek lisans çalışmam süresince bana hep destek olan, deneyim ve bilgilerini benimle paylaşan danışman hocam, Yrd.Doç.Dr. Havvanur KILIÇ'a teşekkürü bir borç bilirim. Yüksek lisans eğitimim boyunca bana her konuda yardımcı olan ve şu an sahip olduğum bilgi, deneyim ve tecrübeyi bana kazandıran Yıldız Teknik Üniversitesi Geoteknik Anabilim Dalı öğretim üyelerine teşekkürlerimi sunarım. Tez çalışmam sırasında her türlü desteği sağlayan tüm MERTAŞ İNŞ. A.Ş çalışanlarına teşekkürlerimi sunarım. Gerek sayısal analizler sırasında, gerekse tezimin diğer aşamalarında deneyimlerini benimle paylaşan Yük.İnş.Müh. Bekir Buğra ÖZDEMİR'e ve Yük.İnş.Müh. Y. Emre Dönertaş'a ve yaşamımın her safhasında bana sonsuz desteklerini hiç esirgemeyen aileme teşekkür ederim.

Burak Sarp Özberk

ÖZET

Derin kazı destekleme sistemlerinde ankrajların kullanılması, çok daha derin ve büyük kazıların, emniyetli ve ekonomik bir şekilde yapılmasına olanak sağlamaktadır. Destekleme sistemine yükler, ankrajlar vasıtasıyla zemine aktarılan öngerme kuvvetleriyle karşılanmakta ve çok daha küçük kesitlerle çok daha büyük kuvvetler karşılanabilmektedir. Zemin yapılarının çoğunda karşılaşılan belirsizlikler, projelendirilme aşamasında öngörülen deplasman miktarlarının gözlemlenmesi ve kazının emniyetli şekilde devam edebilmesi için imalat sonrasında inklinometre ölçümlerinden yararlanılarak kazının güvenli şekilde devamı ve çevre yapılara etkilerinin incelenmesi mümkün olmaktadır. Bu tez kapsamında; son yıllarda ülkemizde geniş bir uygulama alanı bulmaya başlayan ve büyük bir gelişme gösteren ankraj destekli derin iksa sistemlerinin, temel konuları ve tasarımı irdelenip, tasarlanan sistemlerin deformasyon davranışları sonlu elemanlar yazılımı kullanılarak analiz edilmiş ve tasarım sonrası uygulamalardan elde edilen inklinometre verileriyle karşılaştırılması yapılmıştır. Anel Ümraniye İş Merkezi binası zemin profili için ankrajlı fore kazık analizleri yapılmış ve bunlara ait hesap parametreleri ve boyut analizi sunulmuştur. İlk olarak problemin analitik çözümü yapılmıştır. Daha sonra, sonlu elemanlar yöntemi ile iki boyutlu elasto-plastik analiz yapabilen Plaxis programı ile hesaplanmıştır. Hesaplanan bu değerlerden duvarların deplasman değerleri belirlenmiştir. Plaxis ile elde edilen değerler, her bir kademe ve ankraj imalatı sonrasında elde edilen inklinometre ölçümleri karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak aletsel ölçümler ile plaxis ölçüm değerlerinin birbirine yakın değerlere sahip olduğu görülmüştür.

Anahtar kelimeler: Ankraj, Derin destekli kazılar, Plaxis, Ankrajlı fore kazık sistemi,

ABSTRACT

The anchors as part of a deep excavation support system enable safe and economical deep excavations. The loads on a support system are transferred to the soils through prestressed anchors and additional loads can be carried by the smaller cross-sections. Uncertainties in the behavior of soil structures can be overcome by in-situ observation of the estimated displacements during the design phase by the inclinometer readings, which may allow the excavation to continue safely, if any, adverse effects to the neighboring structures. The basic ideas and the design of anchored deep excavation support systems, which are recently widely used in Turkey and have improved significantly, are briefly introduced in this research. Then the deformation behavior of several designed systems are analyzed by a finite element software program and are compared with the inclinometer readings. The analyses are conducted for the anchored drilled shaft support of the Anel Ümraniye Business Center excavation. The deformations of the anchored walls are firstly calculated analytically, and then, followed by the results from Plaxis program which solves the two dimensional elastoplastic problem utilizing the finite element method. The results from Plaxis are compared with the inclinometer readings obtained at every construction step after the installation of anchors similar outcomes are observed.

Keywords: Anchors, deep excavation support system, Plaxis, anchored drilled shaft.

1. GİRİŞ

İlk ankraj uygulamaları 1918 yılında Polonya’ da ve 1926 yılında Çekoslovakya’ da yapılmıştır. Delme işlerinde patlayıcıların kullanılması, yüksek basınçlı enjeksiyon uygulanması ve mekanik delicilerde elde edilen ilerlemelerle ankraj kullanımında 1950’lerden sonra büyük artış olmuştur. İlk önceleri ankrajlar yalnız kayalarda ve de kohezyonsuz zeminlerde uygulanırken 1970’li yıllardan sonra kohezyonlu zeminlerde de uygulanmaya başlanmıştır.

Mühendislikte, bir yapının sağlam ve kullanım amacına uygun olması yanında ekonomik olması da esas amaçlardandır. Son yıllarda bu amaca uygun olarak yapılan ilerlemelerin içerisinde ankraj uygulamalarının yaygınlaştığı görülmektedir. Büyük kentlerdeki nüfus yoğunluğunun artışı ile trafik, konut açığı gibi sorunlara çözüm getirmek bakımından daha az yer kaplayan yüksek yapılar ve yeraltı tesislerini arttırmak yoluna gidilmiştir. Bu tip yapıların inşası boyunca dar olan kazı sahaları içinde düşey olarak teşkilini sağlamak veya çevresinde bulunan yol, bina vb. yapılarda oluşacak hasar riskini en aza indirmek ve kabul edilebilir sınırlar içerisinde tutabilmek için gerek duyulan büyük kuvvetlerin sağlanması doğrultusunda ortaya çıkan ihtiyaçlar neticesinde ankraj teknolojisinde hızlı bir gelişim söz konusudur.

Derin kazı çukurlarının güvenli ve ekonomik olarak desteklenebilmesi için istinat duvarı, payanda gibi destekleme sistemlerinin kullanılması yeterli derecede güvenilir ve ekonomik olmadığından dolayı derin kazılarda çok sıra destekli iksa sistemleri geliştirilmiştir. Çok sıralı ankrajlı iksa sistemlerinin yapılış aşamaları ve deformasyon biçimi, klasik destekleme sistemlerinden farklıdır. Destekleme sistemlerinde, bölgesel toprak basıncı yığılması sonucu sistemin elemanlarında çok büyük yükler oluşmakta ve bunun sonucunda da sistemin toptan göçmesine neden olabilecek bir ardışık göçme mekanizması meydana gelebilmektedir. Yapılacak kazı nedeniyle oluşacak yatay hareketler kabaca, parabolik olarak nitelendirilebilecek basınç dağılımının oluşmasına yol açar. Bu sistemlerin boyutlandırılmasında gerçek toprak basıncı değerleri kullanılmadığından birçok araştırmacı tarafından yapılmış ve zemin cinsine bağlı farklı toprak basıncı dağılımları elde edilmiştir. Bu

formüller ilerki bölümlerde ayrıntılı şekilde irdelenecektir.

Derin kazı projelerinde, detaylı bir geoteknik araştırma, güvenli ve ekonomik bir destekleme sisteminin seçilmesi gereklidir. İksa sistemleri hesabı, zemin mekaniği bilgisi ve ciddi deneyim gerektiren uygulamalardır. Derin kazı gerektiren yapıların inşaatı boyunca dar olan kazı sahaları içinde, kazının düşey olarak stabilitesini sağlamak, kazı çevresindeki yapılarda oluşabilecek hasarları minimuma indirmek ve zeminde oluşacak deplasmanları kabul edilebilir sınırlar içerisinde tutmak için aletsel gözlemler yapılarak tasarımın doğruluğu ve güvenliği gözlemlenebilir. Ayrıca inşaatın devam eden aşamalarında yapılan aletsel ölçümlerle, hesaplanan ve beklenen deplasmanlar karşılaştırılıp, gerekirse tasarımda revizyon yapılmasına olanak sağlamaktadır.

Bu çalışmada, Bölüm 1’de ankrajlı iksa sistemi örnekleri, Bölüm 2’de derin kazılarda uygulanan destekleme sistemleri, Bölüm 3’de ankrajların kullanım alanları, Bölüm 4 ve 5, zemin ankrajları ve tasarım yöntemleri; Bölüm 6’da yanal toprak basınçları ve çok sıra destekli iksa sistemlerine gelen toprak basınçları, Bölüm 7’de derin destekli kazıların gözlemlenmesi, Bölüm 8’de Plaxis sonlu elemanlar programının irdelenmesi, Bölüm 9’da irdelenen şantiyenin zemin parametreleri ve iksa sisteminin Plaxis ile elde edilmiş sonuçları ve bu analiz sonuçları ile arazi ölçümlerinin karşılaştırılması, Bölüm 10’da sonuç ve öneriler sunulmuştur.

1.1 Ankrajlı Derin Destekli Sistem Örnekleri

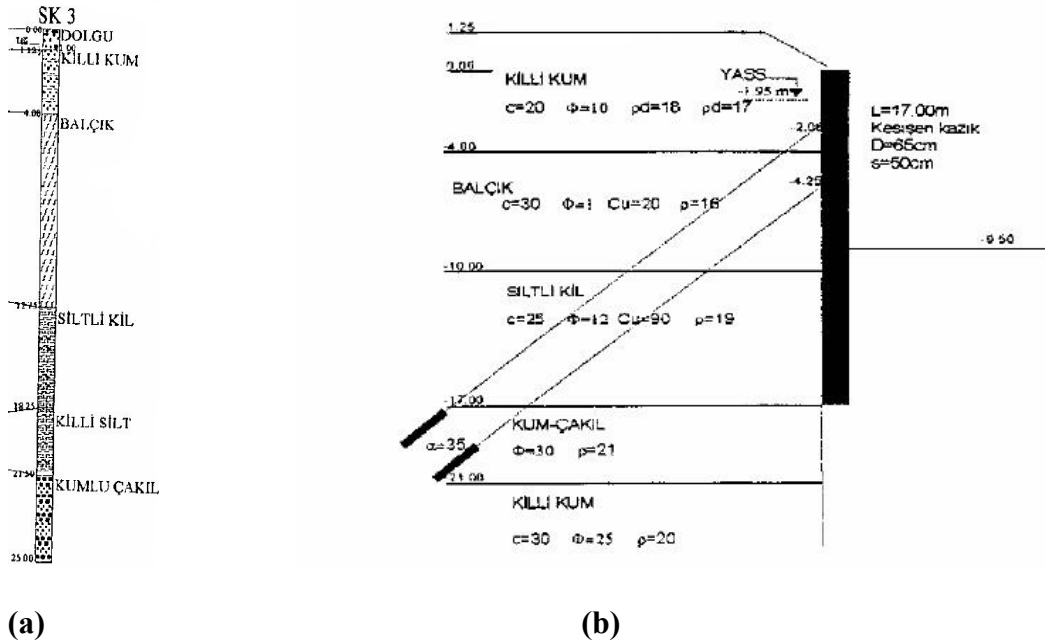
Ankraj destekli derin iksa sistemleri ile yapılan birçok derin kazı uygulaması bulunmaktadır. Bu çalışmalardan bazıları bu tez çalışmasına ışık tutması amacıyla seçilmiş olup, kesitleri, çözüm yöntemleri ve sonuçları kısaca özetlenerek irdelenmiştir.

1.2 Örnek 1

İzmir Makine Mühendisleri Odası binasının inşaatı sırasındaki derin kazı problemi

irdelenmiştir. Ankrajlı kesişen kazıklı diyafram duvarlı bir derin kazının analizinin sonlu elemanlar programı ile çözümü irdelenmiştir.

Mevcut zemin koşulları ve yüksek yeraltı su seviyesinin dikkate alınmasıyla kazı stabilitesini sağlamak amacıyla ankrajlı kesişen diyafram duvar tasarımı yapılmıştır. Kazı derinliği önce 5,50 m olarak planlanmış daha sonra -9,50m ye kadar projelendirilmiştir. Duvar boyu 17 m, kazık çapı 65 cm, kazık aralığı ise 50 cm olacak şekilde fore kazıklar imal edilmiştir. Kullanılan ankrajların serbest boyu 30 m ile 35 m arasında değişmekte; kök uzunlukları ise 7 m olarak tasarlanmıştır. Ankrajların eğimi ise 35° dir. Zemin profili Şekil 1.1’de gösterilmiştir. Nümerik analizler Plaxis programı ile yapılmış ve analizlerde kullanılan malzeme parametreleri Çizelge 1.1’de, duvarın malzeme parametreleri ise Çizelge 1.2’de verilmiştir (Önalp vd., 2000)



Şekil 1.1 Kullanılan Zemin Profillerinden SK3 nolu kuyunun kesiti ve idealleştirilmiş zemin profili ve parametreleri.

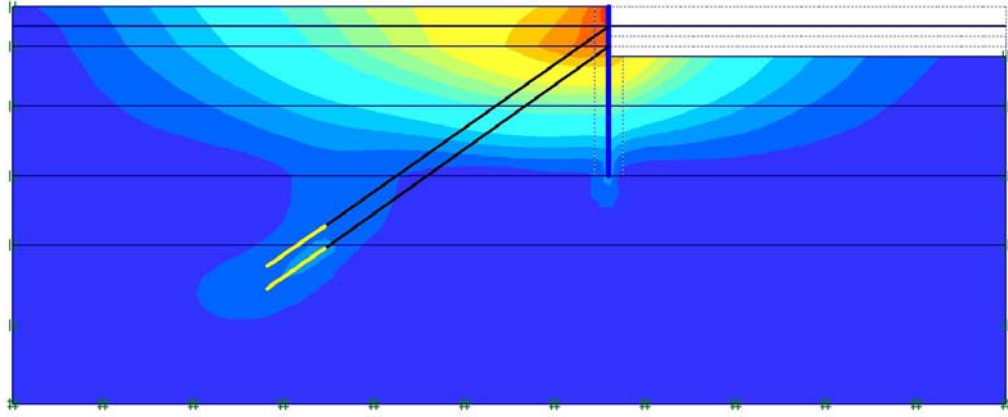
Çizelge 1.1 Örnek 1' in zemin malzeme parametreleri

Zemin	γ_k (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	E' (kPa)	C _u (kPa)	ϕ (°)	ν'
Killi kum	17.0	18.0	15000	20	10	0.25
Balçık	16.0	17.0	2750	30	1	0.10
Siltli kil	19.0	20.0	3300	25	12	0.20
Kum – Çakıl	21.0	22.0	50000	1	30	0.30
Killi kum	20.0	21.0	15000	30	25	0.25

Çizelge 1.2 Örnek 1'in duvar ve ankraj malzeme özellikleri

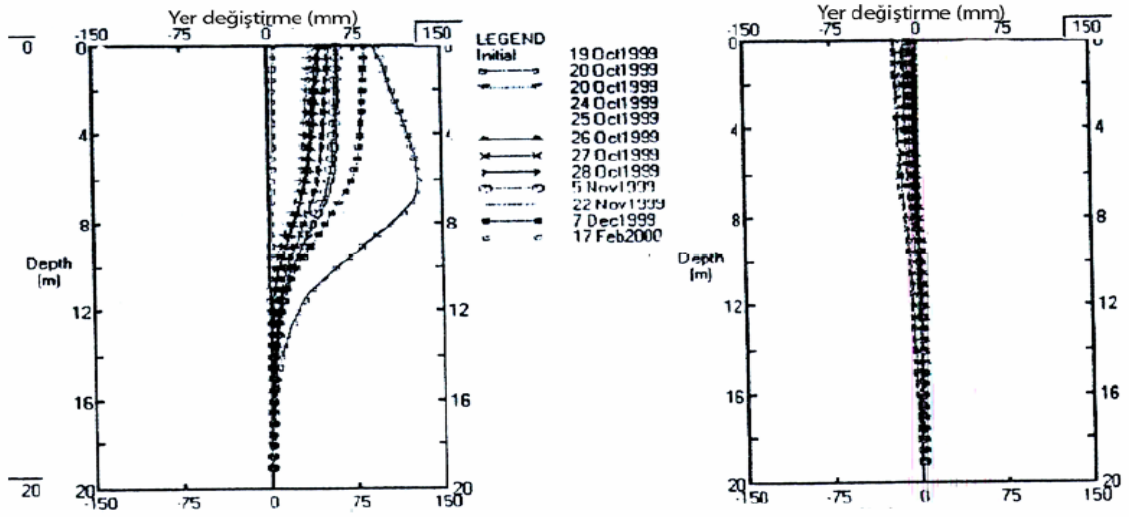
Malzeme	Model	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	w (kN/m/m)	ν
Duvar	Lineer Elastik	19.500.000	686.600	9.75	0.20
Ankraj Halatı (L _s = 1)	Elastik	200.000	-	-	-
Ankraj kökü	Elastik	200.000	-	-	-

Ankrajların proje yükü 220 kN olarak belirtilmiştir. Plaxis sonlu elemanlar programında oluşturulan nümerik modellemelerden elde edilen analiz sonuçlarına göre duvar deplasmanı 30 mm olarak belirlenmiştir (Şekil 1.2). Arazide inklinometreler ile yapılan ölçümler ise Şekil 1.3'de gösterilmiştir.



Total displacements (Utot)
Extreme Utot 29,65*10⁻³ m

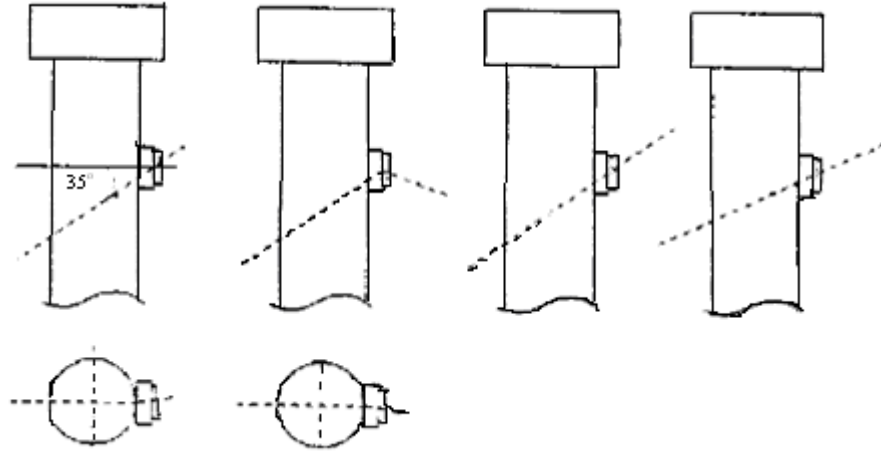
Şekil 1.2 Plaxis ile elde edilen deplasman grafiği



Şekil 1.3 Arazide yol cephesinde ölçülen inklinometre ölçüm sonuçları

Duvarın iksa çukuruna doğru deformasyonlar kazı taban kotunun biraz üzerinde maksimum olmuştur. İncelenen destek sisteminde, ankraj yapımından bir süre sonra bunların

kilitlenmesini izleyerek halatların çözüldüğü ve kafaların koptuğu gözlenmiştir. Bazı bağlantılarda ise açılı ankraj kafaları veya açılı flanşlar ankraj halatının açısına uygun monte edilmemiştir. Bu durumda ankraj halatı kafada aniden yön değiştirmekte böylece ankraj halatına çalışması gereken çekme kuvvetlerinin dışında yan kuvvetler etki etmekte ve bu kuvvetler ankraj kafasına dayanan halatın kesmeye çalışmasına sebep olmaktadır (Şekil1.4).



Şekil 1.4 Hatalı montajda ankraj halatlarının yön değiştirmesi

1.3 Örnek 2

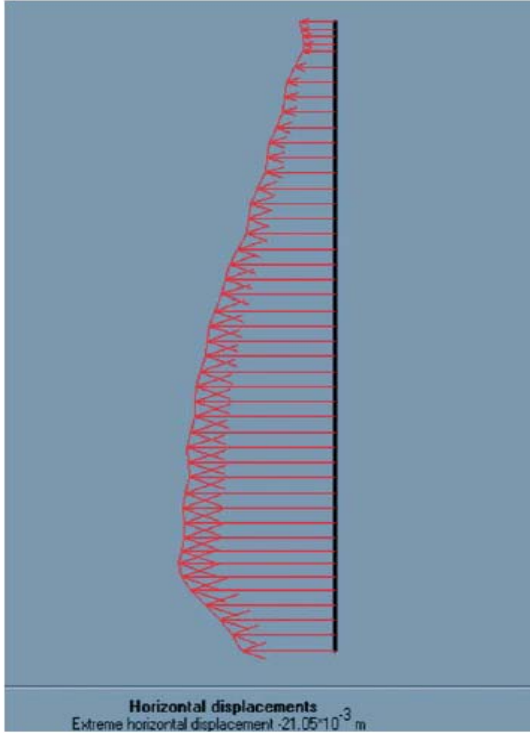
“Taksim Residence” kompleksi kapsamında güvenli bir derin kazı çalışması için gerekli, her türlü stabilite tedbirlerini içeren iksa projelendirme çalışmaları ve iksa imalatlarının kontrolü amacıyla sahada yerinde gerçekleştirilen geoteknik ölçümler konu edilmiştir.

Proje kapsamında cephelere mevcut yapıların durumuna ve arsa sınır koşullarına bağlı olarak mini kazık – ankraj sistemi tercih edilmiştir. Mini kazık ve ankrajlarla projelendirilen iksa sisteminde 25 cm çapında mini kazılar 80 cm ara ile gerçekleştirilmiştir. Ankrajlar ise 15°'lik açı yapacak şekilde ve 0.6”/4 halatlı olarak dizayn edilmiştir. Geoteknik tasarım parametreleri için seçilen zemin parametreleri Çizelge 1.3’de dir. Sondajlarda yeraltı su seviyesinin 13,80 m – 15 m derinlikleri arasında olduğu tespit edilmiştir.

Çizelge 1.3 Geoteknik Tasarım Parametreleri

Zemin Cinsi	Parametre	Sembol	Tavsiye Edilen Değerler
Ayrışmış Grovak	İçsel Sürtünme Açısı	ϕ	33°
	Kohezyon	c	0 kPa
	Birim Hacim Ağırlık	γ	20 kN/m ³
Grovak	İçsel Sürtünme Açısı	ϕ	38°
	Kohezyon	c	0 kPa
	Birim Hacim Ağırlık	γ	20 kN/m ³

Plaxis analizleri neticesinde elde edilen deplasman eğrisi ve kazının ilerlemiş safhası Şekil 1.5’de verilmiştir.



(a)



(b)

Şekil 1.5 Projelendirilen iksanın (a) Plaxis programı deplasman eğrisi (b) yapılan kazının ilerleyen safhasından bir görüntü.

Derin kazı kapsamında önemli bir aşamada ölçüm işlemleridir. Bu proje kapsamında ise izin

verilen yatay deformasyon miktarı ankrajlı geçici iksa sistemleri için NAVFAC – DM25’ te $0,001 \times H_{\text{kazı}}$ ($H_{\text{kazı}}$: kazı derinliği) olarak verilmiştir. Söz konusu kritere göre projenin e yüksek cephesi olan 21,70 m’lik kazı derinliği için izin verilebilir deformasyon miktarı 2.2 cm’dir. Proje kapsamında önem arz eden 2 noktada inklinometrik gözlem kuyusu yerleştirilmiştir. Yerleştirilen 2 kuyu Şekil 1.6’da gösterilmiştir. Bu iki gözlem kuyusundan belli aralıklarla alınan okumalar Şekil 1.7’de verilmiştir.



(INK1 kuyusu)



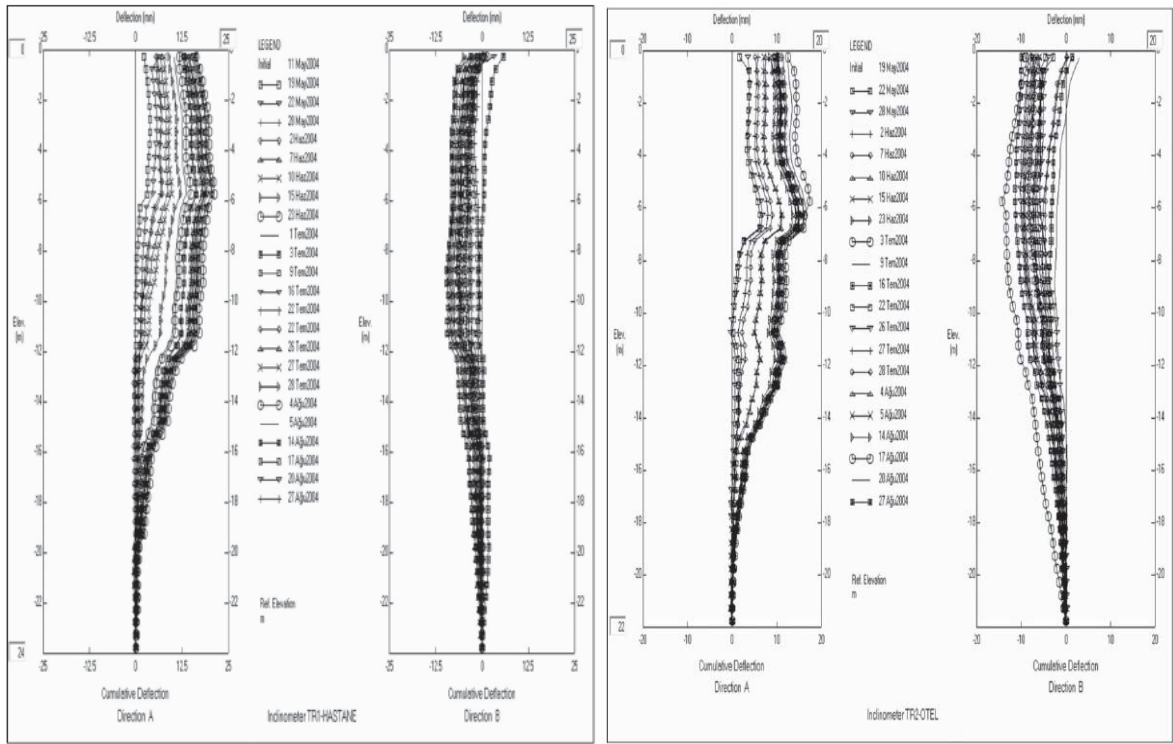
(INK2 kuyusu)

Şekil 1.6 Yerleştirilen inklinometre kuyuları

Sonlu elemanlar analizleri sonucunda bulunan, inklinometre sistemlerinde ölçülen ve izin verilen deformasyon miktarları Çizelge 1.5’de verilmiştir (Çetin, E., vd., 2004).

Çizelge 1.4 Deformasyon miktarlarının karşılaştırılması

Yöntem	İNK-1 Cephesi (B – Blok Cephesi)	İNK-2 (Hyatt Reg. Cephesi)
Sonlu Elemanlar	21,05 mm	14,67 mm
İnklinometre	20 mm	17 mm
İzin Verilen	19,65 mm	18,70 mm



INK1 okumaları

INK2 okumaları

Şekil 1.7 İnklinometre kuyularından alınan okumalar sonucu elde edilen deplasman eğrileri.

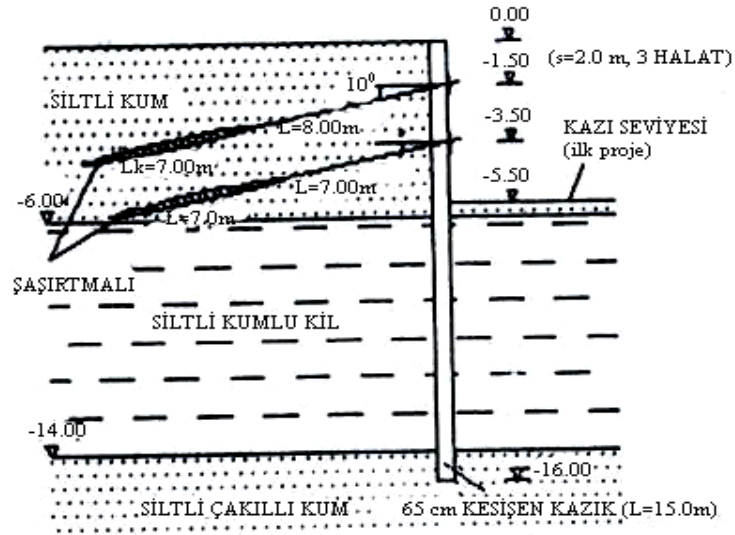
1.4 Örnek 3

Marmaris'te yapılan bir binanın bodrum kazısı, yüksek yeraltısuyu ve yumuşak zemin koşullarında geçirimsiz iksa duvarlarının öngermeli zemin ankrajlarıyla desteklenmesi sonucu oluşturulan bir destek sistemi ile gerçekleştirilmiştir. Kazıda iksa sistemi, 65 cm çapında fore kazıkların birbirlerine 15 cm kesiştirilmesi ile oluşturulan geçirimsiz bir iksa duvarı ve bu duvarların yatayla 5° - 15° açılı ve şaşırmalı olarak iki sıra öngermeli zemin ankrajlarıyla desteklenmesi sonucu oluşturulmuştur. Temel kazısı derinliği $H=5.75$ m olan bu saha da fore kazıklar $L=15.0$ m olarak projelendirilmiş ancak imalatlarda tabanda yer alan sıkı kum-çakıl tabakalarına yüksek yer altı suyu basıncı altında soket yapılamamasından dolayı kazıklar $L=12.0$ m boyunda yapılabilmektedir. Proje aşamasındaki kazı kesitleri Şekil 1.8'da gösterilmektedir.

İksa kazısı Plaxis sonlu elemanlar programı ile nümerik olarak modellenerek, analizler yapılmıştır. Analizlerde zemin tabakaları için Çizelge 1.6'daki parametreler kullanılmıştır.

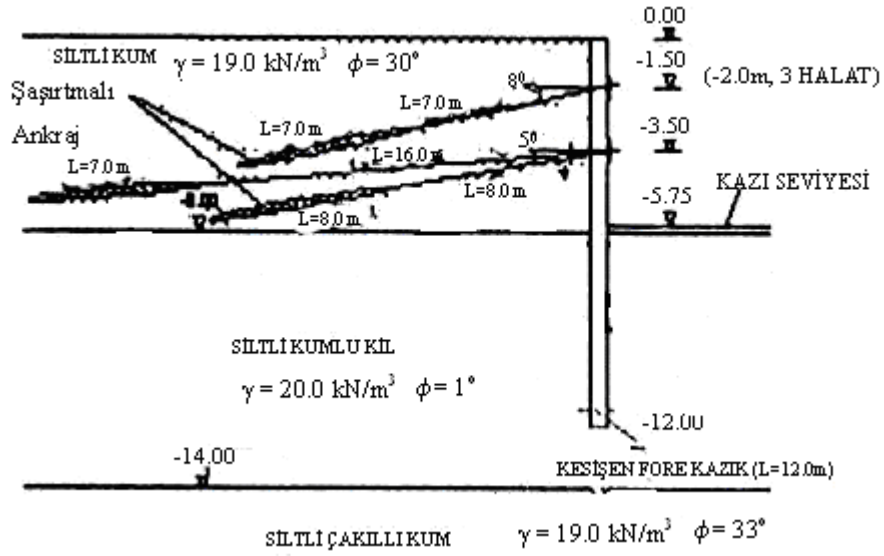
Çizelge 1.5 Örnek 3’de Plaxis analizlerinde kullanılan zemin malzeme parametreleri

Derinlik	Zemin	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$E' \text{ (kPa)}$	$c(\text{kPa})$	$\phi(^{\circ})$	ν	R_{int}
0.00-6.00	Siltli kum	19.0	14000	1.0	30	0.33	0.7
6.00-14.00	Siltli kumlu kil	20.0	8000	25.0	1	0.35	0.7
14.00-25.00	Siltli çakıllı kum	19.0	24000	1.0	33	0.33	0.8



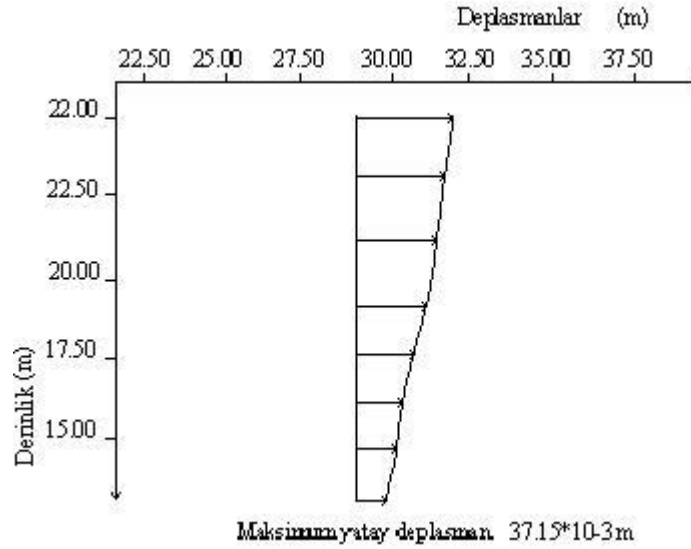
Şekil 1.8 Örnek 3’de iksa kazısı kesiti

Sayısal analiz sonuçlarına göre, kazıkların tabanda yer alan sıkı kum-çakıl tabakalarına soketlenememesinden dolayı stabilite problemi yaşanabileceği ortaya çıkmıştır. Stabilite problemini ortadan kaldırmak amacıyla zemin ankrajları toptan göçme potansiyeli beklenen derin dairenin dışına uzatılarak boy ve açıları ayarlanmıştır. Analizler sonucunda yüzeyden 6.0-14.0m derinlikler arasındaki kilin çok yumuşak olmasından dolayı iksa kazıklarının yeterli pasif dayanım veremeyeceği görülmüştür. Ayrıca taşıyıcı kazıkların olmaması durumunda kazıkların yumuşak kil içerisinde dönme eğilimi gösterebileceği saptanmıştır. Revizyon sonucu kesit Şekil 1.9’da gösterilmiştir (Demirkoç, 2007).



Şekil 1.9 Örnek 3'de revizyon sonucu iksa kazısı kesiti

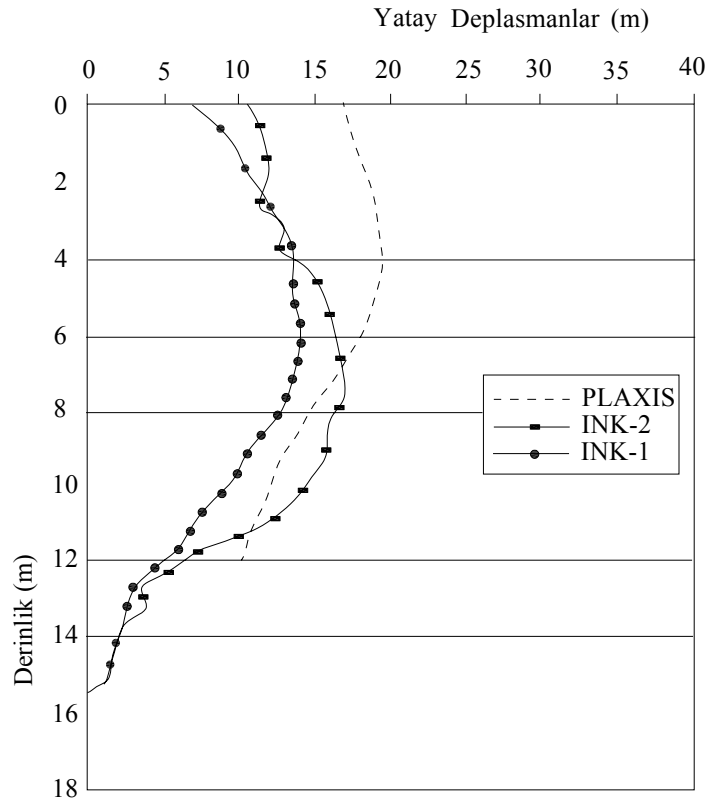
Nümerik analizlerden belirlenen yatay deplasmanların çok yüksek olduğu görülmüştür. Şekil 1.10'da maksimum kazık deplasmanı 0.037m olduğu gösterilmiştir.



Şekil 1.10 Örnek 3'te kazık deplasmanı

Genel stabilite analizlerinde ankrajları ve kazığı içine alan en kritik kayma dairesinin güvenlik sayısı $G.S = 1.308$ çıkmıştır. Kazık arkası zemine yerleştirilen inklonometrelerle ölçülen yatay deplasmanlar ile Plaxis'le yapılan öngermeli analiz sonuçlarına göre hesaplanan deplasman profilleri karşılaştırılmış ve sonuçları Şekil 1.11'de sunulmuştur. Ölçülen deplasman değerleri ile, hesaplanan deplasman değerlerinin birbiriyle uyumlu olduğu

belirlenmiştir (Nalçakan, M.S., vd. 2002).



Şekil 1.11 Örnek 3’te Plaxis sonlu elemanlar öngermeli analizi ile inklinometre ölçümlerinin karşılaştırılması

2. DERİN KAZILARDA KULLANILAN ANKRAJLI İKSA SİSTEMLERİ

2.1 Destekleme Sisteminin Seçilmesinde ve Tasarımında Dikkat Edilecek Hususlar

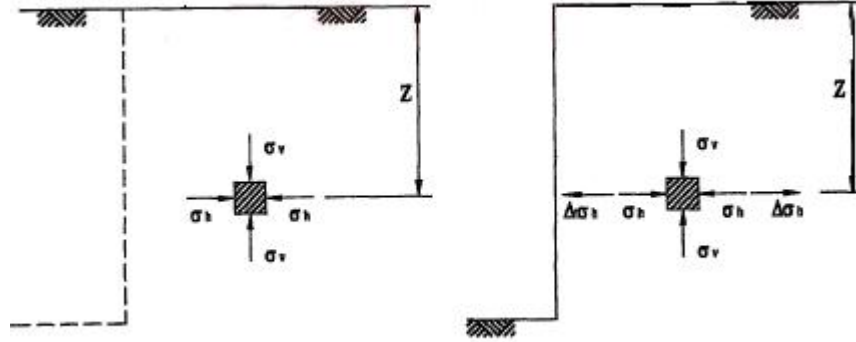
Derin kazının başarıyla yapılarak yeraltı yapısının inşa edilmesi titiz bir geoteknik araştırma, doğru değerlendirme ve yorumlama, güvenli bir destekleme sistemi seçilmesi ve hızlı bir çalışma ile mümkündür. Kazı sırasında, kazının derinliği ve mühendislik yapısının planları değiştirilmemelidir. Kazı faaliyetlerine başladıktan sonra kazı, temel inşaatı ve yapının zemin yüzeyine kadar olan bölümü mümkün olan en kısa sürede tamamlanmalıdır. Bu dönemde, inşaat faaliyetlerini kesintiye uğratmayacak bir çalışma programı yapılmalıdır.

Destekleme sistemine ait elemanların boyutlandırılmasında ve seçilmesinde aşağıda belirtilen hususlar gözönünde tutulmalıdır (Sağlamer,1985).

- i) Destekleme elemanları burkulmaya ve aşırı deformasyona uğramadan toprak basıncı, su basıncı ve sürsarj etkilerini güvenlikle taşımalıdır.
- ii) Yatay destekler mümkün olduğu kadar seyrek konularak inşaat makinalarının temel çukuru içerisinde rahat çalışması sağlanmalıdır. Ankrajlı bir destekleme sistemi seçilmesi halinde yüksek kapasiteli-seyrek ankraj yerine, düşük kapasiteli sık ankraj kullanılması yoluna gidilmelidir.
- iii) Zemin yüzeyinde oturmalar istenmiyorsa destekleme sistemi ankrajlarla geriye bağlanmalı ve ankrajlara öngerme uygulanmalıdır.
- iv) Esas yapıya ait radye temeli ve bodrum katlarını yatay destek olarak kullanmanın mümkün olup olmadığı araştırılmalıdır.

Zeminde açılan bir çukur, kazı bölgesindeki gerilme durumunun değişimine yani gerilme boşalmasına yol açacaktır (Şekil 2.1). Zemin kaldırığında oluşan yatay yöndeki gerilme azalması, zeminin stabilitesini bozacak kadar büyükse, oluşan bu gerilme kaybı yapılacak destekleme sistemi tarafından karşılanır. Bununla birlikte yapılacak destekleme sisteminin

düşey yönde oluşan gerilme kaybını dengeleyemez. Kazı civarındaki zeminlerdeki gerilme değişiminin doğurduğu deformasyonların belirlenmesi, sistemin daha güvenli olarak boyutlandırılması ve çevredeki binaların zarar görmesini önlemek için önemlidir. Bir kazıyı desteklemek için kullanılabilecek elemanlar; ankrajlar, yatay destekler, kazıklı perdeler ve betonarme perdeler olarak sıralanabilir (Sağlam,1985).



Şekil 2.1 Kazıdan dolayı oluşan gerilme boşalması (Sağlam, 1985).

Destekleme sistemi ya yalnızca düşey desteklerden yada düşey desteklerin yatay desteklerle birlikte kullanılmasıyla oluşturulur. Bazı durumlarda (örneğin zeminin kaya olması) düşey desteklere gerek kalmadan yalnızca yatay destekleme sistemleri kullanılabilir. Kullanılacak destekleme sisteminin seçiminde dikkat edilecek husular şunlardır (Sağlam, 1985);

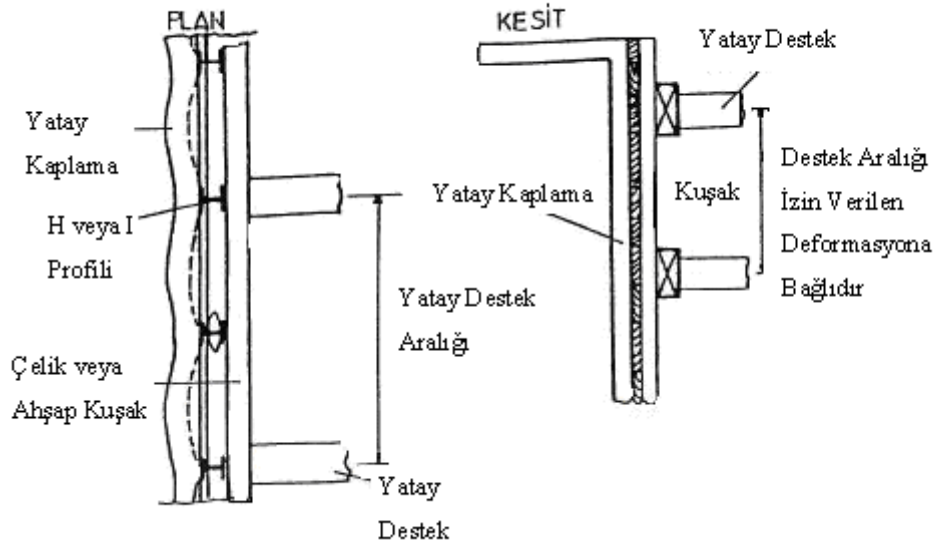
- Derin kazının açık kalacağı süre
- Zemin profili ve zeminlerin karakteristik özellikleri
- Komşu yapıların taşıyıcı sistemleri, temel sistemleri ve temel derinlikleri, komşu yapılarda müsaade edilen oturma ve dönme değerleri
- Destekleme sisteminde ortaya çıkabilecek yatay yerdeğiştirmelerin hesap edilmesi ve destekleme sisteminin boyutlandırılması.

Derin kazı olarak adlandırılabilen kazılar 6m'den daha derin olan kazılardır (Terzaghi-Peck, 1967). Ancak bu derinlikten sonraki, toprak basıncı ve buna bağlı hesaplamalar anlam

kazanmaktadır. Bunun nedeni zeminin, yüzeye yakın bölgelerde daha az homojen olması ve zemin mukavemetinin mevsimlere göre daha çok değişkenlik göstermesidir. Aşağıda, uygulamada kullanılmakta olan çeşitli destekleme sistemleri anlatılmıştır.

2.2 Dar ve Derin Kazıların Desteklenmesi

Dar ve derin kazıların desteklenmesi genellikle kazıdan önce kazı sınırlarına belirli aralıklarla çelik kazık ve palplanş çakarak yapılmaktadır. Kazıklar çelik H veya I profillerinden oluşur. Düşey kazık yada palplanşların çakımının tamamlanmasından sonra zemin kazısı belirli aralıklarda yatay destekler yerleştirilerek yapılır (Yılmaz, 2001) (Şekil 2.2).



Şekil 2.2 Dar Derin Kazılarda Destekleme Sistemleri

Çakılan düşey elemanların çakma boyu zeminin cinsine, kayma mukavemetine, yeraltı su seviyesine, kazı derinliğine, su basıncına ve kazı genişliğine bağlıdır. Kendini nispeten tutabilen ve yeraltı suyunun derinde olduğu zeminlerde çelik profil, kendini tutamayan ve yeraltı suyu ihtiva eden zeminlerde ise çelik palplanşlar düşey eleman olarak kullanılırlar. Her iki sistemde de yatay destekleme elemanları ahşap olabilir.

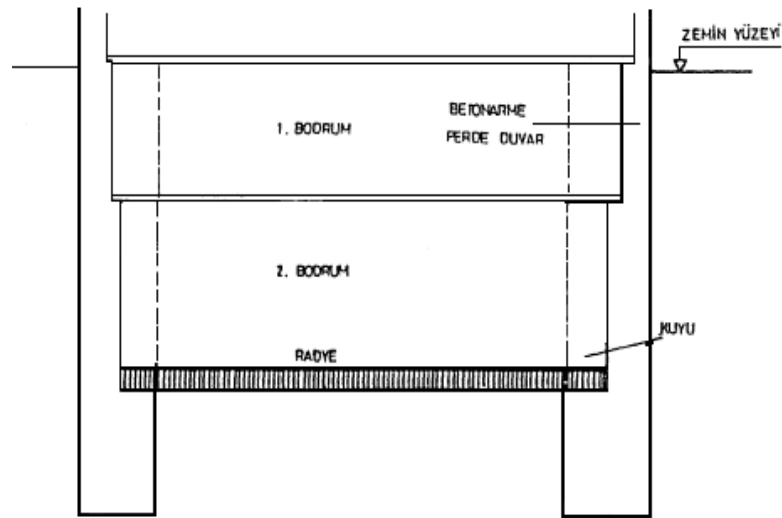
Dar ve derin kazılarda çok kullanılan bu sistemlerin en büyük dezavantajı çakma sırasında oluşacak vibrasyonun çevre yapılarda oluşturacağı olumsuz etkilerdir.

2.3 Geniş ve Derin Kazıların Desteklenmesi

2.3.1 Kuyu Tipi Betonarme Duvarlar

Yeraltı su seviyesinin derinde olması ve zeminin kendini tutabilmesi halinde uygulanan bir yöntemdir. Bu tip perdelerin imalatı şu şekildedir;

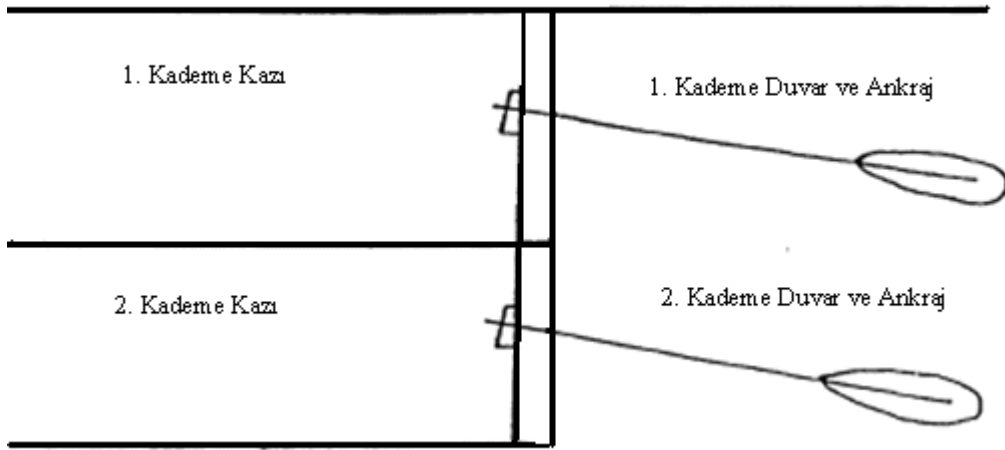
Zemin göçmeden durabileceği bir derinliğe kadar kazılır. Daha sonra kuyu cidarı yatay ahşap iksa elemanları ile desteklenir ve yıkıntı yapabilecek bir zemin söz konusu ise yatay iksa elemanlarının arasına düşey tahtalarla desteklenmelidir (Şekil 2.3). Kuyuların kazısının tamamlanmasından sonra, perde donatısı yerleştirilerek beton dökülmektedir. Toprak basıncı dağılımına uygun olarak bodrum katlardaki perde kalınlığı değiştirilebilmekte ve döşemeler perdeye oturtulabilmektedir. Bu perdeler binanın taşıyıcı perdeleri olarak da kullanabilmektedir. Malzeme ve işçilik maliyetlerindeki artış ve ankraj teknolojisindeki gelişmeler sonucu kuyu tipi betonarme perdeler yerini ankrajlı betonarme perdeler bırakmıştır (Yılmaz, 2001).



Şekil 2.3 Kuyu tipi betonarme perde duvar

2.3.2 Kademeli Kazı Yüzeylerinin Ankrajlı Betonarme Perdelerle Desteklenmesi

Kazı şevlerinin desteklenmesinde kullanılan bu sistem genellikle yeraltı suyu bulunmayan 3.00 – 4.00 m kadar derinlikte kazıldığında kendini geçici olsada bir süre tutabilen zeminlerde kullanılmaktadır. İmalat önce zemin ortalama 3.00 m kadar kazıldıktan sonra kazı önüne duvar kalınlığını sağlayacak mesafede kalıp ile kapatılır. Donatı yerleştirildikten sonra beton dökülerek duvar oluşturulur. Kalıp içerisinde belirli yerlere duvarı zemine ankre edecek ankrajlar için delikler bırakılır. Beton dökümünden sonra ankraj oluşturulur ve aşağı doğru diğer anonun kazısına başlanır. Böyle devam edilerek istenilen derinliğe kadar kazı tamamlanır (Şekil 2.4).



Şekil 2.4 Kademeli Kazının Ankrajlı Betonarme Perde Duvarla Desteklenmesi

2.3.3 Diyafram Duvarlar

Derin kazıların önem kazandığı son yıllarda geoteknik mühendisliğinde geniş bir uygulama alanına sahip olan yöntemlerden biride diyafram duvarlardır. Bu tekniğin temeli zemin içerisinde kazı makineleri ile açılan dar ve derin bir hendeğin kazı esnasında beton

2.3.4 Palplanş Duvarlar

Bir zemin kütlesini tutmak amacıyla teker teker bir dizi halinde zemin içerisine çakılan elemanlar ile oluşturulan düşey sürekli duvarlardır. Palplanş duvarlar zeminden gelen yatay yüklerin büyük kısmını, düşey yüklerin ise çok az bir kısmını tutabildiklerinden statik sistem olarak düşey yönde oluşturulmuş bir kiriş olarak düşünülebilir. Kesit olarak uzunlukları genişliklerine oranla çok fazla olduğundan narin birer yapı elemanlarıdır. Genel olarak, su tutma yapılarının inşaatında, diğer duvarların yapımı esnasında suyu inşaat sahasından uzak tutmak için veya hafif yapılarda üst zemin tabaka veya tabakaların istinat yapısını desteklemeye yetersiz kaldığında kullanılırlar. Bu genel uygulama alanlarını da içeren palplanş duvarlar pratikte dalgakıranlarda, deniz içinde inşa edilen duvarlarda, derin kazı duvar kaplamalarında kullanılırlar (Günsever, 1999).

Palplanş duvarlar yapısal açıdan;

Ankastre (gömme)

Ankrajlı

Destekli

olarak inşa edilirler. Palplanş duvarlarının zemin problemlerinde çabuk çözümler getirmeleri en önemli özelliğidir.

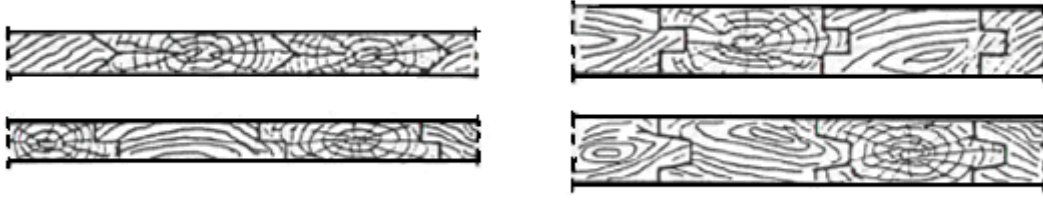
Palplanş elemanlar genel olarak 3 şekilde imal edilirler. Bunlar ;

a) Ahşap palplanşlar

b) Betonarme palplanşlar

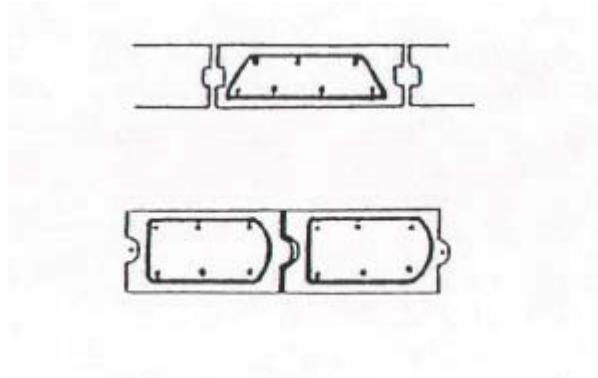
c) Çelik palplanşlar

Ahşap palplanşlar: Ahşap malzemeden oluşan bu elemanlar zaman içerisinde zemin şartlarından dolayı hasar görebildiklerinden sadece geçici amaçlar için kullanılmaktadırlar. Ahşap palplanşlar çakma esnasında uç kısımlarının korunması amacıyla uçlarına çarık takılarak kullanılırlar (Şekil 2.6).



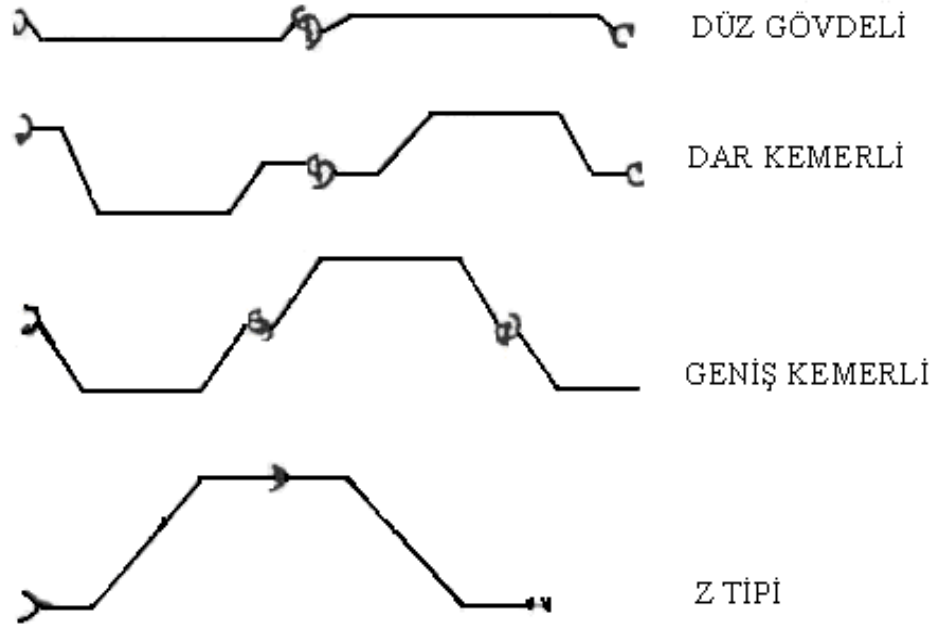
Şekil 2.6 Ahşap Palplanş Tipleri

Betonarme palplanşlar: Betonarme palplanşlar istenilen kesit ve boyda olabilecek şekilde ve servis yüklerine karşı dayanabilecek şekilde imal edilebilirler. Ağırlığı ve büyüklük bakımından hacimli olmaları sebebiyle taşınmaları ve çakılmaları sırasında problemlere yol açabilirler. Kullanım amaçları dolayısıyla eğilme gerilmelerini taşımak üzere donatılı olarak imal edilirler. Ayrıca taşıma ve çekme esnasında ilave yüklere karşı koymak için ilave donatılar yerleştirilmelidir (Şekil 2.7).



Şekil 2.7 Betonarme Palplanş

Çelik palplanşlar: Çelik palplanşlar dökme demirden birbirine geçmeli olarak imal edilirler. Kesit şekilleri çok değişken olan çelik palplanşların en çok kullanılan tipleri (Şekil 2.8)'de verilmiştir.



Şekil 2.8 Farklı Çelik Palplanş Tipleri

Çelik palplanşlar zemine çakılarak yerleştirilir. Köşe elemanları ve derzler Y yada T tipi olup perçin veya kaynakla birleştirilir. Düz gövdeli palplanşlar çekme gerilmesi taşıyan, geçme yerlerinin dayanımının yüksek olmasının istendiği yerlerde, özellikle hücreli batardolarda, kemerli palplanşlar büyük eğilme ve konsol yükü taşıyan yerlerde, Z tipi palplanşlar ise büyük bükülme dayanımı gerektiren yerlerde kullanılırlar (Yılmaz, 2001).

2.3.5 Kazıklı Perdeler

Tutulması gereken dik eğimli şevlerin stabilitesini sağlamak, açılan derin çukurların inşaat süresince güvenli olmasını sağlamak ve çukur yakınındaki komşu yapıların güvenliğini sağlamak amacıyla yapılırlar. Kazıklı perdeler genellikle fore kazıklardan inşaa edilmektedir. Kazık çapları 10 cm ile 200 cm arasında değişmektedir.

Geometrik yerleşimleri dikkate alınan toprak basınçlarının büyüklüğü, şekline ve taşıma kapasitelerine bağlıdır. Kazıklı perdenin sızdırmaz olması yani su tutucu özelliğe sahip olmaları istenirse birbirini kesen kazıklar şeklinde imal edilirler. Kesen – keşisen kazıklardan oluşan perdelerde kazıklar donatılı ve donatısız olarak birbirini izleyebilir. Nispeten kendisini tutabilen ve yeraltı su seviyesinin derinde olduğu durumlarda kazık aralıkları kazık çapının 3 katına kadar çıkabilmektedir. Bu durumda kazıklar arası püskürtme betonu ile kaplanmaktadır. Kazı derinliğinin küçük, kazık çaplarının büyük olduğu durumlarda sistemi oluşturan kazıklar uçlarından bir kiriş ile birbirlerine bağlanırlar. Sistemin yatay deformasyon yapması istenmeyen durumlarda ise perde ankrajlarla geriye bağlanır. Kazıkların imalatı tamamlandıktan sonra zeminin kazısına başlanır. Kazı kademe kademe yapılırken, ankrajlar da yerleştirilir (Demirel, 2000). Şekil 2.9.a'da forekazık uygulamaları, 2.9.b'de ise ankraj destekli forekazık perde duvarı görülmektedir.



Şekil 2.9 Forekazık imalat safhaları ve ankraj destekli forekazık perde duvarı
(www.temeltas.com.tr)

Kazıklı perdeler farklı şekillerde imal edilirler. Bunlar;

- Aralıklı Kazıkla Oluşturulan Perde

Zemin itkisinin yüksek olmadığı ve zeminin kazık arasından kaymayacağı durumlarda kazıklar aralıklı imal edilir (Şekil 2.10.a)

- Teğet Kazıklı Perde

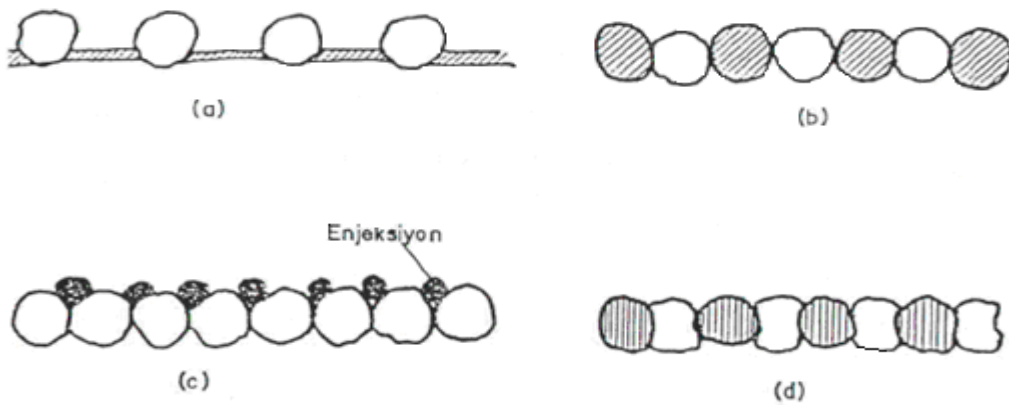
Genelde en yaygın olarak uygulanan bu tip kazıklar yan yana yerleştirilir (Şekil 2.10.b)

- Enjeksiyonlu Teğet Kazıklı Perde

Yeraltı suyunun yüksek ve değişken olduğu durumlarda perdenin tam geçirimsizliğini sağlamak için arkasında kazık birleşme noktaları enjeksiyonla tıkanır (Şekil 2.10.c)

- Bindirme Kazıklı Perde

Toprak basıncının yüksek ve zeminin suya doymun olduğu durumlarda uygulanır (Şekil 2.10.d).



Şekil 2.10 Kazıklı perdelerde imalat şekilleri

Son yıllarda şev stabilitesini sağlamak için yapılan kazıklı iksa sistemlerinde mini kazıklar da kullanılmaya başlanmıştır.

Mini Kazıklar:

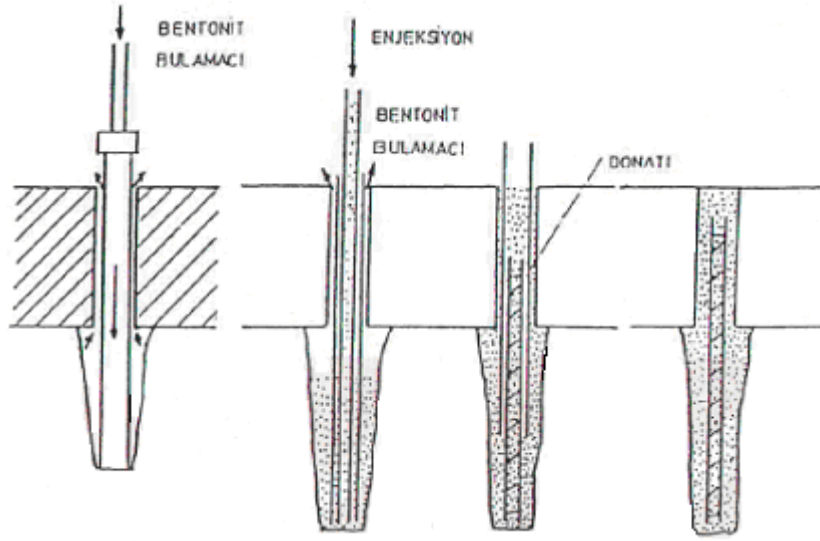
İlk uygulamalar 1970'li yıllarda başlamıştır. O yıllarda mini kazıklar genellikle mevcut bina temellerinin tutulmasında kullanılmıştır. Mini kazık genelde 10 cm ile 30 cm arasında çaplarda çimento şerbeti veya çimento harcı enjeksiyonu ile hazırlanmaktadır. Donatı olarak beton çeliği veya özel çelik profiller kullanılabilir. Kazığın zemine yükleri aktarması daima beton gövde sürtünme yüzeyinden olmaktadır. Yani yükler kayaya oturan kazıklar dışında, çevre sürtünmesi ile aktarılır. Kazık çapı olarak, delicinin veya kaplama borusunun dış çapı alınır. Mini kazıklar yatayla 10° eğimden, düşey doğrultuya kadar çeşitli eğimlerde imal edilmektedir. Çekme kazıklarının minimum boylarının 10 m civarında olması ve kazığın yük aktaran kısmının zemin yüzeyinden en az 5 m kadar derine yerleştirilmesi tavsiye edilmektedir (İncecik, 1977).

Mini Kazıkların İmalatı:

Mini kazıklarda kuyunun açılmasında darbeli, rotary ve diğer sistemlerde çalışan makineler kullanılabilir. İmalatta önemli noktalardan bir tanesi kuyu cidarının göçmeye karşı korunmasıdır. Düşük eğimlerde her durumda muhafaza borusu kullanılmalıdır. İmalatda kullanılacak çimento harcı genelde 500 dozlu olarak imal edilir ve çimento harcı enjeksiyon basıncı en az 50 N/cm^2 olmalıdır. Normalde 3 cm paspayı, betona zararlı maddeler içeren su veya yeraltı suyu bulunması durumunda 4.5 cm olarak seçilebilir (İncecik, 1977). Mini kazık imalatının safhaları Şekil 2.11'de gösterilmiştir.

Mini Kazıkların Taşıma Gücü:

Mini kazığın taşıma gücü betonun ve çelik donatısının mukavemetine bağlıdır. Zemin içindeki taşıma gücünün belirlenmesi için ise birçok temel elemanında olduğu gibi henüz kesin bir teori yoktur. DIN-4128 mini kazıklarda taşıma gücü tahkikini sahada etraflı bir zemin etüdüne ve şantiyede yapılacak yükleme deneylerine dayandırmaktadır. Bu normda taşıma gücü tahkiki için verilen öneriler aşağıda sıralanmıştır (İncecik, 1977).



Şekil 2.11 Mini kazık imalatı safhaları (İncecik, 1977)

Kazığın kuvvet aktaran boyu yeterli taşıma gücüne sahip zemin içinde en az 3 m olmalıdır. Kayalık zeminlerde bu boy 0.5 m'ye indirilebilir. Mini kazığın hem basınç hemde çekme durumunda taşıma gücünü çevre sürtünmesinden sağladığı, yalnız kaya ve benzeri zeminlerde uç gerilmelerinin doğabileceği kabul edilir. Ayrıca sahada kazık sayısının en az %3'ü oranında kazık üzerinde ve zemin etütlerinde rastlanan nispeten zayıf bir zemin profiline sahip bölgelerde yükleme deneyi yapılması tavsiye edilmektedir.

Yükleme deneyinde kullanılacak kazıklar yapıda kullanılacaksa, bunların deney sırasında taşıma gücü açısından zarar görmemeleri sağlanmalıdır. Deneylerle elde edilen değerlere Çizelge 2.1' de verilen güvenlik sayıları uygulanır. En düşük deney değeri esas alınır.

Sürtünme alan basınç kazıklarında, çekme deneyi sonuçları da kullanılabilir. Kazıkların taşıma gücü tayininde Çizelge 2.2'de verilen sınır çevre sürtünmesi değerlerinin kullanılması yükleme deneylerinin yapılmadığı özel durumlarda söz konusu olmaktadır (Yılmaz, 2001).

Çizelge 2.1 Mini Kazık Güvenlik Sayıları (DIN-4128)

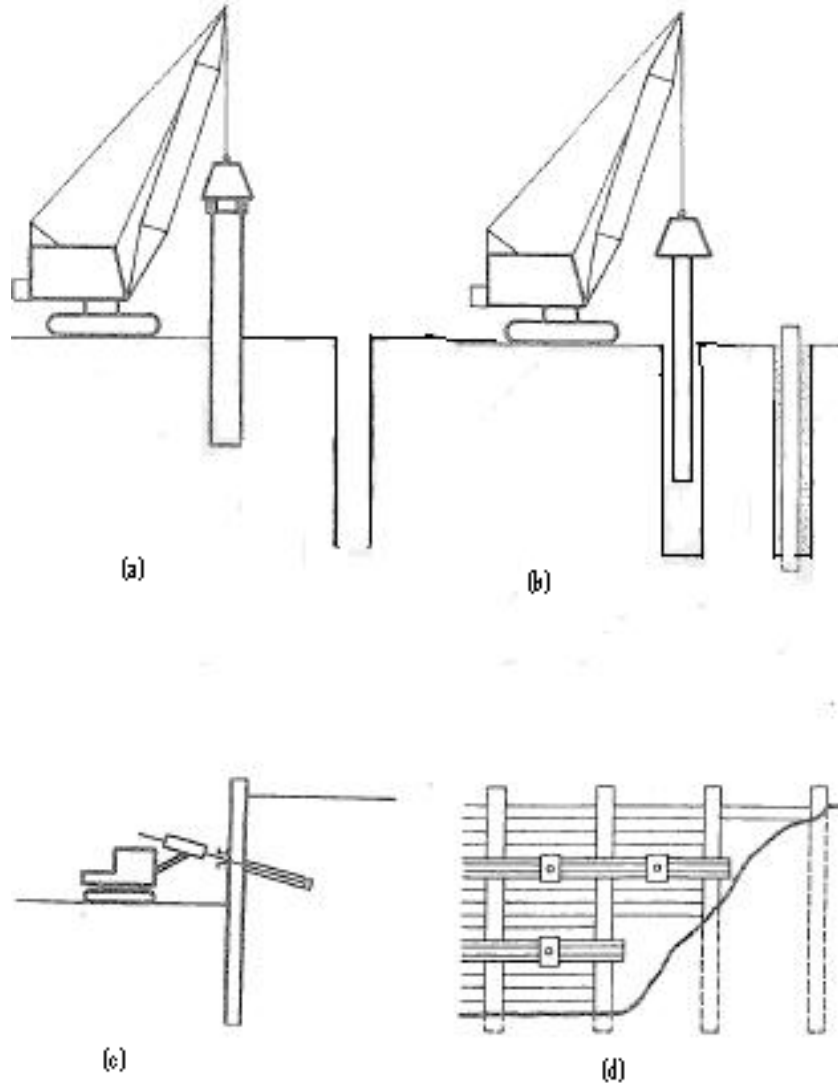
Kazığın Kullanılması	Yük Durumları		
Basınç kazıkları	2.00	1.75	1.51
Çekme kazıkları (Düşeyle Yaptığı Açı < 45°)	2.00	1.75	1.5
Çekme kazıkları (Düşeyle Yaptığı Açı > 80°)	3.00	2.50	2.00
Düşeyle 45° – 80° arası açı yapanlar için interpolasyon uygulanır.			

Çizelge 2.2 Mini Kazıklarda Çevre Sürtünmesi

Zemin Cinsi	Basınç Kazığı	Çekme Kazığı
Orta ve İri Çakıl	20	10
Kum ve Kuru Çakıl	15	80
Kohezyonlu Zemin	10	5

2.3.6 Berlin Duvarı

Berlin duvarı su kontrolü önemli olmayan zeminlerde, karşılıklı destekli veya ankrajlı olarak inşa edilen geçici bir iksa türüdür. Duvar inşaatına önce düşey taşıyıcı beton veya çelik profil kazıklar yerleştirilerek başlanır. Kazıklar dizel çekiçle doğrudan çakılabildiği gibi kuyu açılarak da yapılabilir. Vibroçekiç ile zemine boru çakılır, rotary veya kaşıkla harfiyat gerçekleştirilir. Profil demir veya beton kazık kuyu içine yerleştirilip etrafı kum ile doldurulur ve boru geri çekilir. İnşaat kazısı ilerledikçe, asker kirişler arasından zemin dökülmesini önleyici ahşap yatay elemanlar yerleştirilir. Dolgu sırasında yatay elemanlar ve dolgu bitiminde asker kazıklar geri alınır ve tekrar kullanılmaları sağlanır. Berlin duvarının imalat safhaları Şekil 2.12’de gösterilmiştir (Demirel, 2000).



Şekil 2.12 Berlin duvarının yapım aşamaları a) profil demir veya beton kazığının yerleştirilmesi
b) etrafının kum ile doldurulup muhafaza borusunun çekilmesi c) ankraj yapımı d) cephe
görünüşü

3. ANKRAJLARIN KULLANIM ALANLARI

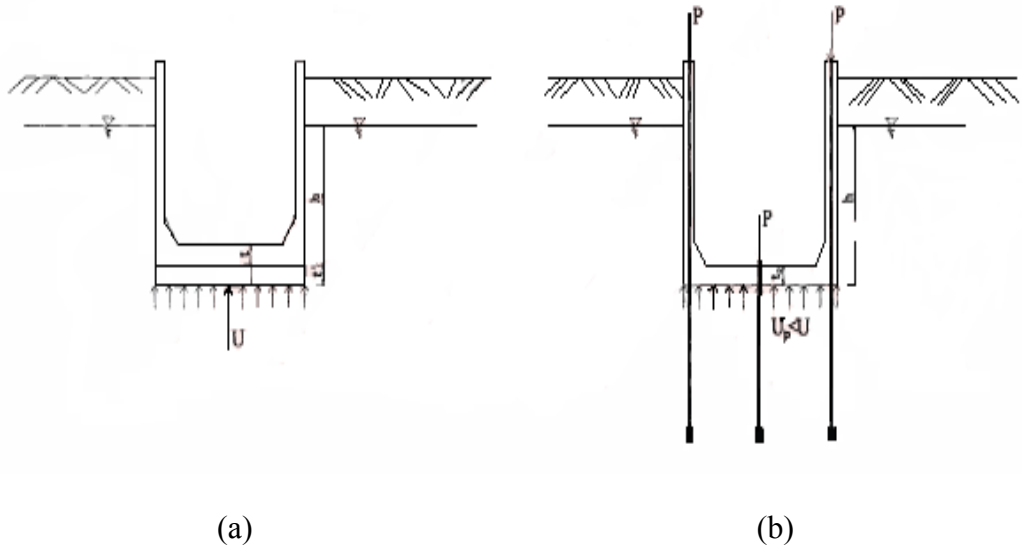
Ankrajlar yükü aktarmak üzere kullanılan yapılardır. Aktarılmak istenen yük yapılmış olan bir yapıdan kaynaklanabileceği gibi zeminin kendisinden de kaynaklanabilir. Örneğin yapılmış olan bir kuleye etki edecek yüklerin kule temeline iletilmesi sırasında yapıdan kaynaklanan yük, derin ve dik bir kazı yapılmak istendiği zaman kazı duvarlarına etkiyen yanal toprak basıncının iletilmesinde ise zeminden kaynaklanan yük iletimi söz konusu olmaktadır. Yük iletimi sırasında, yapının temeline gelen çekme kuvvetinin, zeminin çekmeye karşı çok zayıf olması nedeniyle ankrajlar aracılığı ile zemine iletilmesi; dayanma yapısına etkiyen zemin yüklerinin de ankrajlar tarafından alınıp tekrar zemine iletilmesi sağlanmış olur. Öngermeli ankrajların ağır kalıcı yükler taşıyan yapılar gibi özel yapılarda da uygulanması söz konusudur (Dedeoğlu, 1998).

Öngermeli ankrajlar çok değişik amaçlar içinde kullanılabilirler. Ankrajların çeşitli zemin mühendisliği problemlerini çözmek üzere kullanıldığı alanları kısaca şöyle sıralayabiliriz.

3.1 Düşey Yer Değiştirmelerin Önlenmesi

Temelerde ve havuz gibi yapılarda, yapının yüksüz ve yer altı su seviyesinin yükselmesi durumunda; yapının düşey yönde yükselme tehlikesi söz konusu olabilir. Bu iki koşulun birlikte oluşması enderdir, oluşması halinde ise durum gerekli yerlere pompalar yerleştirilerek kontrol altına alınabilir. Ancak geçici bir çözümdür. Yapının sürekli stabilitesi iki şekilde sağlanabilir. İlki, yapının öz ağırlığı arttırılır (Şekil 3.1.a.), ikincisi ise yapıyı ana kayaya ankrajlarla bağlamak suretiyle sağlanabilir (Turan, 2003) (Şekil 3.1.b.).

Taban kalınlığını arttırmak, hem kazı miktarının hem de beton kalınlığının artması sebebiyle oldukça pahalıdır. Bir yapının kaldırma kuvvetine karşı stabilitesinin sağlanması için gerekli ankraj kuvveti şu şekilde ifade edilebilir (Hobst ve Zajic,1983).



Şekil 3.1 Düşey Deplasmana Karşı Havuzun Emniyete Alınması a) Taban kalınlığını arttırarak b) Ana kayaya ankrajlarla bağlanarak

$$P = m_v \cdot U - Q_0 = m_v \cdot h \cdot F - Q_0 \quad (3.1)$$

Burada;

P: Ankraj kuvvetlerinin miktarı (kN)

m_v : Düşey yer değiştirmeye karşı emniyet faktörü ($m_v=1.05-1.2$)

U: Tabandaki kaldırma kuvveti (kN)

h: Yapı tabanının üstündeki suyun tabandan olan yüksekliği

F: Yapının taban alanı (m^2)

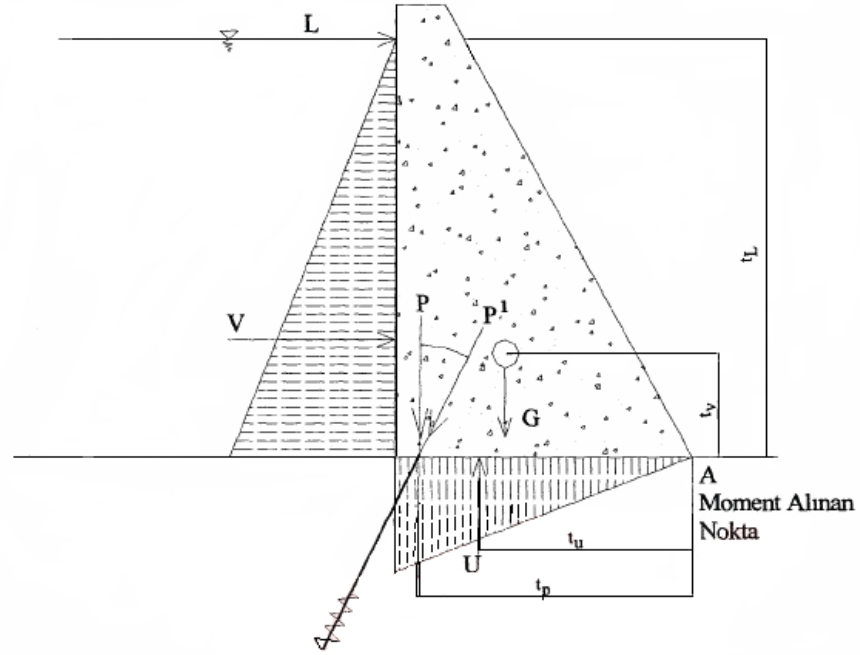
Q_0 : Ankrajlamadan önceki yapı ağırlığı (kN)

3.2 Dönmeye Karşı Yapıların Emniyete Alınması

Bir yapının uç noktası etrafındaki dönmeye karşı stabilitesi, koruyucu momentlerin devirici momentlere oranı olarak yazılabilir.

$$m_p = \frac{M^+}{M^-} \quad (3.2)$$

Stabiliteyi sağlayan koruyucu moment yapının zati ağırlığı ile ağırlık merkezi ve dönme noktası arasındaki uzaklığın çarpımıdır. Koruyucu momenti ankraj kuvvetleri ile etkili bir şekilde arttırmak mümkündür. Öyle ki, küçük ankraj kuvvetleri kullanmak suretiyle dahi, ankraj yük merkezi ile dönme noktası arasındaki uzaklık istenildiği gibi ayarlanarak büyük koruyucu momentler elde edilebilir. Aynı iş yapının kütlesi arttırılmak suretiyle yapılmak istendiğinde, yapının ağırlık merkezinin yeri istendiği gibi değiştirilemediğinden büyük kütlelere ve büyük harcamalara ihtiyaç duyulacaktır (Turan, 2003) .



Şekil 3.2 Yapının Dönmeye Karşı Stabilitesinin Artırılmasında Ankrajlananın Etkisi.

L: Buz basıncı

V: Su basıncı

U: Kaldırma kuvveti

G: Yapının zati ağırlığı

P: Ankraj kuvveti

T_L, t_v, t_u, t_g, t_p =herbir kuvvetin moment kolu.

Şekil 3.2’ de görüldüğü gibi dönmeye karşı ankraj kullanılması halinde gerekli ankraj kuvveti,

$$P_p = \frac{m_p \cdot M^+ - M^-}{t_p} \quad (3.3)$$

den hesaplanabilir. Burada;

P_p : Dönmeye karşı gerekli ankraj kuvveti (kN)

m_p : Emniyet faktörü ($m_p=1.5-2$)

M^+ , M^- : Ankrajlamadan önce koruyucu ve devirici momentler toplamı.

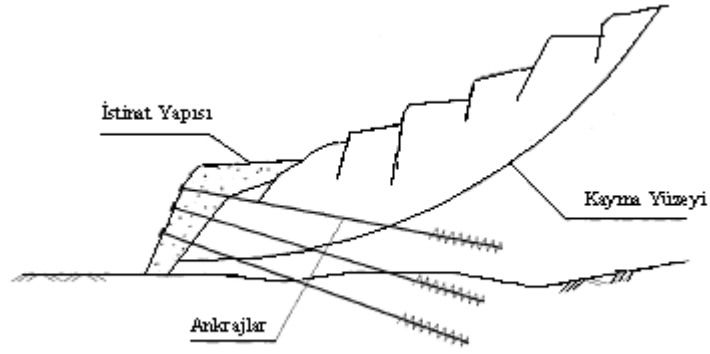
t_p : Ankraj kuvvetlerinin moment kolu.

Ankrajlar bu amaçlar doğrultusunda barajlarda hidrostatik basınca, kara ve demiryolu yarmalarında yatay toprak basıncına karşı, istinat yapılarında, yüksek gerilim hatlarında ve bazı hava alanı yapılarında başarı ile kullanılmaktadır (Hobst ve Zajic,1983).

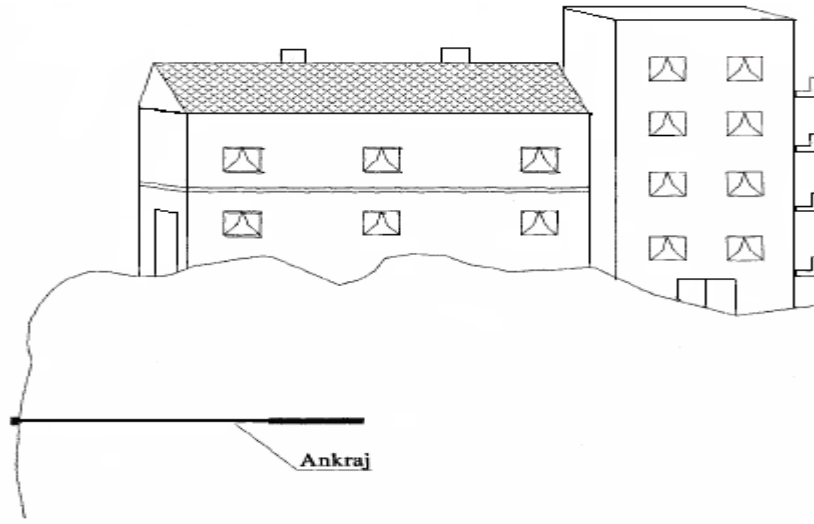
3.3 Yapıların Kritik Yüzeyler Boyunca Kaymaya Karşı Emniyetinin Sağlanması

Yer değiştirmelerin ve kaymaların oluştuğu kritik yüzeylerde bu yüzeyin üstünde bulunan yapılarda hasarlar meydana gelir. Kayma yüzeyleri, sert kayalarda genellikle tektonik kırıklar gibi yapısal süreksizliklerde, (Şekil 3.3)’de çatlaklarda ve eklem yerlerinde diğer zeminlerde ise kayma mukavemetini aşıldığı yerlerde görülür. Kohezyonsuz zeminlerde bu yüzey bir düzlem, kohezyonlu zeminlerde yaklaşık olarak silindirik bir yüzeydir. Kritik kayma yüzeyi tabakalaşmaya bağlı olarak, örneğin üst tabakayla altında bulunan sağlam ana kaya arasındaki yüzeyde oluşabilir (Turan, 2003).

Kaymaya karşı stabilite, kayma olasılığı olan yüzeylerdeki sürtünme kuvvetlerini arttırarak veya kayma bölgesinin önüne istinat yapıları gibi pasif dirençler konarak sağlanır (Şekil 3.4).

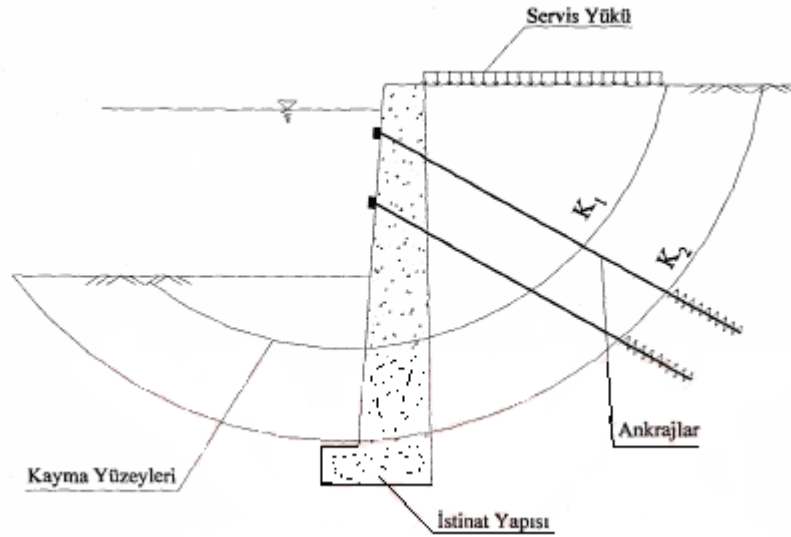


Şekil 3.3 Kaymaya Karşı Kaya Yüzeylerinin ve Şevlerin Ankrajlar Vasıtasıyla Korunması.



Şekil 3.4 Kaymaya Karşı Pasif Direnç Kullanımı.

Sürtünme kuvvetleri kayma yüzeyine mümkün olduğunca dik yerleştirilen ankrajlar sayesinde artırılabilir. Bu amaçla kullanılan ankrajların kökleri kayma yüzeyinden yeteri kadar derinde olmalıdır (Şekil 3.5),(Hobst ve Zajic,1983).



Şekil 3.5 K_1 ve K_2 Gibi silindirik kritik kayma yüzeyleri boyunca istinat duvarlarının kaymaya karşı emniyete alınması.

3.4 YerAltı Yapılarının Stabilitesinin Artırılması

Kaya içinde uygulanan yapıların ve kayanın stabilitesi, galeri ve tünel açılması, kaya yarma kazıları yapı ağırlığının yüklenmesi ya da atmosferik olaylar gibi dış etkilere bağlı olarak düzenlenmelidir. Kayanın ankrajlarla stabilitesinin artırılmasında iki ana prensip vardır. İlki, kaya ortam, kaya bulonları ile sağlamlaştırılır ki, bu elemanlar hem normal gerilme hem de kesme gerilmelerine karşı direnç sağlarlar. İkincisi ise, kaya ortam öngerilmeli ankraj çubukları ile sıkıştırılır. Ankraj çubukları doğal süreksizlik düzlemleri boyunca sürtünme kuvvetlerini artırırlar ve yapının yanında stabil tabakaları, kırıklardan etkilenmemiş,örşelenmemiş taşıma kapasitesi yüksek, derinlerdeki sağlam tabakalara bağlarlar. Böylece daha derinlerdeki zemin tabaksının da sonradan gevşemesi önlenmiş olur.

Yer altı kazılarında kazı boşluğuna etkiyen ana kuvvet, bu boşluğun üzerindeki kayanın öz ağırlığıdır. Yeraltında oluşturulan boşluğun yüzeyindeki göçmeleri önlemek için öngörülecek ankrajın alacağı kuvvet, doğal kemerin üzerindeki gevşemiş kaya kütlelerinin ağırlığına bağlıdır. Buna göre gerekli ankraj kuvveti (Hobst ve Zajic,1983);

$$P_z = m_z \cdot F_h \cdot \gamma \cdot h \quad (3.4)$$

ile bulunabilir.

P_z : Gerekli ankraj kuvveti (kN)

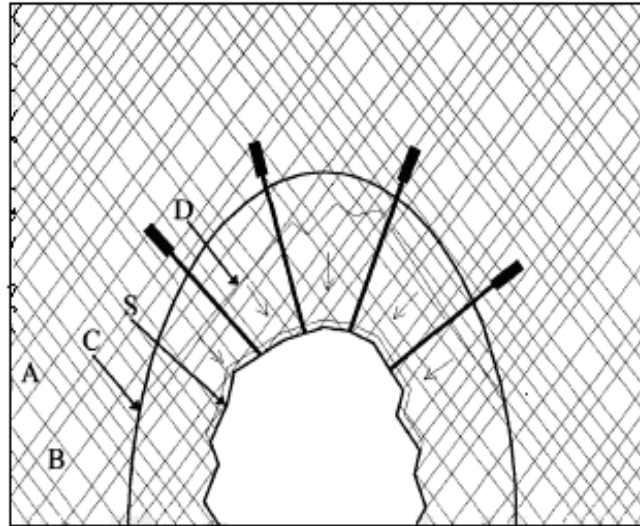
m_z : Emniyet faktörü ($m=1.5-2$)

F_z : Desteklenecek kaya yüzey alanı (m^2)

γ : Kayanın birim hacim ağırlığı

h : Kaya kütlelerinin ortalama kalınlığı

Mekanik ve kimyasal olarak hasar görmüş gevşek kayalarda doğal kemer, kazı yüzeyinin çok üstünde oluşur. Bu nedenle bu tip zeminlerin derhal kaya bulonları ile sağlamlaştırılması gerekir (Hobst ve Zajic,1983),(Şekil 3.6).



Şekil 3.6 Tünel Kazısının Çevresindeki Çok Çatlaklı Kayanın Gevşemesini Gösterir

A, B - Eklemlerin yerleşmesi

C - Kaya kütleindeki doğal kemerlenme bölgesi sınırı

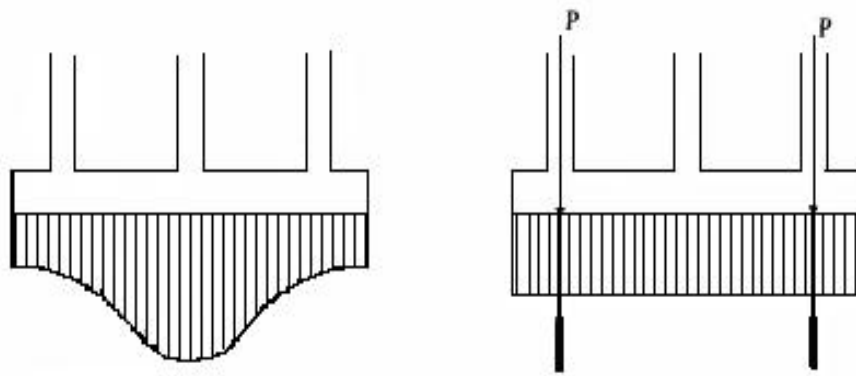
D - Ankrajın kullanılmaması durumundaki ekstra kazı hacmi

S - Ankraj koruma ağı.

3.5 Zemin Ön Konsolidasyonunun Sağlanması

Ankrajlarla herhangi bir zemini üzerine bina inşa etmeden sıkıştırarak konsolide etmek mümkündür. Bunun için önce temel veya temelin esas kısmı inşa edilir. Daha sonra temel yapı ağırlığından etkilenmeyecek yeteri kadar derindeki tabakalara ankrajlarla bağlanır, ileride tabandan gelen aşırı gerilmelerden dolayı oluşacak kırılma ve hasarlar önceden kademeli olarak uygulanan öngerme ile önlenmeye çalışılır.

Zemine uygulanacak öngerilme, yapı temelindeki yük dağılımının etkisindedir çünkü binanın temel kenarlarından zemine öngerme uygulanırsa reaksiyonlar yani en büyük momentler temelin orta kısmında oluşur. Bu nedenle bazı durumlarda zemini temelin orta kısmında öngermeye maruz bırakmak teknik ve ekonomik olarak iyi sonuçlar verecektir (Şekil 3.7). Burada, ankraj kuvvetleriyle yapılan ön konsolidasyon miktarı yapının öz ağırlığının yapacağı konsolidasyondan daha fazla olmalıdır (Hobst ve Zajic,1983).



Şekil 3.7 Sıkışabilir Zeminde, Farklı Deformasyonların Yapı Kenarlarından Ankraj Kuvvetleriyle Düzeltilmesi.

3.6 Yapıların Sismik Stabilitésinin Arttırılması

Bir depremin yıkıcı etkisi, yapının deprem episenter'ına olan uzaklığına ve yöresel zeminde yatay ve düşey yöndeki deprem ivmesine bağlıdır. Bu nedenle yapının hangi doğrultuda

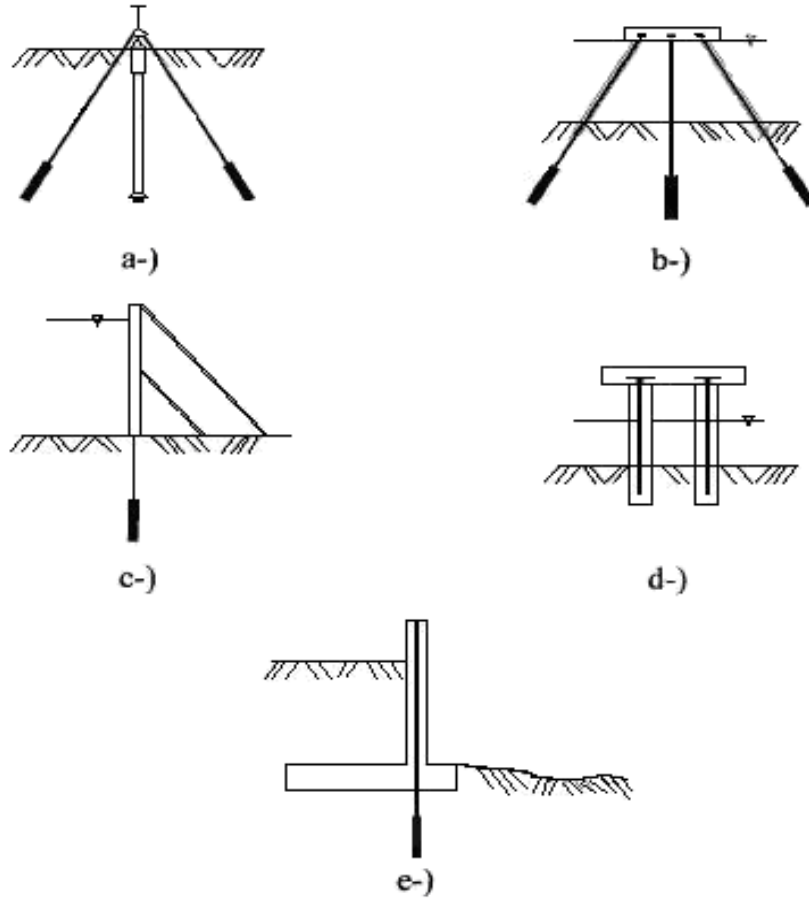
depreme karşı hassas olduğu bilinmelidir. Deprem kuvvetleri düşey yöndeki ivmelerden meydana gelirler. Birbiriyle temas halindeki kitlelerin ataleti dolayısıyla düşey vibrasyonlar süresince düşey kuvvetlerdeki değışim yapının sağlamlığının ya da ana kaya tabakasının taşıma kapasitesinin aşılmasına neden olur. Düşey yöndeki ivmelerden üretilen deprem kuvvetleri, yapının kütlesine ilave edilir ve bu kuvvetler deprem hareketi sırasında herhangi bir değışim göstermezler. Dolayısıyla ankraj kuvvetleri kullanarak (deprem bölgelerinde) ilave yüklerde belirli bir azalma yaratılabilir.

İstinat duvarları ve dolgu barajlarda düşey vibrasyonlar, ayak bağlantılarındaki gerilmelerin büyüklüklerinde düzensizlik yaratarak kaymaya karşı emniyetin azalmasına neden olurlar. Deprem sırasındaki rezonansa küçük dolgu barajlar ve istinat duvarlarında rastlanmaz. Ancak çok kemerli payandalı baraj gibi ince uzun ankrajlı bir yapı yapılmışsa o zaman rezonans tehlikesi artar. Çok az bir tehlike olmakla birlikte ankrajın yakınındaki bir kütlede aşırı gerilme durumu oluşup hasara neden olabilir. Dolayısıyla ankrajlar uygulandığı yapıların, deprem sırasındaki kesmeye karşı mukavemetlerini arttırır. Aynı zamanda dönmeye karşıda güvenlik arttırıcıdır. Ancak barajlarda dönmeye karşı kullanılan ankrajların kesmeye karşı güvenlik arttırıcı değeri çok azdır. Bazı olumsuz yönlerine rağmen deprem sırasında ankrajlı bir yapı, ankrajsız bir yapıdan daha emniyetlidir (Turan, 2003).

3.7 Ankrajların Kullanıldığı Diğer Yerler:

Deney sahası dar olan yerlerde yükleme deneylerinde zemin ankrajları başarı ile uygulanır. Bu tip deneylerde ankrajlarla 1000 tonun üzerinde yüklerle kazıklar deneye tabi tutulur (Şekil 3.8.a). kazıklar aynı zamanda ankrajlar vasıtasıyla öngerilebilirler. Kazık tabanından daha aşağıya yerleştirilmiş ankrajlarla öngerme işlemi yapılır (Şekil 3.8.b). Böylece kazıkların hem basınç hem de çekme kuvvetleri altındaki hareketinin minimum olması sağlanır.

Ayrıca ankrajlar barajların yükseltilmesinde (Şekil 3.8.c) dalga kıran ve iskelelerde gemilerin iskele babalarına verdikleri yükün dağıtılmasında (Şekil 3.8.d) ayrı parçalar halinde imal edilmiş yapılara bütünlük kazandırılmasında (Şekil 3.8.e) kullanılır (Littlejohn, 1970).



Şekil 3.8 Ankrajların Kullanıldığı Diğer Yerler (Littlejohn, 1970)

4. ZEMİN ANKRAJLARI

Ankrajlar zemine uygulanan gerilme kuvvetini elverişli şekilde zemine ileten, uygulanan gerilmelerin ana kayaya iletmek ve kayaç içindeki süreksizliklerin sürtünme direncini artırarak zemin ve kaya stabilitesinin sağlanmasında kullanılmak amacıyla yer kabuğu içine bağlanan destek elemanlarıdır. Ankraj pasif ve öngermeli olarak ikiye ayrılır. Pasif ankraj, kendi başına yük taşıyamaz. Zemin ilgili ankraj parçasına doğru oynadıkça (deplasman oldukça), yük ankraja iletilir. Pasif ankrajın, maksimum yük taşıma gücüne ulaşabilmesi için büyük hareketlere gereksinim duyabilir. Büyük hareketleri daha kabul edilebilir düzeye indirmek için zemin ankrajları, genellikle yapıya veya zemin yüzeyi levhasına doğru çekilerek önceden gerilir. Öngermeli ankrajın, pasif ankrajdan daha dayanıklı olduğu gözlenmiştir. Ankraj kelimesi yerine bazen de enjeksiyonlu kablo, kaya bulonu, ankraj kazığı kelimeleri de kullanılmaktadır (Daldal, 2005).

Ankraj yük taşıma vazifesi ile üzerlerine aldıkları yükü enjeksiyon veya benzeri bir bağlayıcı malzeme ile oluşturulmuş bir kök aracılığıyla, çoğu zaman sağlam zemin veya kaya ortamına ileten, dolayısı ile sürtünme kuvveti oluşturabilen, uç kısmı gerili halde tutulan genelde öngermeli çelik halatlardır. Öngermeli çelik halatlardan oluşan ankrajlı bir sistemde temel prensip, ankraj çeliğine öngermi uygulayarak oluşturulan kuvvetin bir destek üzerine aktarılması vasıtasıyla zemin içindeki sağlam kütleyle yükün taşınmasıdır. Enjeksiyonlu ankraj imalatı sırasında yapılan enjeksiyonlama işlemleri ile, aynı zamanda zemin veya kaya içerisindeki süreksizliklerin sürtünme dirençleri de artırılmalıdır. Bu işlem zemin özelliklerini iyileştirici yönde etki yapmaktadır (Turan, 2003).

Büyük şehirlerde artan nüfus nedeni ile şehir içindeki arsaların değer kazanması ve trafiğin yoğunlaşması, diğer yandan da yeşil alanların korunmaya çalışılması, otopark, garaj, istasyon ve otogarları, şehir içi karayolu ve yaya geçitlerini, yeraltında yapılmaya zorlamaktadır. Otel, iş merkezleri gibi yapıların depo, arşiv ve servis hacimlerinin de bodrum katlarına yerleştirilmesi için derin kazılar yapılmakta ve böylece de zemin ve kayaya daha fazla yük aktarılmaktadır.

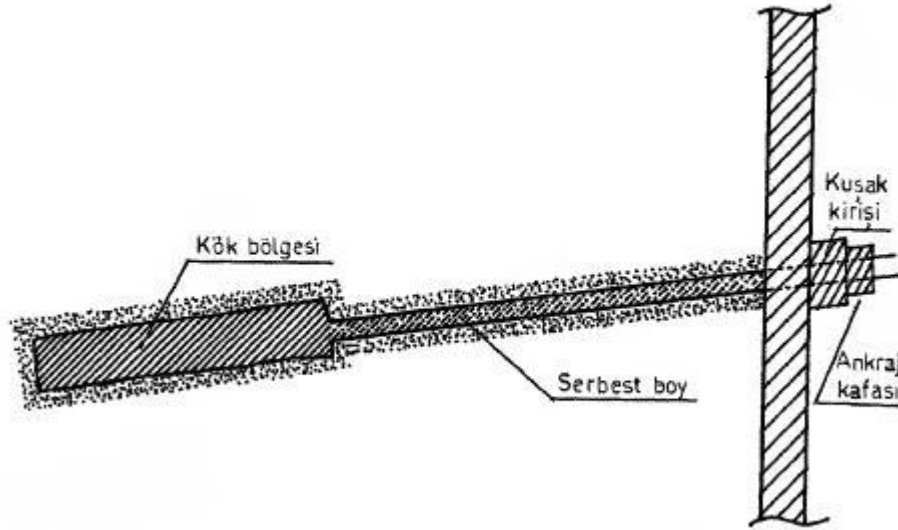
Açık derin kazıların güvenle yapılabilmesi için kazı aynalarının göçmeden durması ve çukura gelecek suyun en aza indirilmesi gerekmektedir. Çatlak ve fisürlerle bütünlüğü bozulmuş kayalar kazılınca gevşeyip döküldükleri için ancak yeterli eğimle kazıya imkan verirler.

Ayrıca çevrede yapıların varlığı şevli kazı uygulama imkanlarını kısıtlamaktadır. Ankrajlar derin kazıların güvenle açılması ve inşaat sırasında emniyetli olarak durması için, yüksek şev duvarlarının desteklenmesinde kullanılan son derece yaygın destek elemanlarıdır. Zemin ankrajları payanda veya istinat duvarlarının yetersiz kaldığı veya ekonomik olmadığı durumlarda yüksek şevlerin stabilitesinin sağlanmasında iksa sistemlerinde kullanılan ekonomik ve güvenilir destekleme elemanları olmaktadır (Toğrol, 1982).

Ankraj projelerinin hazırlanma ve uygulanma aşamalarında, temel zeminin özelliklerinin ve davranışının detaylı olarak saptanması gereklidir. Zemin özellikleri bilinerek ve doğru zemin parametreleri kullanılarak projelendirilmelidir. Projelendirilen ankrajlar, genellikle deneye tabi tutulurlar. Deney ankrajlarında, ankraja gelen kuvvetler sürekli olarak ölçülerek, ankrajların arazide deneysel olarak saptanan taşıma güçleri hesaplanan değerler ile karşılaştırılarak, esas projedeki ankraj adedi ve ankraj kuvvetleri tayin edilir.

4.1 Ankrajların Kısımları

Bir ankraj, ankraj kafası, serbest ankraj boyu ve tutulu ankraj (kök boyu) olmak üzere üç kısımdan meydana gelir (Şekil 4.1).

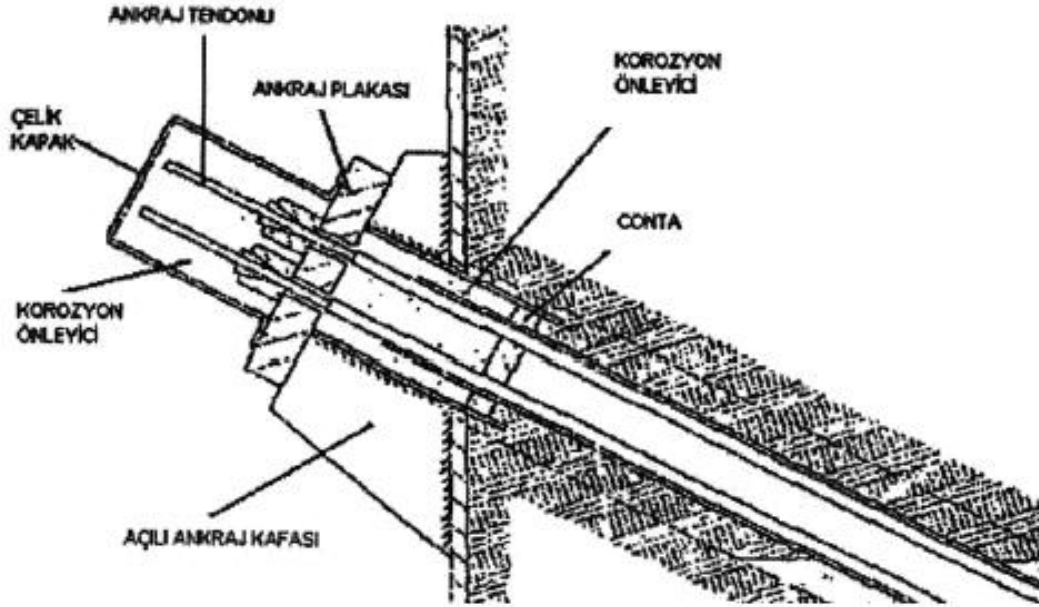


Şekil 4.1 Ankrajın Kısımları (İnan, 2000).

4.1.1 Ankraj Kafası

Bu bölge öngerme kuvvetinin yüzeye yayılmasını temin eder. Öngermenin uygulandığı ve servis yüküne gerilen ankrajın kilitlenmesinin yapıldığı bölgedir. Esas olarak germe kafası,

sıkıştırıcılar (krip) ve ankraj plakasından oluşmaktadır. Ankrajların zamanla kontrol edilebilmesi için koruyucu kapak ile açık olması önerilir. Şekil 4.2’de tendonu örgü tel olan bir ankrajın kafa detayı görülmektedir.



Şekil 4.2 Ankraj kafası (BS-8081-1989).

4.1.2 Serbest Ankraj Boyu

Öngerilen ankrajın öngerme kuvvetini zemine iletmeyi sağlayan ve taşıyacağı yüke bağlı olarak bir çubuk veya farklı sayıda öngermeli çelik halattan oluşan kısımdır. Öngerme işlemi ile halatların gerilme aldığı kısım ankraj gövdesidir. Bu kısım zemin veya enjeksiyonla temas etmesi istenmez, bu yüzden çoğu kez bir kılıf borusu içine konmuş olarak bulunurlar. Germe işlemi sırasında öngerme çeliğinin engelsiz olarak uzayabileceği uzunluğa karşı gelmektedir. Serbest ankraj kısmının yapısı ankrajdan beklenen hizmete bağlıdır, bunlar (Demirkoç,2007):

- Ankraj ömrü (geçiçi yada kalıcı ankraj olması),
- Korozyon ve mekanik örselenmeye karşı ne düzeyde koruma gerektiği,
- Ankrajın aşamalı olarak gerilme zorunluluğu
- Çekme kuvvetini her an ölçme olasılığı
- Germe elemanlarının boşaltılması ve sonradan tekrar gerilmesi zorunluluğu,
- Zeminin olası enine yerdeğiştirmelerinin karşılanması olasılığıdır.

4.1.3 Ankraj Gövdesi

Çıplak veya bir kılıf ile kaplı öngermeli halatların enjeksiyonlanarak oluşturulan bir bölge içinde ve çimento enjeksiyon malzemesi ile kaplı bulunan, ankraj demetinin öngermeye kuvvetini zemine aktaran kısmıdır. Çimento harcının yüksek basınç altında ankraj deliğine doldurulması ile kök bölgesi oluşturulur. Çubuk ankrajlarda, ankraj kökü enjeksiyonlanan bölgedir. Kök kısmı vasıtasıyla ankrajlar zemin içinde sabitlenmiş olarak bulunurlar. Bu bölge daima bir enjeksiyon veya benzer bir bağlayıcı malzeme ile dolu olarak bulunur. Halatlar ya doğrusaldır yada yer yer sıkılıp yer yer serbest bırakılarak bir dizi boğum meydana getirecek şekilde birbirine bağlanmıştır.

4.2 Ankrajların Sınıflandırılması

Ankrajlar birçok farklı durum için sınıflandırılırlar (Günsever, 1999).

4.2.1 Gerilme Durumuna Göre Ankrajların Sınıflandırılması

4.2.1.1 Pasif (Basit) Ankrajlar

Başlangıçta gövde gerilmemiştir. Başlangıç itibariyle üzerinde herhangi bir kuvvet yoktur. Aktif basınç etkisiyle, zeminde meydana gelen deformasyonlara bağlı olarak gerilirler beraberinde yük taşımaya başlarlar.

4.2.1.2 Öngermeli Ankrajlar

Ankraj gövdesi bağlanma işlemi tamamlandıktan sonra gerilir ve ankraj başındaki baskı plakası ile bağlanma bölgesi irtibatlandırılır.

4.2.2 Aldıkları Yük Miktarına Göre Ankrajların Sınıflandırılması

4.2.2.1 Düşük Kapasiteli Ankraj (0-30 ton kapasiteli)

4.2.2.2 Yüksek Kapasiteli Ankraj (>30 ton)

4.2.3 Kullanım Sürelerine Göre Ankrajların Sınıflandırılması

4.2.3.1 Geçici Ankrajlar

Bu ankrajlar, genellikle bir projenin inşaatı sırasında kısa süreli olarak kuvvetlere karşı koyan ve böylece güvenli inşaat imkanı sağlayan ankrajlardır. Genellikle kullanım süreleri 2 yıldır

(Çizelge 4.1.),(BS-8081-1989).

(1) No’lu geçici ankrajlar, servis süreleri 6 aydan daha az göçmesi çok ciddi sorunlar yaratmayan, toplumun güvenliğini etkilemeyen (örn. kısa süreli kazık yükleme deneylerinde reaksiyon sistemi olarak kullanılan) ankrajlardır.

(2) No’lu geçici ankrajlar, servis süreleri 2 yıl civarında olan, göçmesi sonucu oldukça ciddi sorunlar ortaya çıkabilen, uyarı olmaksızın toplum güvenliğini etkilemeyen (örn. iksa duvarlarının desteklenmesinde kullanılan) ankrajlardır.

4.2.3.2 Sürekli Ankrajlar

Sürekli yapıların ve kazı destekleme sistemlerinin servis ömrü boyunca güvenliğinin ve stabilitesinin sağlanması amacıyla yapılır.

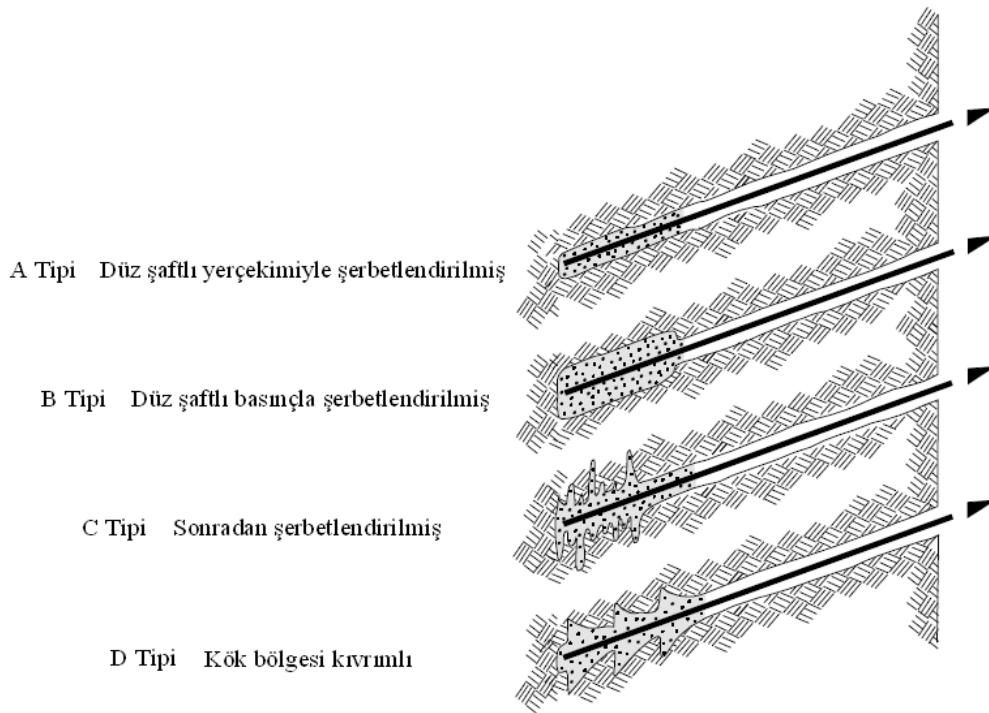
(3) No’lu sürekli ankrajlar, korozyon riskinin yüksek olduğu, ve/veya göçme durumunda çok ciddi sorunlar yaratan (örn. asma köprülerin ana gergilerinde kullanılan ya da su etkisi ile kalkan yapıların stabilitesinin sağlanması amacı ağırlık yapısının elemanları olarak kullanılan) ankrajlardır.

Çizelge 4.1. Zemin Ankrajları İçin Minimum Güvenlik Değerleri (BS-8081,1989)

Ankraj Sınıfı	Minimum Güvenlik Faktörleri			Kontrol Yüğü Faktörü
	Tendon	Zemin/enjeksiyon Ara yüzeyi	Enjeksiyon/tendon; enjeksiyon/kapsülleme yüzeyi	
Geçici Ankrajlar(1)	1.40	2.0	2.0	1.10
Geçici Ankrajlar(2)	1.60	2.5*	2.5*	1.25
Sürekli Ankrajlar(3)	2.00	3.0 ⁺	3.0 ⁺	1.50
Not: * Eğer tüm araziye kapsayan deneyler yapılırsa bu değer minimum olarak 2.0 alınabilir.				
⁺ Bu değer zeminin limit sünme değerine ulaşması halinde 4.0’ a kadar çıkar.				

4.2.4 İmalat Tekniklerine Göre Ankraj Sınıflandırılması

Verilen belirli bir zemin durumu altında bir ankrajın taşıma kapasitesi, geometrisi tarafından etkilenir. Bir ankrajın tasarımında, ankrajın kök kısmından çevresindeki zemine ilettiği gerilmeler, ankraja uygulanan imalat tekniği, enjeksiyon ve delme yöntemlerinden etkilenmektedir. Bu kriterler göz önünde bulundurularak ankrajlar 4 ana grup altında toplanabilir (BS-8081,1989),(Şekil 4.3).



Şekil 4.3 Temel Ankraj Tipleri (BS-8081,1989)

4.2.4.1 A Tipi Ankrajlar

Zemin ile harç arasındaki kayma mukavemeti, kök kısmındaki sıyrılmaya karşı direnci oluşturur. Dayanım, deliğin stabilitesine bağlı olup, doğrusal ya da doğrusal olmayan düz şaftlı ankrajlardır. Çoğunlukla kayalarda ya da katı ve sert kohezyonlu zeminlerde kullanılır. Mukavemet, zemin-enjeksiyon yüzeyi arasında oluşan yüzey kayma gerilmelerine bağlıdır.

4.2.4.2 B Tipi Ankrajlar

Ankraj kök çapının zemin içinde minimum hasar yaratarak genişletilmesi sonrası çimento harcının, $<1000 \text{ kN/m}^2$ değerlerindeki basınç altında boşluklara ve çatlaklara girmesi sağlanarak oluşturulan ankraj tipidir. Genellikle iyi derecelenmiş kohezyonsuz zeminlerde kullanıldığı gibi, yumuşak çatlaklı kayalarda ve kaba alüvyonlarda da kullanılır. Kök çevresindeki zeminin, kohezyonsuz zeminlerde çimento sızdırmazlığından yararlanarak, basınç altında iyice sıkıştırılması ile geniş bir ankraj kökü oluşturulur. Dikkat edilmesi gereken, enjeksiyon basıncının her zaman toplam jeolojik yükten düşük olması gerektiğidir. Ankraj kök bölgesinde, kayma mukavemetinden dolayı direnç oluşur.

4.2.4.3 C Tipi Ankrajlar

2000 kN/m^2 den daha yüksek bir basınç altında çimento harcının zemin boşluklarına sızdırılmasıyla ankraj kökü genişletilir. Birinci enjeksiyonun sertleşmesinden sonra, çoğunlukla basınç, ikincil enjeksiyon sırasında uygulanır. Bu enjeksiyon ile basınç altındaki zemin adeta yırtılırcasına sıkışarak genişler. İkinci enjeksiyon genellikle özel bir tüp sistemi ile ya da ankraj kökü içinde çalışabilen minyatür enjeksiyon tüpleri kullanılarak yapılır. Kohezyonsuz zeminlerde olduğu gibi, bazen de kohezyonlu zeminlerde başarılı bir şekilde kullanılır. Uniform bir kayma mukavemetinin ankraj kökü boyunca varolduğu prensibine göre tasarım kapasiteleri hesaplanır.

4.2.4.4 D Tipi Ankrajlar

Bu tip ankrajlarda kök bölgesi, mekanik aletlerle ya da patlayıcılarla genişletilir. Ancak genişletilen kök her yerde aynı olmayıp kök içindeki farklı seviyelerde farklı genişlemeler oluşur. Katı ve sert kohezyonlu zeminlerde kullanılan bu ankrajlarda, kayma mukavemeti ve uç mukavemeti sıyrılmaya karşı direnci oluşturur.

5. ZEMİN ANKRAJLARININ TASARIMI

Tanım olarak ankraj, kaya ve zemin içinde açılmış bir deliğin yerleştirilen korozyona karşı korumalı ve yüksek mukavemetli özel çelikden yapılmış öngermeli bir halat veya halatlar demetidir. Ankraj, karşı koyucu kuvvetleri zeminden alarak yapısal elemana örn. Forekazık duvara) aktarır. Kısaca ankraj, üzerine uygulanan gerilme kuvvetini elverişli zemine ileten yapısal bir parçadır. Ankraj pasif veya öngermeli olabilir. Pasif ankraj, kendi başına hiç bir yük taşımaz. Fakat zemin ilgili ankraj parçasına doğru oynadıkça, yük ankraja iletilir. Herhangi bir pasif ankrajın, maksimum yük taşıma kapasitesine ulaşabilmesi için büyük hareketlere ihtiyaç duyabilir. Bu büyük hareketleri daha kabul edilebilir düzeye indirmek için zemin ankrajları, genellikle yapıya veya zemin yüzeyi levhasına veya bileşenlerine doğru çekilerek öngerilir. Böylece ankraj sistemi de yapı-yük testine tabi tutturulur. Öngerimenin derecesi genellikle tasarlanan iş yükünün yüzdesidir. Yapılan araştırmalar sonucu öngerilmeli ankrajın, pasif ankrajdan daha dayanıklı olduğu gözlenmiştir (Günsever, 1999). BS 8081 (1989)' e göre zemin ankrajlarının tasarımında aşağıdakiler dikkate alınır.

- i) Toptan göçme tahkiki
- ii) Gömme derinliği
- iii) Grup etkisi
- iv) Ankraj kökünün boyutları

Temel Mühendisliği problemlerinde ankrajların kullanımının artmasıyla zemin ile ankraj arasındaki etkileşimin araştırması önem kazanmıştır. Kaya ve zemin ankrajlarının numerik olarak modellenmesi ile ankraj ve jeolojik ortam arasındaki davranışın hesaplanması mümkün olmaktadır.

Ankrajlar için çeşitli taşıma gücü bağlantıları geliştirilmiştir. Bu bağlantıların bir kısmı arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilen ampirik formüller, bir kısmı ise analitik bağlantılardır. Ankrajların zemin içindeki davranışının analizi ise karmaşık bir zemin yapı etkileşimi problemidir. Zemin yapı etkileşimi üzerinde yapılan fiziksel ve nümerik model çalışmalarında, ankre zemin ilişkisinde zeminin nonlinear davranış gösterdiği ve bu davranışın zeminin çeşitli özelliklerinden (başlangıç gerilme durumu, hacim değişmesi,

gerilme izi vb.) etkilendiği anlaşılmıştır (Günsever, 1999).

5.1 Zemin ankrajlarının taşıma kapasiteleri ve kök boylarının hesabı

Zemin ankrajlarının maksimum taşıma gücü hesaplarında, ankrajın çevre yüzeyi boyunca zeminin göçtüğü yük olarak kabul edilir. Bu nedenle göçme mekanizması incelenir ve stabilite analizinde bu mekanizmayı etkileyen kuvvetler dikkatet alınır. Bir zemin ankrajının maksimum taşıma kapasitesini etkileyen faktörler aşağıda verilmiştir, fakat tasarım için kullanılan modellerle zemin-enjeksiyon ara yüzeyinin fiziksel durumu tam doğru olarak ifade edilemez. Bir zemin ankrajının maksimum taşıma kapasitesini etkileyen faktörler şunlardır:

- i) Ankraj kökünün şekli
- ii) Ankraj kökü civarındaki zeminin cinsi ve tabakalaşma durumu
- iii) Ankraj kökü üzerindeki jeoloji yük
- iv) Ankraj boyutları
- v) Enjeksiyon basıncı ve sayısı
- vi) Ankrajın gerilme deformasyon bağıntısı

Ankrajın taşıma gücü hesaplarda bulunabilir. Ancak taşıma gücünü etkileyen birçok parametere bulunduğu için, bulunan değerin gerçekçi olması beklenemez. Taşıma gücünü en doğru şekilde ve kesin belirleme yöntemi doğrudan doğruya yerinde ankraj yükleme deneylerinin yapılmasıdır (Demirkoç, 2007).

5.2 Kayada ankraj taşıma kapasitesi

A tipi ve D tipi ankrajlar kayalarda kullanılmaktadır. Buna karşılık Tremie metodunun, ekonomikliği ve imalatının daha basit oluşu sebebi ile pratikte A tipi ankrajlar daha çok kullanılmaktadır.

Düşük basınç altında enjeksiyonlama işlemi yapılan B tipi ankrajlar kaya-enjeksiyon aderansını sağlamak ve kaya enjeksiyon temas yüzeyini arttırmak amacıyla zayıf ve çatlaklı kayalarda kullanılabilir. Bağ sağlandığı zaman tasarım yönteminin güvenilirliğini kontrol etmek için arazide uygun kontrol deneyleri yapılmalıdır. D tipi ankrajlar ankraj kökünün çapını arttırmak için zayıf kayalarda kullanılabilir (Çizelge 5.1 ve 5.2).

Bu ankrajlarda, tasarım uniform çevre sürtünmesi kabulü üzerine kurulmuştur (BS-8081,1989).

Böylece kök kısmının taşıma gücü

$$P_u = \pi \cdot d_s \cdot L_o \cdot \delta \quad (5.1)$$

bağıntısıyla verilir. Burada;

L_o : Ankraj kökündeki enjeksiyon boyu

d_s : Delinen shaft çapı

δ : Enjeksiyon – kayaç kesiti dayanımı

Çizelge 5.1 Bazı kayaçlar için tipik kök sıyrılma değerleri (NAVFAC, 1983)

Kayaç tipi (sağlam, bozulmamış)	Ankraj kökünde son kayaç-enjeksiyon gerilmesi (δ) (kPa)
Granit ve Bazalt	1725-3100
Kireçtaşı	2070-2760
Dolomitik Kireçtaşı	1380-2070
Yumuşak Kireçtaşı	1035-1520
Kayrak ve sert Şeyl	830-1380
Yumuşak Şeyl	205-830
Kumtaşı	830-1035
Tebeşir	205-1035
Marn (sert, gevşek, fissürlü)	170-250

Çizelge 5.2 1m uzunluk için kökte son taşıma gücü (kN) (FHWA, 1998)

Zemin Cinsi		Son taşıma gücü kN	Zemin Cinsi	Son taşıma gücü kN
Kum- çakıl	Gevşek Orta sıkı Sıkı	145	LL, PI, LI kısıtlamalarıyla (katı) Silt-kil karışımları veya İnce mikalı kum veya silt karışımları (çok katı)	30
		220		60
		290		
Kum	Gevşek Orta sıkı Sıkı	100	Granit veya bazalt Dolamitik kireçtaşı Yumuşak kireçtaşı	730
		145		580
		190		440
Kum ve silt	Gevşek Orta sıkı Sıkı	70	Kumtaşı Sleyt ve sert şeyl Yumuşak şeyl	440
		100		365
		130		145

5.2.1 Granüler (kohezyonsuz) Zeminlerde Ankraj Taşıma Gücü

Kohezyonsuz zeminlerde çoğunlukla B ve C tipi ankrajlar kullanılmaktadır.

B Tipi Ankrajlar : Ankrajın son yük taşıma gücü,

$$T_u = L.n.tg\phi \quad (5.2)$$

bağıntısından ile elde edilir.

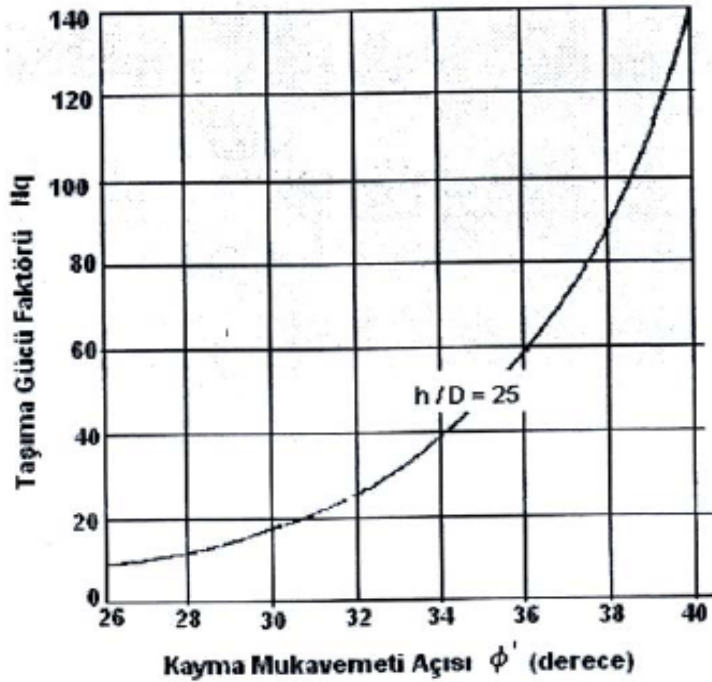
n; delme tekniğine, ankraj çapına, enjeksiyon basıncına ($30 \text{ kN/m}^2 - 1000 \text{ kN/m}^2$), zeminin arazideki gerilmelerine, ankrajın yüzeyden olan derinliğine ve genişleyen kısmın karakteristiklerine bağlı olan bir katsayı olup kum ve çakıl zeminler (permeabilite katsayısı, $k_w > 10^{-4} \text{ m/s}$ olan zeminler) için $400-600 \text{ kN/m}$ arasında değişirken, ince kumlardan orta kumlara kadar (permeabilite katsayısı, $k_w = 10^{-4} \text{ m/s}$ olan zeminler) n değeri $130 - 165 \text{ kN/m}$ arasında değişmektedir (Günsever, 1999).

Yapılan kapsamlı deney çalışmaları sonucunda, yük taşıma gücünün, göreceli sıklığa, zeminin dayanımına, sabit ankraj uzunluğuna ve birazda olsa ankraj çapına bağlı olduğu görülmüştür. Bu da taşıma gücü denetiminde önemli etkenlerden birinin zemin kabarması olduğunu kanıtlamaktadır. Gevşek zeminlerde ankraj çevresinde bir genleşme meydana gelmediğinden sürtünme gerilmeleri daha düşük değerler almaktadır. Ankraj çevresinde meydana gelen

giderek gelişen kemerleme dolayısıyla, ankraj gövde boyunun belli bir değerden sonra artması ($L > 6-7m$) ankraj taşıma gücünü pratik olarak değiştirmemektedir. Ankraj çapı büyüdükçe, çevre alanı da büyüdüğünden, çap artışının taşıma gücüne etkisi değişik olabilmektedir. Genelde zeminin sıkılığına ve dane dağılımına bağlı olarak $D = 10-15$ cm arasında çapların ekonomik olduğu bilinmektedir. Ankraj yapım yönteminin taşıma gücünü bilinmeyen bir dereceye kadar etkilediği hiçbir zaman gözden kaçırılmamalıdır. Yani sonuç olarak, genel tasarım ölçütü özenle ve değişik ankraj yapım sistemlerinde edinilen deneyimle kullanılmalıdır. Gerekli olduğunda son taşıma gücünü garanti etmek için ankraj deneyleri uygulanmalıdır (Günsever, 1999). Diğer bir bağıntı seçeneği de, ankraj taşıma gücü için, ankraj boyutlarına ve zemin özelliklerine bağlı olarak verilmiştir (BS-8081-1989).

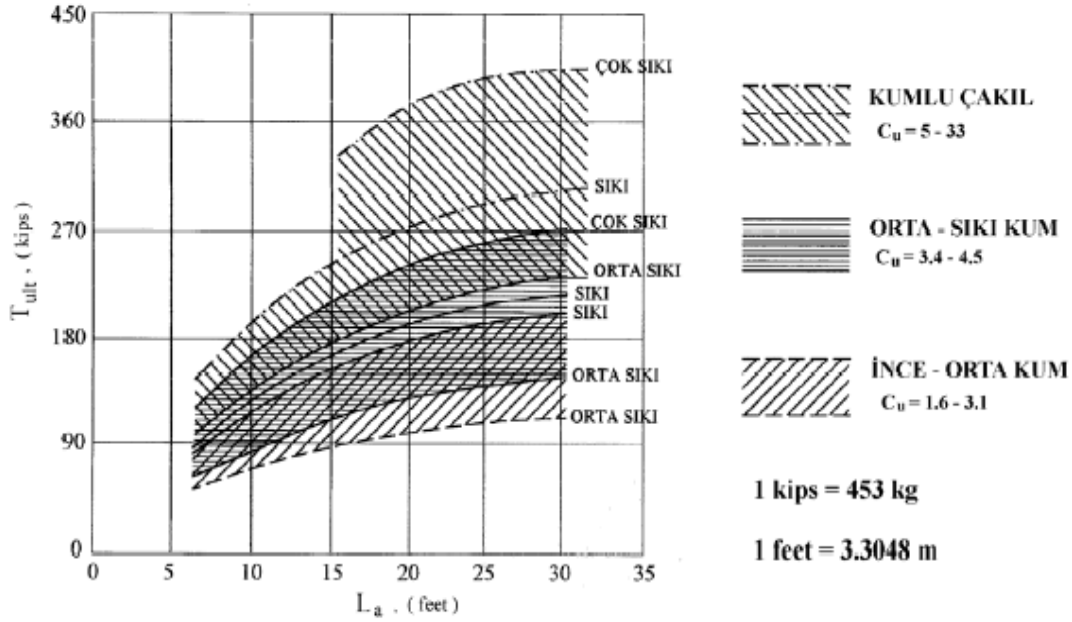
$$T_f = A \cdot \sigma'_v \cdot \pi \cdot D \cdot L \cdot \tan \phi + B \cdot \gamma \cdot h \cdot \pi (D^2 - d^2) / 4 \quad (5.3)$$

Bu bağıntıdaki birinci kısım, çevre sürtünmesini, ikinci kısım ise uç direncini temsil etmektedir. “ σ'_v ” jeolojik yükü ise $\gamma \cdot (h+L/2)$ olarak alınmaktadır. B katsayısı $N_q/1.4$ 'e eşittir ve Şekil 5.1'den alınabilir (BS-8081-1989).



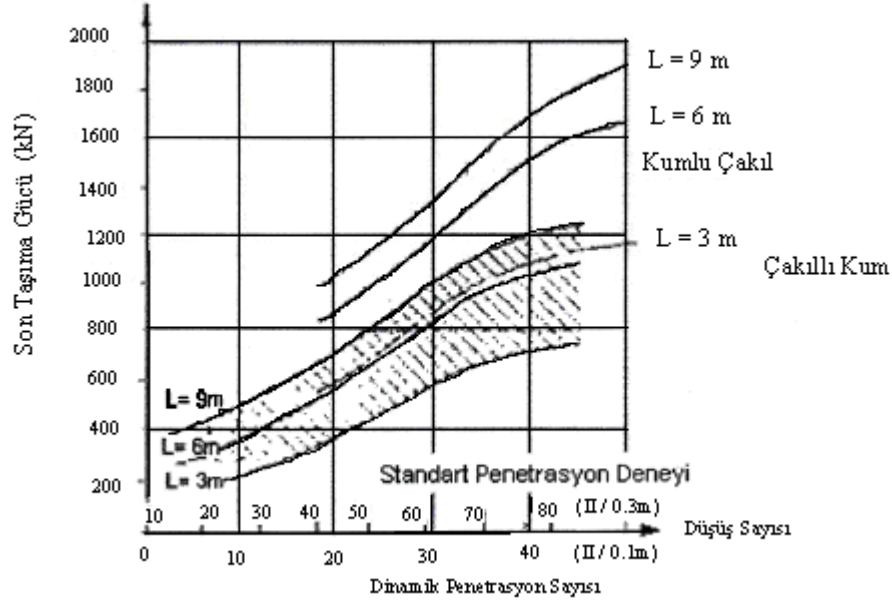
Şekil 5.1 Taşıma gücü kapasitesi faktörü ile efektif kayma mukavemeti açısı arasındaki ilişki (BS-8081-1989)

C Tipi Ankrajları: C tipi ankrajların tasarımı, zeminlerin mekanik özelliklerinin kullanıldığı teorik yada ampirik bağıntılardan yararlanarak yapılmaktan ziyade, belli bir zemin sınıfı aralığı için arazi deneylerinden elde edilen veriler kullanılarak hazırlanmış tasarım eğrilerinin kullanılması temeline dayanır. Örneğin alüvyonlarda deney sonuçları 0.10 – 0.15 m çapındaki ankraj delikleri için, maksimum taşıma gücünün ankraj kökünün yapımında 1000 kN/m²'lik enjeksiyon basıncı kullanılması durumunda 90 kN/m – 130 kN/m arasında, 2500 kN/m²'lik enjeksiyon basıncı için 190 kN/m – 240 kN/m arasında değiştiğini göstermiştir. Son yıllarda ise C tipi ankajlar için tasarım eğrilerinin kullanımı ankraj deneyleri için genişletilmiştir. Şekil 5.2'de kumlu çakıllar ve çakıllı kumlar için maksimum taşıma gücünün yoğunluk, sıklık ve kök boyu ile değişimini göstermektedir (BS-8081,1989).



Şekil 5.2 Kumlu çakıllar ve çakıllı kumlarda maksimum ankraj kapasitesi (BS-8081,1989)

Güvenli taşıma gücü, ankraj kök boyu ile SPT (Dinamik Penetrasyon Deneyi) sonuçları arasındaki ilişki Şekil 5.3'de görülebilir.



Şekil 5.3 Güvenli ankraj taşıma gücü, SPT arasındaki ilişki (BS-8081,1989)

D Tipi Ankrajlar : Eğer tutulu ankraj kısmında yükü alması için genişletmeler istenirse D tipi ankrajlar kullanılır ve bu ankrajların kohezyonsuz zeminler için kullanımında en önemli etken genişletilen kısım boyutlarıdır. Genişletmelerin sayısı önemlidir ve bu da yükün tutulu ankraj kısmında yer alan tendonlara iletilmesini etkiler.

5.2.2 Kohezyonlu Zeminlerde Ankraj Taşıma Gücü

Düşük enjeksiyon basıncının uygulanması ve belirli koşullar altında zemin delme işleminin yapılması ankraj yük taşıma gücüne yarar sağlar. Enjeksiyonun çatlak penetrasyonu, hidrolik çatlakların olmaması durumunda, çevre sürtünmesi değerleri için yarar sağlar; 0.45 değerini aşan adhezyon faktörleri mobilize olabilir, fakat bu kontrol deneyleriyle kontrol edilmelidir (BS-8081, 1989).

A tipi Ankrajlar: Düz şaftlı olan ve “Tremie” yöntemi ile enjeksiyon yapılan A tipi ankrajlar için tasarım kuralları bu şekilde imal edilen fore kazıklarınki ile aynıdır ve drenajsız kayma mukavemetinin kullanımı temellerine dayalıdır.

Maksimum yük kapasitesi

$$T_f = \pi \cdot D \cdot L \cdot \alpha \cdot c_u \quad (5.4)$$

bağıntısı kullanılarak hesaplanır.

C Tipi Ankrajlar: Yüksek enjeksiyon basınçlarına izin verilebilen yerlerde uygulanırlar.

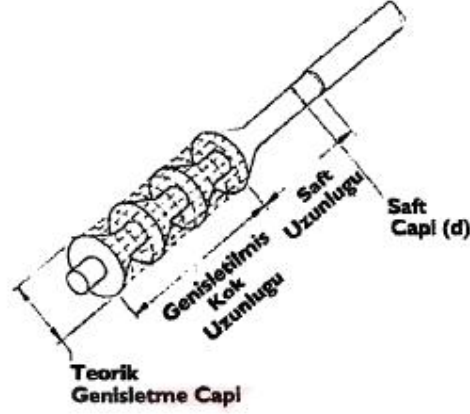
Şekil 5.3' de verilen çok sayıda deneyin sonuçları, delik çapı 0.08 – 0.16 m. arasında olan deliklerde tasarım için kullanılabilir. Çevre sürtünmesi (t_{0m}), artan relative konsistans (I_c) parametresiyle artarken, artan plastisite indeksi ile düşmektedir. Plastisitesi ortadan yükseğe kadar değişen katı killerde (örn. $I_c = 0.8 - 1.0$), yüzey sürtünmeleri olarak 30 kN/m² – 80 kN/m² okunan en düşük değerlerdir. Orta katı ve katıdan çok katıya kadar değişen ($I_c = 1.25$) kumlu siltli için en yüksek çevre sürtünmesi değeri ($t_{0m} > 400$ kN/m²) elde edilmiştir (BS-8081,1989).

İkincil enjeksiyon uygulaması genellikle çok katı killerde çevre sürtünmesini %25-%50 arasında arttırır. Bununla birlikte daha da büyük artışların (120 kN/m²'den 300 kN/m²'ye) yüksek plastisiteli orta katı killer için uygun olduğu iddia edilmektedir.

D Tipi Ankrajlar: Birden çok genişletilmiş kısımdan oluşan D tipi ankrajlar (Şekil 5.4) için maksimum yük kapasitesi

$$T_f = \pi \cdot D \cdot L \cdot c_u + \pi (D^2 - d^2) / 4 \cdot N_c \cdot c_{ub} + \pi \cdot d \cdot l \cdot c_a \quad (5.5)$$

bağıntısından hesaplanır (BS-8081,1989). Bu bağıntıda ilk terim yüzey sürtünmesini, ikinci terim uç direncini, son terim de shaft direncini göstermektedir. (5.5) bağıntısındaki N_c taşıma gücü faktörü genellikle 9 alınabilir. C_a ise 0.30-0.35 c_u olarak alınabilir.



Şekil 5.4 D Tipi Ankraj (BS-8081,1989)

Arazide yapılmış deneme ankrajlarından elde edilen sonuçlar, bazı durumlarda (5.5) bağıntısının ilk ve ikinci terimlerine 0.75-0.95 arasında değişen ampririk bir azaltma katsayısının kullanılmasının uygun olduğunu göstermiştir. Bazı özel durumlarda (Ankrajın kök kısmını çevreleyen kil boşluklar veya çatlakları dolduran kum içeriyorsa) azaltma katsayısı 0.5 değerine kadar düşebilir (Günsever, 1999).

Kohezyonlu zemimlerde önemli olan bir konu da delme, genişletme ve enjeksiyon işlemlerinin süresidir. Bu süre zemin üzerinde suyun yumuşama etkisinden etkilenmeyecek kadar kısa olmalıdır. Gecikmeler ankraj taşıma gücünün düşmesine ve büyük öngörme kayıplarına neden olmaktadır.

Genişletme için ideal zeminler drenajsız kayma mukavemeti 90 kN/m^2 olan zeminlerdir. Genişletmenin başladığı ve bittiği boyun kısımlarında imalattaki zorluklardan dolayı bu değer $60 \text{ kN/m}^2 - 70 \text{ kN/m}^2$ olarak beklenir. Drenajsız kayma mukavemetinin 50 kN/m^2 'den az olduğu zeminlerde uygulanması imkansızdır. Ayrıca plastisite indeksi (I_p)<20 olan düşük plastisiteli zeminlerde uygulanması zordur. Genişletmelerin aralığı (δ_u);

$$\delta_u < \frac{(D^2 - d^2)}{4D} \cdot N_c \quad (5.6)$$

4D

bağıntısından hesaplanır (BS-8081,1989).

5.3 Ankraj kök boyu ve kökler arası etkileşim

Ankraj kök boyunun hesabı:

Kayada Ankraj Kök Boyu: BS 8081-British Standart Code of Practice for Ground Anchorages (1989)'e göre zemin ankrajlarının tasarımında kök boyunun uzunluğu kaya bulonları hariç 3m'den az ve 10m'den çok olmamalıdır. Kök boyunca kayanın niteliğinde ani bir düşüş, ciddi miktarlarda yük taşıma gücünü düşürebilir. Çizelge 5.3 'de çimento enjeksiyonlu kaya ankrajları için minimum kök uzunlukları verilmiştir.

a) Kohezyonlu ve Kohezyonsuz Zeminlerde Ankraj Kök Boyu: Kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde yapılan ankrajlarda kök boyu 3m'den az, 10m'den fazla olmamalıdır.

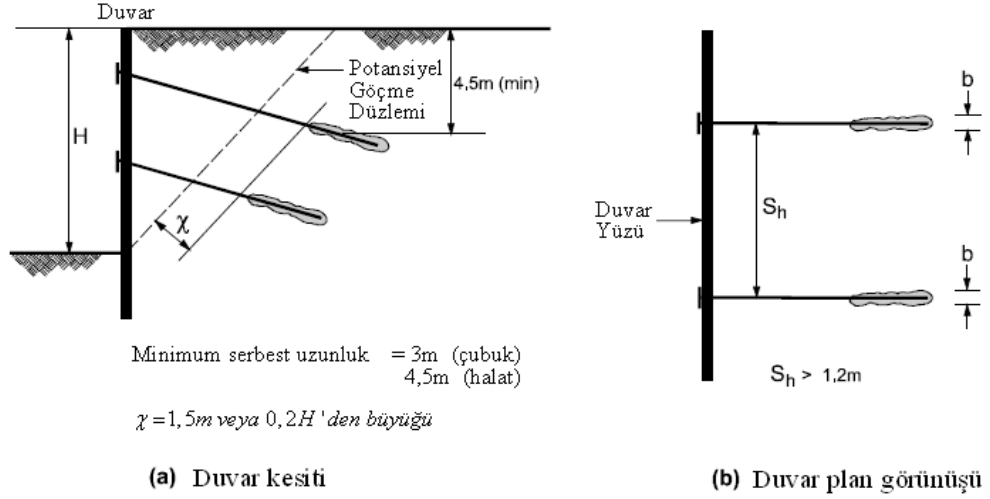
Kökler Arası Etkileşim: Ankraj kökleri arasındaki etkileşimi sınırlamak için, ankraj köklerinin merkezden olan uzaklıkları, D ankraj kökünün en büyük çapı olmak üzere 4D'den az olmamalıdır. Uygulamada, minimum aralık 1.5m ile 2.0m arasında değişmektedir. Bir ankrajın kök kısmı ile komşu temel ya da yeraltı yapısı arasındaki uzaklık 3m'den az olmalıdır. Üstünde yüzeyel temel bulunması halinde ankraj kök kısmının derinliği 5m yada daha fazla olmalıdır.

Serbest Ankraj Boyu: Ankrajın serbest boyu aşağıdaki kriterlere göre hesaplanır:

- a) Kökün duraylılık analizlerine göre bulunacak (dairesel veya düzlemsel) yüzeyin dışında olması sağlanmalıdır.
- b) Kök, Rankine aktif yüzeyinden $1/5 H$ kadar uzakda ve ona paralel bir yüzeyin dışında kalmalıdır.
- c) Duvar yüzünden köke kadar ankrajın eğik serbest boyu en az 4.5m olmalıdır (Şekil 5.5).

Çizelge 5.3 Çimento enjeksiyonlu kaya ankrajları için kök boyları (BS-8081,1989)

Kök Boyu		Kaynak
Minimum (m)	Aralık (m)	
3.0		İsviçre: Nordin (1966)
3.0		İtalya : Berardi (1967)
	4.0-6.5	Kanada: Hanna&Seeton (1967)
3.0	3.0-10.0	İngiltere : Littlejohn (1972)
	3.0-10.0	Fransa : Fenoux (1972)
	3.0-8.0	İtalya :Conti (1972)
4.0(çok sıkı kaya)		GüneyAfrika:Code of Practice (1972)
6.0(sıkı kaya)		GüneyAfrika:Code of Practice (1972)
5.0		Fransa: Brueau Securitas (1972)
5.0		Amerika :White (1973)
3.0	3.0-6.0	Almanya: Skocker (1973)
3.0		İtalya : Mascardi (1973)
3.0		İngiltere:Universal Anchorage Co.Ltd.(1972)
3.0		İngiltere : Ground Anchors Ltd. (1974)
3.5		İngiltere:Associated Tunneling Co.Ltd.(1973)



Şekil 5.5 Zemin ankrajları için düşey ve yatay aralıklandırma gereksinimi (BS-8081,1989)

5.4 Aderans

Betonarme yada öngermeli beton alanında, aderans yardımı ile transferin nasıl mümkün olduğu ile ilgili olarak çok miktarda bilgi olmasına karşın, zemin ankrajları ile ilgili çalışma yapılması gerekli olmaktadır. Yerinde bir ankrajın enjeksiyona aderansı sağlanmış tendonun göçme modu, beton teknolojisinde kullanılan tendon çekme deneyindekiyle benzer değildir. Birinci durumda enjeksiyon sürekli çekmeye çalışır, oysa standart bir aderans deneyinde, en azından bir kısmında, tendonu çevreleyen beton basınç altındadır. Böylece zemin ankrajlarında, tendon ile enjeksiyon arasındaki yüzeyin aderans mekanizması çeliğin elastisite modülü ve enjeksiyona bağlıdır. Çimento enjeksiyonu-tendon arasında oluşan aderans için değerler çeşitli tendon malzemeleri için (BS- 8081, 1989)'dan alınabilir. Çoğunlukla üç mekanizma olduğu kabul edilmiştir.

- i) *Yapışma:* Bu, kayma öncesi başlangıç aderasını sağlar ve esas olarak mikroskobik ölçüde girintili çıkıntılı çeliğin ve de onu çevreleyen enjeksiyonun fiziksel kenetlenmesinden (yapışmasından) oluşur. Çeliğin üstündeki mikro çentiklerin boyutları ile karşılaştırılabilecek boyutta kayma meydana geldiğinde yapışmanın gözden kaybolduğu kabul edilir.

- ii) *Sürtünme*: Sürtünme, basınç, çeliğin yüzeysel özellikleri ve ötelenmeye bağlıdır. Tendon geriliminin büyüklüğünden bağımsızdır. Yayılma ve çatlak hareketleri de, uzunlamasına gerilimin değiştiği yerde, radyal gerilmeler hareketlendikçe, bu sürtünme direncine katkıda bulunur.
- iii) *Mekanik Kenetlenme*: Bu, mikromekanik kenetlenme ile aynıdır, fakat enjeksiyonun kesme kuvveti belli başlı kiriş düzensizliklerine, yani eğriliklere ve bükümlere doğru hareket ettikçe daha geniş çapta ortaya çıkar.

Kısa ankraj uzunlukları için yapışma olayı en önemli unsurdur. Fakat daha fazla uzunluklar için her üç mekanizma da işlerlik kazanır. Başlangıçta serbest boyda meydana gelen ve ankraj kafasına doğru ilerleyen yapışma zarfı sürtünme veya mekanik kenetlenme ile giderilecektir. Sürtünme ve kenetlenme dirençleri kenar basınçla artmakta ve kenar gerilimle azalmaktadır. Enjeksiyonun kayma mukavemeti ve tendon malzemesinin özellikleri aderans karakteristiklerinin belirlenmesinde en önemli faktörlerdir.

Enjeksiyon-tendon ara kesitleri boyunca aderans dağılımını araştırmak için yapılan çalışmaların çoğu, öngermeli beton ile yapılmıştır. Yük arttıkça ankrajın üst ucunda kayma meydana gelir ve aderans gerilmeleri alt uca doğru artarak ilerler. Toplam direnç artmaya devam eder.

En fazla aderans gerilimi oluşan bölgedeki yapışkanlık, aderans ile birlikte hareket eden bir artık direnç veya sürüklenme meydana getirir. Yapılan araştırmalar sonucunda düz bir çubuğun germe deneyinden şu bilgiler elde edilmiştir (BS-8081, 1989).

- i) Aderans direnci önce çubuğun ankraj kafasının girdiği noktada gelişir (üst uç). Gerilmeler ve aderans basınçları ancak hafif bir kayma olduğunda alt uca aktarılır.
- ii) Aderans geriliminin en fazla olduğu bölge çekme arttıkça üst uçtan uzaklaşır. Üst uç ile aderans en fazla olduğu gerilim bölgesi arasında, oldukça düşük bir şiddette sürtünme direnci vardır.
- iii) İlk kayma aderans direncinin azami şiddetinin yaklaşık tüm uzunluğu boyunca hareket etmesinden ve çubuğun uzak ucuna yaklaşmasından sonra meydana gelir.

- iv) Yeterli miktarda kaymadan sonra ilk yapışkan direnç kaybolur ve çubuk erişilen nihai toplam direncin belki de yarısı kadar sürtünme ve sürüklenme direncini tüm uzunluğu boyunca gösterir.

5.4.1 Aderansı Etkileyen Faktörler

Pasın aderans üzerindeki etkisi: Aderans özellikleri üzerinde çeliğin yüzey şartlarının etkisi araştırılmıştır. Araştırma sonuçları aşağıdaki şekilde değerlendirilmiştir (BS-8081, 1989):

- i) 6-8 aylık açıkta bırakılmalarından sonra çubuklarda oluşan derin, pullu pas aderansı düşürür. Fakat gevşemiş olan pasların temizlenmesi, çubuğun paslanmamış durumu ile aynı, hatta daha iyi bir aderans geliştirilmesine elverişli bir yüzey kazanmasını sağlar.
- ii) Üç aylık açıkta bırakma süresinden sonra hafif paslı çubuklar, passız veya pası temizlenmiş çubuklardan daha fazla aderans sağlarlar.
- iii) Açıkta bırakıldıklarının ilk bir kaç haftasında çubuklarda beliren gevşek toz halindeki pasın çubukların aderans özellikleri üzerinde etkisi yoktur.

Ankraj Deliğindeki Çelik Tendonun Konsantrasyonu: Kaya bulonları için, tendon alanının, delik alanına oranı imatlatçının benzer koşullarda önceki kullanımları ifade eden tavsiyelerine uygun olmalıdır. Kaplama kullanımı halinde halka şeklindeki boşluklar (çubuk ile delik arasındaki) kaplamanın bileşenlerinin etkili bir şekilde karşılaştırılmasına izin vermesi açısından önemlidir.

Tendonun enine kesit alanı, delik alanının birbirine paralel birden fazla elemanından oluşan tendonlarda %15'inden ve tek elemanlı tendonlarda ya da uygun düğümlenmiş birden fazla elemandan oluşan örgü tellerde %20'sinden fazla olamaz. Bunun amacı aderansın bozulmasını azaltmaktır (BS-8081, 1989).

Tendon Aderans Uzunluğu: Çimento veya içine enjeksiyonu yapılmış zemin ankrajları için kaya bulonları hariç, aderansın uzunluğu tüm araziye kapsayan deneylerin sonuçlarına göre

daha kısa bağ uzunluğunun onaylanması söz konusu olmadıkça aşağıdaki değerlerden az olmamalıdır:

Tendon yerleştirilmiş ve yerinde enjeksiyonla bağlanmamışsa 3.0m,

Tendon kontrollü şartlar altında enjeksiyona başlanmışsa 2.0m.

Eğer uygunsa tendonun aderans boyu konusunda şüpheye düşülürse, ankraj testi deneyleriyle kontrolü yapılmalıdır.

Yüzey Koşullarının Aderansa Etkisi: Aderansın mukavemeti çok büyük miktarda tendonun yüzey koşullarından etkilenir. Kısmen gevşek ya da bağlayıcı özellikleri olan malzemelerin yüzeyde varlığı aderans mukavemetini etkiler. Tendonların yüzeyleri dökümü şeklindeki paslardan, zeminden, boyadan, yağdan, sabun ve diğer yağlayıcı maddelerden arındırılmalıdır. Eğer tendonlar koruyucu yağlar ile kaplanmışlarsa, bunlar buhar ya da özel olarak geliştirilmiş kimyasal çözücüler kullanılarak yüzeyden çıkarılmalıdır.

5.5 Enjeksiyon Malzemesi

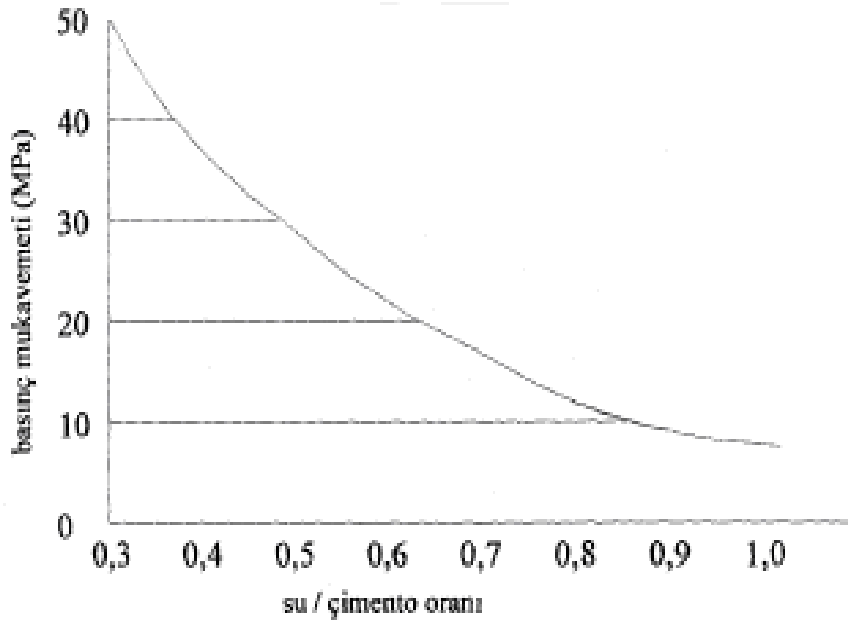
Enjeksiyon harcı ile tendon arasındaki yapışma mukavemeti, enjeksiyon karışımının durumuna, hazırlanışındaki özene ve uygulanan enjeksiyon yöntemine bağlıdır.

5.5.1 Çimento Harcının Bileşimi

Çimento harcı yapımında genellikle portland çimentosu kullanılır. Ancak kullanılan çimentonun taze olması gereklidir. Kullanılacak su içilebilecek nitelikte olmalıdır. Suyun içindeki sülfat oranı % 1' i klorit ise % 0.5' i aşmamalıdır. Suyun içinde şeker ve organik maddeler bulunmamalıdır.

Harç için kullanılacak kum ince (dane boyutu <2mm.), temiz ve nemsiz olmalıdır. Harç içine konulacak kumun çimentoya oranı 1/1 ile 1/2 arasında seçilmelidir. Çimento harcının

mukavemetini etkileyen en önemli faktör su çimento oranıdır. Su miktarı arttıkça harcın mukavemeti düşer, rötresi artar. Şekil 5.6’da görüldüğü gibi en uygun oran 0.40 ile 0.45 arasındadır. Bu kıvamdaki bir harç zeminin boşluklarına nüfuz edebilecek kadar viskozdur. Ayrıca pompaj için yeterli bir kıvama sahiptir. Dolayısıyla da yüksek mukavemete ve düşük rötreye sahiptir (Hobst ve Zajic,1983).



Şekil 5.6 Su Oranının Harcın Basınç Mukavemetine Etkisi (Hobst ve Zajic,1983).

Harcın içine Çizelge 5.4’ de görüldüğü gibi ilave katkı maddeleri konularak harcın istenilen biçimde davranışa sahip olması sağlanır. Ancak katkı maddeleri kesinlikle gerekmedikçe kullanılmamalı, kullanım sırasında harcın hazırlanması çok sıkı kontrol altında yapılmalıdır.

Yüksek alümina çimentosu gibi çabuk sertleşen çimentoların kısa süreli ankrajlar ile deney ankrajları dışında kullanılması tavsiye edilmez. Hangi tür çimento kullanılırsa kullanılsın harcın mukavemeti çimentonun tipine değil, sertleşme süresine bağlıdır. Bununla birlikte harcın 7 günlük mukavemetinin minimum 30 N/mm² olması gerekir.

Çizelge 5.4 Çeşitli Katkı Maddeleri Oranları

Katkı Maddesinin Görevi	İsmi	Optimum Dozaj (% Çimento Ağırlığına Oranı)
Hızlandırıcı	Kalsiyum klorid	1-2
Geciktirici	Kalsiyum Lignosülfonat	0.2-0.5
Genişletici	Alüminyum Tozu	0.005-0.02
Ayrışmama	Eter Selüloz	0.2-0.3
Akıcılık	Bentonit	2-3

5.5.2 Çimento Harcının Hazırlanması

İyi bir çimento harcı hazırlanması için yapılan tavsiyeler şunlardır;

- Kum ve çimentonun ağırlıkları ölçülmelidir.
- İstenilen kalitedeki ve uygun orandaki su, çimentodan önce mikser içine boşaltılmalıdır.
- Katkı maddesi dikkatli bir şekilde ölçülüp, karışma süresinin ikinci yarısında ilave edilmelidir.
- Karışma süresi 2 dakikadan az olmamalıdır.
- El ile karıştırmadan kaçınılmalı, makine ile karıştırmada çimentonun iyice karışmasına ve karışımın üniform olmasına dikkat edilmelidir.

5.5.3 Çimento Harcının Basınçla Enjeksiyonu

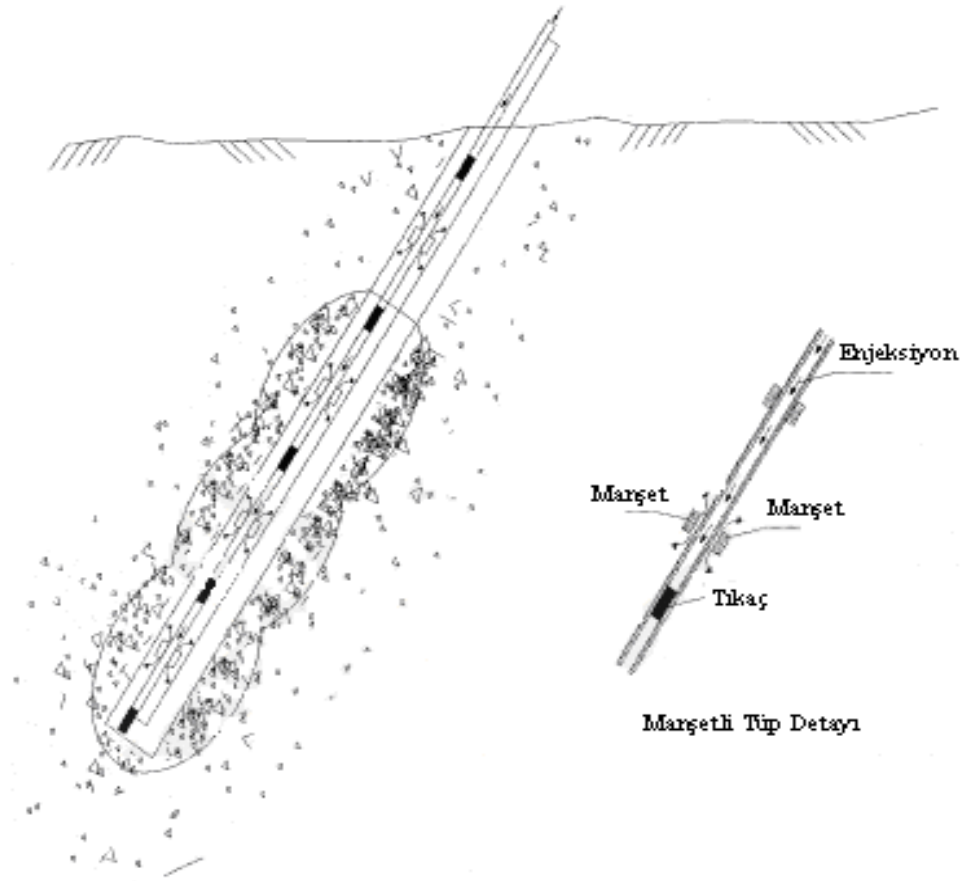
Çimento harcının deliğe basılması elektrikle veya havayla çalışan pistonlu motorlarla yapılır.

Bu motorların uyguladıkları enjeksiyon basıncı 0.1 ile 12.0 MPa arasındadır.

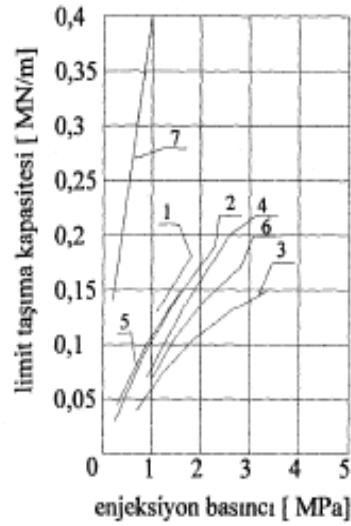
Çimento harcının basınç ile enjeksiyonu için birçok yöntem geliştirilmekle birlikte en güvenilir olanı “manşetli tüp” yöntemidir (Şekil 5.7). Bu yöntemde önce ankraj deliğine (mümkünse halatların ortasından geçecek şekilde) 36 mm çapında bir çelik boru yerleştirilir. Bu borunun her 33 cm’ sinde bir sıra delikler bulunur ve bu deliklerin üstü lastik ya da deri manşetlerle kapatılır. Çelik borunun içine sokulan özel bir enjeksiyon mekanizmasının alt üst taraflarında tıkaçlar bulunur. Bu sayede örneğin en alttaki manşete basınç uygulanarak açılması ve ankraj deliğinin harçla doldurulması sağlanarak kontrollü bir enjeksiyon gerçekleştirilebilir. Daha sonra bir üstteki manşetin olduğu yerden enjeksiyon yapılarak işlem tekrar edilir. Bu yöntem sayesinde zeminlerin ne kadar enjeksiyon harcı alabildikleri kolayca tespit edilir. Şayet zeminde yeterince taşıma kapasitesi oluşmamış ise bu yöntem sayesinde enjeksiyon işlemi birkaç kez tekrarlanabilir.

Enjeksiyon basıncı, enjeksiyonun amacına, zeminin cinsine ve kalitesine, enjeksiyonlanacak kısmın derinliğine bağlıdır. Ankrajlara uygulanacak enjeksiyon basıncı genellikle 2 MPa’ lı geçmemelidir. Yapılan bazı arazi deneylerinde (çeşitli yüksek basınçlar altında) artan enjeksiyon basıncı ile ankrajın taşıma kapasitesi arasındaki ilişkiler bulunmuştur (Şekil 5.8)(Jorge,1970). ancak aynı gözlemler sonucunda enjeksiyon basıncının 4 MPa’ lı aşması halinde kapasite artışının çok az olduğu belirlenmiştir.

Daha yüksek enjeksiyon basınçları, çatlaklı kayaların mukavemetini arttırmak, zeminlerde ise ankraj kökünün etrafındaki radyal gerilmeler doğurmak ve böylece kayma mukavemetini arttırmak amacıyla kullanılır. Bununla beraber, enjeksiyon basıncı jeolojik yükten fazla olmamalıdır. Ankraj kökünün üstündeki her bir metre toprak için 0.024 MPa’ lık enjeksiyon basıncı tavsiye etmektedir (Hobst ve Zajic,1983).



Şekil 5.7 Manşetli Tüp İle Enjeksiyon Yöntemi



1. Orta sıkı kum
2. Marnlı kitreç taşı
3. Marnlar
4. Nehir birikintisi (Seine)
5. Killi çakıl ve kumlar
6. Yumuşak silimentler
7. Sert kireç taşı

Şekil 5.8 Enjeksiyon Basıncının Ankrajın Nihai Taşıma Kapasitesi Üzerindeki Etkisi (Jorge,1970)

6. ANKRAJ MALZEMELERİ, KOROZYONA KARŞI KORUNMASI, ÖNGERİLMESİ VE STABİLİTE TAHKİKLERİ

Ankrajlarda kullanılan başlıca elemanlar şunlardır;

- a) Tendon malzemesi
- b) Ankraj kafası Tendon merkezleyici ve ayırıcılar
- c) Ankraj kamaları (sıkıştırıcı yada grip)
- d) Yük dağıtım plakası
- e) Ankraj kafası

6.1 Ankraj Malzemeleri

6.1.1 Tendon

Ankraj tendonları çelik çubuklardan ender olarak çelik borulardan ve çoğunlukla da tel, tel kablo ve halatlardan oluşur. Uygun ankraj tipinin seçimi, gerekli yük taşıma kapasitesine, uzunluğa, gereken ankraj sayısına, kullanım ve arazide germe kolaylığına bağlı olarak yapılır. Kaya bulonları (kısa çelik çubuklar) 100 kN' a kadar olan yükler için özellikle kaya yüzeylerinin stabilitesinin arttırılmasında kullanılır. Uzun çelik çubuklar 400 kN' a kadar geniş manevra yapmaya elverişli yerlerde kablo ankrajlar ise önemli germe yüklerinin yapıda derin tabakalara iletilmesinde kullanılır.

Hazırlama ve kullanımı en kolay olan ankrajlar kısa ankrajlardır. Uzun ankraj kullanmak gerektiğinde en iyi çözüm tellerden ya da halatlardan oluşan kablolardır. Bu tip ankrajlar hem çok elastik hem de istenilen uzunlukta imal edilerek çok küçük manevra sahalarında istenilen şekilde yerleştirilebilir. Ayrıca bu tip ankrajlar çelikten tasarruf sağlamakta, öngerme ve delme işi için gerekli ihtiyaçları da en aza indirmektedir. Bunlara ek olarak kaya ve zeminde oluşan yavaş kaymalar sonucu öngermedeki azalmayı önemli oranda azaltmakta ve öngerildikleri zaman çok az sünme yaptıklarından bu gerilmeyi uzun zaman koruyabilmektedirler (BS-8081, 1989).

Çelik malzemenin karakteristikleri esas ve tamamlayıcı olmak üzere ikiye ayrılır. Çeliğin esas

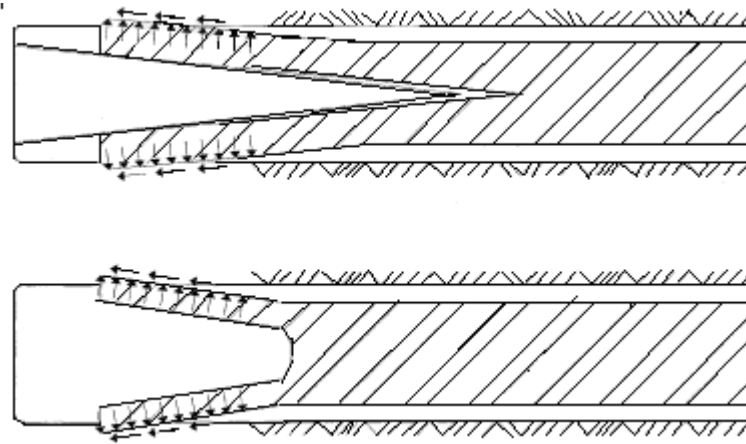
karakteristikleri, mukavemeti, işlenebilirliği ve sünme miktarıdır. Malzemenin sünme kayıplarının az olması için ankraja uygulanan ilk öngermenin ankraj üzerinde uzun bir zaman korunması gerekir. Malzemenin enerji absorbe edebilmesi işlenebilme özelliği olarak bilinir. Bu ise tendonun ani bir göçmeye karşı olan emniyeti ile orantılıdır.

Tendon malzemesinin tamamlayıcı özelliklerinden bazıları ise; paslanmaya karşı direnci, bükülebilirliği, dolaşma ve bükülme olmaması, büzülebilirlik, gerilme-şekil değiştirme, elastisite modülü, akma noktası, elastik limit ve yorulma yük taşıma kapasiteleridir.

6.1.1.1 Tendon Malzemeleri

6.1.1.2 Çubuk Ankrajlar

Ankraj çubuklarının mekanik özellikleri teller gibidir. Yüzeyleri düz veya çentikli olarak imal edilebilir. Günümüzde soğuk haddeleme yöntemiyle akma mukavemeti 1100 MPa' ya kadar olan yüksek kaliteli çeliklerden ankraj çubukları üretilmektedir. Uzunluğu 2m' den az ve taşınacak yükün küçük olması halinde arka ucu kamalı bulonu kullanılır. Bu bulonların arkasına yerleştirilen kama üzerine kuvvet uygulanarak yarık olan kısmın açılıp zemini sıkıştırması ve bulonun tutulması sağlanır (Şekil 6.1). Daha büyük uzunluklar için genellikle yüksek kaliteli çelikten yapılmış öngerilebilir çubuklar kullanılır. Çubuğun üzerinin girintili çıkıntılı imal edilmesi enjeksiyon harcı ile aderans mukavemetini arttırdığından tercih edilir.



Şekil 6.1 Ankraj Çubuğunun Tutucular Vasıtası İle Zemine Ankre Edilmesi.

6.1.1.3 Öngerme Telleri

Ankraj tendonu hazırlamada kullanılan öngerme telleri özel fırınlarda eritilmiş yüksek karbonlu çelikten yapılır. Daha sonra çeliğe çeşitli ısı işlemleri uygulanarak gerekli yapısal

özellikler kazandırılır. En son uygulanan soğuk çekme işlemi ile malzemenin çekme mukavemeti ve elastik limiti arttırılır. Nihai çekme mukavemeti tel çapı ile ters orantılıdır. Günümüzde bunlara ilave olarak teller düşük sıcaklıkta (400°C) tavlanarak akma mukavemetleri arttırılır. Bu tip malzemelerin sünmeleri, zeminin yavaş kaymalarına nazaran daha azdır.

Telin veya küçük çaplı örgü telin elastisite modülü için tipik değerin 200000 N/mm² olduğu İngiliz şartnamelerinde belirtilmektedir. Ankrajlar için en yaygın seçim 184000 N/mm² elastisite modülü ve 1000 saate %6,8 gevşemeli 5 mm teldir (1670 N/mm²). Tel tendonlar örgü tel ankrajların emin olunamayan burkulma ve eğilme problemlerini ortadan kaldırdıkları için tavsiye edilmektedir. Genel olarak tendonlar gerekli ankraj kapasitesine bağlı olarak 10-100 arasında, 5-8mm çapında tel içerirler (BS-8081-1989).

6.1.1.4 Halatlar ve Kablolar

Daha büyük öngerme kuvvetleri uygulamak amacı ile belirli sayıda bir araya getirilip bükülmesinden elde edilen halatlar hem bükülme özelliğine sahiptir hem de tellerin mekanik özelliklerinden tam olarak yararlanmayı mümkün kılar. Örgü teller genellikle soğuk çekme düz karbon çeliğinden yapılmış olup bugüne kadar en yaygın olan örgü tel 7 tel ile yapılanıdır. 7 telli örgü teller normal ve süper olmak üzere iki derecelidir. Öngermeli tendon tasarımında kullanılan tipik çelik boyutları ve karakteristik dayanımları Çizelge 6.1’de gösterilmiştir.

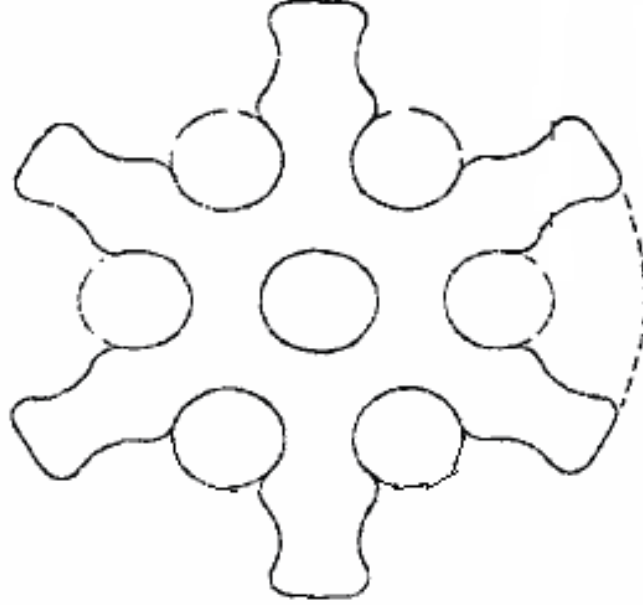
İngiltere’ de ankraj tendonları büyük bir çoğunluğu %62,5 emniyet gerilmesi ile tasarlanmıştır ve kırılmaya karşı güvenlik sayısı 1.6’dır. Ancak son yıllarda bazı yayınlar, bu yaklaşımın geçici ankrajlar için kabul edilebileceğini (çalışma ömrü iki yıldan az olanlar için) fakat sabit ankrajlar için tasarlanan gerilimin 2 güvenlik sayısı vermesini öngörmektedir (Günsever, 1999).

Çizelge 6.1 Öngermeli Tendon Malzemeleri İçin Tipik Boyutlar ve Karakteristik Dayanımlar (BS-8081)

Çelik cinsi	Çap(mm)	Spesifik Dayanım (kN)	Alan(mm ²)
Alaşımsız çelik			
Tel	7.0	60.4	38.5
7 telli örgü tel	12.9	186	100
	15.2	232	139
	15.7	265	150
7 telli drawn örgü tel	12.7	209	112
	15.2	300	165
	18.0	380	223
Düşük Alaşımlı Çelik Çubuk			
1030/835	26.5	568	552
	32	830	804
	36	1048	1018
	40	1300	1257
1230/1080	25	600	491
	32	990	804
	36	1252	1018
Paslanmaz Çelik			
Tel	7	44.3	38.5
Çubuk	25	491	491
	32	804	804
	40	1257	1257

6.1.2 Tendon Merkezleyicileri ve Aralayıcıları

Tendonlarda, tendonun merkezde olmasını sağlar. Birden fazla sayıda telden oluşan tendon sistemlerinde tutulu ankraj boyunca tendonun her bir elemanının birbirinden ayrık durmasını sağlar ve böylece gerekli penetrasyon boyu sağlanacağından uygun aderans boyu oluşturulabilecektir (Şekil 6.2).



Şekil 6.2 Birden Fazla Örgü Tel Kullanılan Bir Ankraj Sisteminde Merkezleyici enkesiti (BS-8081).

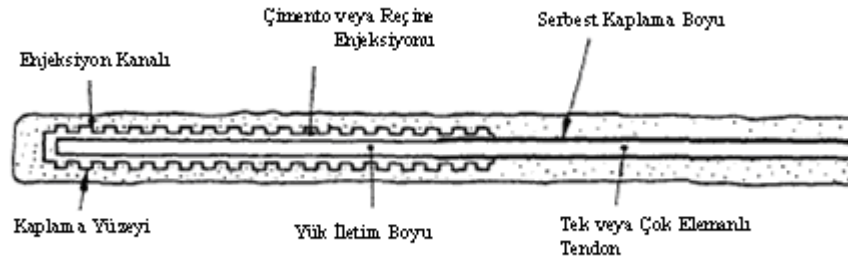
Aralayıcılar tendonların hem serbest hem de sabit bölümlerinde kullanılır. Serbest boyda tendonu sondaj deliği içinde merkezler. Fakat temel işlevleri tek tek çubukların, tellerin ve örgü tellerin sürtüşmesini ve dolaşmasını önlemektir. Bu özellikle uzun, esnek tendonlarda önemlidir. Tendon eğer tasarım geometrisini kaybederse, gerilme sırasında yük, sürtünme ile serbest uzunlukta dağılabilir. Ayrıca, yüksek gerilimler, özellikle elemanların sıyrılmalarının kolaylıkla meydana gelebileceği üst ankraj kafasının hemen altında gelişebilirler. Ankrajın bu kısmında aralıklar delik göbekli olup aralarında mesafe 4-8 mm.'dir.

Enjeksiyonlu ankraj bölgesinde aralıklar, enjeksiyonun tendon birimleri arasına etkin biçimde girmesini sağlamaktadırlar ve böylece aderans geriliminin etkili dağılımı temin edilmektedir. Ayrıca boşluk birimleri, tendonu sondaj deliğinin merkezine getirecek şekilde tasarlanmalıdır.

Bu şekilde; tendonun kirlenmesi önlenir, aşınmaya karşı koruma için yeterli enjeksiyonla kaplanması ve sondaj deliği ile ortak yüzeyde sağlıklı enjeksiyonla iyi bir aderansın temini sağlanır.

6.1.3 Oluklu Kaplamalar

Oluklu kaplamalar, genellikle tek ya da çok elemanlı tendonlar için kullanılmaktadır ve tendonun aderans uzunluğunun korozyona karşı korunmasını sağlar. Sistem, deliğin içindeki ankraj kökünün enjeksiyonuna yükün iletilmesini kapsül elemanının yüzeyindeki girintili çıkıntılı kanallar ile sağlar. Bu yükün iletimi içerdiği çeşitli malzemelerin (örn. çelik, enjeksiyon malzemesi ve plastikler) farklı mühendislik özelliklerinden dolayı oldukça karmaşıktır. Sistemin yük altında korozyon korumasını sağlayıp sağlamadığı ankraj kontrol deneyleri ile test edilmelidir. Yük transfer mekanizması tipik bir oluklu kaplama sistemi Şekil 6.3'de görülmektedir.



Şekil 6.3 Oluklu Kaplamalarda yük transferi mekanizması (BS-8081, 1989)

Maksimum aderans gerilmesi, enjeksiyon – kaplama yüzeyi üzerinde uniform kabul edilir. Bu değer çimento enjeksiyonu için 3000kN/m^2 'dir. Maksimum aderans gerilmesinde kaplama yüzeyindeki kanalların, yüksekliği, şekli ve genişliği önemlidir ve enjeksiyon – kaplama yüzeyi arasında maksimum aderans gerilmesinin değeri Bölüm 5.4' (aderans) de verilen değerleri geçemez. Kaplama boyu, düz şaftlı ankraj kökü için 2.0m'den kısa olamaz. Killi zeminlerde kullanılan ankrajlardaki genişletmelerin olduğu yerlerde, kapsülleme boyu üst genişletme ile enjeksiyon şaftının ezilme riskinden kaçınılacak boyutlarda olmalıdır.

6.1.4 Ankraj Kamaları (Krip)

Ankraj kamaları, sıkıştırıcı görevi gören, genellikle üç parçalı, yüzük şeklinde elemanlardır. Germe işleminden önce ilk olarak yük dağıtma plakasına yerleştirilir, daha sonra ankraj kafası üzerindeki deliklerden halatlar geçirilerek plakaya kadar sürülür. En son olarak da kamalar halatların üzerinden geçirilerek kafanın üzerindeki deliklere kadar sürülür (Şekil 6.4). Germe işleminin sonunda kamalar, kafadaki deliklere oturur ve iç yüzeylerinde bulunan dişleri sayesinde halatları sıkıştırır ve halatlardaki yük kamalar vasıtasıyla kafaya aktarılmış olur.



Şekil 6.4 Halat tendon için ankraj kafası bileşenleri

6.1.5 Yük Dağıtma Plakası

Ankrajdan gelecek yükün yapıya aktarılmasında kullanılan genellikle sacdan imal edilen elemanlardır. Yük dağıtma plakasının ebatları, ankrajın tipine, ankraj kuvetine, yapının özelliklerine, delgi çapına bağlı olarak belirlenir yük dağıtma plakaları düz yada açılı olarak imal edilir.

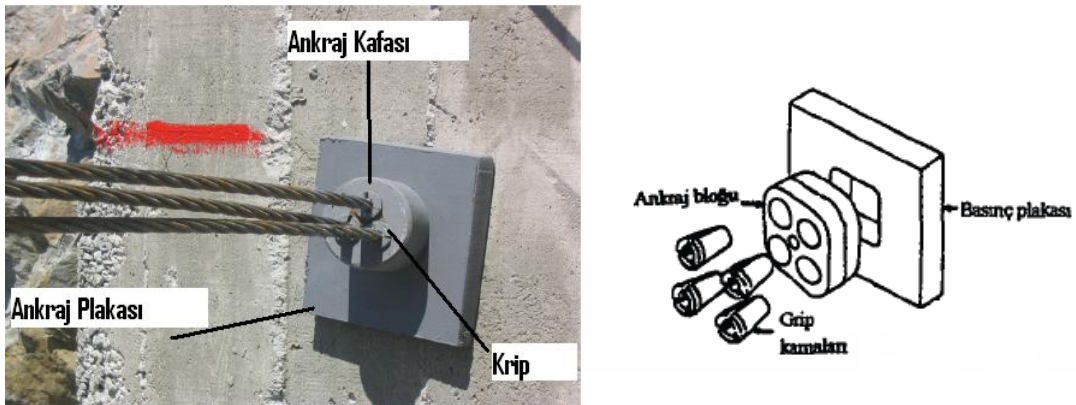
6.1.6 Ankraj Kafası

Ankraj kafası, üzerindeki konik deliklerin içinden halatlar geçen, bu deliklere kamaların germe sonunda oturması ile tendondan gelen yükün yük dağıtma plakasına aktarılmasını sağlayan elemanlardır (Şekil 6.5). Ankraj kafasının ebatları, ankraj yüküne, tendondaki halat sayısına ve kamaların tip ve ebatlarına bağlı olarak belirlenir. Ankraj kafası düz ve açılı ankraj kafası olmak üzere ikiye ayrılır (Şekil 6.6). Ankraj kafasında dikkat edilmesi gereken husus, ankraj kafasındaki deliklerin çap ve koniklikleri ile kamaların çap ve konikliklerinin tam uyum içinde olmasıdır. Aksi takdirde tendonun taşıyacağı yük, kama kayıplarının çok fazla olması nedeniyle öngermede uygulanan yükün çok altında kalır.

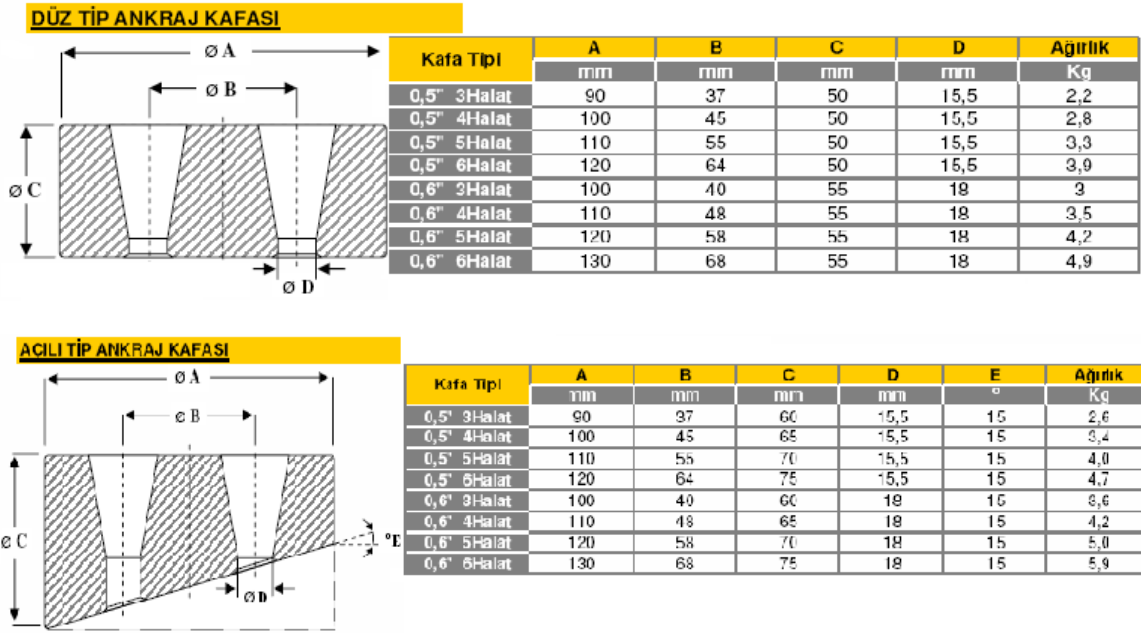
(a)



(b)



Şekil 6.5 Ankraj malzemeleri, a) Farklı Delikli Ankraj kafaları b) Ankraj kafası bileşenleri (Berilgen,1996)



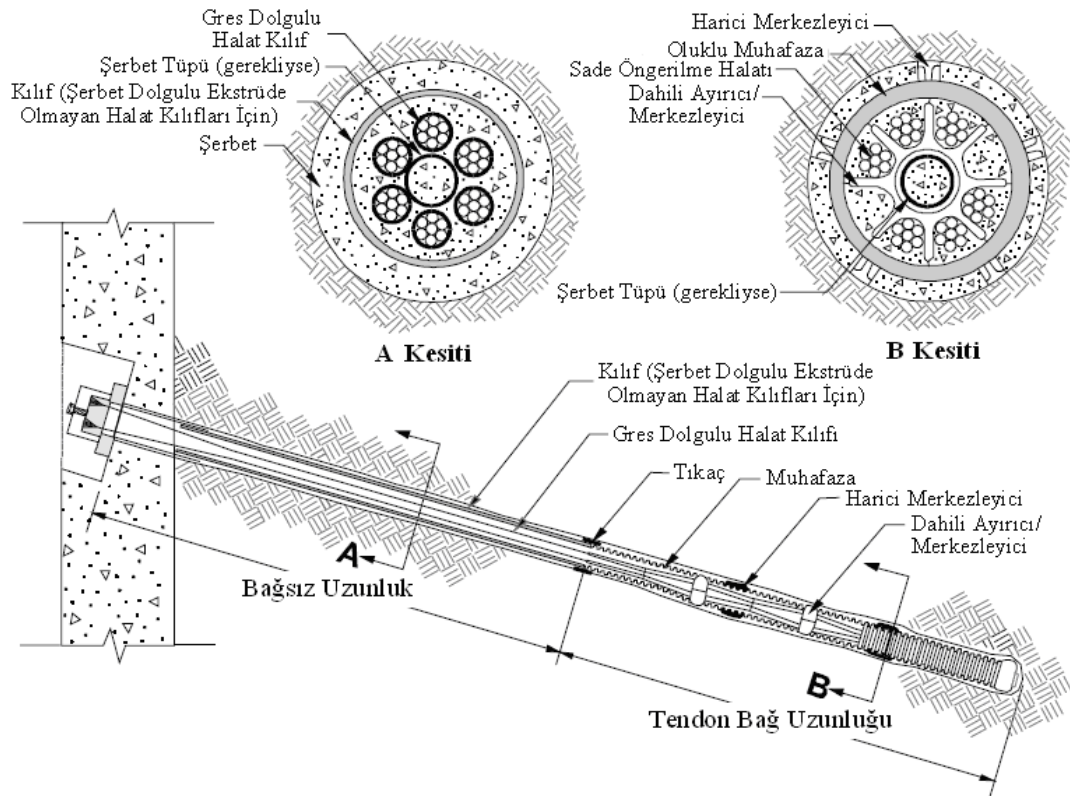
Şekil 6.6 Farklı tipteki ankraj kafaları a) Düz Tip b) Açılı Tip

6.2 Korozyon ve Korozyona Karşı Koruma

Ankrajlı bir yapının servis ömrü ankrajların dayanıklılığına bağlıdır. Dayanıklılığa etki eden en büyük faktör ise korozyondur ve bu yüzden de ankrajların korozyona karşı korunması gerekir. Korozyon, zemin içine gömülmüş olan tendonun kimyasal veya elektro kimyasal reaksiyonlar sonucu hasar görmesidir. Zemin katı, sıvı ve gaz elemanlardan meydana geldiği için korozyonun oluşmasına çok uygundur. Örneğin az miktarda bir zemin suyu dahi elektrolit vazifesi görerek, farklı iki malzeme olan çelik ile zemin arasında elektrik akımının iletilmesini sağlar. Böylece metal iyonları açığa çıkar ve diğer tarafta oksijen ile hidrojen iyonları metale girerek çürümesine sebep olurlar. Bazı zeminlerde ise bulunan bakteriler metal yüzeyinde, metale zarar verecek asitleri oluştururlar. Bu işlem sırasında yüzeylerde düzensiz bir hava dağılımı olduğundan metal kolayca korozyona uğrar. Buna ek olarak, bazı zeminler çeliğe zarar verebilecek asitleri, karbonatları ve sülfatları içerirler. Sonuç da ankrajların korozyona karşı korunmasının en iyi yolu, zeminin korozyon etkisinin tespit edilmesidir. Özellikle ankraj tendonu farklı jeolojik tipte ve yapıda tabakalardan geçiyorsa

korozyon tehlikesi çok dikkat edilmesi gereken bir konu olarak karşımıza çıkar (Demirel, 2000).

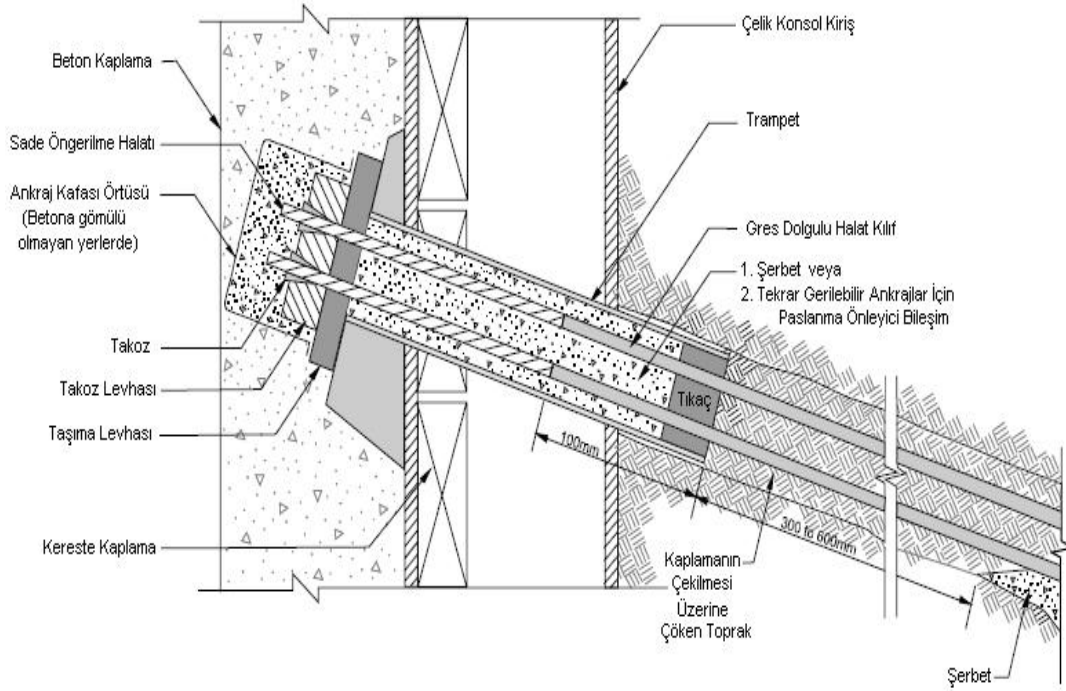
Ankrajın zemine tutturulması sırasında uygulanan enjeksiyon basıncı korozyon önleme açısından çok önemlidir. Çünkü yüksek basınç sayesinde zeminin boşlukları hem çimento harcı ile doldurulur, hemde oluşan harcın sıkılığı ve su geçirimsizliği artar. Ankraj kökleri Şekil 6.7’de olduğu gibi çifte koruma altına alınır. Önce halatlar biraraya getirilip merkezleyiciler ve genişletici bilezikler yerleştirildikten sonra üstlerine plastik boru geçirilir. Oluklu borunun hem içinden hemde dışından iki enjeksiyon borusu geçirilir. Enjeksiyon, önce borunun içine daha sonrada zeminin boru arasındaki boşluğa yapılır. Bu amaca uygun olarak genellikle manşetli tüp mekanizmasından yararlanılır.



Şekil 6.7 Ankraj halatının korozyona karşı korunması (FHWA, 1999)

Ankraj kafası izolasyon işleminin en kolay yapıldığı kısımdır. Ayrıca istenildiği anda kontrol

edilebilme imkânında bulunmaktadır. Eskiden beri uygulanan ankraj kafasının ve kafanın altındaki kısmın (ankraj plakası ile plastik borunun üst ucu arası) çimento harcıyla doldurulması, korozyona karşı güvenilir bir çözüm değildir. Daha güvenilir çözümlerden biri, ankraj kafasının ve ankraj plakası altındaki kısmın sentetik reçineler ile öngerme işleminden sonra doldurulmasıdır (Şekil 6.8). Dolgu işleminin yüksek basınç altında yapılması daha uygundur (Demirel, 2000).



Şekil 6.8 Ankraj kafasının korozyona karşı korunması (FHWA, 1999)

Korozyona neden olan reaksiyonlar aşağıdaki gibi azaltılabilir:

- i) Çimento şerbetinde 9-12'lik bir pH ortamı yaratarak (klorür, sülfat, sülfid ve karbonat iyonlarının hepsi, elektrolitik reaksiyona katkıda bulunarak, çimento şerbetinin pH değerini düşürme eğilimindedirler, bunlardan kaçınılmalıdır)
- ii) Çelik yüzeyi ile temas eden klorürler, sülfatlar gibi zararlı iyonlardan kaçınarak

iii) Gerilim altında aşınma eğimini düşük olan çeliklerin seçerek ve çimento şerbetinden SH, CN, NO₃ gibi hidrojen geçişini kolaylaştıran anyonları elimine ederek

iv) Mümkün olduğu kadar su dolaşımı engellenmelidir. Çeliğin öngerilmesi de korozyonu şiddetlendirmektedir. Bu korozyon, normal korozyona göre 3 nedenle daha şiddetlidir:

- a) Germe ve bırakma, eğer tekrarlanırsa; oksit, zarları durmaksızın harap eder,
- b) Öngermeli çelik yapı itibari ile normal çeliğe oranla korozyona daha yatkındır,
- c) Germe mikro-çatlakların gelişimini kolaylaştırır.

Çimento şerbetinin yanı sıra zemin suyundaki bazı iyonların da korozyona sebep olduğu anlaşılmıştır. Ayrıca kullanılan katkı maddelerinde korozyona sebep olduğu bu yüzden de kalsiyum klorürlü katkıların birçok ülke standartında yasaklandığı görülmektedir (Demirkoç, 2007).

6.3 Ankrajların Öngerilmesi

Öngermenin amacı, ankrajın serbest tendon bölgesinde germe aletleri vasıtasıyla elastik gerilme oluşturmaktır. Böylece ankraj yapısına önceden bilinen bir kuvvet uygulanır. Öngirme sayesinde ankrajın denenmesi yapılmış olur. Yalnız varsa tasarımda yada imalat sırasında olmuş bir hatada ortaya çıkar. Enjeksiyon yapıldıktan en az 7 gün sonra öngermeye geçilir. Geçici ankrajlarda herhangi bir ankraj gerilirken, önce servis yükünün 1,25 katına kadar gerilerek test edilir. Ankrajın bu yükü emniyetli bir şekilde taşıdığı görüldükten sonra germe işlemi bir kere daha gripler takılarak yapılır ve servis yüküne kitlenir. Kalıcı ankrajlarda ise bu değer servis yükünün 1,5 katıdır (Yılmaz, 2001).

Servis yükü, ankrajın servis süresi boyunca dayanacağı yüküdür ve statik hesaplarla bulunur. Servis yükü, ankrajın nihai yük durumuna ulaşmaması için bazı emniyet sınırları içerir. Emniyet sınırı değeri ise ankraj deneyleri sonuçlarından bulunur. Çizelge 6.2'de ankraj çubuğunda emniyet katsayıları verilmiştir (Demirkoç, 2007).

Çizelge 6.2 Ankraj çubuğunda emniyet katsayıları

Dikkate Alınacak Mukavemet	Güvenlik Sayısı
Ankraj çubuğunun nihai mukavemeti	1.65 – 2.00
Ankraj çubuğunun akma mukavemeti	1.33 – 1.65
Ankraj kökünün nihai mukavemeti	1.60 – 1.70

Test yükü ise tüm ankraj yapısının, seçilen emniyet faktörlerinin kontrolü ve servis yükünün sürekli olarak zemine iletilip iletilmiyeceğinin denenmesi amacıyla kullanılır. Maksimum test yükü ise ankrajın sıyrılması için gereken yük olarak tanımlanır.

6.3.1 Öngerme Teknikleri

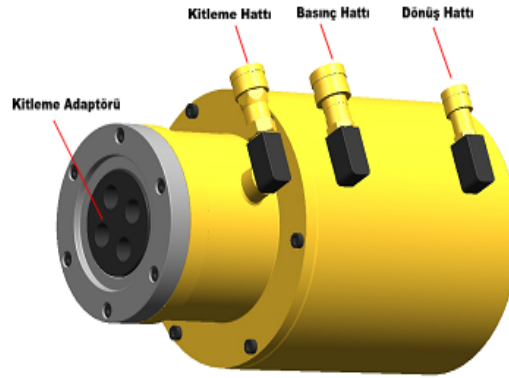
Öngerme tekniği hem kullanılan ankraj kafasının şekline, hem de germe kuvvetinin büyüklüğüne bağlıdır. Ankrajların çoğunluğu (tellerden ve halatlardan oluşan) kilitlemeli kafa yapısına sahip olduklarından özel öngerme krikolarıyla gerilirler (Şekil 6.9). Hidrolik krikoların, halat veya tellerin gövdelerine tutturuluş şekline bağlı olarak çeşitleri vardır.



Şekil 6.9 Hidro-Mekanik firmasının pompa ünitesi ve germe krikosu
(www.hidromekanik.net)

Öngerme işlemleri ise şu şekilde yapılmalıdır:

- i) Tendonun herbir halatı, ankraj kafası ve taşıma plakası temizlenir.
- ii) Ankraj kafasının üstündeki deliklerden halatlar geçirilir ve ankraj kafası taşıma plakasına sürülür. Daha sonra kavrama konileri halatların üstüne geçirilir; ankraj kafasındaki deliklere yerleştirilir.
- iii) Hidrolik kriko ve kriko üzerindeki germe başlığı kirişe birleştirilir. Yüksek basınçlı yağ pompası hidrolik krikoya bağlanır (Şekil 6.10). Öngerme işlemine başlanır.



Şekil 6.10 Hidro mekanik firmasının ankraj germe krikosu (www.hidromekanik.net)

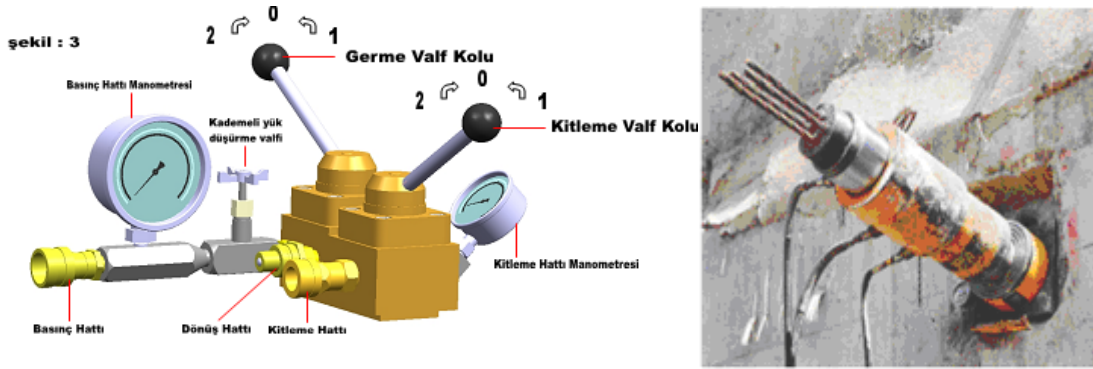
- iv) Kriko pistonun ilk hareketi ile kiriş germe başlığına iyice sıkıştırılır. Bu sırada serbest kalan ankraj kafası ve kamalar krikonun ön ucundaki desteklere tutulur (Şekil 6.11).



Şekil 6.11 Hidro mekanik firmasının ankraj germe adaptörü (www.hidromekanik.net)

v) Krikonun basıncı gittikçe arttırılarak gerekli maksimum kuvvete ulaşılır (Şekil 6.12). Gerekli öngerme kuvveti bulunurken ankrajın kafasına oturması ve sıkışması sırasındaki kayıplar gözönüne alınmalıdır. Böylece servis yükü önceden tesbit edilen bir katsayıyla çarpılarak krikonun uygulaması gereken kuvvet hesaplanır. Germe işleminin her safhasında basınç ve deformasyon okumaları alınmalıdır.

vi) Belirlenen yüke gelindiğinde krikonun basıncı serbest bırakılarak halatların kendi kendine ankraj kafasına yerleşmesi sağlanır (Günsever, 1999).



Şekil 6.12 Ankraj girmesinde kullanılan (a) Güç ünitesi parçaları ve (b) Girmesi yapılan bir ankraj.

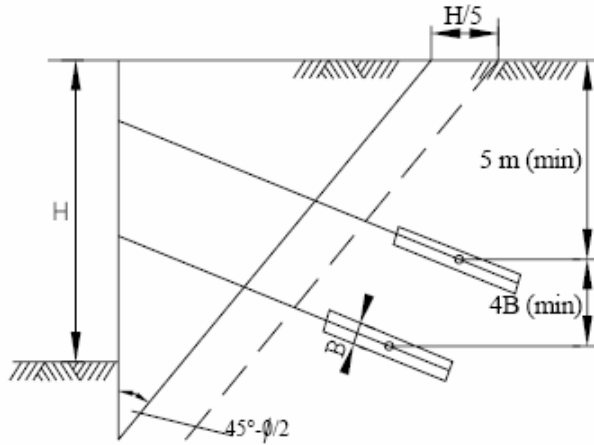
6.4 Ankrajlarda Yük Transferi ve Genel Stabilité

Bir ankraj, aşağıda belirtilen nedenlerden biri veya birkaçı yüzünden göçebilir.

- i) enjeksiyon / tendon göçmesi ile,
- ii) zemin / enjeksiyon göçmesi ile,
- iii) zemindeki toptan göçme ile,
- iv) tendonun kopmasıyla,
- v) tendon etrafındaki enjeksiyon kolonunun, ezilmesi veya kırılmasıyla,
- vi) bir ankraj kümesinin göçmesiyle.

Belirlenmiş bir ankrajlı sistemin güvenli olarak yükü taşıyıp taşıyamıyacağını saptamak amacıyla bu etkenlerin her birini birbiriyle bağlantılı olarak sorgulamak ve yükün yapım yöntemindeki değişikliklerden nasıl etkilenebileceğini kavramak gereklidir (Hanna,1982).

Ankrajlı sistemde duvar boyutları, serbest ankraj uzunluğu, ankraj kökü genel stabiliteyi sağlayacak şekilde belirlenmelidir. Stabilite hesapları bu parametreler belirlendikten sonra yapılmalıdır. Duvar ile birlikte zeminin dengede olabilmesi için ankraj kökünün ya sağlam bir tabakaya yada zemin kayma kamasının dışına yerleştirilmesi gerekmektedir. Genellikle Coulomb kayma yüzeyi tercih edilmektedir. Şekil 6.13’de görüldüğü gibi perde ucundan $45^\circ + \phi/2$ kadar bir açı yapan düzlemle temsil edilmektedir. Güvenlik açısından ankraj kökünün bu yüzeyden duvar yüksekliğinin beşte biri mesafede olacak şekilde yerleştirilmesi önerilmektedir (Demirkoç, 2007).

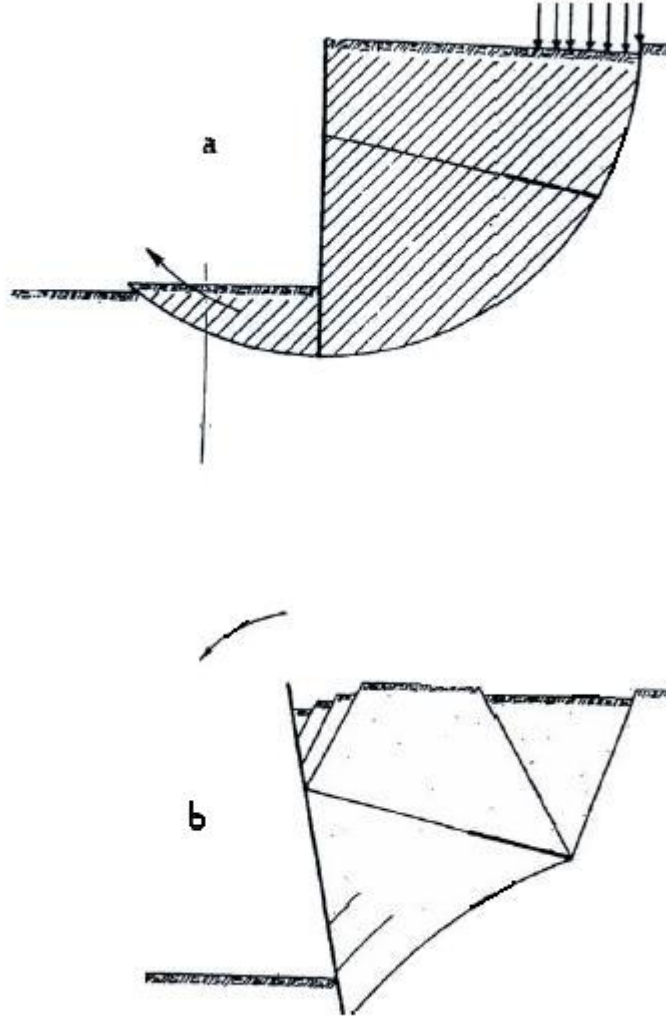


Şekil 6.13 Ankrajlı perdelerde kabul edilen kayma kaması

Ankrajlı sistemde, perde ile ankraj dengesinin sağlanamadığı durumda göçme iki şekilde meydana gelebilir (İncecik, 1977). Bunlar;

- i) Bir kayma yüzeyi boyunca sistemin kayması (Şekil 6.14.a),
- ii) Ankraj uçlarından perde ucuna doğru bir kayma düzlemi meydana gelmesi ve ankrajların boşalması sonucu perdenin devrilmesi şeklindedir (Şekil 6.14.b).

Birinci tip göçme durumu için stabilite tahkiki dairesel veya logaritmik spiral bir kayma yüzeyi olduğu kabulüne göre yapılmaktadır. İkinci tip göçme durumunda ise ankraj ucundan perde ayağına doğru kayma düzlemlerinin varlığı kabul edilmekte ve zeminin kayma mukavemeti aşıldığı takdirde göçme meydana gelmektedir. Bu tahkik ankraj boylarının kontrolünde önemlidir (Demirkoç, 2007).



Şekil 6.14 Ankrajlı yapılarda göçme çeşitleri a) Sistemin silindirik kayma dairesi boyunca göçmesi (Toptan göçme) b) Derin kayma düzleminde zemin göçmesi (İncecik,1977)

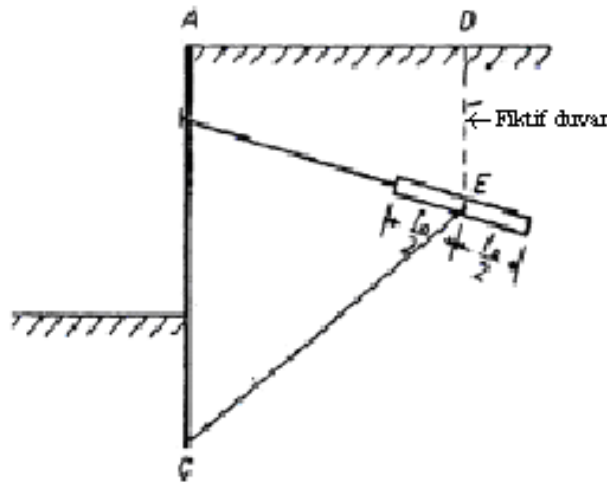
6.4.1 Derin Kayma Tahkiki

Ankrajlı bir perdenin derin kayma tahkikini yaparken genellikle Kranz tarafından tek ankrajlı perdelerde uygulanabilir bir yöntem geliştirmiştir. Kranz'ın tek ankrajlı perdeler için geliştirdiği yöntemi, Panke ve Ostermayer çok ankrajlı perdelerle uygulamışlardır. Tek ankrajlı perdeler için önerilen prensipler çok ankrajlı perdeler için de geçerlidir. Çok ankrajlı perdelerde çok sık karşılaşılan durumlar ise;

- i) Üstteki ankrajın boyunun altındaki ankrajdan çizilen aktif kayma kamasının içinde olması durumu.
- ii) Üstteki ankrajın daha uzun olması üst ankrajı alt ankrajdan çizilen aktif kayma kamasının içinde kalması durumu.
- iii) Üstteki ankraj alttaki ankrajdan çizilen aktif kayma kamasının dışında kalması durumu.

Verilen hesap yöntemlerine göre tahkik yapılarak ankrajlı sistemin güvenliği kontrol edilir.

Geliştirilen çok ankrajlı hesap yöntemleri şu şekilde kullanılmaktadır. Ankraj kökünün merkezinden geçen fiktif bir plak gözönüne alınmaktadır (Şekil 6.15).



Şekil 6.15 Ankrajlı duvarda genel stabilite için kabul edilen kayma kaması

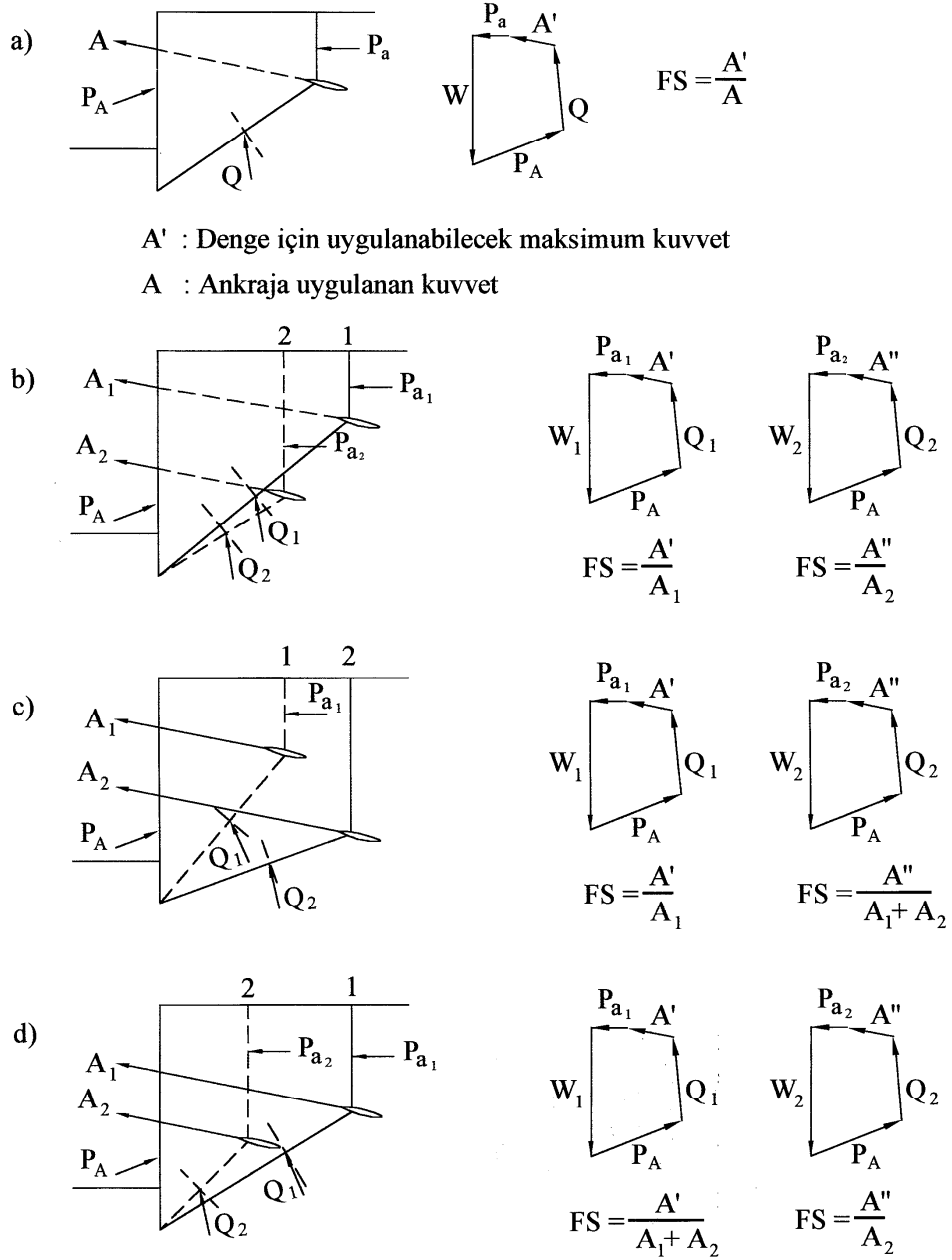
Ankrajlı duvarların duraylılığında gözetilmesi gerekli diğer bir durum ankrajın gerilmesi ile birlikte ankraj kökünün belirlediği bir zemin kamasının ana kitleden koparılmasına karşı yeterli güvenliğin sağlanıp sağlanmadığıdır. Blok analizi adı verilen bu analizde göz önüne alınan ankraj kökünün ortasını düşeyle ve duvarın altıyla birleştiren yüzeylerin belirlediği bloğun dengesi düşünülmektedir. Burada perdeye P_a basıncı uygulayan kama, bc derin kayma düzlemi boyunca Q kuvveti tarafından tutulmaktadır. Ankraj çekme kuvveti A, kendi ağırlığı W ve ankraj plağına gelen P_{a1} toprak basıncı etkilemektedir (Şekil 6.16). Sistemde oluşabilecek ankraj kuvveti perde hesaplarında bulunan kuvvet değerinden belirli bir oranda büyük olmalıdır. Bu oran güvenlik sayısıdır ve ifadesi ise;

$$G_s = \frac{\text{mümkün}A}{\text{mevcut}A} \quad (6.1)$$

şeklindedir.

Olası bir göçme yüzeyinde toptan göçmeye karşı en az 1.3, yapının önemine göre 1.5 güvenlik sayısı elde edilmelidir. Güvenlik sağlanmadığı takdirde ankraj boyunu uzatmak veya perde ile ankraj kökünden birini derinleştirmek gereklidir.

Şartnamede genel stabiliteyi sağlamak için her bir tabaka için tahkik yapılması tavsiye edilmektedir. Ayrıca şartnamede bir ankrajın diğerinin stabilitesi üzerindeki tesiri göz önüne alınması gerekli işlemler önerilmiştir. Şekil 6.16.(a)'da görüldüğü gibi kuvvet poligonu çizildiğinde A' kuvveti bloğu dengede tutan kuvvet olarak bulunmaktadır. Bloğa A' den daha küçük bir kuvvet uygulanması halinde blok güvenlidir. (b) de 1 no'lu ankraj için belirlenen blok dengesinde 2 no'lu ankraj kuvvetinin etkisi yoktur. Yine benzer nedenle 2 no'lu ankraj için belirlenen blok dengesinde 1 no'lu ankraj kuvvetinin etkisi yoktur. (c) de 1 yüzeyinde 2 no'lu ankrajının etkisi yok, ancak 2 yüzeyinde 1 no'lu ankraj kuvveti bloğa uygulanan bir dış kuvvet gibidir. (d) de ise 1 yüzeyinde 2 no'lu ankraj kuvveti etkili, 2 yüzeyinde 1 no'lu ankraj kuvveti etkisizdir.



Şekil 6.16 Tek ve Çok Sıralı Ankrajda Blok Analizinde Güvenlik Sayısı (Yıldırım, 2004)

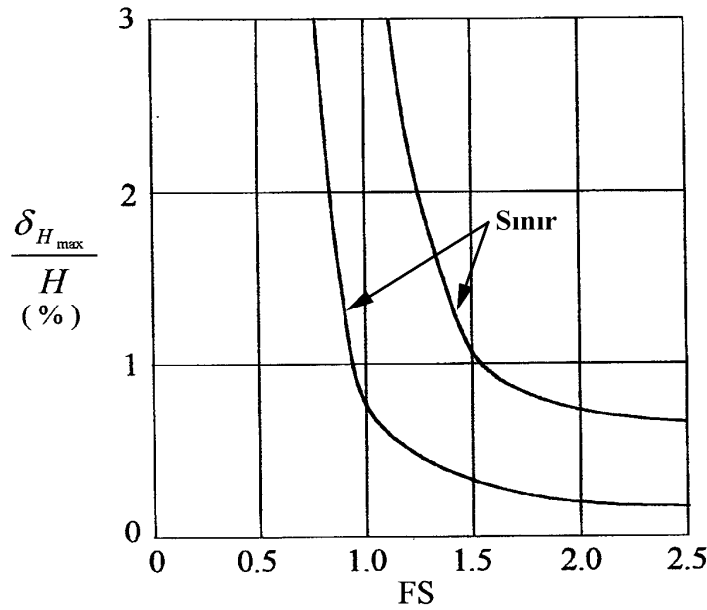
Şekil 6.16 (a) da görüldüğü gibi kuvvet poligonu çizildiğinde A' kuvveti bloğu dengede tutan kuvvet olarak bulunmaktadır. Bloğa A' den daha küçük bir kuvvet (ankraj) uygulanması halinde blok güvenli, daha büyük kuvvet uygulanması halinde güvensiz olacaktır. (b) de 1 no'lu ankraj için belirlenen blok dengesinde 2 no'lu ankraj kuvvetinin etkisi yoktur. Yine benzer nedenle (kökün blok dışında kalması) 2 no'lu ankraj için belirlenen blok dengesinde 1 no'lu ankraj kuvvetinin etkisi yoktur. (c) de 1 yüzeyinde 2 no'lu ankrajının etkisi yok, ancak 2

yüzeyinde 1 no'lu ankraj kuvveti bloğa uygulanan bir dış kuvvet gibidir ve güvenlik sayısı tanımında gözönüne alınmıştır. (d) de ise 1 yüzeyinde 2 no'lu ankraj kuvveti etkili, 2 yüzeyinde 1 no'lu ankraj kuvveti etkisizdir.

Blok analizi için genellikle FS=1.5 değerin bir koşul olması gerektiği belirtilirken bazı araştırmacılar FS=2 değerini önermektedir (Yıldırım, 2004).

6.5 Destekli Kazılarda Yanal ve Düşey Hareketler

Mana ve Clough (1981)'in incelediği vaka analizlerine göre destekli kazılarda ölçülmüş maksimum yanal hareket başta kazı ile destek elemanlarının yerleştirilmesi arasında geçen süre olmak üzere birçok etkene bağlı olmakla birlikte taban kabarmasına karşı güvenliğin bir fonksiyonu gibi görünmektedir (Şekil 6.17) (Yıldırım, 2004).



Şekil 6.17 Destekli Kazılarda Yanal Yer Değiştirme (Yıldırım, 2004)

Yanal hareketin büyüklüğü taban zemininin türüyle yakından ilgilidir. Palplanş ya da kazıkların kazı tabanı altında devam etmesi taban güvenliğini arttırmakta, sonuçta yanal

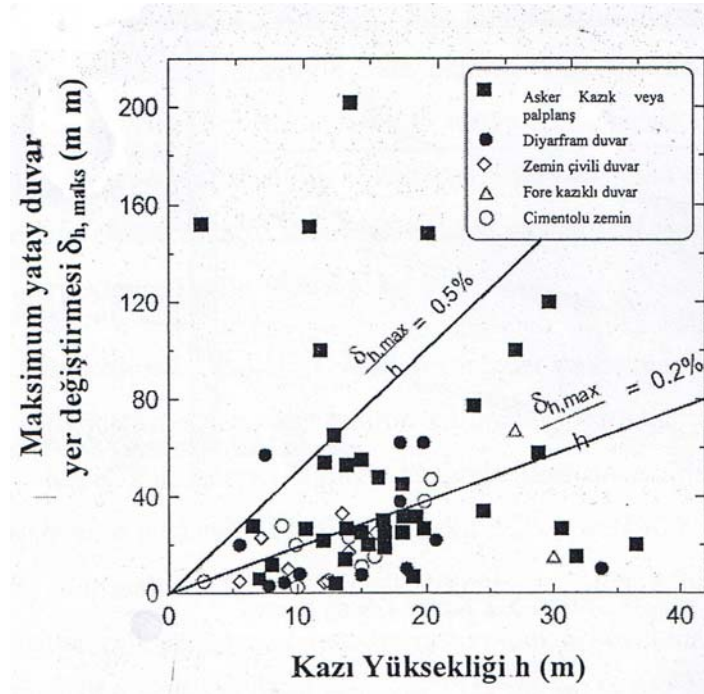
hareketi azaltmaktadır. Kazı tabanında ulaşılabilecek derinlikte daha sert formasyon varsa palplanş veya kazıkların bu tabakaya kadar uzatılmasının büyük yararları vardır.

Destek sisteminin yanal hareketi sonucunda bir parça düşey hareket kaçınılmazdır. Mana ve Clough (1981)'e göre yatay ve düşey hareketler arasında genellikle

$$\delta_{v_{\max}} = (0.5 \approx 1) \delta_{H_{\max}} \quad (6.2)$$

bağıntısı vardır (Yıldırım, 2004).

Herhangi bir iksa duvarının sağlıklı bir şekilde değerlendirilmesi için hesaplanan veya ölçülen deplamanların normalize edilmesi gerekmektedir. Bu ise deplasmanın (δ) duvar yüksekliğine (H) bölünmesi ise sağlanabilmektedir. İksa sistemlerinin değerlendirilebilmesi için δ/H oranı değerleri tanımlanması gerekmektedir. Clough ve O'Rourke tarafından sert killer, kumlar ve rezidüel zeminlerde inşa edilen duvarlarda duvar rijitliğinin iksa sistemin deplasmanına temelde etkisinin bulunmadığını gösteren çalışmasına göre derin kazılardaki yerdeğiştirmeler genelde $\delta = \%0,5H$ altında gerçekleşmektedir (Şekil 6.18), (Engin,2008). İstanbul grovaklarında yapılan çok sıra ankrajlı bir kazıda en fazla yatay yer değiştirmenin $\% 0.2 H$ mertebesinde olduğu bulunmuştur, (Yıldırım, 1994).

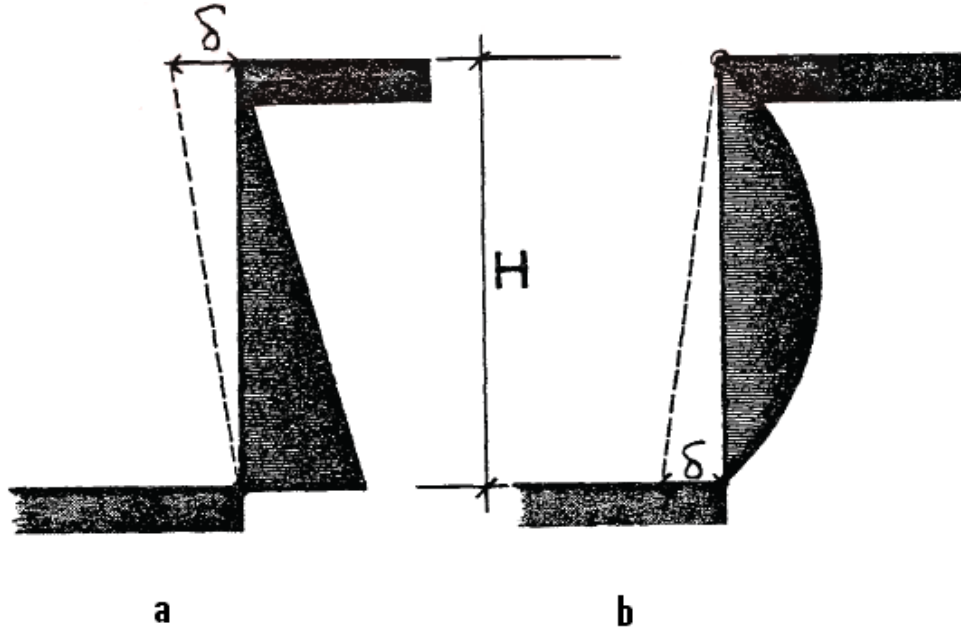


Şekil 6.18 Sert killer,kumlar ve rezidüel zeminlerde yapılan kazılarda gözlenen yatay deplasman duvar yüksekliği ilişkisine ait diyagram (Clough ve O'Rourke,1990)

7. İKSA SİSTEMLERİNE GELEN TOPRAK BASINÇLARI ve DAĞILIMLARI

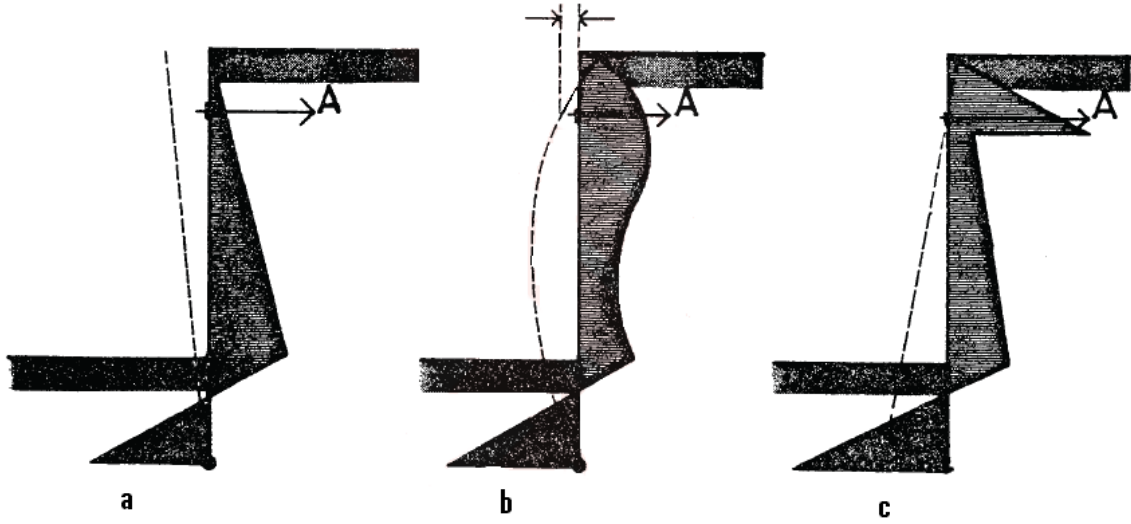
İksa sistemine etkiyen toprak basınçları, sistemin deformasyonu ile ilgilidir. Düşey kazı yüzeyini destekleyen duvarda herhangi bir hareket yoksa, sisteme sükunetteki toprak basıncı etkiyecektir. Buna karşılık duvarın temel çukuruna doğru hareket etmesi halinde limit durumda, aktif toprak basıncı (p_a) duvarın zemine doğru hareket etmesi halinde ise limit durumda pasif toprak basıncı (p_p) ortaya çıkacaktır (Sağlam, 1985). Coulomb toprak basıncı teorisine göre homojen, kohezyonsuz zemini destekleyen duvar alt ucu etrafında döndüğü takdirde üçgen toprak basıncı dağılışı meydana gelecektir (Şekil 7.1a).

Aktif toprak basıncı durumunun ortaya çıkabilmesi için, duvar üst ucu $H/1000 - H/100$ arasında bir yatay yerdeğiştirme yapılmalıdır. Burada, H duvar yüksekliğidir. Duvar eğer üst ucu etrafında serbestçe dönebiliyorsa, toprak basıncının dağılışı tümüyle farklı olmakla birlikte, toplam yatay itki yaklaşık olarak alt ucu etrafında dönen duvardakine eşittir (Şekil 7.1b).



Şekil 7.1 (a) Alt ucu ve (b) üst ucu etrafında dönen duvarlara etkiyen toprak basınçları (Sağlam, 1985)

Ankrajlı duvarlara etkiyen toprak basınçlarının dağılışı da duvarın deformasyonu ile yakından ilgilidir. Şekil 7.2’de, üst ucundan bir sıra ankrajla bağlanmış duvarlara etkiyen toprak basınçları gösterilmiştir. Şekil 7.9(a)’da gösterilen üçgen toprak basıncının ortaya çıkabilmesi için perde üst ucunun $H/1000 - H/100$ oranında hareket etmesine imkan verecek şekilde ankrajın sıyrılması gerekir. Başka bir deyişle, perde yüksekliğinin $H=10$ m olması halinde, perde üst ucunun 1cm – 10cm arasında hareket ettiği kabul edilmektedir. Şekil 7.2(b)’de ankrajlı esnek duvara etkiyen, Şekil 7.2(c)’de ise ankrajlı rijit bir duvara etkiyen toprak basınçları gösterilmiştir. Öngermeli ankrajla geriye bağlanmış betonarme duvara etkiyen toprak basıncı dağılışı Şekil 7.2(c) ye çok yakındır. Böyle bir duvarın göçmesi sırasında duvar ankraj noktası etrafında döner. Duvarın alt ucu kazı çukuru içerisine doğru hareket ederken, üst ucu zemine doğru yatar (Demirel, 2000).



Şekil 7.2 Ankrajlı duvara etkiyen farklı toprak basınçları (Sağlamer,1985)

7.1 Çok Sıra Destekli İksa Sistemlerinde Toprak Basınçları ve Dağılımları

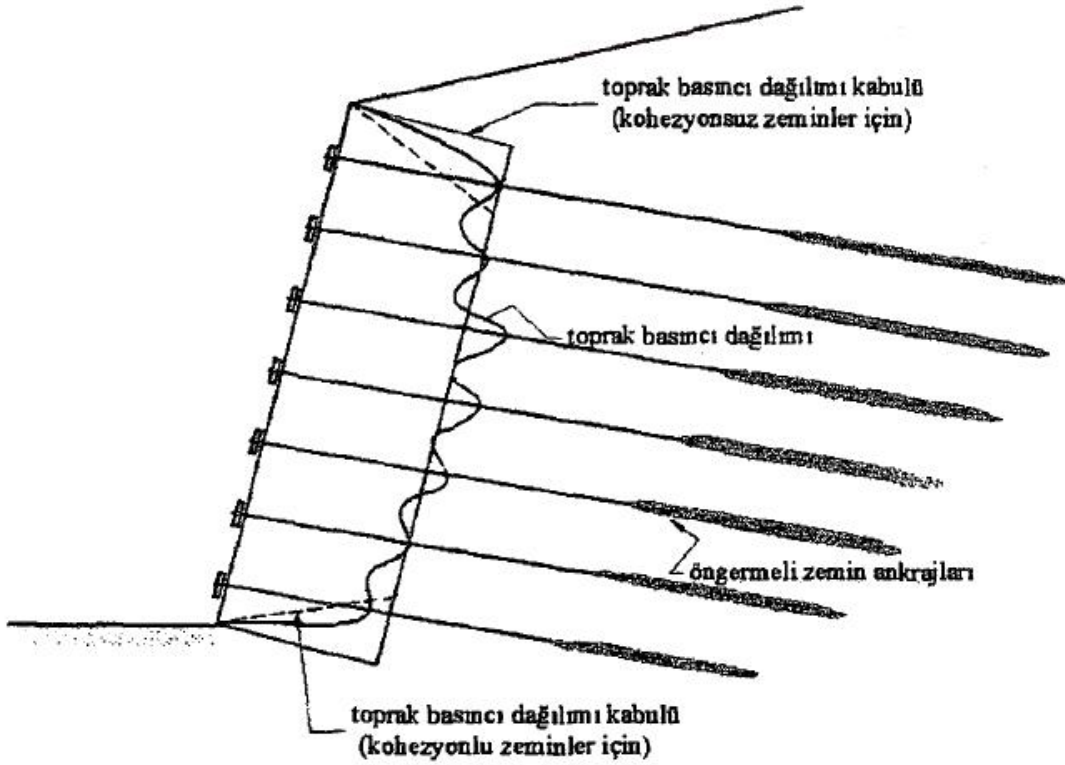
Coulomb ve Rankine tarafından geliştirilen toprak basıncı teorileri, dayanma duvarlarına, zemine ankastre perde duvarlara, tek sıra yatay destekli veya ankrajlı zemine sabit mesnetli veya ankastre perde duvarlara uygulanabilmekle beraber, çok sıra yatay destekli veya ankrajlı destekleme sistemlerine uygulanamazlar. Bu çok sıra destekli sistemlerin yapılış aşamalarının,

deformasyon biçiminin ve sisteminin göçme mekanizması diğerlerinden farklı olması ile açıklanabilir. Ayrıca derin kazı destekleme sistemlerinin rijitlikleri, istinat yapılarına göre daha azdır. Ek olarak, destekleme sistemlerinde, bölgesel toprak basıncı yığılması sonucu destekleme sistemlerinin elemanlarında çok büyük yükler oluşmakta ve bunun sonucunda da sistemin toptan göçmesine neden olabilecek bir ardışık göçme mekanizması meydana gelebilmektedir. Desteklerin tasarımı, desteklere gelebilecek yüklerin ortalamasına göre değil de oluşabilecek maksimum yatay destek yüklerine göre yapılmalıdır (Demirkoç, 2007).

Çok sıra yatay destekli destekleme sistemlerinin yapım aşamasındaki davranışı şu şekilde açıklanabilir (Berilgen, 1996);

Düşey destekleme sistemi yapıldıktan sonra birinci sıra ankrajın yerleştirileceği kota kadar kazı yapılır. Bu aşama sırasında sistem ankastre konsol gibi çalışır ve bunun sonucu olarak destekleme sistemi, aşağı doğru lineer olarak artan, aktif toprak basıncına maruz kalır. Bu aşamada sistem kazı tabanı civarındaki bir nokta etrafında dönerek hareket eder. Bu hareket, ankastre konsol duvar – zemin etkileşimine bağlı olarak belirlenebilir. İkinci aşamanın başlangıcında ilk sıra ankraj yerleştirilir. Bunun uygulayacağı itki ne kadar büyük olursa olsun destekleme sistemini ve zemini, kazı yapılmadan önceki durumuna döndüremez, ancak ankrajdaki itki aktif toprak basıncından büyükse, destekleme sistemine etkiyen basıncı artırır. Ankrajın yerleştirilmesiyle oluşan toprak itkisi yaklaşık olarak ankraj kuvvetine eşittir.; aradaki fark kazı tabanı seviyesi ve altındaki toprak basıncı dağılımının tam olarak belirlenememesinden kaynaklanmaktadır.

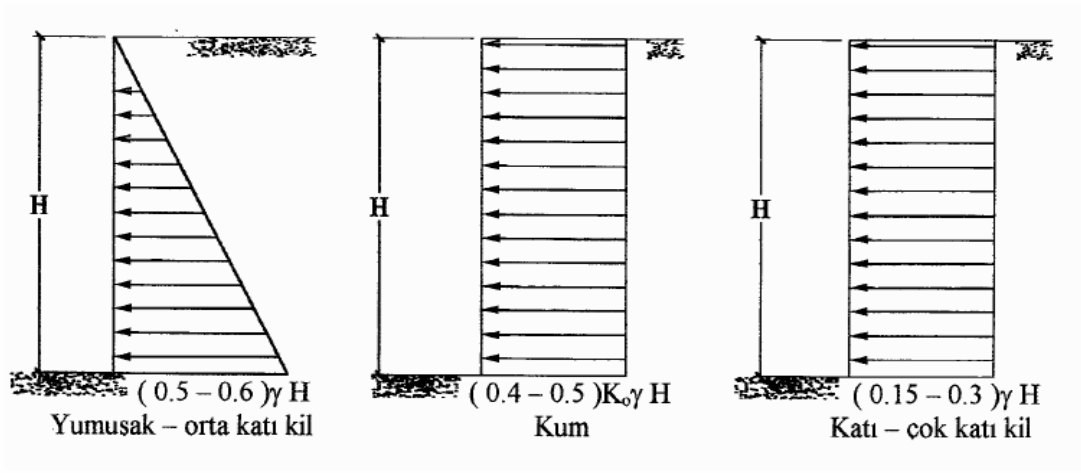
İkinci sıra ankrajı yerleştirmek için yapılan kazı yeni yatay hareketlere yol açar ve oluşan bu hareketlerde ilk ankrajda yük kaybına ve bununla birlikte zeminde akmaya neden olur. İkinci sıra ankrajın gerilmesinin ardından yapılacak kazı nedeniyle oluşacak yatay hareketler kabaca, parabolik olarak nitelendirilebilecek basınç dağılımının oluşmasına yol açar. Bu da destekleme sisteminin arkasında oluşan toprak basıncının, sistemin kazıya doğru hareketine yol açan gerçek toprak basıncı dağılımından çok, ankraj kuvvetlerine bağlı olduğunu ortaya koyar (Şekil 7.3).



Şekil 7.3 Çok Sıra Ankrajlı Bir Duvarda Toprak Basıncı Dağılımı (Berilgen, 1996)

Kazı ve öğirme işlemleri sırasında öne veya arkaya doğru birbirine doğru zıt yönlerde perde hareketleri oluşabileceğinden duvara gelebilecek toprak basınç değerleri ve dağılımını kestirmek oldukça zordur. Birden fazla ankraj sırasıyla geriye bağlanmış duvarlara veya derin kazıları destekleyen elemanlara etkileyen toprak basınçlarının teorik çözümleri karmaşıktır. Bu sistemlerin hesabında, arazi ölçmeleriyle belirlenen toprak basıncı dağılımları kullanılmaktadır. Çok sıra ankrajlı destekleme sistemlerinin boyutlandırılmasında gerçek toprak basıncı değerleri kullanılamadığından bir çok araştırmacı tarafından yapılmış ve zemin cinsine göre farklı toprak basıncı dağılımları elde edilmiştir.

NAVFAC (1988) ankrajlı duvarlarda gerilme dağılışı için Şekil 7.4' deki dağılışı önermektedir. Bu basınçlar içten destekli duvarlara göre hareketin daha az olacağı gerekçesiyle daha fazladır. Diğer bir fark üst sıra ankraj yükünün gerçeğinden daha fazla tahmin edilip yumuşak – orta katı kilde zeminin aşırı yüklenmesinin önlenmesidir (Yıldırım, 2004).



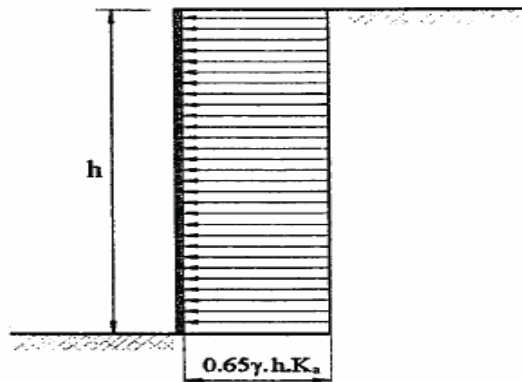
Şekil 7.4 Ankrajlı Duvar için NAVFAC önerisi

7.1.1 Kohezyonsuz zeminlerdeki çok sıra destekli iksa sistemlerine gelen toprak basıncı dağılımları

Terzaghi ve Peck (1967) tarafından önerilen basitleştirilmiş toprak basıncı dağılımı:

Kohezyonsuz zeminleri destekleyecek olan desteklerin tasarımı için önerilen toprak basıncı dağılımı dikdörtgen basınç dağılımıdır (Şekil 7.5). Toprak basıncı (7.1) bağıntısına göre hesaplanır.

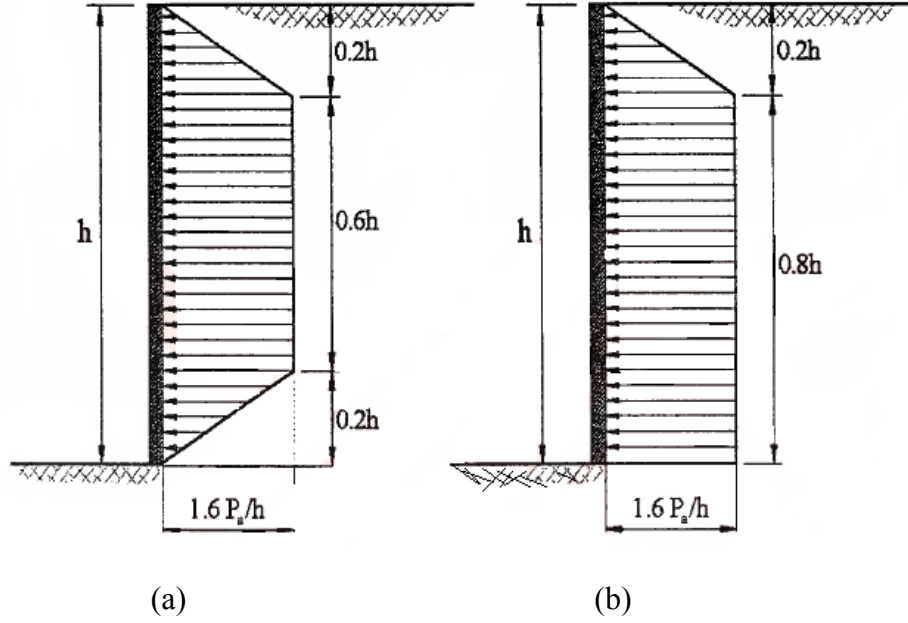
$$P_a = 0.65\gamma HK_A \quad (7.1)$$



Şekil 7.5 Kohezyonsuz Zeminler için Terzaghi ve Peck Tarafından Önerilen Toprak Basıncı Dağılımı

İsveç Yapı Standardı Tarafından Önerilen Toprak Basıncı Dağılımı:

İsveç Yapı Şartnamesi (1974)'ince önerilen toprak basıncı dağılımı Şekil 7.6'da belirtilmiştir (Günsever, 1999).



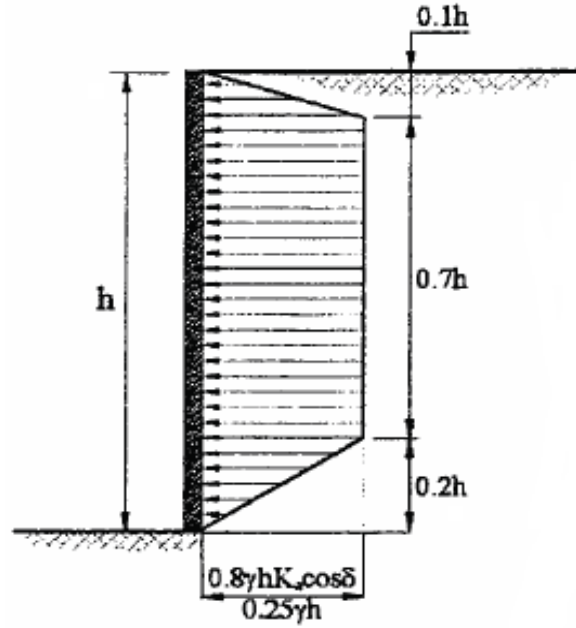
Şekil 7.6 Kohezyonsuz Zeminler İçin İsveç Yapı Standartı Tarafından Önerilen Toprak Basıncı Dağılımı (a) Düşük Relatif Sıkıllık, (b) Yüksek Relatif Sıkıllık

Tschebotarioff Tarafından Önerilen Toprak Basıncı Dağılımı:

Terzaghi ve Peck tarafından önerilen dikdörtgen dağılımına ek olarak Tschebotarioff tarafından önerilen trapezoidal dağılım Şekil 7.7'de gösterilmektedir ve maksimum toprak basıncı, (7.2) veya (7.3) bağıntısından hesaplanır (Günsever, 1999).

$$P_a = 0.25\gamma H \quad (7.2)$$

$$P_a = 0.8K_a\gamma H \cos\delta \quad (7.3)$$



Şekil 7.7 Kohezyonsuz zeminler için Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı

7.1.2 Yumuşak – orta katı kohezyonlu zeminlerdeki destekleme sistemlerine gelen toprak basıncı dağılımları

Terzaghi – Peck tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı:

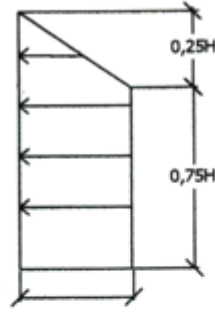
Terzaghi ve Peck, toprak basıncının kayma dayanımına eklenen m azaltma katsayısı ile amprik olarak geliştirilen formülle (7.19) kabaca hesaplanabileceğini bildirmiştir (Günsever, 1999).

$$K_a = 1 - m \frac{4c_u}{\gamma H} \quad (7.4)$$

(7.19) bağıntısındaki m katsayısının değeri 0,4 ile 1 arasında değişmektedir. Yumuşak killerde 0,4, katı killerde 1 olarak alınabilir. Bu durumda toprak basıncının değeri (7.20) bağıntısından hesaplanabilir. Basıncı dağılımının grafiksel gösterimi ise Şekil 7.8’deki gibidir.

$$P_a = K_a \gamma h \quad (7.5)$$

YUMUŞAK - ORTA KATI KİL



$$N_o = \frac{\gamma H}{c_u} > 4$$

$$P_a = \left(1 - \frac{4c_u}{\gamma H}\right) \gamma H > 0.25$$

$P_a = 0.3\gamma H$ büyük P_a kullanılır.

Şekil 7.8 Yumuşak – Orta katı kohezyonlu zeminler için Terzaghi – Peck tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı

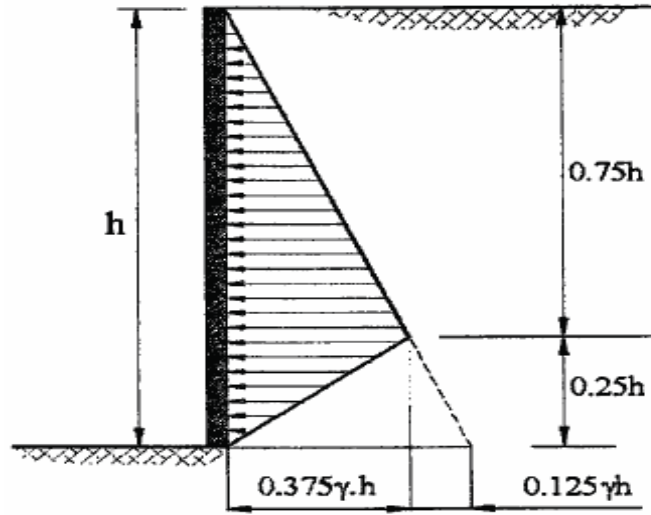
Tschebotarioff Tarafından Önerilen Toprak Basıncı Dağılımı:

Tschebotarioff, Terzaghi ve Peck tarafından önerilen yamuk dağılımının, kazının belli bir yüksekliği boyunca doğru olduğunu bildirmiş ve bu yüksekliğin üstünde diyagramın ekonomik olmayan, altında ise güvenli olmayan sonuçlar verdiğini ileri sürmüştür. Tschebotarioff orta katı killer için iki ayrı toprak basıncı dağılımı önermiştir. Bunlar (Şekil 7.9) orta killerde geçici ve sürekli destekleme sistemleri içindir (Günsever, 1999).

Toprak basıncı değerleri orta katı kilde geçici destekleme sistemleri için (7.6), sürekli destekleme sistemleri için (7.7) bağıntılarından hesaplanabilir.

$$P_a = 0.375\gamma H \quad (7.6)$$

$$P_a = 0.50\gamma H \quad (7.7)$$



Şekil 7.9 Orta Katı Kil Zeminler için Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı

7.1.3 Çatlaklı – sert kohezyonlu zeminlerde destekleme sistemlerine gelen toprak basıncı dağılımları

Bu tip zeminlerde kullanılan sanal toprak basıncı diyagramı Terzaghi ve Peck tarafından önerilmiştir (Şekil 7.10). Tasarım basıncı değeri ise;

$$P_a = 0,2 \cdot \gamma \cdot h \text{ ile } P_a = 0,4 \cdot \gamma \cdot h \quad (7.8)$$

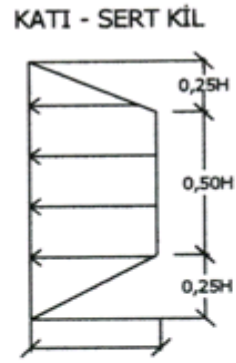
arasında değişmektedir. Maksimum boyutlandırma basıncı kilin özelliklerine, çatlak sisteminin yapısına ve kilin dayanımının zamanla değişimine bağlıdır.

Tschebotarioff Tarafından Önerilen Toprak Basıncı Dağılımı:

Tschebotarioff tarafından katı kilde geçici destekleme sistemleri için (7.24) ve sürekli destekleme sistemleri için (7.25) toprak basıncı dağılımları verilmiştir. Bu dağılımlar Şekil 7.11’de görülmektedir.

$$P_a = 0.30\gamma H \quad (7.9)$$

$$P_a = 0.50\gamma H \quad (7.10)$$

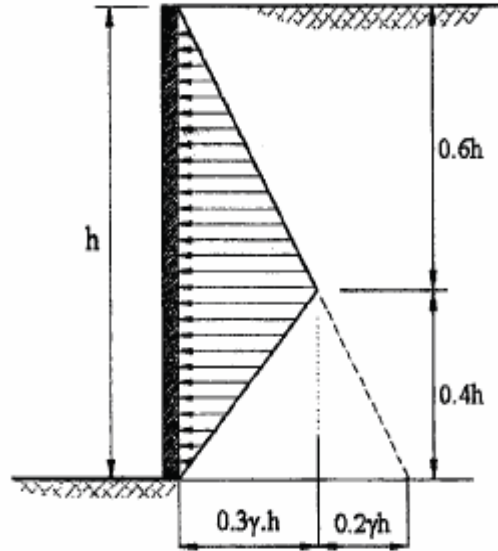


$$N_o < 4$$

$$P_a = 0.2\gamma H - 0.4\gamma H$$

$$P_a = 0.3\gamma H$$

Şekil 7.10 Çatlaklı – Sert Kohezyonlu zeminler için Terzaghi ve Peck tarafından önerilen toprak basınçları



Şekil 7.11 Çatlaklı – sert kohezyonlu zeminler için Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basınçları.

8. ANKRAJ DESTEKLİ DERİN KAZILARIN GÖZLEMLENMESİ

Geoteknik projenin tasarımı aşamasında zeminle ilgili pek çok kabuller ve varsayımlar yapılmak zorunda kalınmaktadır. Yapılan bu varsayımların zeminle ilgili gerçek değerlere ne kadar yakın olduğu projede gerçekleştirilen aletsel gözlemler çerçevesinde ortaya çıkmaktadır. Bu nedenle aletsel gözlemin gerek yapım devam ederken işin sağlıklı şekilde yürütülmesi ve gerekse başka bir tasarımda kullanılmak üzere veri tabanı oluşturulması açısından büyük faydaları vardır.

8.1 Ankraj Destekli Derin Kazılarda Gözlem Yapmanın Nedenleri

Ankrajlı derin kazı destekleme sistemlerinin tasarımı sırasında gerek zeminin ve gerekse yapılacak yapının davranışı hakkında çeşitli varsayımlar yapılması gerekmektedir. Bu yapılarda tasarım sırasında bazı elemanların veya tüm sistemin göçme olasılığına azaltmak için güvenlik sayısı oldukça büyük tutulmaktadır. Bu gibi yapıların çoğunlukla şehir içinde yapıldığı gözönüne alınırsa herhangi bir göçme durumunda oluşacak maddi ve manevi zararların boyutları daha iyi kavranabilir. Karşılaşılan bu riskler değerlendirildiğinde desteklenmiş derin kazılarda gözlem yapmanın gerektiği ortaya çıkmaktadır. Bununla birlikte arazi hakkında ve destekleme sistemi yeterli deneyim elde edilmişse tasarım güvenlik katsayısı yüksek seçilerek yapılmışsa ve oluşabilecek problemlerin önemli sonuçlar doğurmayacağı biliniyorsa (örneğin; kazı çevresinde aşırı deformasyonlardan etkilenecek yapılar yoksa), gözlem yapmaya gerek duyulmayabilir (İnan, 2000).

Ankrajlı desteklenmiş derin kazılarda yapılacak gözlemler aşağıda belirtilen işlevlerden biri veya hepsini yerine getirebilmektedir.

- i) Kazının stabilitesini değerlendirmek ve inşaatın güvenlik içinde yürütülüp yürütülmediğini denetlemek.
- ii) Yapılan ölçümlerden elde edilen bilgileri değerlendirmek inşaatın kalan bölümlerini daha güvenli veya ekonomik olarak tamamlamak.

iii) Kazıdan ötürü çevre zeminde oluşan deformasyonların komşu yapılara, kanalizasyon gibi yeraltı yapılarına zara verip vermediğini belirlemek.

iv) Daha sonra yapılacak olan destekleme sistemlerinin hem daha güvenli hem de daha ekonomik olarak yapılmasını sağlamak için bir veri tabanı oluşturmak.

DiBiagio ve Myrvoll' a göre bir derin kazı destekleme sisteminin yapımında ortaya çıkabilecek temel problemler ve yapılması gereken gözlemler şunlar olabilir (Hatipoğlu, 1992);

i) Taban kabarmasına karşı güvenlik sayısı düşük olabilir. Bunun için gözlem düzeneği taban kabarmasının gözlemlenmesine izin verecek şekilde kurtulmalıdır. Kazı seviyesi kritik derinliklere (örneğin bir sıra ankraj gerildikten sonra bir sonraki ankraj düzeyine kadar kazının yapıldığı ancak bu sıradaki ankrajların gerilmediği durum) ulaştıkça oturma ve kabarmalar gözlemlenmelidir. Özellikle bu hareketlerin hızlarına dikkat edilmelidir. Düşey destekleme sisteminin alt kısımdaki yatay hareketlerin hızı kazıda stabilite bozukluğunun incelenmesinde önemli bir parametredir.

ii) Yatay desteklerin (veya ankrajların) aşırı yükleme tehlikesi vardır. Bunun yol açabileceği zararları ortadan kaldırmak için pratik ve ekonomik koşulların izin verdiği ölçüde çok yatay ankrajların yükü gözlemlenmelidir. Destek yüklerinin izin verilebilir sınırları aşması olasılığına karşı, zaman kaybetmeden yenilerini yerleştirmek için yedek destekler hazır bulundurulmalıdır.

iii) Yeraltı su seviyesinin izin verilebilir değerden daha fazla düşürülmesi, geniş bir alanda ciddi konsolidasyon oturmalarına yol açabilir. Bu soruna karşı alınabilecek temel önlem geçirgen tabakalarda boşluk suyu basınçlarının ölçülmesidir. Eğer gözlem için ayrılan bütçe yeterliyse destekleme sisteminin arkasında gerekli sayıdaki düşey kesitte boşluk suyu basınçları ölçülmeli ve bununla birlikte kazı yüzeyi ile bundan belli bir uzaklık içinde yeraltı su seviyesi gözlemlenmelidir.

iv) Destekleme sistemine gelen toplam yük ve bunun dağılımı belirsizdir. Bileşke kuvvetin etkiye noktasını belirleyebilmek için ya düşey kesitlerde yeterli sayıda yatay destek yükleri ölçülmeli ya da her yatay destek sırası seviyesinde perdeden kuşak kirişlere aktarılan kuvvetler ölçülmelidir. Ek olarak perdenin her iki tarafı toprak basıncı ve boşluk suyu basıncının şiddeti ve dağılımını belirleyecek şekilde enstrumante edilmelidir. Bu şekilde bir enstrumasyon genellikle sistemin kontrolü için değil bilimsel amaçlı olarak yapılmaktadır.

Taban kabarması ve destekleme sisteminin deformasyon yapması sonucu oluşan zemin hareketleri, civardaki binalara ve yeraltı yapılarına zarar verebilmektedir. Bunun için zemin yüzeyine ve civarındaki yapılara ölçüm için referans noktaları yerleştirilmelidir. Önemli yeraltı yapılarının çevresinde, bu derinlikdeki oturmaları gözlemliyebilmek için derin referans noktaları belirlenmelidir. Eğer çevredeki binaların veya yeraltı yapılarının zarar görme olasılığı varsa destekleme sisteminde yeterli sayıda kesitte yatay hareket ölçümü yapılmalıdır. Böyle bir problemle karşılaşıldığı zaman inşaatın dikkatle denetlendiğini gösteren bir ölçüm programı uygulaması bina sahiplerini endişeden kurtarmada ve projenin yasal onay almasında ve kamu tarafından da kabul görmesinde önemli bir araç olacaktır (Çetin, 2001).

Yatay hareketler yalnızca taban kabarması veya düşey destekleme sisteminin hareketinden kaynaklanmayabilir. Yeraltı suyunun izin verilebilir değerden fazla indirilmesi ve yatay desteklerin (ankrajların) aşırı yüklenmesi de yatay hareketlere yol açabilmektedir. Eğer gözlem programı yalnızca zemin yüzeyi ve yeraltı yapıları çevresindeki noktaların hareketlerinin gözlemlenmesini içeriyorsa ve önlem alınmasını gerektirecek büyüklükte hareketler oluşursa sorunun nedenini belirleyip ekonomik bir çözüm getirmek için gerekli veri elde olmayabilecektir. Bu yüzden stabilite denetleceği ve aşırı hareketlerin gözlemleneceği ölçüm düzenekleri, oluşan hareketlerin nedenlerini gösterebilecek aletlerden oluşmalıdır. Bu işlem için en uygun aletler, çeşitli yönlerde ölçüm alabilmeleri ve yüksek hassasiyetlerinden dolayı, inklinometreler olmaktadır (İnan, 2000).

8.2 İnklinometre

İnklinometreler, bir boru boyunca, yerçekimine karşı hassas bir prob yardımıyla borunun eksenine dik yönde oluşan deformasyonların ölçümüne yarayan aletler olarak tanımlanabilir. Boru eksenine dik olarak gerçekleşen sapmalar trigonometrik fonksiyonların yardımıyla ölçülen deplasmanlara dönüştürülür. İnklinometrelerin esas kullanım amacı, fazla pahalı olmayan bir şekilde yer yüzeyinden belirli derinlikte meydana gelmesi beklenen yatay deformasyonların gözlemlenmesidir. Bunun için boru genellikle düşey veya düşeye yakın bir açıyla yerleştirilir ve bu şekilde alt seviyelerdeki yatay deformasyonların ölçümüne olanak sağlar (Dunnicliff, 1988).

İnklinometrik ölçüm sistemi dört önemli bileşenden oluşmaktadır;

- i) Deformasyonu ölçülmesi planlanan kesite dik olarak yerleştirilecek ve sürekli olarak orada kalacak olan plastik veya fiberglas bir boru.
- ii) Yerçekimine hassas bir şekilde ölçüm yapabilecek taşınabilir bir prob.
- iii) Probun ölçtüğü değerleri hafızasına kaydedecek elektronik okuma ünitesi
- iv) Ölçüm yapan probun okuma ünitesiyle bağlantısını sağlayacak ölçekli bir elektrik kablosu (Şekil 8.1.a).

İnklinometrenin kullanım alanları olarak şu şekilde belirtilebilir;

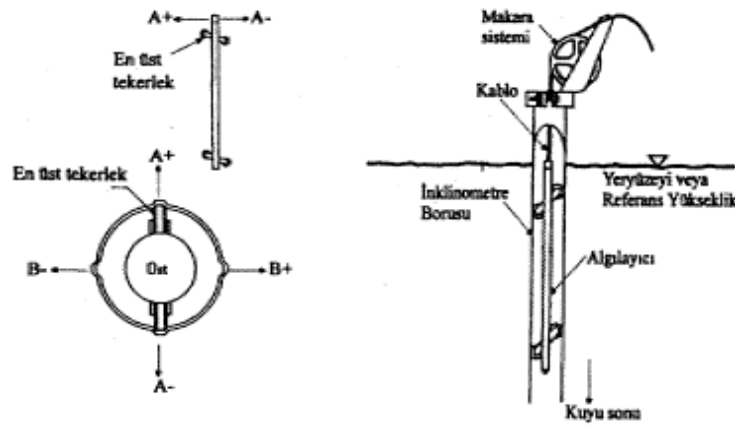
- i) Kazıklarda veya istinat yapılarında oluşan yatay hareketlerin gözlenmesinde.
- ii) Kazıkların, vb. gerçek şekillerinin belirlenmesi.
- iii) Şevlerde, dolgularda, vb. kayma zonunun belirlenmesi.
- iv) Dolgu barajların, yumuşak zemin üzerinde yapılan dolguların veya tünellerin yatay hareketlerinin hızının ve miktarının gözlemlenmesi.
- v) Yatay deformasyonlardan yola çıkılarak eğilme momentlerinin tayin edilmesi.

8.3 İnklinometrelerin Çalışma Yöntemi

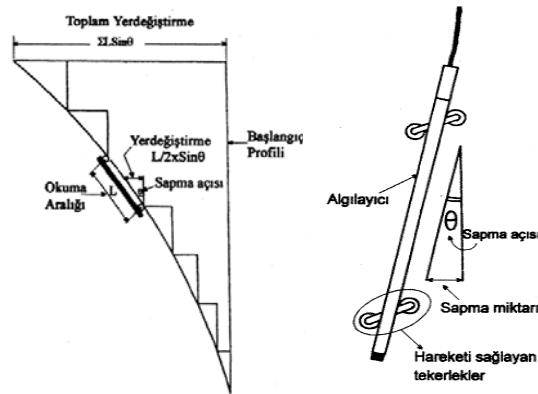
İnklinometrelerin çok değişik çeşitleri mevcuttur. Bununla birlikte hepsinin genel çalışma prensibi aynıdır. Şekil 8.1.b’de inklinometre aletinin, yaklaşık düşey bir boruda yapılan standart çalışma prensibini ve kullanımı gösterilmiştir.



(a)



(b)



(c)

Şekil 8.1 İnklinometre a) aleti b) kullanılması c) ölçme hesaplamaları (Dunnicliff,1988).

Dunnicliff (1988), inklinometrelerin altı temel çeşidi bulunduğunu belirtmiş ve bunların bütün özelliklerini anlatmıştır. Günümüzde en çok kullanılan ve en gelişmiş tip kuvvetler dengesi prensibine dayanarak çalışan transdüserli inklinometrelerdir. Bu tip inklinometrelerde probun içinde bir transdiser bulunmaktadır. Probun düşeyden sapmasıyla bir voltaj farkı oluşmakta, ölçülen voltaj eğimle doğru orantılı olmaktadır. Kütleyi dengelemek ve dolayısıyla voltajı sıfırlamak için gerekli olan kuvvet de aynı şekilde ilgili kesitteki eğimle doğru orantılı olmaktadır. Buna göre ölçülen voltaj değerinden $\sin \phi$ değerine, oradan da prob boyu belli olduğu için δ yatay deplasmanına geçebilmektedir (Şekil 8.1.c) (İnan, 2000).

8.4 İnklinometre Borusunun Yerleştirilmesi

8.4.1 İnklinometre borusu

İnklinometre boruları yapıldıkları malzemeye göre 3 tip olmaktadır; fiberglas, plastik veya alüminyum. Her üç tip borunun da içlerinde birbirine dik açılar yapan dört yarık bulunmaktadır. Bu boruların uzunlukları standart olarak 3m olmaktadır. Değişik malzemelerden yapılan boruların dış çapları değişebilmekte fakat hepsi de iç çapları 48 mm olmaktadır. Boruların birleştirilebilmesi için özel birleşim parçaları da bulunmakta, bunların da boyları 30 cm olmaktadır. Boruların birleşimi için genellikle perçinler kullanılmaktadır. Plastik boruların birleşiminde iyi bir izolasyon için yapıştırıcı ve özel bantlar kullanılmaktadır.

8.4.2 İnklinometre Borusunun Yerleştirilmesi

İnklinometre borusunun yerleştirilmesinde en sık olarak kullanılan yöntem 100-200 mm çapında düşey bir kuyu delgisi yapmak ve boruyu bu kuyunun içine indirmektir. Standart bir yatay deformasyon ölçümü için inklinometre borusu, deformasyon yapması beklenen kesiti kesecek şekilde yaklaşık düşey bir kuyuya indirilir. Kuyu deformasyon yapması beklenen

zondan yaklaşık 4-5 m daha derin olmalıdır. Bu şekilde inklinometre borusu hiç deformasyon yapmayacağı kabul edilen bir derinliğe ankastre edilecek, deforme olan kesitte ölçülecek deformasyonlar sabit bir noktaya göre relatif deformasyonlar olacaktır. Kuyu delgisi yapılırken tabanda göçmeler olması olasılığı göz önünde bulundurularak arzu edilen derinlikten en az 1.5-2 m daha derin bir kuyu açılmalıdır. Boru etrafı granüler dolgu ile veya çimento enjeksiyonu ile doldurularak bulunduğu yerde sabitlenmelidir (İnan, 2000).

İnklinometre borusunun yerleştirilmesi sırasında dikkat edilmesi gereken bir husus yarıkların aynı hizada olmasıdır. Boruların yerleştirilmesi sırasında yapılabilecek bir hata borunun kullanılmaması sonucu doğuracaktır. Ayrıca borunun yerleştirilmesinden sonra borunun içine çimento enjeksiyonu veya herhangi bir başka madde sızıntısını engellemek için boruların birleşim yerleri ve alt kapağı çok iyi izole edilmelidir. Boruya kaçabilecek en ufak bir madde bile hatalı ölçümler yapılmasına sebebiyet verebilir (Çetin, 2001).

Boru uzunluğu 15 m'den daha fazla olduğu zaman boruda burulma kontrolü de yapılmalıdır. Uç uca eklendiği zaman çok narin bir yapıya sahip olan inklinometre boruları, özellikle de plastik borular, önemli bir burulma potansiyeline sahip olurlar. Bu nedenle boruyu indirirken burulma yapmamasına özen gösterilmelidir. Aksi taktirde hatalı yönler için ölçülen deformasyonlar birlikte değerlendirilecek ve ölçümlerin hatalı sonuçlar vermesine yol açacaktır. İnklinometre borusu yerine yerleştirildikten hemen sonra üst kapağı da kapatılmalı ve boru koruma altına alınmalıdır (Çetin, 2001)..

Şekil 8.2'de bir inklinometrenin yerleştirilmesi sırasıyla gösterilmiştir. (a) ve (b)'de alandaki hareketlenmenin tespit edileceği en uygun noktaların seçilerek delginin başlanması. (c)'de inklinometre boruları, 3,0 m uzunluğunda, plastik olarak kullanılırlar. Yivlerin dipten tepeye kadar aynı düşeyde kalmaları için kullanılan kılavuz sağa ve sola döndürülerek kurma işlemi tamamlanır. (d)'de probe aynı doğrultuda ilerlemesini sağlayan boru içi yivlerin görünüşü. (e)'de içeriye sızdırmazlık sağlanması için bantla yalıtım yapılması. (f)'de ise enjeksiyon için kullanılacak hortumun boruya bağlanması ve enjeksiyon akışının sağlanmasına yönelik hortumun çeşitli noktalardan delinmesi. (g)'de hazırlanan inklinometre borusunun kuyu içine yerleştirilmesi ve sonrasında sabitlenmesi amacı ile kuyu cidarı ve boru arasına çimento

enjeksiyonunun yapılması. (h) ise inklinometre borusunun indirilmiş ve enjeksiyonun tamamlanmış son hali.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)



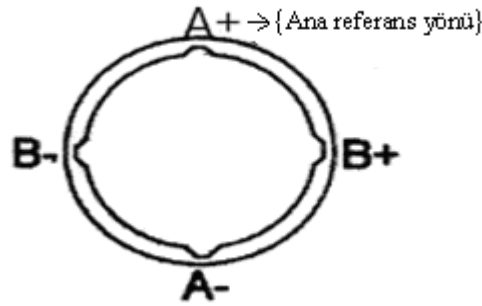
(h)

Şekil 8.2 İnklinometre borusunun yerleştirilme aşamaları

8.4.3 İnklinometre gözleminin yapılması

İnklinometre borularının içinde birbirine dik açıyla duran dört adet yarık bulunmaktadır. Bu yarıklar bütün boru boyunca devam etmektedir. Bu yarıkların karşılıklı iki tanesine +A ve -A yarıkları, diğer ikisine de +B ve -B yarıkları isimleri verilmiştir (Şekil 8.3). İnklinometre borusunun yerleştirileceği yer deformasyonun olacağı yön +A yönüne dik olmalıdır.

İnklinometre borusu yerleştirilip çimento enjeksiyonu prizini alır almaz ilk ölçüm yapılmalıdır. Daha sonra yapılacak bütün ölçümler ilk referans ölçüsüne göre değerlendirilir. Bu nedenle referans okumalarını en az iki kere yapılmalıdır.



Şekil 8.3 İnklinometre borusunun üstten görünüşü (Dunnicliff,1988)

Bir okuma şu şekilde yapılmaktadır; öncelikle probun tekerlekleri borunun yarıklarına oturtulur. Bu işlem yapılırken bu ilk ölçüm için probun ön yüzünün +A yönü ile karşılaştırılmasına dikkat edilmelidir. Borunun içine yerleştirilen prob yarıklardan hareket ederek borunun en alt noktasına kadar indirilir. Hassas bir ölçüm aleti olan probun yeraltı ve yerüstü arasındaki sıcaklık farkına adaptasyon sağlaması için ilk ölçüm alınmadan önce kısa bir süre beklemekte fayda vardır. İlk ölçüm alındıktan sonra prob bir üst seviyeye çekilir ve aynı işlem bu seviyede de tekrarlanır. Seviyeler genellikle okuma ünitesi ile prob arasındaki bağlantıyı sağlayan elektrik kablosunun üzerinde belirlenmiştir. Karışıklığı engellemek için okuma aralıklarını kablo üzerindeki aralıklarla eşit yapılmalıdır. Okuma aralıkları genellikle 0.5 m olarak yapılmaktadır. Her seviyede okumalar alınır ve okuma ünitesinde kaydedilir. En üst seviyedeki okuma da alındıktan sonra prob borudan çıkarılır ve bu sefer 180 derece çevirilerek yeniden borunun içine yerleştirilir. Bu durumda probun ön yüzü -A yönü ile

çakışmış olur. Borunun içindeki prob en alt seviyeye kadar tekrar indirilir ve bütün seviyelerde okumalar alınır bu şekilde bir set okuma tamamlanmış olur (İnan, 2000).

Bir inklinometre borusundan alınacak ölçümlerin sıklığı başta deformasyonların hızı olmak üzere değişik faktörlere bağlıdır. Bunun için ilk önce borunun yerleştirilmesinden sonra sık sık okumalar alınmalı, deformasyonların hızına göre optimum bir okuma sıklığı belirlenmelidir.

8.5 İnklinometrik İncelemenin Hassasiyetini Etkileyen Faktörler

İnklinometrik gözlemin hassasiyetini etkileyebilecek faktörler Dunnicliff (1988)'de aşağıdaki şekilde belirtilmiştir (Çetin, 2001).

8.5.1 Borunun çapı

Daha geniş çaplarda boru kullanılması neticesinde hassasiyet artacaktır. Boru çapındaki büyüme borunun burulma miktarını düşürecek ve daha düz kalmaya eğimli olacaktır. Bu da ölçümlerin hassasiyetini arttıracaktır.

8.5.2 Borunun doğrusallığı

Düşey bir borudan yatay deplasmanların ölçülmesi durumundan dolayı boru düşeylikten uzaklaştıkça yapılan ölçümlerdeki hassasiyet de azalacaktır. Aynı durum yatay borularda da geçerlidir. Yataylıktan kaçma miktarı arttıkça hassasiyet azalacaktır.

8.5.3 Borunun düzlüğü

İnklinometre borusu kuyunun içine yerleştirildiği zaman yarıkların yönleri bütün boru boyunca aynı kalmamaktadır. Belirli bir açısal dönme yapmaktadır. Özellikle plastik boruların güneş ışığına maruz bırakılmamaları gerekmektedir. Boruların düzlünlüğün bozulmasını sağladığından her zaman güneş ışığından uzak bir yerde saklanması gerekmektedir.

8.5.4 İnklinometre kuyusunun doldurulma biçimi

Kuyunun iyi bir biçimde doldurulmasının sonucunda borunun sabit bir konumda durması sağlanacaktır. Bu da okumalarda farklı değerler elde edilmesini önleyecektir. Kuyu borunun yerleştirilmesinden hemen sonra doldurulmalıdır. Çimento – bentonit karışımı ile doldurulmuş kuyu genelde daha iyi sonuç vermektedir.

8.5.5 Transdüserlerin inceliği

Üretici firmalar normal koşullarda ürettikleri transdüserlerin inceliklerini ve hata paylarını belirtmektedir. Hata payı, ölçüm için gerekli olan hassasiyetin sağlanması açısından önemlidir.

8.5.6 Okuma aralığı

Okuma aralığı ölçümü yapan kişiler tarafından belirlenmektedir. Bununla birlikte normal olarak okuma aralığı ne kadar küçük tutulursa o derecede hassasiyet artacaktır. Ayrıca okuma aralığının büyük tutulması olası bir kayma zonunun belirlenememesi sonucunda doğurabilecektir.

8.5.7 Sıcaklık etkisi

Problar sıcaklıktan önemli ölçüde etkilenebilmektedir. Bu durumda prob yeraltına indirdiğinde veya suya girdiğinde sıcaklık farkından dolayı okumalarda değişimler görülebilir. Kullanılan prob sıcaklıktan ne kadar etkilenmiyor da olsa her durumda prob ilk ölçüm için kuyunun dibine indirildiğinde sıcaklığın sabitlenmesi için ölçümlere başlamadan önce en az on dakika beklenmelidir.

8.6 İnklinometre Gözlem Sonuçlarının Değerlendirilmesi

İnklinometrik verilerinin değerlendirilmesi için yapılacak ilk şey aynı derinlikteki okumaların toplamalarını kontrol etmektir. Bu kontrol sahada ölçümler devam ederken yapılmalıdır. Bu değerler her seviyede yaklaşık olarak aynı olmalıdır. Bu değerlerin çok değişken olmaları yapılan ölçümün inceliğinin düşük olduğunu göstermektedir. Okumalardaki küçük farklılıklar önemli bir sorun oluşturmamaktadır. Sağlıklı ve hassas bir ölçüm bu şekilde tamamlandıktan sonra deformasyonlar referans ölçümlerinin yapıldığı zamandan o zamana kadar yapmış olduğu deformasyon miktarı tayin edilerek belirlenir.

İnklinometre gözleminin sonuçları genellikle grafik olarak ifade edilmektedir. Bu şekilde değerlendirilmesi ve deformasyonların belirlenmesi daha açıktır. Sonuçların değerlendirilmesinde kullanılabilecek değişik grafik türleri mevcuttur. En çok kullanılanlar şunlardır (İnan, 2000);

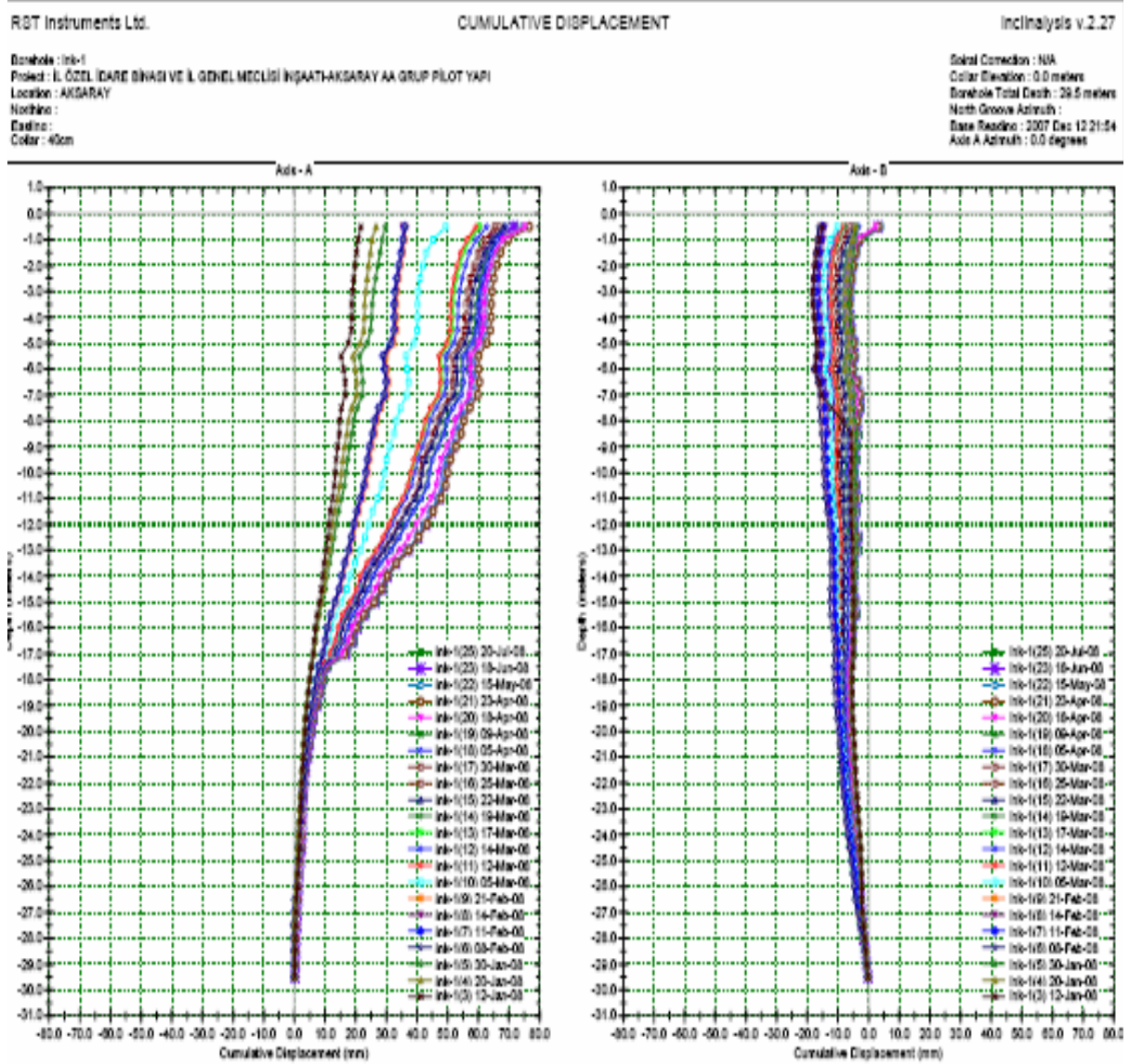
Toplam Deplasmanlar Grafiği (Cumulative Displacements)

Referans ölçümlerinden sonra meydana gelen deformasyonların miktarının ve yerinin belirlenmesinde en çok başvuru grafik türü toplam deplasmanlar grafiğidir (Şekil 8.4). Toplam deplasmanlar grafiği'nde borunun en alt ucunda oluşan deformasyon ihmal edilerek, yani sıfır kabul edilerek, devamındaki okumaların her birinde ölçülen deplasmanlar toplanarak borunun en üst seviyesine kadar çıkılmaktadır. Bu şekilde her ölçüm noktasında oluşan deplasman miktarı ölçülmüş olmaktadır.

Artımsal Deplasmanlar Grafiği (Incremental Displacements)

Bu grafik borunun en alt seviyesindeki deformasyonu ihmal ederek her ölçüm noktasındaki düşeyden sapma miktarını göstermektedir. Artımsal deplasmanlar grafiğinde kullanılan deformasyon değerlerinin ardışık olarak toplanması ile Toplam Deplasmanlar Grafiği elde edilmektedir. Bir başka deyişle Toplam Deplasmanlar Grafiği'nin derinliğe göre birinci türevi

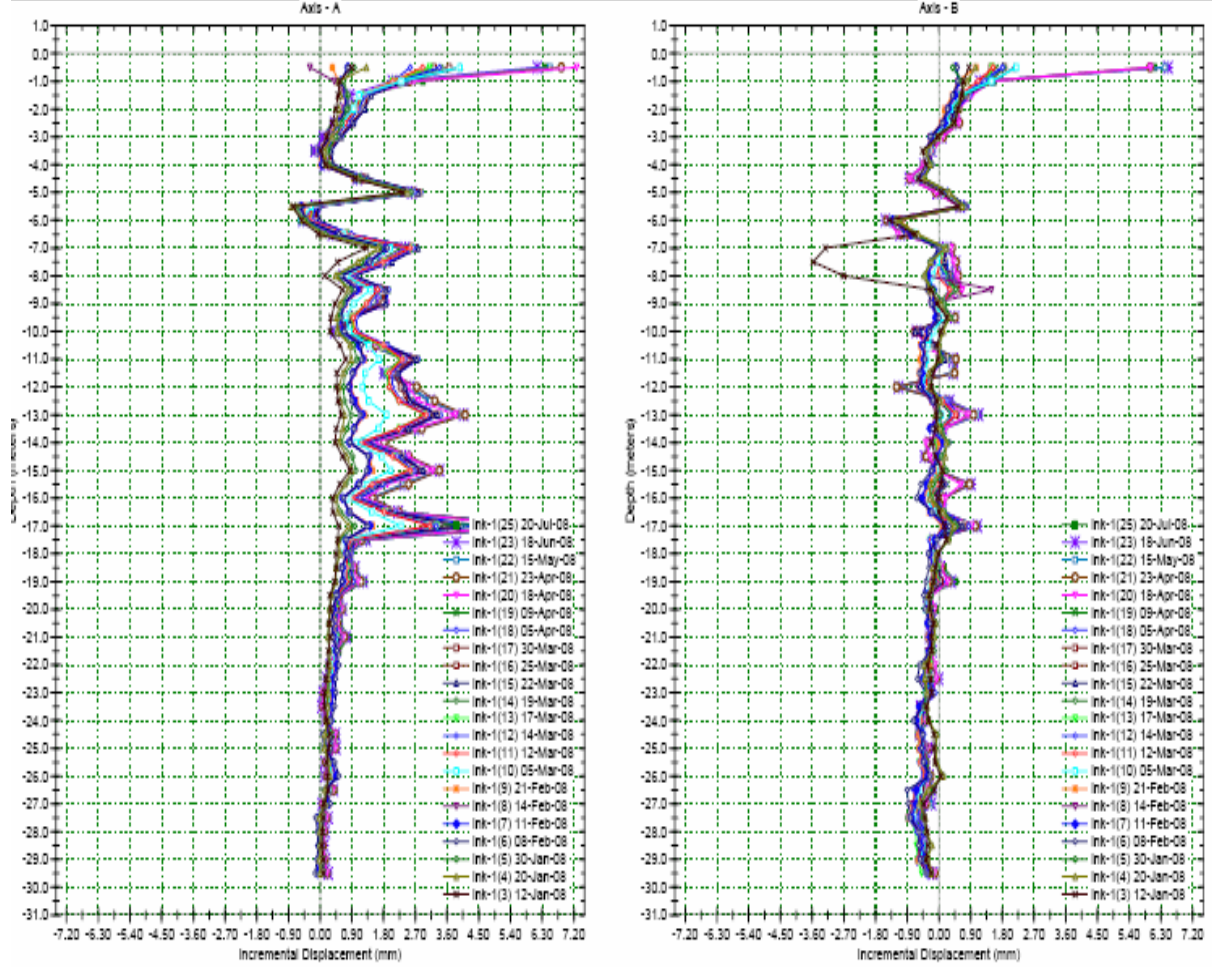
Artımsal Deplasmanlar Grafiği'ni vermektedir. Bu grafik türü gerçek hareketin hangi bölgelerde oluştuğunu gösterme açısından daha kullanışlıdır. Örneğin bir kayma zonunun belirlenmesi Toplam Deplasmanlar Grafiği'nde daha kolay olmaktadır (Şekil 8.5); deformasyonun gerçek miktarı için ise Toplam Deplasmanlar Grafiği'nden okunmalıdır (İnan, 2000).



Şekil 8.4 Toplam deplasmanlar grafiğine bir örnek

Borehole : Ink-1
 Project : İL ÖZEL İDARE BİNASI VE İL GENEL MECLİSİ İNŞAATI-AKSARAY AA GRUP PİLOT YAPI
 Location : AKSARAY
 Northing :
 Easting :
 Collar : 40cm

Solar Correction : N/A
 Collar Elevation : 0.0 meters
 Borehole Total Depth : 29.5 meters
 North Groove Azimuth :
 Base Reading : 2007 Dec 12 21:54
 Axis A Azimuth : 0.0 degrees



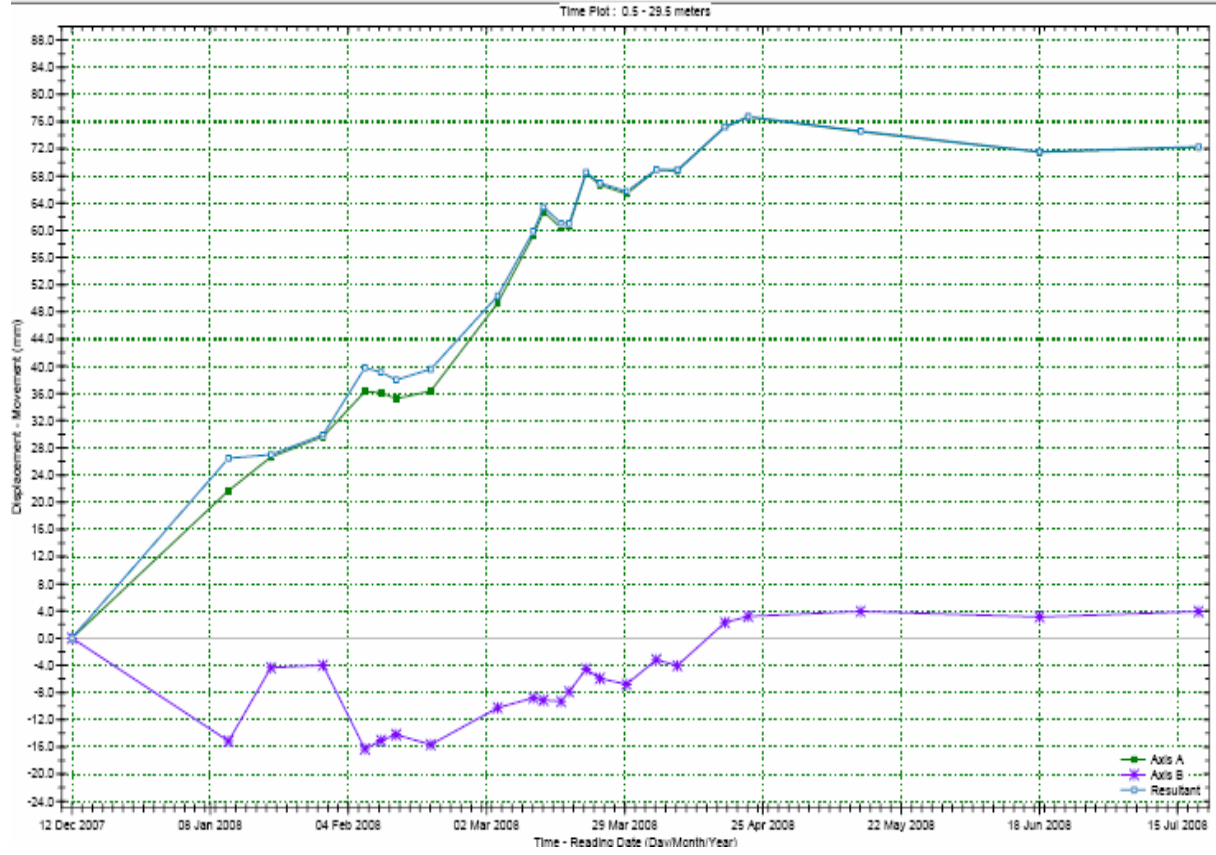
Şekil 8.5 Toplam deplasmanlar grafiği

Deplasman – Zaman Grafiği (Time Plot)

Deplasman – Zaman Grafiği referans ölçümlerinden sonra geçen zaman içinde meydana gelen deformasyonları gösteren grafik türüdür. Bu grafikte değişik derinlikler için zamana bağlı olarak deplasmanlar görülebilmektedir (Şekil 8.6).

Borehole : Int-1
 Project : İL ÖZEL İDARE BİNASI VE İL GENEL MECLİSİ İNŞAATI-AKISARAY AA GRUP PİLOT YAPI
 Location : AKISARAY
 Northing :
 Easting :
 Collar : 40cm
 Collar Elev : 0.0 meters

Spiral Correction : N/A
 Movement Depth : 0.5 - 29.5 meters
 Borehole Total Depth : 29.5 meters
 North Groove Azimuth :
 Latest Reading : 2008 Jul 20 01:14
 Initial Reading : 2007 Dec 12 21:54
 Axis A Azimuth : 0.0 degrees



Şekil 8.6 Alınan ölçümler sonucunda oluşan deplasmanların Deplasman-Zaman grafiği ile gösterimi.

9. PLAXIS PROGRAMI

9.1 Sonlu Elemanlar Yöntemi ve Programın Tanıtımı

Jeolojik ortamların analizinde, ortamın karmaşık oluşu ve davranışının çok çeşitli etkenlere bağlı olması nedeni ile genellikle ampirik bağıntılardan yararlanılmaktadır. Bu durum özellikle nümerik yöntemlerin ve bilgisayarların gelişmediği dönemlerde daha yaygın kullanılmıştır. Geoteknik mühendisliğinin çoğu uygulamasında, geliştirilen bu bağıntıların kullanılması ile yapılan analizler genelde yaklaşık sonuçlar vermekle birlikte bazen gerçek değerlerden çok uzak sonuçlar verebilmektedir.

Geoteknik problemlerin analizinde aynı anda birçok farklı karakteristik özelliği göz önünde bulundurmak oldukça zordur. Ele alınan her bir ampirik bağıntı yeni kabulleri gerektirmekte buda problemde gerçek çözümden uzlaşılmasına neden olmaktadır. Bu nedenle jeolojik ortamlar bir sürekli ortam gibi düşünülerek çeşitli etkiler karşısındaki davranışı için fiziksel bir temele dayanan teoriler ileri sürülmüştür. Bu konuya Terzaghi (1943) önderlik etmiş ve geliştirdiği konsolidasyon teorisi geoteknik mühendisliğinde bu esasa dayanan önemli bir örnek olmuştur. Geliştirilen bu teoriler genel olarak matematiksel olarak diferansiyel denklemlerden meydana geldiğinden kapalı çözümlere ulaşmak için bir takım basit kabuller yapmak gerekmektedir. Bu yaklaşım çoğu pratik durumlar için yeterli çözümü sağlamasına karşın jeolojik ortamların homojen olmayan yapısı, non-lineer malzeme davranışı, gelişigüzel geometrisi, içerisindeki süreksizlikler, malzeme özelliklerinin zaman ve ortamla değişimi v.b karmaşık özellikler nedeniyle problemin gerçekçi çözümlere ulaşmasına olanak vermemektedir. Bu nedenle geomekanik problemlerin analizinde yukarıda adı geçen faktörlerin birçoğunu aynı anda göz önüne alan nümerik yöntemler geliştirilmiş olup bunların çoğu yukarıda söz edilen teorilerin matematiksel ifadesi, diferansiyel denklemleri çözümünde nümerik analiz yöntemlerinin uygulamasıdır (Çil, 2007).

Sonlu elemanlar yöntemi nümerik analiz yöntemleri arasında bilgisayar yazılımı için en uygun formülasyona sahiptir. Bunun nedeni, karmaşık sınır koşulları ve non-liner malzeme

davranışı homojen olmayan malzemeler gibi zor ve karmaşık problemlerin çözümünde sistematik bir programlamaya müsaade etmesidir. Diğer yandan bu yöntem mühendisliğin çok geniş bir alanında sınır değer problemlerine uygulanabilmektedir (katı cisim mekaniği, termoelastisite, termodinamik, akışkanlar mekaniği v.b), (Berilgen, 1996).

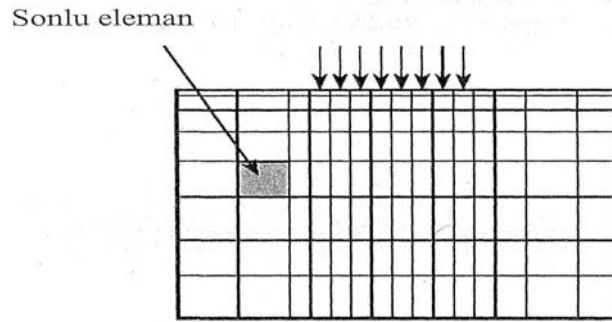
Sonlu elemanlar yöntemi, sürekli bir sistemi problemin karakterine uygun sonlu elemanlara ayırarak, elde edilen elemanlar üzerinde iç ve dış kuvvetlerin enerjisinin minimum olması ve sonra bu elemanların sınır koşulları, sisteme ait özellikler, dış yüklerin sürekli veya ani değişimleri kolayca gözönüne alınabilmektedir. Ayrıca sürekli sistemin tipik bölgelerinde eleman boyutları küçültülerek o bölgenin daha ayrıntılı incelenmesi mümkün olmaktadır. Bu yöntemin diğer bir avantajı ise sınır şartlarının problemin çözüm sırasına göre en son adımda hesaplara dahil edilmesidir. Böylece çeşitli sınır şartlarını probleme uygularken başlangıçtaki yoğun hesapların tekrarına gerek kalmamaktadır. Geoteknik mühendisliği uygulamalarında sonlu elemanlar analizlerinde gerçek durumu modelleyebilmek açısından adım adım (aşamalı yükleme, aşamalı kazı) yapılmaktadır. Analizin adımlar halinde yapılabilmesi iki önemli avantaj sağlamaktadır,

- i) Analizlerde dolgu yerleştirilmesi veya kaldırılması durumunda, geometri her bir adımda değişmektedir. Geometrideki değişim sonlu elemanlar ağına eleman ekleyerek veya kaldırarak modellenebilmektedir.
- ii) Analizlerde, zemin kütlesi içinde gerilmelerin değişimi sonucu her bir yükleme kademesinde zemin özellikleri değişmektedir (Çetin, 2001).
- iii) Sonlu elemanlar analizlerinde izlenen işlem sırası aşağıda belirtilmiştir.

- Eleman seçimi ve ortamı elemanlara ayırma,
- Yaklaşım modeli (veya fonksiyonu) seçimi,
- Malzeme bünye davranışı,
- Eleman denklemlerinin elde edilmesi,
- Eleman denklemlerinin birleştirilerek sistem denklemlerinin elde edilmesi,
- Sistem denklemlerinin çözülerek birincil bilinmeyenlerin bulunması,
- Birincil bilinmeyenlerden ikincil bilinmeyenlerin hesaplanması,
- Sonuçların yorumu şeklinde belirtilebilir.

Geoteknik mühendisliği problemlerinde sonlu elemanlar analizleri sonucunda gerilmeler, yanal ve düşey hareketler, boşluk suyu basınçları ve zemin suyu akışı v.b belirlenmektedir. Zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışı non-lineer olduğundan geoteknik mühendisliği sonlu elemanlar analizlerinde bu davranışın modellenmesi gerekmektedir. Bu amaçla yapımdan önceki başlangıç gerilme durumu, zeminin non-liner gerilme şekil değiştirme ve mukavemet özellikleri ile yükleme aşamaları arasındaki bekleme süreleri analizlerde gerçek duruma yakın olarak belirtilmektedir.

PLAXIS programı geoteknik mühendisliği problemlerinin nümerik analizi için geliştirilmiş bir sonlu elemanlar programıdır. Sonlu elemanlar yöntemi ise diferansiyel denklemlerle ifade edilen mühendislik problemlerinin analizi için geliştirilen nümerik bir çözüm yöntemidir. Sürekli bir ortam sonlu elemanlara bölünerek denklemler bir eleman için yazılır ve integre edilerek sistem denklemleri elde edilir. Sonuçta sürekli bir ortam için göz önüne alınan diferansiyel denklem lineer bir denklem takımına indirgenir (Şekil 9.1).



Şekil 9.1 Sonlu eleman gösterilişi

PLAXIS programı, grafik bilgi girişine olanak sağlayan bir giriş programı olmasının yanında analizlerin gerçekleştirildiği hesap programı ve analiz sonuçlarına grafik olarak sergileyebilen çıkış programı ile elde edilen sonuçlarla ilgili istenilen eğrilerin oluşturulmasına olanak sağlayan eğri programından oluşmaktadır. Program geoteknik mühendisliğinin projelerinin tasarımında ihtiyaç duyulan deformasyon ve stabilite analizlerini gerçekleştirebilecek şekilde geliştirilmiştir. Uygulanan sonlu elemanlar formülasyonunda deplasman (yer değiştirme) yöntemi kullanılmıştır, yani deplasmanlar esas bilinmeyen olarak kabul edilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemine göre, bir sürekli ortam birçok elemana ayrılır ve her bir eleman

üzerindeki düğüm noktaları bir serbestlik derecesine sahiptir. Deformasyon teorisinde serbestlik derecesi yer değiştirme bileşenlerine karşılık gelir. Bir eleman içerisindeki yer değiştirme vektörü $\{u\}$ ile, herhangi bir noktada $\{u\}$ deplasmanlarının düğüm noktasındaki ifadesi $\{v\}$ ile, şekil fonksiyonlarını içeren matris ise $[N]$ ile gösterilir (Çetin, 2001).

9.2 Sonlu Eleman Yönteminde Analiz Adımları :

9.3 Programın Genel Özellikleri

Plaxis 8.2 paket programı geoteknik mühendisliğinde kullanılmak üzere tasarlanmış bir sonlu elemanlar programıdır. Programın analizlerinde yapının kademeli olarak inşaatı göz önünde bulundurulabilmektedir ve bu nedenle program arazide adım adım inşa edilen derin destekli kazıların analizi için oldukça uygundur (Çil, 2007).

Bu tez çalışmasında analizler zemin mekaniği problemlerinin analizinde çok yaygın olarak kullanılan Mohr-Coulomb modeli ile yapılmıştır. Bu modelde plastik davranışı modellemek için c (kohezyon), ϕ (içsel sürtünme açısı) ve ψ (genleşme açısı) kullanılmaktadır.

9.4 Genel Modelleme Özellikleri

Analiz edilecek her yeni proje için ilk olarak geometri modelini oluşturmak gereklidir. Noktalardan, çizgilerden ve hücrelerden oluşan geometri modeli gerçek bir problemi temsil eder. Bir geometri modeli, farklı zemin tabakalarını, yapısal elemanları, inşa aşamalarını ve yükleri kapsamalıdır. Problemin sonuçlarını etkilememesi için seçilen modelin sınırları yeterince geniş olmalıdır.

Elemanlar:

Ağın oluşturulması sırasında, hücreler üçgen elemanlara ayrılırlar. PLAXIS' te varsayılan üçgen eleman 15-düğümlü elemanıdır. Ek olarak, 6-düğüm noktalı üçgen elemanlar mevcuttur. Kullanıcı aynı sonlu elemanlar ağında 15- düğüm noktalı elemanların 6-düğüm noktalı elemanlara nazaran daha detaylı ve daha esnek fakat bu elemanlara göre

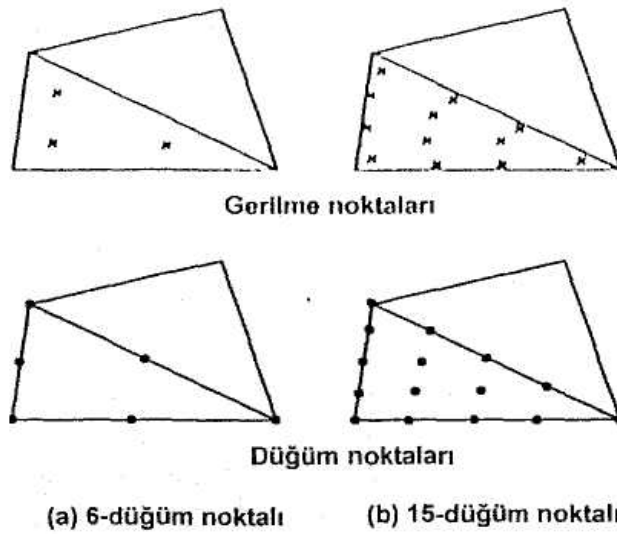
hesabın çok daha fazla zaman aldığını bilmelidir.

Düğüm Noktaları:

15-düğüm noktalı üçgenler 15 düğüm noktasından, 6-düğüm noktalı üçgenler ise 6 düğüm noktasından oluşur. Elemanlar üzerinde düğüm noktalarının dağılımı Şekil 9.2’de gösterilmiştir. Sonlu elemanlar hesabı esnasında, deplasmanlar düğüm noktalarında hesaplanır. Düğüm noktaları yük-deplasman eğrilerini oluşturmak için önceden seçilebilir.

Gerilme noktaları:

Deplasmanların tersine, gerilmeler düğümler yerine her bir Gauss-noktasında (veya gerilme noktaları) hesaplanmıştır. Şekil 9.2’de görüldüğü gibi 15-düğüm noktalı üçgen eleman 12 gerilme noktasına sahiptir ve şekilde gösterilen 6-düğüm noktalı üçgen eleman 3 gerilme noktasına sahiptir. Gerilme noktaları gerilme izlerini veya gerilme şekil değiştirme eğrilerini oluşturmak için önceden seçilebilir.



Şekil 9.2 Gerilme Noktaları ve Düğüm Noktaları

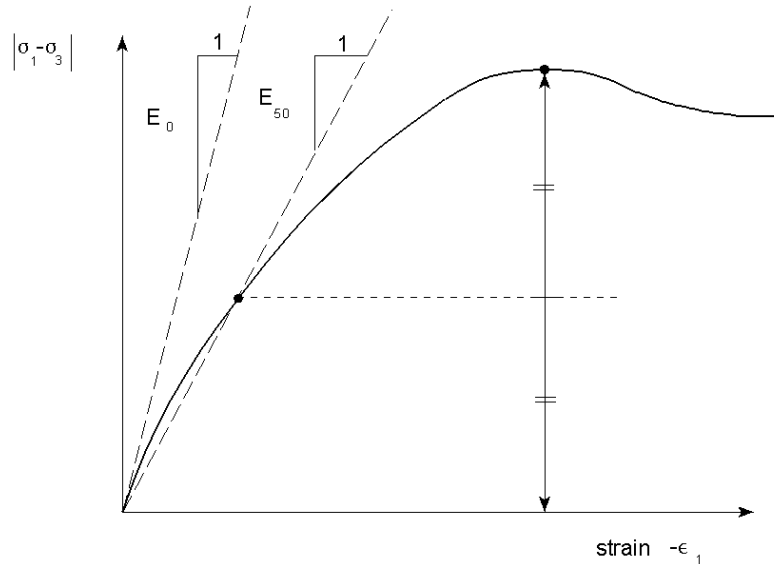
9.5 Sonlu Elemanlar Yönteminde Dikkat Edilmesi Gereken Noktalar

- i) Başlangıç gerilme durumu,
 - ii) Elasto-plastik malzeme,
 - iii) Drenajlı-Drenajsız davranış
- Efektif gerilme analizi
 - Boşluk suyu basıncı

- 4) Anizotropi
- 5) Karmaşık sınır ve başlangıç koşulları

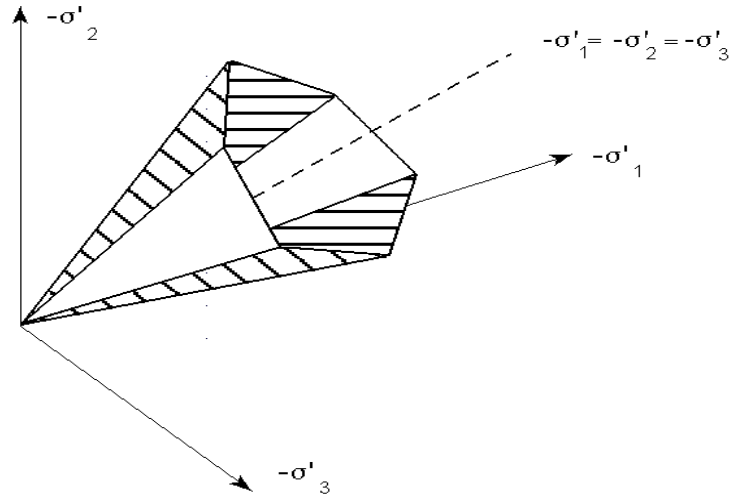
9.6 Mohr-Coulomb modeli

Nümerik analizlerde Mohr-Coulomb modeli kullanılmıştır. Bu modelde plastik davranışı modellemek için üç zemin parametresi c' (kohezyon), ϕ' (içsel sürtünme açısı), ψ (genleşme açısı) ve elastik davranışı modellemek için ise E' (elastisite modülü) ve ν' (Poisson oranı) kullanılmaktadır. Geleneksel üç eksenli deneylerde genellikle gerilme-şekil değiştirme eğrisinin başlangıç eğimi başlangıç rijitlik modülü E_0 ve deviator gerilmenin %50'sine karşılık gelen rijitlik modülü ise Secant modülü olarak E_{50} şeklinde Şekil 9.3 'de gösterilir.



Şekil 9.3 Üç eksenli deneylerde sonucu olan gerilme-şekil değiştirme eğrisinde E_0 ve E_{50} değerlerinin bulunuşu

Bu modelde iki basitleştirme yapılmıştır, birincisi sabit bir Elastisite modülünün kullanılması diğeri ise zeminin göçtükten sonra limitsiz genleşme eğiliminde olmasıdır. Gerçek davranışta, zemin göçtükten sonra, zemin boşluk oranı kritik bir değere ulaşmakta ve genleşme sona ermektedir. Analizlerde aşamalı yüklemeden dolayı rijitlik modülündeki değişim plastik potansiyel fonksiyonundaki efektif gerilme değerlerinin değişimi ile hesaba katılmıştır. Şekil 9.4'da asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi ($c=0$) gösterilmiştir.



Şekil 9.4 Asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi ($c=0$)

10. UYGULAMADAN BİR ÖRNEK - İSTANBUL ANEL İŞ MERKEZİ İKSA PROJESİ

10.1 Proje Hakkında Genel Bilgiler

Bu tez çalışmasında, İstanbul'un Ümraniye ilçesi, Hekimbaşı Caddesi sınırları dahilinde yer alan 48 Pafta,874 Ada,99 nolu parselde, 6 bodrum kat üzerine 12 normal kat olarak inşa edilen iş merkezinin iksa uygulaması incelenmiştir. Kazı alanı 8755 m² dir. Sahadaki zemin kotları 145,4m ile 140,5m arasında değişmektedir. Kazı derinliği ise 21,8 m ila 26,7 m arasında değişmektedir. Derin kazıda fore kazıklı ve mini kazıklı, ankraj destekli iksa sistemi uygulanmıştır. Projedeki başlıca imalatlar Çizelge 10.1'de ve İksa vaziyet planı Şekil 10.1'de gösterilmiştir.

Çizelge 10.1 Projedeki başlıca imalatlar

İŞİN TANIMI	BİRİM	İMALAT MİKTARI
Q65 cm ÇAPINDA FORE KAZIK YAPILMASI (0-30 M. BOYUNDA)	m	6571,820
Q25 cm ÇAPINDA MİNİ KAZIK YAPILMASI (0-30 M. BOYUNDA)	m	1567,500
(3X0.6") ÖNGERİLMELİ ANKRAJ YAPILMASI (HER UZUNLUKTA)	m	6004,000
(4X0.6") ÖNGERİLMELİ ANKRAJ YAPILMASI (HER UZUNLUKTA)	m	17785,000
(5X0.6") ÖNGERİLMELİ ANKRAJ YAPILMASI (HER UZUNLUKTA)	m	6034,000
(6X0.6") ÖNGERİLMELİ ANKRAJ YAPILMASI (HER UZUNLUKTA)	m	0,000
ANKRAJLI PERDE KALIBI YAPILMASI	m ²	1297,090
BAŞLIK KİRİŞİ KALIBI YAPILMASI	m ²	379,960
KUŞAK KİRİŞİ KALIBI YAPILMASI	m ²	1861,730
8-26mm lik nervürlü beton çelik çubuğunun bükülmesi ve yerine konması	ton	531,650
ÇELİK HASIRIN YERİNE YERİNE KONMASI	ton	11,359
BARBAKAN KONULMASI	m	44,000

10.2 İnceleme Alanının Jeolojisi ve Laboratuvar Deneyleri

10.2.1 Genel Jeoloji

Yapılan sondajlar sonucunda, inceleme alanının jeolojisinin Kurtköy formasyonu olarak bilinen, başlıca arkoz nitelikli kırıntılı kayalardan oluştuğu belirlenmiştir. Arkoz birimi, altta taban çakıltası düzeyi ile başlayan ve arkoz olarak devam eden Siluriyen son yaşta “ Quarzite – Serie” içinde olduğu tanımlanmıştır. Kurtköy Formasyonu başlıca açıkli koyulu mor – eflatun renkli, kil, kum, mil ve çakıl boyutunda gereci kapsayan arkoz bileşimli kırıntılı kayalardan oluşur. İstifin alt kesiminde kumtaşı ara katkıtı ince laminalı kıltaşı – miltaşı. Üst kesiminde ise değişik boyutlarda çakıltası mercekleri ve ara düzeylerini kapsayan, kıltaşı - miltaşı ara katkılı kaba kumtaşı egemendir. Formasyonun egemen kaya türünü oluşturan kumtaşı, mor - eflatun, yer yer yeşilimsi kül rengi, orta kalın katmanlıdır; orta zayıf boylanma, yer yer derecelenme, koşut ve çapraz laminalanma gösterir.

Yuvarlanmış – yarı yuvarlanmış kuvars, kuvarsit, chert, metamorfit ve feldspatlı kaya kırıntıları, mafik mineral, değişen oranda mika pulları ve yaşıt kıltaşı – miltaşından türemiş kırmızımsı renkli köşeli, yarı köşeli formasyon içi çakılları kapsar. Taneler killi hamur ve daha az oranda silisli çimento ile tutturulmuştur. Yüksek oranda feldispat vb. dayanımsız bileşen içeriğinden dolayı kolay ayrışır (Temeltaş, 2007)

10.2.2 Projenin Tanıtımı

İş merkezi sahasında, Temeltaş İnşaat San. ve Tic. A.Ş tarafından Nisan-Mayıs 2007 içerisinde 5 adet zemin araştırma sondajı yapılmıştır. Sondaj vaziyet planı ve sondaj logları EK 1’de gösterilmiştir. Sondaj derinlikleri 34 ila 37 m arasında değişmektedir. Ayrıca inceleme alanında 2 serim sismik kırılma deneyi ölçümü yapılmıştır. Sondajlardan elde edilen zemin örnekleri üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri ve jeofizik deneyler sonucu elde edilen sonuçlar bir arada değerlendirildiğinde, zemin profili aşağıdaki gibi idealize edilmiştir.

10.2.3 Kontrolsüz Dolgu

Sondajlarda, zemin yüzeyinde kalınlığı 1 – 3 m arasında değişen, yakın dönemde oluşmuş kil boyutundan çakıl boyutuna kadar malzemeler dolgu tabakası mevcuttur. Dolgu zemin parametreleri Çizelge 10.2 ‘de belirtilmiştir.

Çizelge 10.2 Dolgu tabakasına ait mühendislik parametreleri

Doğal Birim Hacim Ağırlık	$\gamma_n = 17 \text{ kN/m}^3$
Efektif İçsel Sürtünme Açısı	$\phi = 28^\circ$
Efektif Kohezyon	$c = 0 \text{ kPa}$
Elastisite Modülü	$E_s = 18.0 \text{ MPa}$

10.2.4 Kumtaşı-Kiltaşı-Silttaşı Tabakası (Ayrışmış Grovak)

Kontrolsüz Dolgu biriminin altında, yaklaşık 2,5 m ila yer yer 20 metreye varan, Trakya formasyonu olarak bilinen ince tabakalı ve şeyllerden oluşan sarımsı kahverengi kumtaşı-kiltaşı-silttaşı birimi bulunmaktadır. Bu zemine ait zemin parametreleri Çizelge 10.3’de verilmiştir.

Çizelge 10.3 Kumtaşı-Kiltaşı-Silttaşı tabakasına ait mühendislik parametreleri

Doğal Birim Hacim Ağırlık	$\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$
Efektif İçsel Sürtünme Açısı	$\phi = 37^\circ$
Efektif Kohezyon	$c = 0 \text{ kPa}$
Elastisite Modülü	$E_s = 130.0 \text{ MPa}$

10.2.5 Arkoz Tabakası

Trakya Formasyonunun’un altında ise çalışma alanında taban kayası olan, Kurtköy

Formasyonu üyesi olarak bilinen, mor renkli ince tabakalı, çok çatlaklı arkoz ile koyugri-yeşil renkli, çatlaklı kumtaşı (ARKOZ) birimi bulunmaktadır. Bu tabakanın zemin parametreleri Çizelge 10,4’de belirtilmiştir.

Çizelge 10.4 Arkoz tabakasına ait mühendislik parametreleri

Doğal Birim Hacim Ağırlık	$\gamma_n = 22 \text{ kN/m}^3$
Efektif İçsel Sürtünme Açısı	$\phi = 40^\circ$
Efektif Kohezyon	$c = 0 \text{ kPa}$
Elastisite Modülü	$E_s = 300.0 \text{ MPa}$

İnceleme sahasında yapılan araştırma sondajlarında ölçülen su seviyesinin 14,30m – 18,00 m arasında değişim gösterdiği belirtilmiştir. Ancak ölçülen bu su seviyelerinin statik su seviyeleri olmadığı, sirkülasyon suyu yada düşük debili yüzeysel sular olduğu belirtilmiştir. İksa kademelerinin ilerleyen evreleri sonucunda, yeraltı su seviyesinin kazı taban derinliğinin de altında olduğu belirlenmiştir (Şekil 10.2).



Şekil 10.2 İksa çalışmasından bir görünüş

Yapılan sondaj çalışmalarında, shelby ve karot ile elde edilen numuneler üzerinde doğal birim hacim ağırlık, tek ve üç eksenli basınç deneyleri, elek analizi, Atterberg Limitleri tayini ve nokta yükleme deneyleri yapılmıştır. Bu deney sonuçlarından yararlanılarak zemin ve kaya biriminin özellikleri belirlenmiştir

Kayaçlar da yapılan nokta yükleme deneylerinin sonuçları Çizelge 10.5’de özetlenmiştir.

Çizelge 10.5 Nokta yük dayanımı

No	Sondaj No	Derinlik (m)	Numune Çapı (mm)	Kırılma Yükü (kN)	I_{s50} (kg/cm ²)	Tabii Birim Hacim Ağırlık (t/m ³)
1	SK-1	13.00	22.0	0.6	12.6	2.27
2	SK-2	13.00	26.0	2.9	46.4	2.45
3	SK-2	24.00	37.0	8.0	56.8	2.54
4	SK-3	28.00	34.0	4.2	30.3	2.38
5	SK-4	24.50	25.0	2.2	27.8	2.35
6	SK-4	34.00	25.0	2.6	50.4	2.24
7	SK-5	27.00	23.0	3.1	61.1	2.56

Kayaçlarda nokta yükleme değeri (I_s) ile tek eksenli basınç dayanımı (q_u) arasında; $q_u = C \times I_s$ şeklinde bir bağıntı vardır. Bu bağıntıda C katsayı, I_s ise nokta yük dayanımı değeridir. C katsayısı kayanın çatlaklı yapısına göre değişen ve genelde tek eksenli basınç deneyleri ile korele edilerek bir projedeki kaya birimler için tespit edilen katsayıdır. Çok çatlaklı olmayan kaya birimleri için pratik amaçlar için $C=24$ alınabilmektedir.

(SK-1) Tek eksenli basınç dayanımı $q_u = C \times I_s = 24 \times 12,6 = 302,4 \text{ kg/cm}^2$

(SK-2) Tek eksenli basınç dayanımı $q_u = C \times I_s = 24 \times 46,4 = 1113,4 \text{ kg/cm}^2$

(SK-2) Tek eksenli basınç dayanımı $q_u = C \times I_s = 24 \times 56,8 = 1363,2 \text{ kg/cm}^2$

(SK-3) Tek eksenli basınç dayanımı $q_u = C \times I_s = 24 \times 30,3 = 727,2 \text{ kg/cm}^2$

(SK-4) Tek eksenli basınç dayanımı $q_u = C \times I_s = 24 \times 27,8 = 667,2 \text{ kg/cm}^2$

(SK-4) Tek eksenli basınç dayanımı $q_u = C \times I_s = 24 \times 50,4 = 1209,6 \text{ kg/cm}^2$

(SK-5) Tek eksenli basınç dayanımı $q_u = C \times I_s = 24 \times 61,1 = 1466,4 \text{ kg/cm}^2$

Tek Eksenli Basınç dayanımına göre kayaçların sınıflandırılması Çizelge 10.6'da gösterilmiştir. Bu sınıflandırmaya göre proje sahasındaki kayaçların düşük-yüksek dayanımlı kayaç sınıfında olduğu görülmektedir.

Çizelge 10.6 Tek Eksenli Basınç dayanımına göre kayaçların sınıflandırılması
(Deere ve Miller, 1966)

Sınıf	Dayanım	Serbest Basınç Dayanım Değeri (kg/cm ²)
A	Çok Yüksek	> 2200
B	Yüksek	1100 – 2200
C	Orta	550 – 1100
D	Düşük	275 – 550
E	Çok Düşük	< 275

Zemin numuneleri üzerinde yapılan Atterberg deneyi sonuçları Çizelge 10.7’de gösterilmiştir.

Çizelge 10.7 Atterberg deney sonuçları

Sondaj Bilgileri			Dane Çapı Dağılımı		Atterberg Limitleri			Tabii Su Muhtevası
Sondaj No		Derinlik (m)	No.4 Elekten Geçen (%)	No.200 Elekten Geçen (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	w _n (%)
SPT3	SK-1	4,50-4,80	4,45	77,68	34	23	11	15,5
SPT4	SK-1	6,00-6,20	15,17	62,74	41	26	16	22,6
SPT5	SK-1	7,50-7,80	2,39	50,26	34	17	17	14,3
SPT	SK-2	4,50-4,95	3,66	36,97	33	17	17	15,6
SPT	SK-2	6,00-6,45	0,86	75,28	34	18	16	19,8

Bu değerlere göre üst kısımda yer alan koyu sarı – pembe renkli killi KUM/kumlu Kil’in Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine (USCS) göre CL (düşük plastisiteli kil) grubuna girdiği belirlenmiştir (Temeltaş, 2007)

10.3 İksa Sistemi ve Plaxis-İnklinometre Değerlerinin Karşılaştırılması

10.3.1 İksa sistemi

Bu tez çalışması kapsamında incelenen, Anel İş Merkezi inşaatı kapsamında kazı derinliği 21,8 m ila 26,7 m arasında değişen iksa sistemi tasarlanmıştır. İksa sistemi dört cepheli olarak inşaa edilmiştir. Bu cephelerde fore kazık ve mini kazık perdeler, öngermeli ankrajlar ile iksa sistemi oluşturulmuştur. Bu tez kapsamında incelenen projede ilk olarak ankraj taşıma kapasiteleri hesaplanmıştır. Tasarımda Bölüm 5’de Şekil 5.5’de gösterilen tasarım kriterlerine uyulmuştur. Potansiyel göçme yüzeyinin yatayla yaptığı açı $\alpha = 45^\circ + \phi/2 = 45^\circ + (37/2) =$

64° dir. Ankraj kök bölgelerinin, potansiyel göçme yüzeyinden (H/5) veya en az 2 m uzaklıktadır ve ilk ankrajın kök derinliği zemin yüzünden kök orta noktasına kadar en az 4,5 m olarak tasarlanmıştır (Şekil 5.5).

Tüm kesitlerde ankraj boyları güvenlik koşullarını sağlayacak şekilde seçilmiştir. Yatayla 15° açı yapacak şekilde imalatı yapılan öngermeli ankrajların boyları 16 m – 27 m arasında değişmektedir. İksa sistemindeki ankrajların kökleri grovak ve arkoz birimi içinde yer almaktadır. Kökü ayrıışmış grovak içinde yer alan ankrajların maksimum taşıyabileceği öngörme yükü Çizelge 5.2’den yararlanarak hesaplanmıştır.

Ayrıışmış grovak zeminlerde daha önce yapılan çalışmalarda ankraj kök bölgesi için birim sürtünme direnci 450 kPa olarak belirlenmiştir (Eyigün,2001). Bu değer kullanılarak L=8 m boyundaki ankraj kökünün taşıyabileceği maksimum yük;

$$T = \pi \times d_s \times L_o \times \delta \text{ ise } T_{\max} = (3,14 \times 0,140 \times 8 \times 365) = 158 \text{ ton.}$$

Güvenli ankraj taşıma değeri, güvenlik sayısı $F_s=2$ alınarak,

$$T_{\max, F_s} = 158/2 = 79 \text{ ton dur.}$$

Projedeki düşey elemanlar fore kazık ve mini kazıklardan oluşmaktadır. Fore kazıklar $\phi 65$ cm çapında ve kazık aralıkları merkezden merkeze 80 cm - 120 cm olarak projelendirilmiş olup; mini kazıklar $\phi 25$ cm çapında ve merkezden merkeze 100 cm olacak şekilde teşkil edilmiştir. Kaya parçalarının fore ve mini kazıkların arasından dökülmesi sonucu meydana gelebilecek sorunların engellenmesi için çelik hasır ile kaplama yapılmıştır (Şekil 10.3).

Proje verilerinin sahada uygulanması sonucunda, her bir kazı kademesinde oluşabilecek yatay deplasmanları ölçmek ve kabul edilebilir sınırlar içerisinde olduğunu tespit etmek amacıyla, aletsel gözlemler yapılmıştır. Bu amaçla, kazı sahasında 6 adet, boyları 19,5 m ila 31,7 m arasında değişen inklinometre boruları yerleştirilmiştir.



Şekil 10.3 Kademeler arası çelik hasır ile kaplama

10.3.2 İksa Kesitleri ve Plaxis Analizleri

Projede inklinometrik ölçüm alınan dört kesit nümerik olarak modellenmiş ve sonuçları inklinometre ölçümleri ile karşılaştırılmıştır.

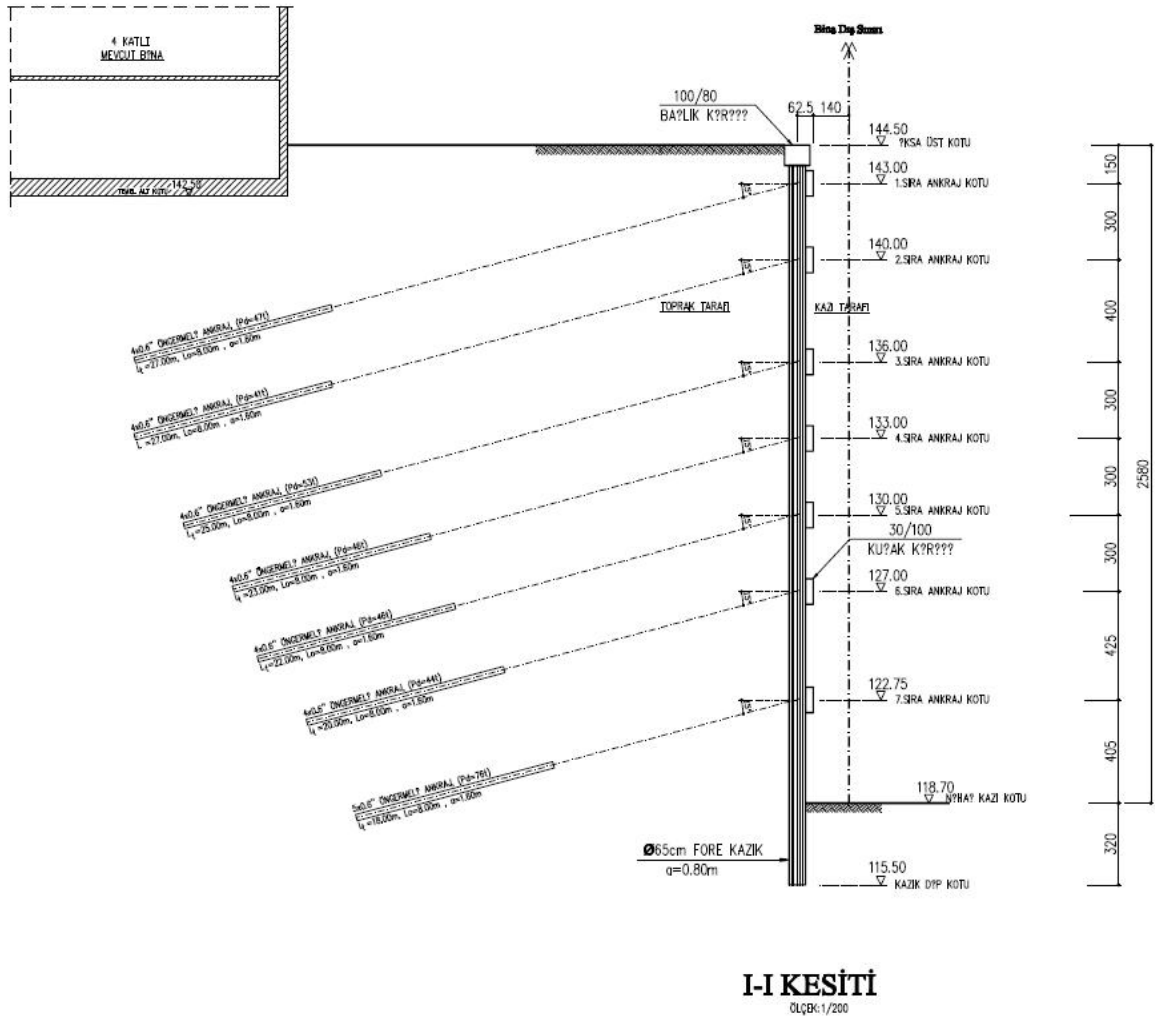
10.3.2.1 1 no'lu kesit

I – I kesiti, I - I' aksındaki, ankrajlı forekazık kesitidir. Proje kapsamında cephelere mevcut yapıların durumuna ve arsa sınır koşullarına bağlı olarak fore kazıklı – ankrajlı iksa sistemi tercih edilmiştir. Fore kazık ve ankrajlarla projelendirilen iksa sisteminde 65 cm çapında fore kazıklar merkezden merkeze 80 cm ara ile 144,50m kotundan 115,50m kotuna kadar 29 m olacak şekilde gerçekleştirilmiştir. Ankrajlar 15⁰'lik açı yapacak şekilde ve 0.6"/4 ve 0.6"/5 halatlı olarak dizayn edilmiştir. Kazı, 8 kademedede gerçekleştirilmiş olup; forekazık duvarı 7 ankraj ile desteklenmektedir. Nihai kazı kotu 118,70m dir. İksanın 20 metre uzağında 4 katlı bir bina mevcuttur. INK-1 numaralı inklinometre ölçümleri bu kesitte alınmıştır. Zemin profili olarak; zemin yüzünden yaklaşık 2,5 m derinliğe kadar dolgu, bu birimin altında 2,5 m' den, 24 m'ye kadar ayırmış grovak, 24 m ve devamında ise, arkoz birimi bulunmaktadır. Geoteknik tasarım parametreleri için seçilen zemin parametreleri Çizelge 10.8'de verilmiştir.

Çizelge 10.8 Proje Tasarım Parametreleri

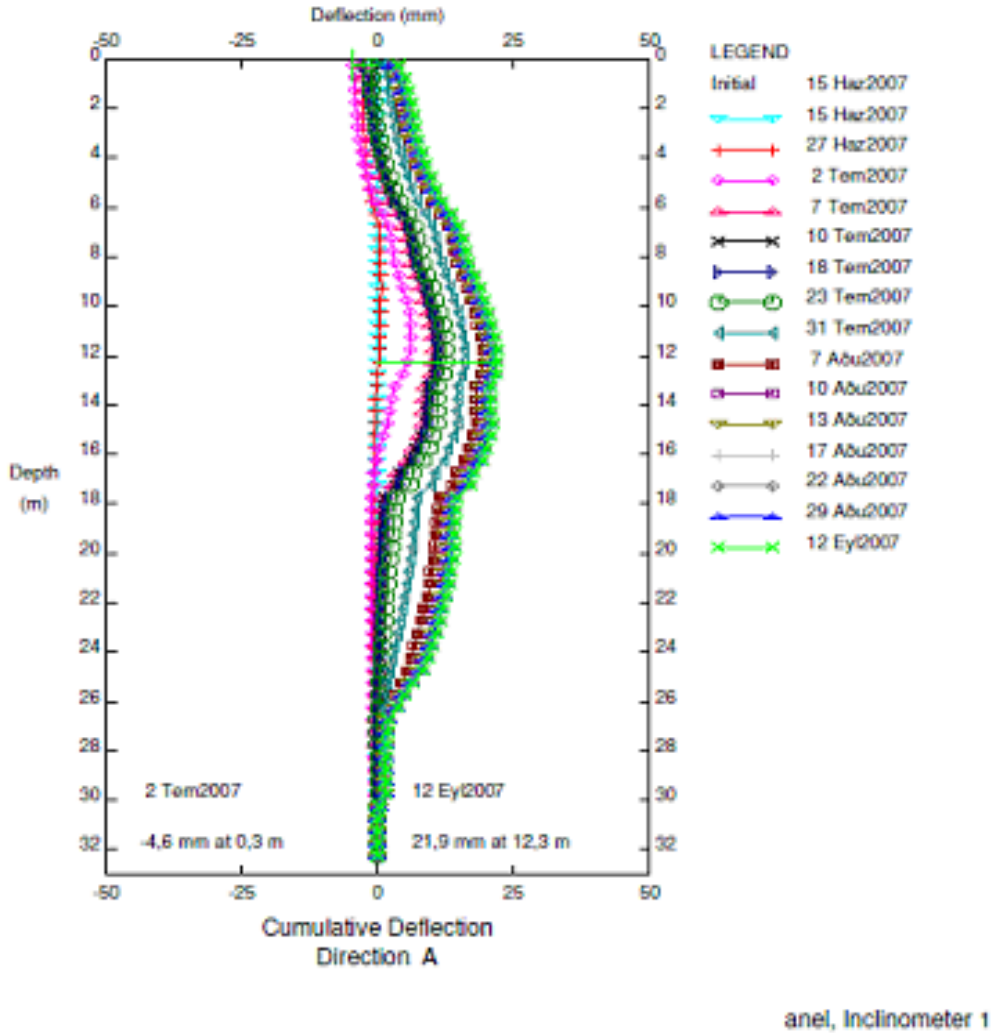
Zemin Tabakaları	Tabaka Kalınlığı (m)	Br. Hacim Ağırlığı γ (kN/m ³)	İçsel Sür. Açısı ϕ (°)	Kohezyon c (kPa)
Kontrolsüz DOLGU	Değişken	17,0	28	0
Killi KUM	Değişken	20,0	37	0
ARKOZ - KUMTAŞI Ardalanması	Değişken	22,0	40	0

I – I kazı kesiti ve yerleştirilen ankrajlar ve konumları Şekil 10.4’ de gösterilmiştir.



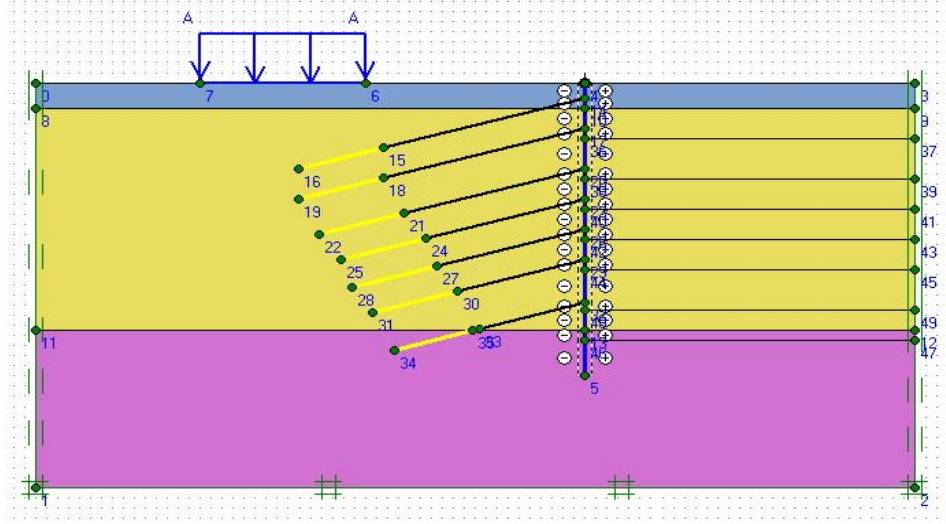
Şekil 10.4 I-I kesiti

Kesit I-I için Plaxis yazılımı kullanılarak yapılan analizler sonucunda iksa sistemindeki maksimum yatay deplasman değerinin 20 mm olacağı tahmin edilmiştir. Bu durumda; $\delta/H = 20\text{mm}/25800\text{mm} = \%0.0517$ olacaktır. İmal edilen ankrajların yatay aralığı 1.60 m aralıklı olup servis yükleri sırasıyla; 1. kademe = 470 kN, 2. kademe = 410 kN, 3. kademe = 530 kN, 4. kademe = 460 kN, 5. kademe = 460 kN, 6. kademe = 440kN, 7. kademe = 760 kN'dur. Yukarda verilen değerler neticesinde elde edilen Plaxis verilerinden gözlemlenebildiği gibi belirlenen parametrelerin gerçeğe çok yakın seçildiği sonucuna varılmıştır. İnklinometre ile elde edilen deplasman grafiğinde (Şekil 10.5), ölçülen nihai maksimum deplasmanın 21,9 mm olduğu belirlenmiştir.



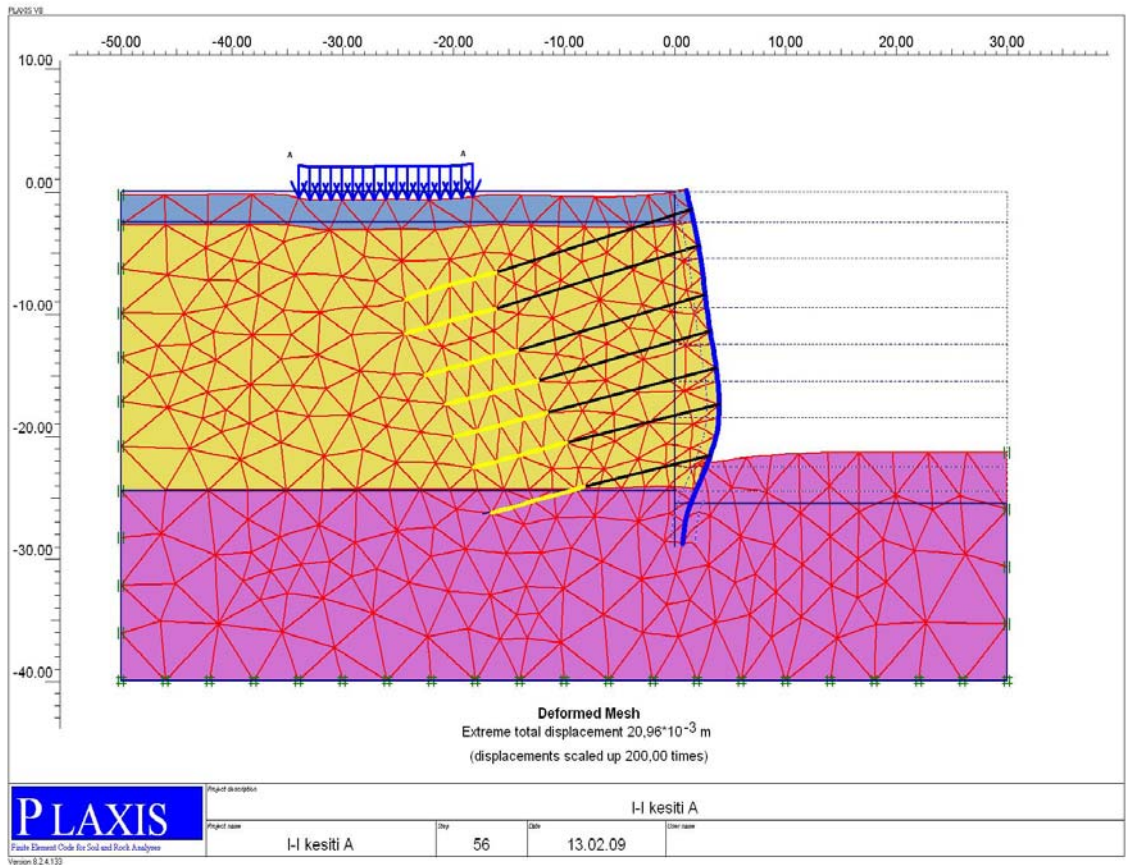
Şekil 10.5 I-I kesiti için ölçülen İnk 1'in deplasman-derinlik grafiği

I-I kesiti için yapılacak kazının Plaxis’de modellenmesi örnek olarak Şekil 10.6’da gösterilmiştir. Benzer modeller diğer kesitler için de oluşturulmuştur. Her bir kesitte nihai kazı derinliğine ulaşıldıktan sonra “phi/c reduction” analizi yapılarak kazının göçmeye karşı güvenlik değerleri hesaplanmıştır. Sonuçlar Çizelge 10.9’da gösterilmiştir.

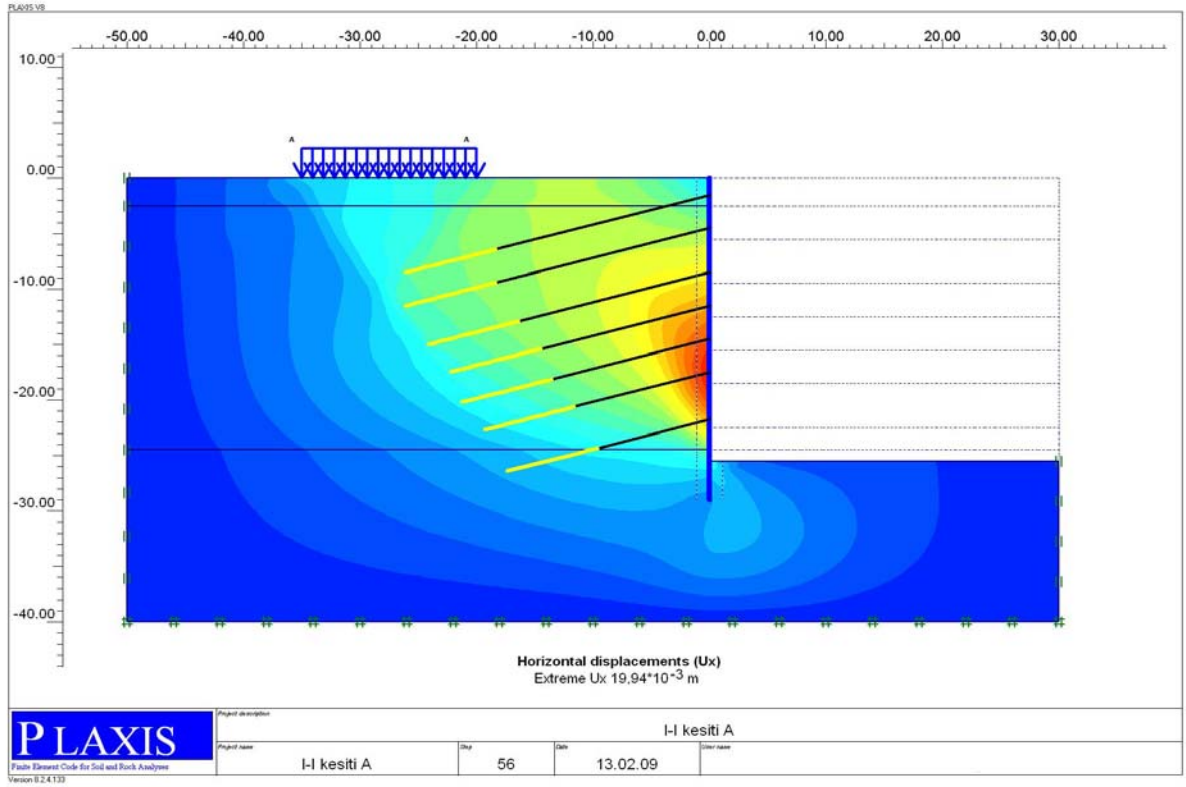


- (-15.5) m'ye kadar kazı yapılması
- 5 nolu ankrajın oluşturulup, proje yükü ile ön germesinin yapılması
- (-18.5) m'ye kadar kazı yapılması
- 6 nolu ankrajın oluşturulup, proje yükü ile ön germesinin yapılması
- (-22.5) m'ye kadar kazı yapılması
- 7 nolu ankrajın oluşturulup, proje yükü ile ön germesinin yapılması
- (-25.5) m'ye kadar kazı yapılması, şeklinde tanımlanmaktadır.

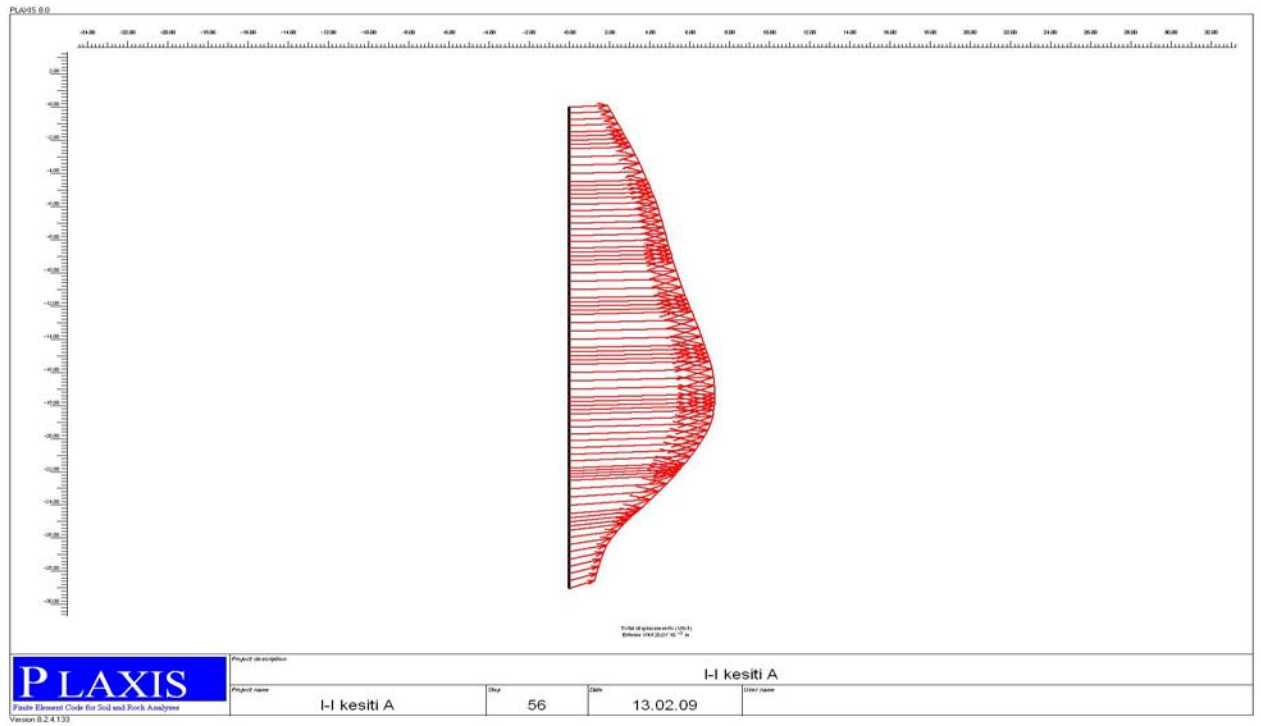
I-I kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen deplasmanlar Şekil 10.7.a,b,c'de gösterilmiştir.



Şekil 10.7a. I-I kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen toplam deplasmanlar

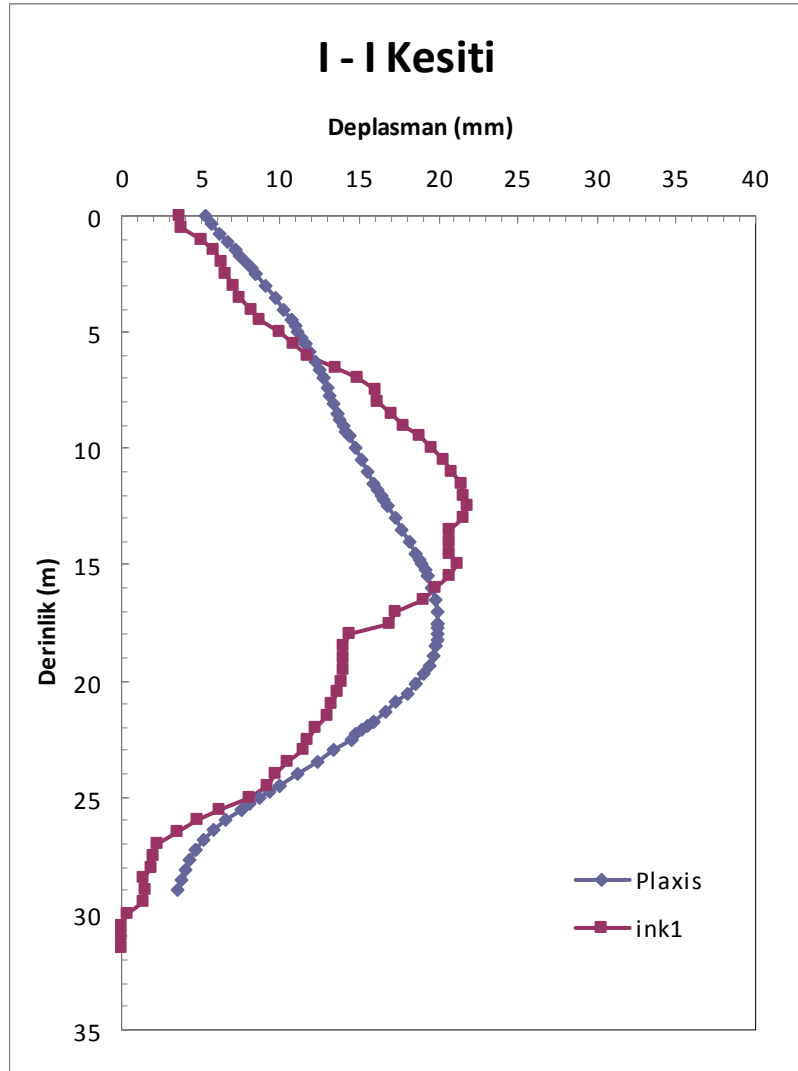


Şekil 10.7b. I-I kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen yanal yer değiştirmeler



Şekil 10.7c. I-I kesitinde iksa sisteminin yanal yer değiştirmesi

Plaxis’le yapılan nümerik analizden elde edilen deplasmanların derinlikle değişimi inklinometre ile ölçülen değerlerle karşılaştırılmıştır. (Şekil 10.8).

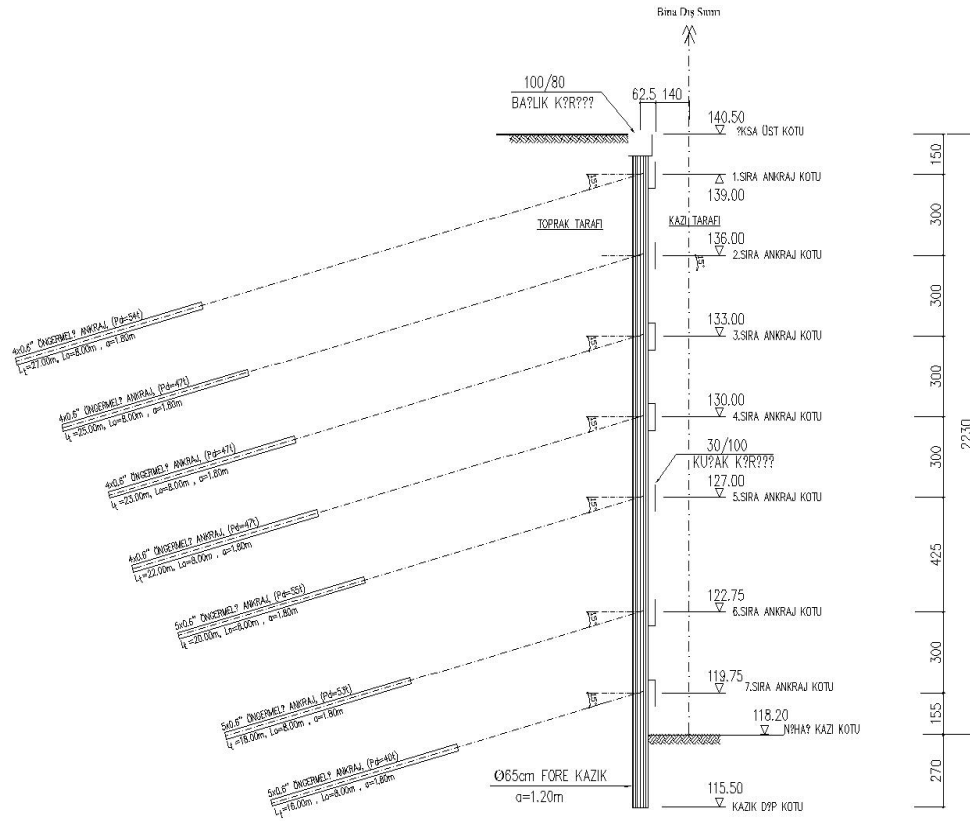


Şekil 10.8 İnklinometre-Plaxis’den elde edilen deplasman-derinlik değerlerinin karşılaştırılması

10.3.2.2 2 no’lu kesit

III – III kesiti, E-E’ aksındaki ankrajlı fore kazık kesitidir. Proje kapsamında cephelere mevcut yapıların durumuna ve arsa sınır koşullarına bağlı olarak fore kazıklı – ankrajlı iksa sistemi tercih edilmiştir. Fore kazık ve ankrajlarla projelendirilen iksa sisteminde 65 cm çapında fore kazıklar merkezden merkeze 120 cm ara ile 140,50m kotundan 115,50m kotuna kadar 25 m olacak şekilde gerçekleştirilmiştir. Ankrajlar yatayla 15⁰’lık açı yapacak şekilde

ve 0.6''/4 ve 0.6''/5 halatlı olarak dizayn edilmiştir. Kazı, 8 kademedede gerçekleştirilmiş olup; fore kazıklı duvar 7 ankraj ile desteklenmektedir. Nihai kazı kotu 118,20m dir. INK-5 numaralı inklinometre ölçümleri bu kesitte alınmıştır. Zemin profili olarak; zemin yüzünden yaklaşık 3 m derinliğe kadar dolgu, bu birimin altında ise 3 m' den, 20 m'ye kadar ayrılmış grovak, 20 m ve devamında ise, arkoz birimi bulunmaktadır. III – III kazı kesiti ve yerleştirilen ankrajlar ve konumları Şekil 10.9' da gösterilmiştir.



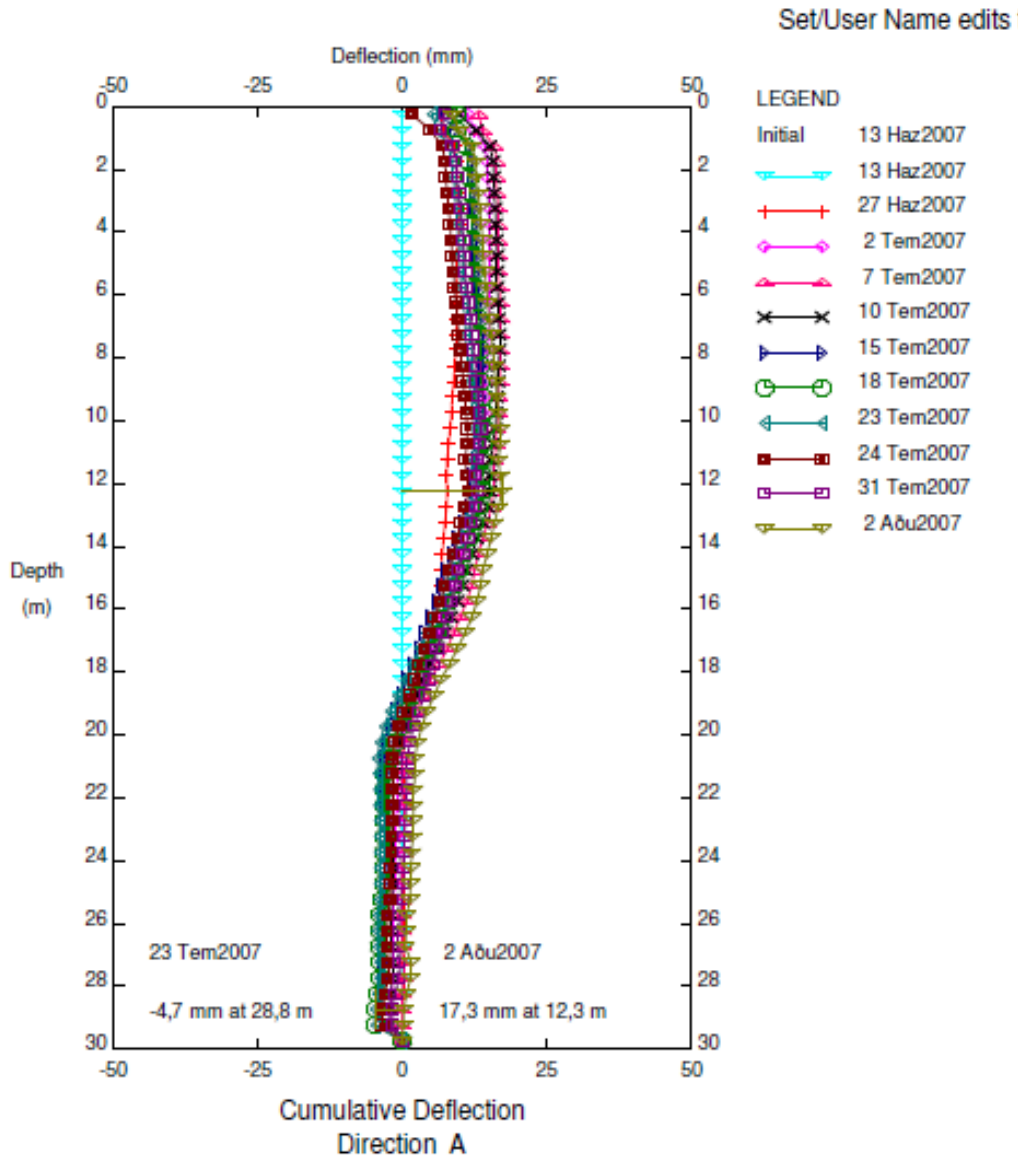
III-III KESİTİ

Ölçek:1/200

Şekil 10.9 III-III kesiti

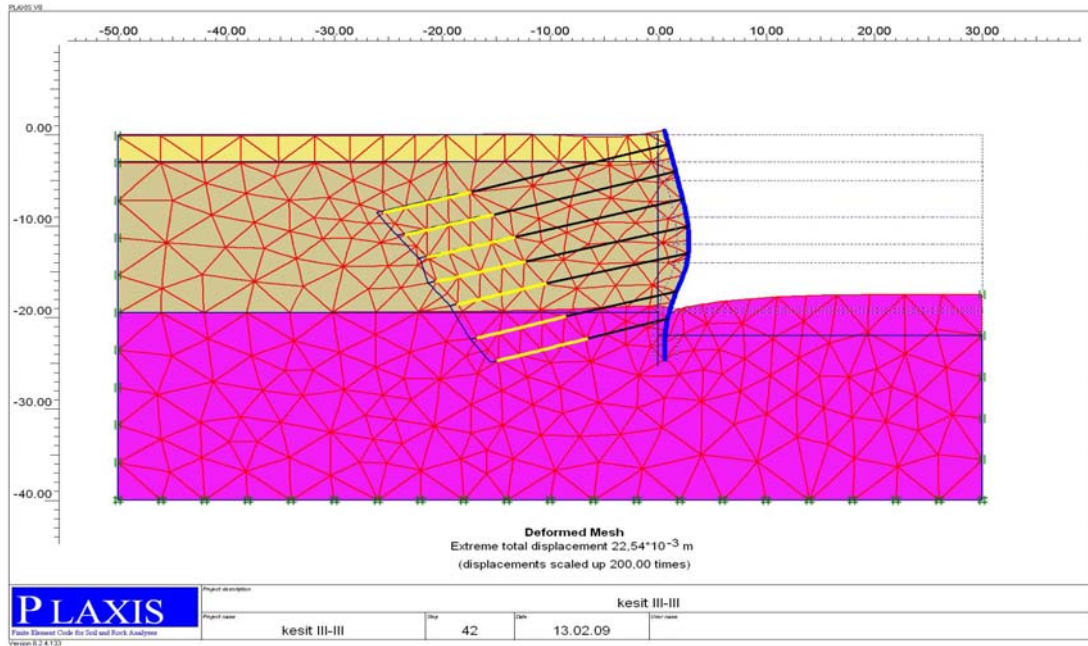
Kesit III-III için Plaxis'le yapılan nümerik analizler sonucunda iksa sistemindeki maksimum yatay deplasman değerinin 14,29 mm olacağı tahmin edilmiştir. Bu durumda; $\delta/H = 14,29 \text{ mm} / 22300 \text{ mm} = \%0.064$ olacaktır. İmal edilen ankrajların yatay aralığı 1.80 m aralıklı olup

servis yükleri sırasıyla; 1. kademe = 540 kN , 2. kademe = 470 kN , 3. kademe = 470 kN , 4. kademe = 470 kN , 5. kademe = 550 kN, 6. kademe = 530 kN , 7. kademe = 400 kN'dur. Yukarıda verilen değerler neticesinde elde edilen Plaxis verilerinden gözlemlenebildiği gibi belirlenen parametrelerin gerçeğe çok yakın seçildiği sonucuna varılmıştır. İnklinometre ile elde edilen deplasman grafiğinde (Şekil 10.10), ölçülen deplasmanın 17,3 mm olduğu belirlenmiştir.

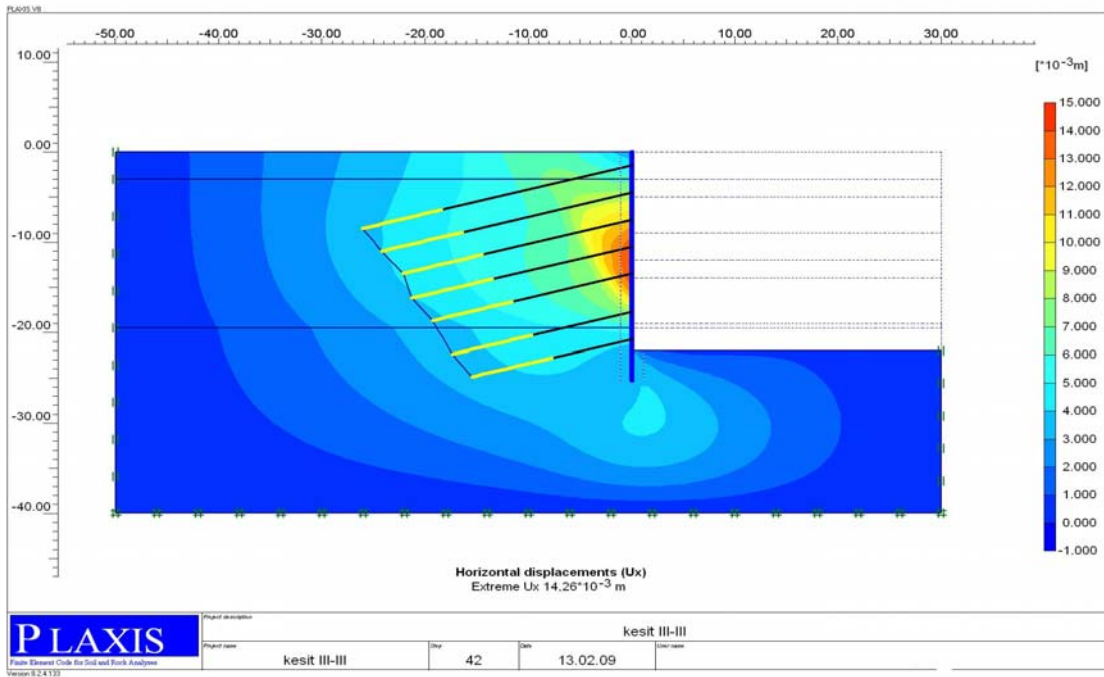


Şekil 10.10 III-III kesiti için ölçülen İnk 5'in deplasman-derinlik grafiği

III-III kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen deplasmanlar Şekil 10.11'de gösterilmiştir.



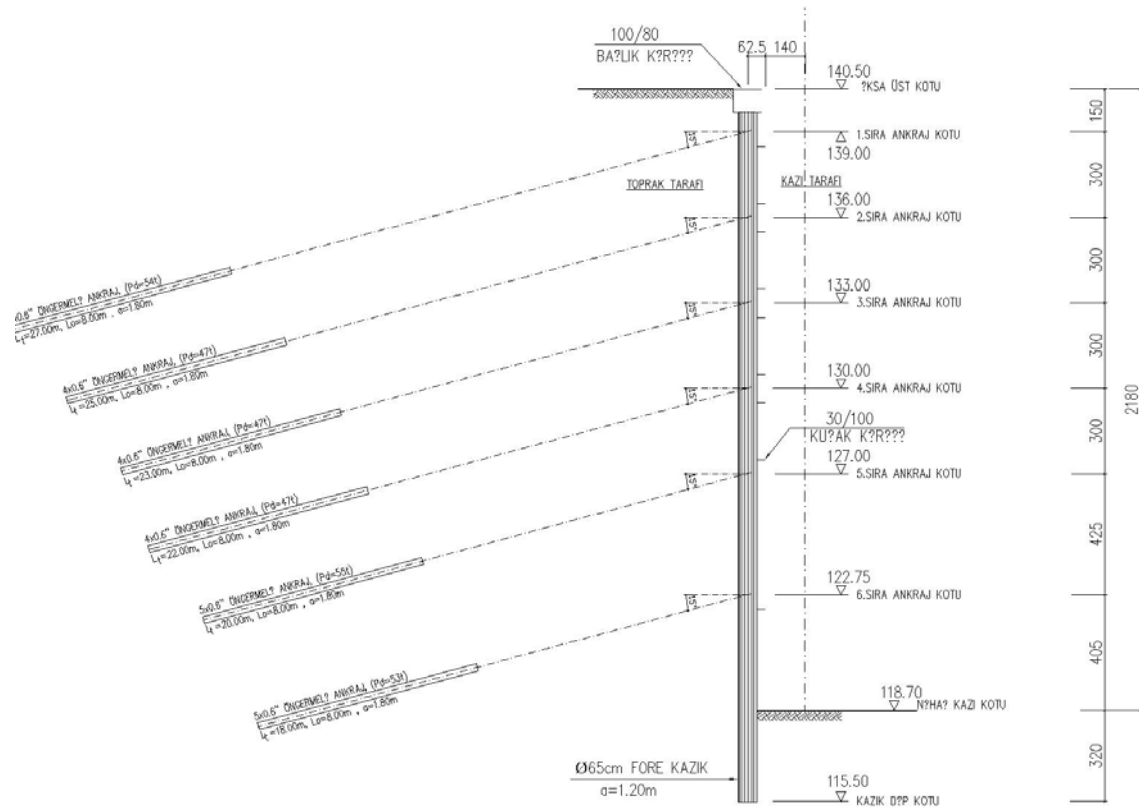
Şekil 10.11a. III-III kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen toplam deplasmanlar



Şekil 10.11b. III-III kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen yanıl yer değıştirmeler

10.3.2.3 3 no'lu kesit

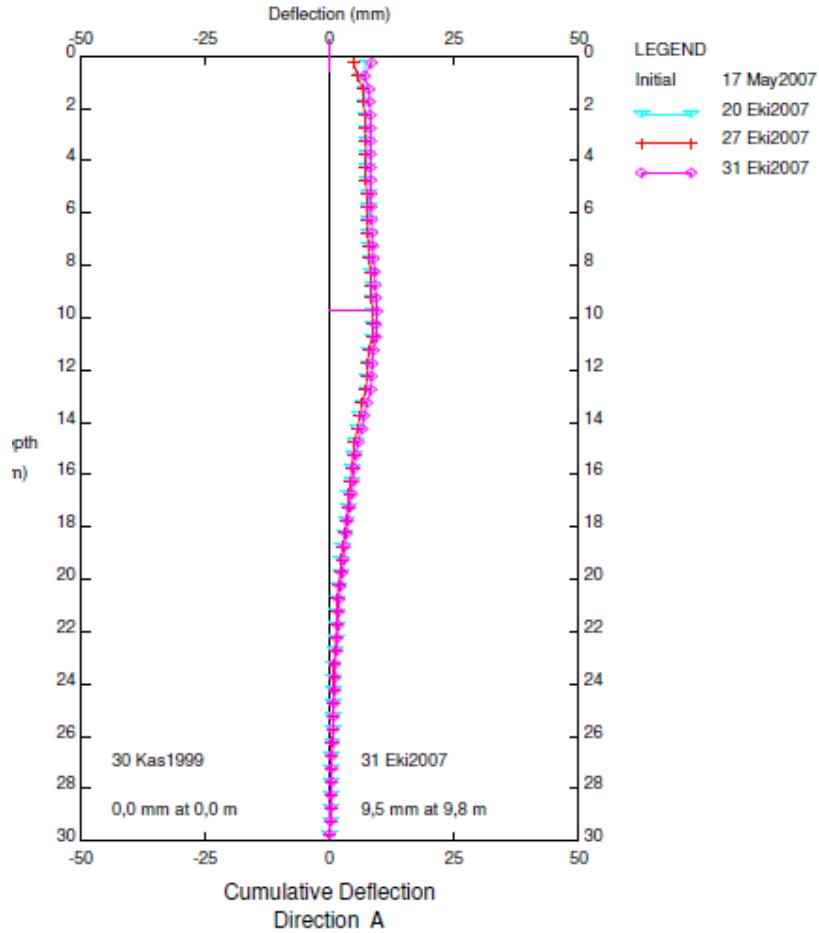
IIID – IIID kesiti, E-E' aksındaki ankrajlı fore kazık kesitidir. Proje kapsamında cephelere mevcut yapıların durumuna ve arsa sınır koşullarına bağlı olarak fore kazıklı – ankrajlı iksa sistemi tercih edilmiştir. Fore kazık ve ankrajlarla projelendirilen iksa sisteminde 65 cm çapında fore kazıklar merkezden merkeze 120 cm ara ile 140,50m kotundan 115,50m kotuna kadar 25 m olacak şekilde gerçekleştirilmiştir. Ankrajlar yatayla 15°'lik açı yapacak şekilde ve 0.6"/4 ve 0.6"/5 halatlı olarak dizayn edilmiştir. Kazı, 7 kademede gerçekleştirilmiş olup; fore kazık duvarı 6 ankraj ile desteklenmektedir. Nihai kazı kotu 118,20m dir. INK-4 numaralı inklinometre ölçümleri bu kesitte alınmıştır. Zemin profili olarak; zemin yüzünden yaklaşık 1 m derinliğe kadar dolgu bulunmaktadır. Bu birimin altında ise 1 m' den, 10 m'ye kadar ayırılmış grovak, 10 m ve devamında ise, arkoz birimi bulunmaktadır. IIID – IIID kazı kesiti ve yerleştirilen ankrajlar ve konumları Şekil 10.13' de gösterilmiştir.



IIID-IIID KESİTİ

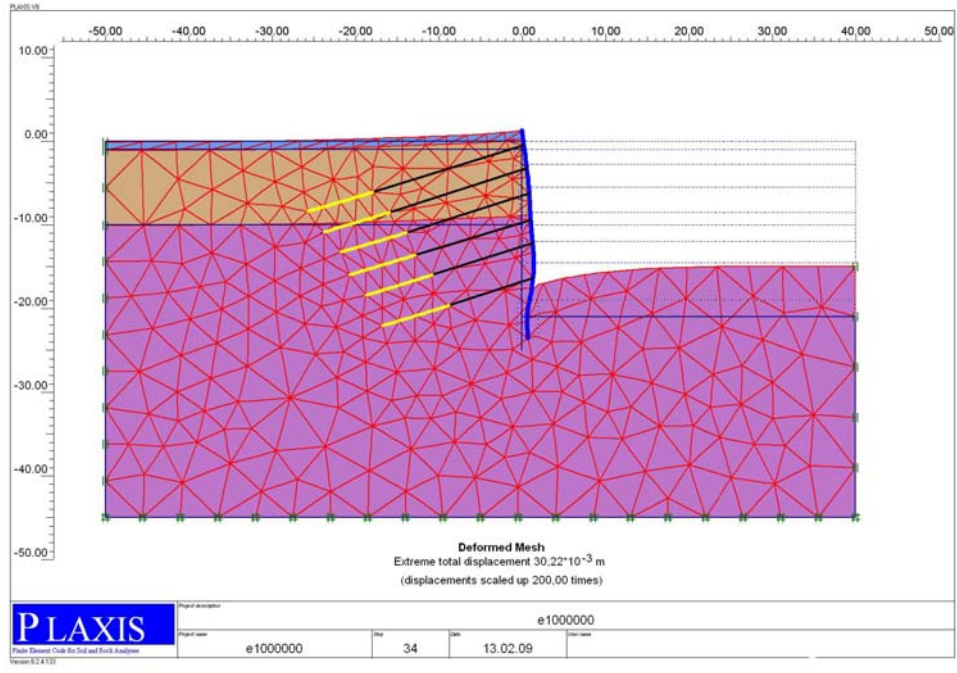
Şekil 10.13 IIID - IIID kesiti

Kesit IIID-IIID için Plaxis yazılımı kullanılarak yapılan analizler sonucunda iksa sistemindeki maksimum yatay deplasman değerinin 6,8 mm olacağı tahmin edilmiştir. Bu durumda; $\delta/H = 6,8 \text{ mm} / 21800 \text{ mm} = \%0.0312$ olacaktır. İmal edilen ankrajların yatay aralığı 1.80 m aralıklı olup servis yükleri sırasıyla; 1. kademe = 540 kN , 2. kademe =470 kN , 3. kademe = 470 kN ,4. kademe = 470 kN , 5. kademe = 550 kN, 6. kademe = 530kN'dur. Yukarıda verilen değerler sonucunda elde edilen Plaxis verilerinden gözlemlenebildiği gibi belirlenen parametrelerin gerçeğe çok yakın seçildiği sonucuna varılmıştır. İnklinometre ile elde edilen deplasman grafiğinde (Şekil 10.14), ölçülen deplasmanın 9,5 mm olduğu belirlenmiştir. IIID-IIID kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen deplasmanlar Şekil 10.15'de gösterilmiştir.

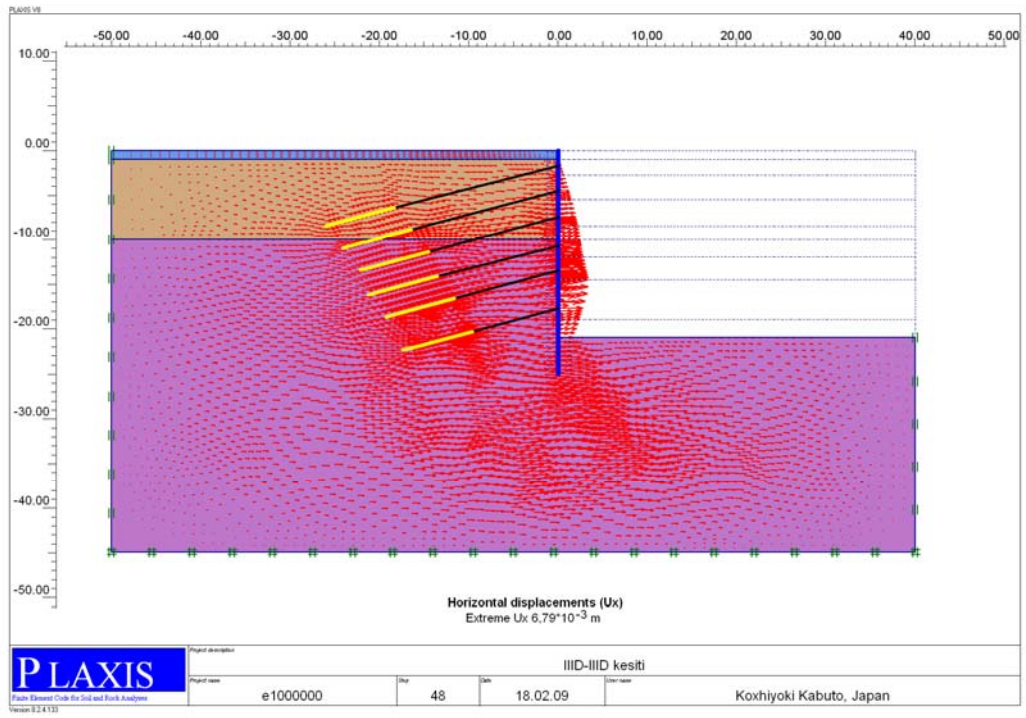


Şekil 10.14 IIID - IIID kesiti için ölçülen İnk 4'ün deplasman-derinlik grafiği

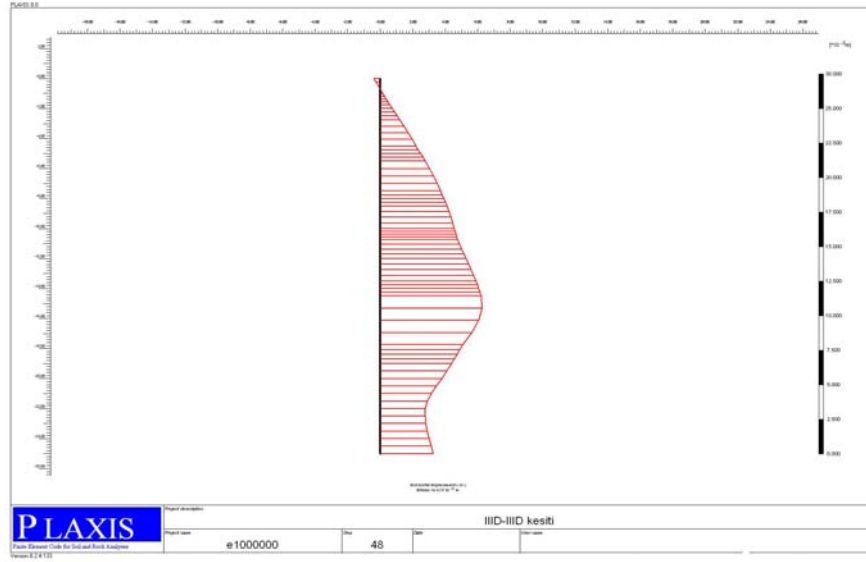
IIID-IIID kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen deplasmanlar Şekil 10.15'de gösterilmiştir.



Şekil 10.15a. IIID-IIID kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen toplam deplasmanlar

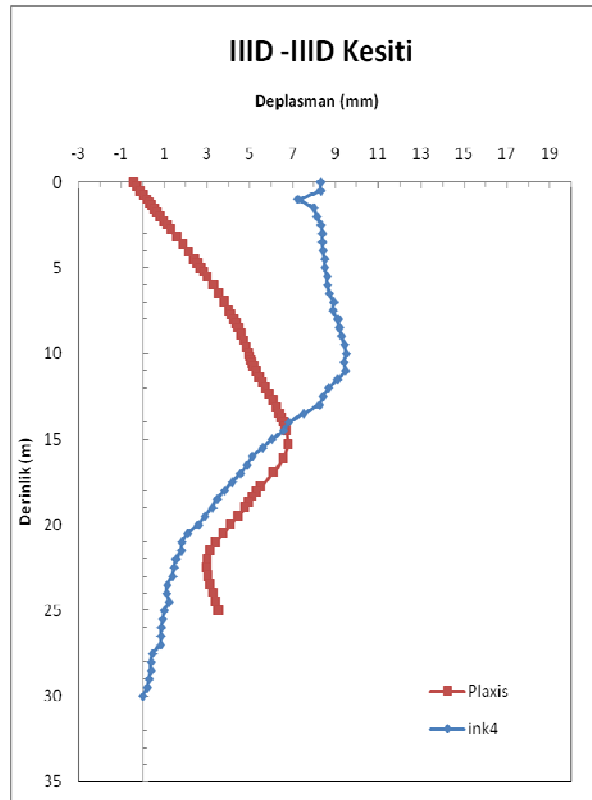


Şekil 10.15b. IIID-IIID kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen yanal yer değiştirmeler



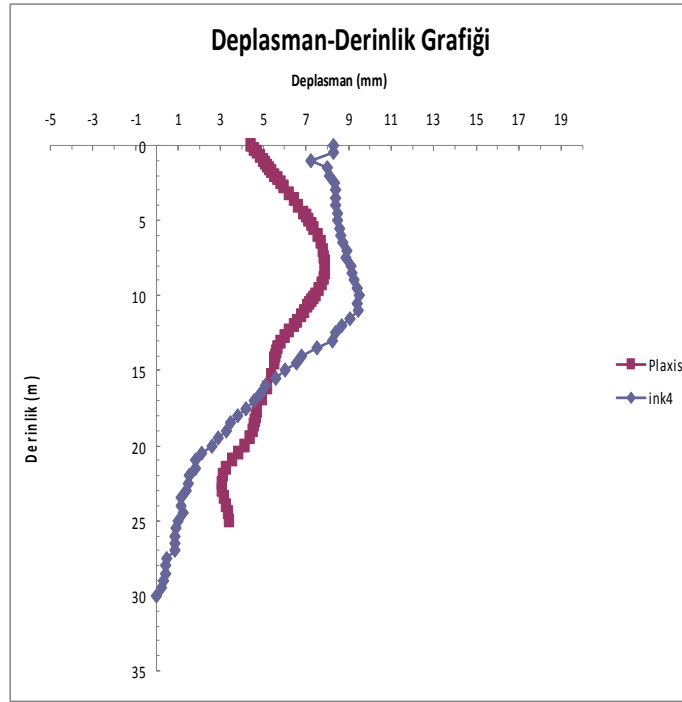
Şekil 10.15c. IIID-IIID kesitinde iksa sisteminin yanıl yerdeğıştirmesi

Plaxis’le elde edilen deplasman-derinlik değeri ile inklinometre ile ölçülen derinlik-deplasman değeri karşılaştırılması (Şekil 10.16).



Şekil 10.16 İnklinometre-Plaxis’den elde edilen deplasman-derinlik değeri karşılaştırılması

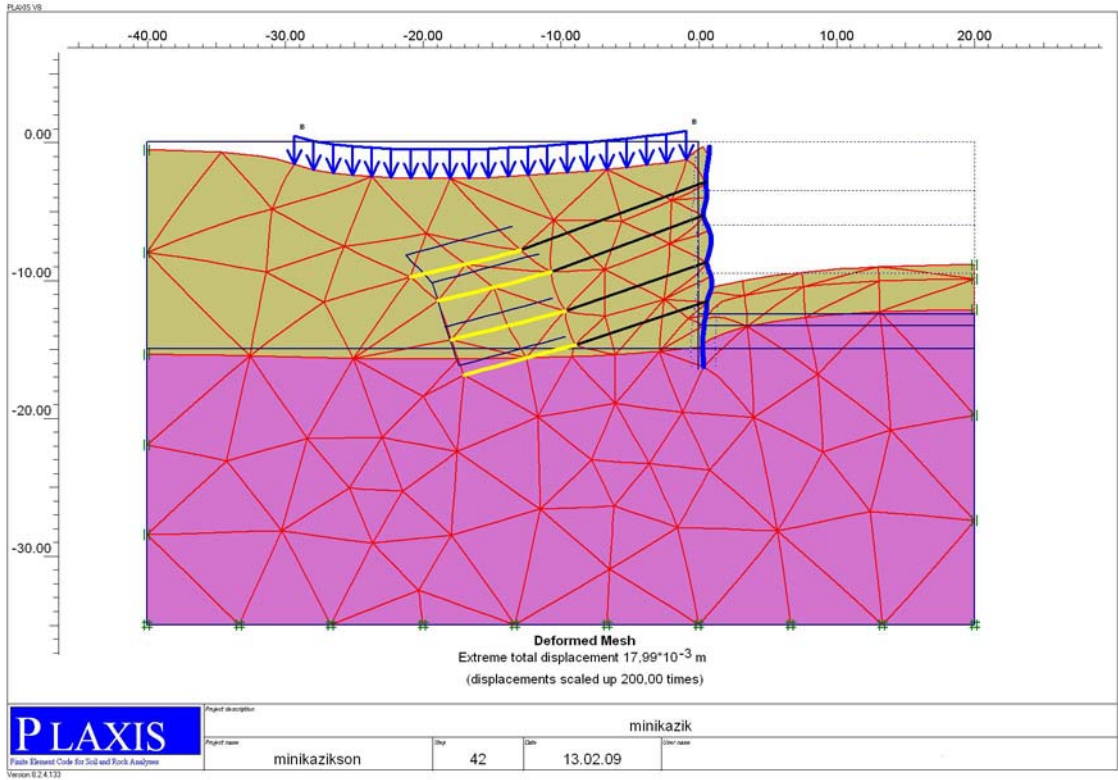
IIID – IIID kesitindeki nümerik analiz sonuçları ile inklinometre ölçümlerinden elde edilen sonuçların tam bir uyum içinde olmadığı görülmektedir. Bunun nedeninin ilk 10m'deki grovak için tahmin edilen malzeme parametrelerinin araziye iyi temsil etmediği ve üç kademede imal edilen ankrajların taşıma kapasitelerinin hesabında problem olduğu düşünülmektedir. Bu nedenle ilk 10 m'deki grovak biriminin Elastisite modülü mevcut değerin üçte biri kadar alınarak ($E= 41 \text{ MPa}$) analizler tekrar edildiğinde Şekil 10.17'deki deplasman grafiği elde edilmiştir. Şekil 10.17'de görüldüğü gibi bu durumda hesaplanan değerle ölçülen arasında daha iyi bir uyum sağlandığı belirlenmiştir.



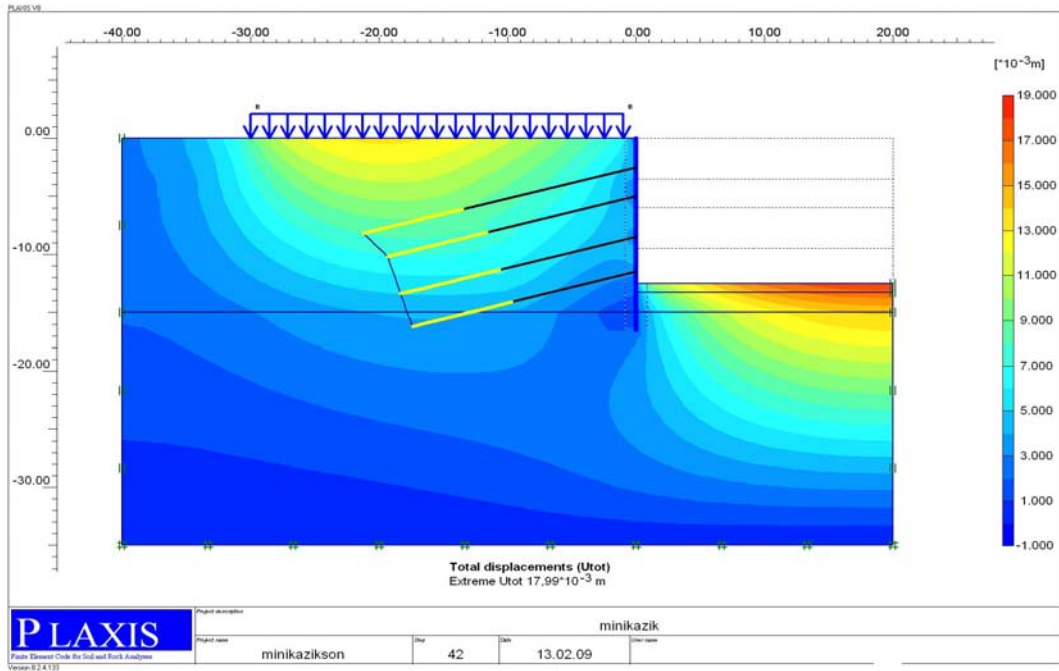
Şekil 10.17 İnklinometre-Plaxis'den elde edilen deplasman-derinlik değerlerinin karşılaştırılması

10.3.2.4 4 no'lu kesit

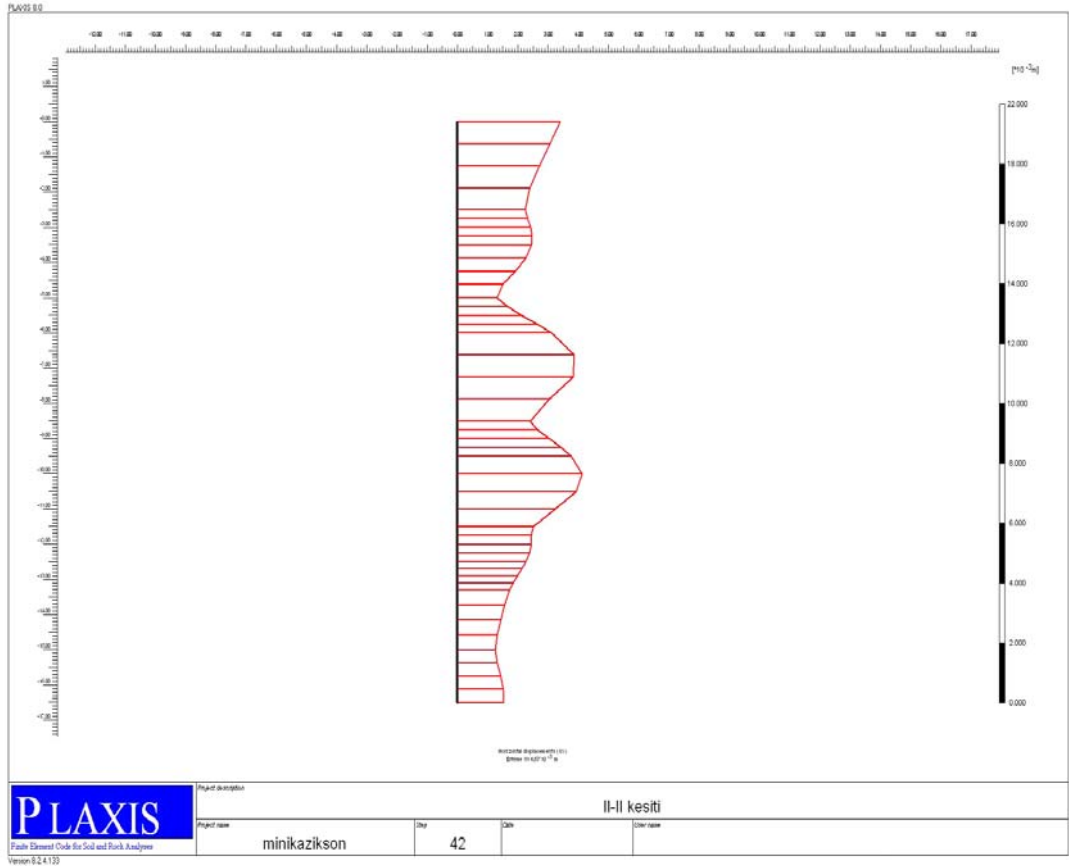
II – II kesiti, J-K aksındaki minikazıklı ankraj destekli kesittir. Proje kapsamında cephelere mevcut yapıların durumuna ve arsa sınır koşullarına bağlı olarak mini kazık – ankraj sistemi tercih edilmiştir. Mini kazık ve ankrajlarla projelendirilen iksa sisteminde 25 cm çapında mini kazıklar merkezden merkeze 100 cm ara ile 132m kotundan 115,50m kotuna kadar 16,5 m olacak şekilde gerçekleştirilmiştir. Ankrajlar yatayla 15° 'lik açı yapacak şekilde ve 0.6"/3 halatlı olarak dizayn edilmiştir. Kazı, 5 kademede gerçekleştirilmiş olup; mini kazık duvarı 4



Şekil 10.20a. II-II kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen toplam deplasmanlar



Şekil 10.20b. II-II kesitinde yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen yanal yer değiştirmeler

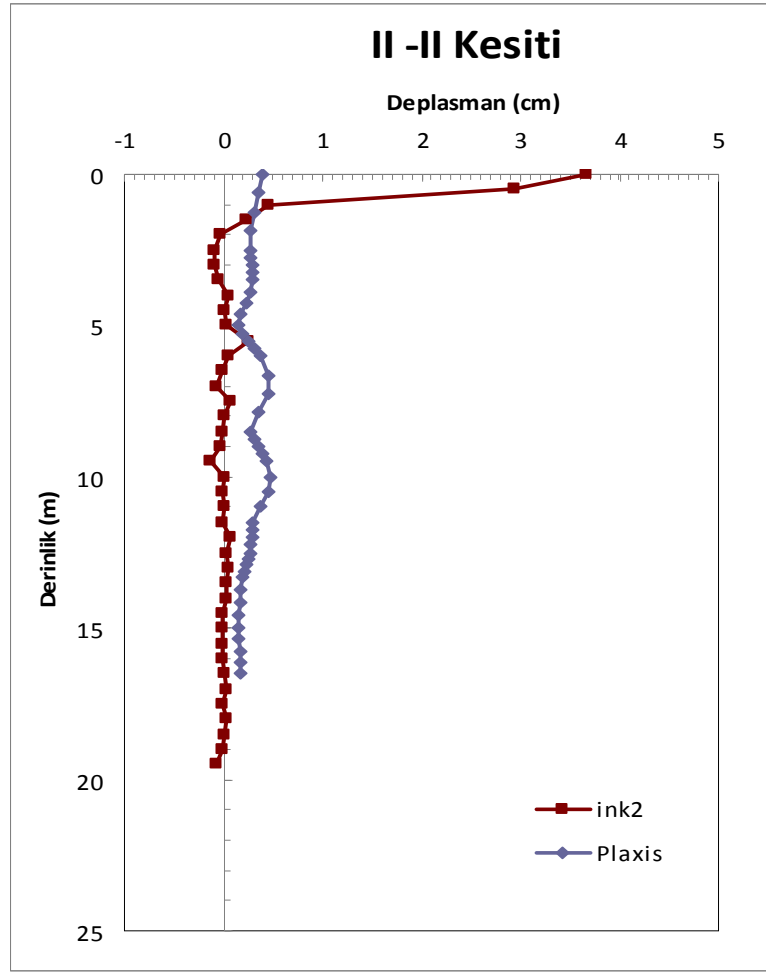


Şekil 10.20c II-II kesitinde iksa sisteminin yanal yerdeğiştirmesi

İnklonometre ile elde edilen deplasman grafiğinde (Şekil 10.18), ölçülen deplasmanın 33,1 mm olduğu belirlenmiştir. Bu değerin çok büyük olmasının nedeni inklinometre borusunun ilk 1 metresinin hasargörmesidir. 1.5 m derinlikten sonraki okumalar ile analiz sonuçlarının birbiriyle uyumlu olduğu belirlenmiştir.

Plaxis’le elde edilen deplasman-derinlik değerleri ile inklinometre ile ölçülen derinlik-deplasman değerlerinin karşılaştırılması Şekil 10.21’da gösterilmiştir.

Çizelge 10.9’da görüldüğü gibi incelenen kesitler göçmeye karşı yeterli güvenlidir. Uygulama sırasında herhangi bir problemle karşılaşılmamıştır.



Şekil 10.21 İnklinometre-Plaxis’den elde edilen deplasman-derinlik değerlerinin Karşılaştırılması

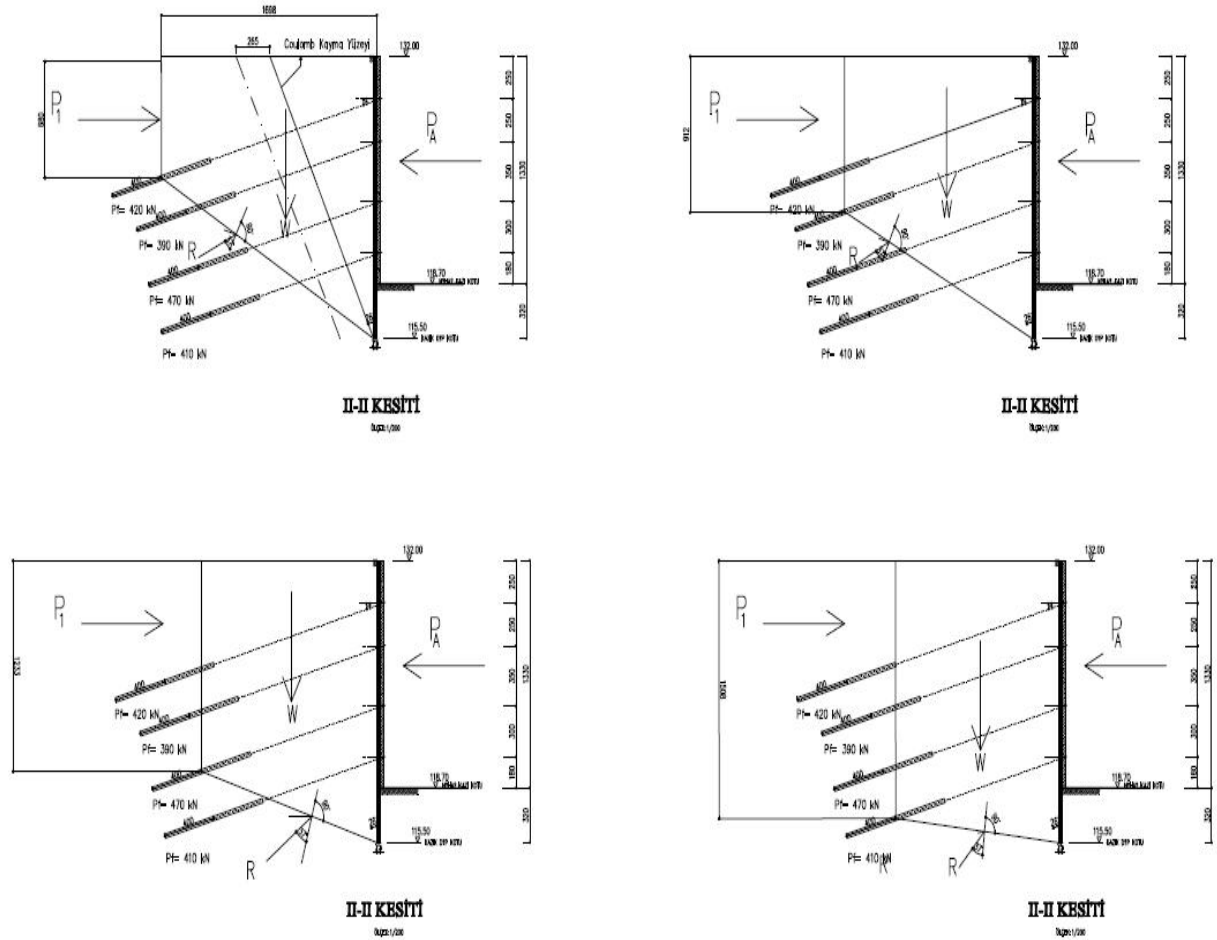
Çizelge 10.9 Kesitlerde göçmeye karşı güvenlik sayıları

Kesit No	Güvenlik Sayısı
I - I	2.12
III - III	2.49
IIID - IIID	2.47
II - II	2.96

10.4 Blok Göçme Analizi

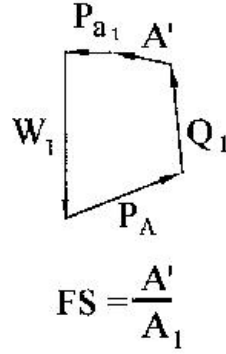
Ankrajlı duvarların stabilitesinde ankrajın gerilmesi ile birlikte ankraj kökünün belirlediği bir zemin kamasının ana kitleden koparılmasına karşı yeterli güvenlikte olup olmadığının araştırılması gereklidir. Bu amaçla bütün kesitlerde Bölüm 6'da 6.4.1 'de belirtildiği gibi ankrajlı duvarın blok göçme analizi Kranz yöntemine göre tahkikleri yapılmıştır. Şekil 10.22'de, bu uygulamadan bir örnek verilmiştir.

MINIKAZIK



Şekil 10.22. II-II kesiti blok göçme tahkiki

Oluşturulan bloklar için P_1 ; ankraj plağına gelen toprak basıncı, W ; bloğun ağırlığı, R ; blok destek kuvveti, P_a ; duvara gelen yanal toprak basıncı olarak çizilmiştir. Bu değerleri kullanarak A' ; Bloğu dengede tutan kuvveti hesaplanmaktadır (Şekil10.23).



Şekil 10.23 Blok göçme analizi modeliyle elde edilen A'

Bulunan A' ankraj kuvvetinin, mevcut A ankraj kuvvetine oranı güvenlik sayısını vermektedir. Bu değer en az 1,3 önemine göre 1,5 olmalıdır. Projedeki ankrajlar için yapılan blok göçme analiz sonuçlarında elde edilen güvenlik sayısı değerleri sonucu güvenli değerler elde edilmiştir.

11. SONUÇLAR

Derin bir kazının yapılması sırasında genellikle zeminler kendini yeterli bir süre tutabilir özelliğe sahip değildir. Bu durumda çeşitli yöntemlerle kazı alanında güvenliği sağlamak amacıyla kazının desteklenmesi gerekmektedir.

Bu çalışmada, derin kazılarda ankrajlı iksa yöntemleri incelenerek, daha sonra uygulamadan bir projenin deformasyon davranışı sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak analiz edilmiştir. Bu amaçla, Anel İş Merkezi projesi kapsamında yapılan destekli derin kazının sonlu elemanlar yöntemiyle modellenmesi ve analiz sonuçlarının arazi gözlemleri ile karşılaştırılması yapılmıştır. Sonlu elemanlar yöntemine göre kazının ve destek sisteminin modellenmesinde, geoteknik mühendisliği problemlerinin çözümünde yaygın olarak kullanılan Plaxis 8.2 programı kullanılmıştır. Arazide kazının gözlemlenmesi, kritik kesitlere yerleştirilen inklinometreler yardımıyla gerçekleştirilmiştir.

Bu çalışmada, incelenen örnek kapsamında dört adet iksa sistemi kesitinin, sonlu elemanlar programı ile analizi yapılmıştır. Nümerik analizlerde öncelikle zeminin kendi ağırlığından dolayı oluşan deplasmanlar hesaplanarak sıfırlanmıştır. Sonra perde duvar yerleştirilmiş ve perdenin önündeki zemin aşama aşama kaldırılarak ankrajlar yerleştirilerek deformasyon analizleri yapılmıştır. Analizler sonucunda duvarın yatay yer değiştirmesi, duvarda oluşan kesme kuvveti ve moment değerleri belirlenmiştir. Sonlu elemanlar analiziyle hesaplanan deplasmanlarla inklinometre ölçüm sonuçları karşılaştırılmıştır.

Bütün kesitlerde, drenajlı malzeme parametreleri kullanılarak drenajlı durum analiz edilmiştir. Kazı modellemesi saha koşullarına uygun olarak aşamalı olarak gerçekleştirilmiştir. Sürsarj yükleri ve zemin ve kaya parametreleri tanımlandıktan sonra aşama aşama kazı ve destek sistemleri modellenerek analizler yapılmıştır.

Nümerik analizlerden hesaplanan ve arazide ölçülen değerlerin karşılaştırması şu şekilde özetlenebilir;

- I-I Kesiti: 65 cm çapında fore kazıklar, merkezden merkeze 80 cm ara ile imal edilmiş ve 7 sıra ankraj ile desteklenmiş bir iksa kesitidir. Plaxis yazılımı kullanılarak yapılan analizler sonucunda iksa sisteminde 20.0 mm maksimum yatay deplasman hesaplanmıştır. İnklinometre okumaları incelendiğinde maksimum yer değiştirmenin 21,9 mm olduğu belirlenmiştir.

- III-III kesiti: 65 cm çapında fore kazıklar, merkezden merkeze 100 cm ara ile imal edilmiş ve 7 sıra ankraj ile desteklenmiş bir iksa kesitidir. Plaxis yazılımı kullanılarak yapılan analizler sonucunda iksa sisteminin 14,29 mm maksimum yatay deplasman yaptığı hesaplanmıştır. İnklinometre okumaları incelendiğinde maksimum yer değiştirmenin 17,3 mm olduğu belirlenmiştir.
- IIID-IIID kesiti: 65 cm çapında fore kazıklar, merkezden merkeze 120 cm ara ile imal edilmiş ve 6 sıra yatay ankraj ile desteklenmiş bir iksa kesitidir. Plaxis yazılımı kullanılarak yapılan analizler sonucunda iksa sisteminin 6,8 mm maksimum yatay deplasman yaptığı hesaplanmıştır. İnklinometre okumaları incelendiğinde maksimum yatay yer değiştirmenin 9,5 mm olduğu belirlenmiştir.
- II-II kesiti: 25 cm çapında mini kazıklar, merkezden merkeze 100 cm ara ile imal edilmiş ve 4 sıra yatay ankraj ile desteklenmiş bir iksa kesitidir. Plaxis yazılımı kullanılarak yapılan analizler sonucunda iksa sisteminin 4,83 mm maksimum yatay deplasman yaptığı hesaplanmıştır. İnklinometre okumaları incelendiğinde maksimum yer değiştirmenin 33,1 mm olduğu belirlenmiştir. Bu değerin çok buyk olmasının nedeni inklinometre borusunun ilk 1 metresinin hasar gormesidir. 1.5 m derinlikten sonraki okumalar ile analiz sonuçlarının birbiriyle uyumlu olduğu belirlenmiştir.

Yukarıda özetlenen deplasman değerlerinden şu sonuçlara ulaşılabilir,

-  kesitte (I-I, III-III ve II-II) aletsel gözlemler ile elde edilen yatay deplasman değerleri ile analizler sonucunda elde edilen yatay deplasman değerlerinin ve deplasmanların derinlikle değişimin formunun birbiriyle uyumlu olduğu görülmektedir. Meydana gelen farklılıkların ise modelleme ve analiz aşamalarında malzeme parametreleri ve malzeme modelleri için yapılan varsayımlar sonucu olduğu tahmin edilmektedir. Ayrıca II-II kesitinin ilk 1 m sinde inklinometre borusunda oluşan hasar sonucu ölçülen deplasmanların hesaplananlardan farklı olduğu, 1.5 m derinlikten sonra hesapların ölçümlerle uyumlu olduğu belirlenmiştir.
- IIID – IIID kesitindeki nümerik analiz sonuçları ile inklinometre ölçümlerinden elde edilen sonuçların tam bir uyum içinde olmadığı görülmektedir. Bunun nedeninin ilk 10m'deki grovak için tahmin edilen malzeme parametrelerinin araziye iyi temsil etmediği ve üç kademedede imal edilen ankrajların taşıma kapasitelerinin hesabında problem olduğu düşünülmektedir. Bu nedenle ilk 10 m'deki grovak biriminin

Elastisite modülü mevcut değerin üçte biri kadar alınarak ($E = 41 \text{ MPa}$) analizler tekrar edildiğinde, hesaplanan değerle ölçülen arasında daha iyi bir uyum sağlandığı belirlenmiştir.

- Plaxis yazılımı analizleri sonucunda derin kazılardaki yerdeğiştirmeler δ/H 'ı irdelediğimizde deplasman-derinlik değerlerinin sırasıyla; 1) %0.0517, 2) %0.064, 3) %0.0312, 4) %0.0399 olarak hesaplanmıştır. Elde edilen bu değerlerin eşik deplasman değerlerinden ($\%0.2H$) oldukça düşük olduğu görülmektedir.
- Her bir kesitte nihai kazı derinliğine ulaşıldıktan sonra “phi/c reduction” analizi yapılarak kazının göçmeye karşı güvenlik değerleri hesaplanmıştır. Kesitlerin göçmeye karşı yeterli güvenlikte olduğu belirlenmiştir. Uygulama sırasında da herhangi bir problemle karşılaşılmamıştır.

Geoteknik mühendisliği projelerinde, sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapım öncesinde problemin modellenmesi ve deplasmanların tahmin edilmesi çok önemli bir problemidir. Bu problemin çözümünde zemin parametrelerinin doğru seçilerek, yapım aşaması sırasında büyük sorunlar yaratan deplasmanların gerçeğe yakın olarak elde edilebilmesi, hem projecilere hem de uygulama esnasında şantiyecilere büyük yararlar sağlayacaktır..

KAYNAKLAR

- Berilgen M.M., (1996). “ Ankrajlı Perdelerde Zemin Yapı Etkileşiminin İncelenmesi”. Doktora Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- BS-8081., (1989) British Standard Code of Practice for Ground Anchorages”. British Standart Institution.
- Çetin, D. (2001), “Destekli İksa Perdelerinde Ölçülen ve Tahmin Edilen Deplasmanların Karşılaştırılması”, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Çetin, E., Bayraklı, Y., Güler, E., (2004), “Derin Kazı Çukuru İksa Projelendirilmesine Bir Örnek”, Türkiye Mühendislik Haberleri Sayı: 431, İstanbul
- Çil, T.B., (2007), “ İksa Sistemleri ve Analiz Yöntemleri Plaxis Paket Programı”, Bitirme Ödevi, Çukurova Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Adana.
- Daldal, G.İ. (2005), “Halat Tendonlu Ankrajlarda Gerilme Dağılımının Belirlenmesi ve Kazı Derinliğine Bağlı Olarak Duvar Hareketinin İncelenmesi”, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Demirkoç, A. (2007), “Derin Kazılarda Zemin Çivisi ile Ankrajlı Destek Sistemlerinin Karşılaştırılmalı Analizi”, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Dedeoğlu, S. (1998), “Ankrajların değişik Formasyonlardaki Davranışı”, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Demirel, S. (2000), “ Derin Kazılarda Ankrajların Davranışı”, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Dunnicliff, J., (1988), “Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance”, John Wiley and Sons, New York.
- Engin, E., (2008), “Destekli Derin Kazılarda Yapılan İnklinometrik Ölçümler ile Sonlu Elemanlar Analizlerinin Karşılaştırılması”, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

- Eyigün, Y. (2000), “ Ankrajların Trakya Formasyonunda Uygulanması”, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Günsever, İ. (1999), “Derin Kazılarda Çok Sıralı Ankrajlı İksa Sistemlerinin Tasarımı ve Bir Bilgisayar Programı ile Desteklenmesi”, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Hanna, T.H., (1982), “ Foundation in Tension – Ground Anchors”, Trans Tech Publications, Vol. 6.
- Hatipoğlu, B., (1992), “ Desteklenmiş Derin Kazılarda Oluşan Hareketlerin İncelenmesi”, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Hobst, L., Zajic, J., (1983), “Anchoring in Rock and Soil”, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam.
- Güler, E., (1977), “Şehir İçinde Açılan Büyük ve Derin Temel Çukurlarında Diyafram Duvarların Kullanımı”, İ.T.Ü. Yayını, İstanbul
- İnan, Ö, (2000), “Destekli Derin Kazılarda İnklinometrik Gözlem”, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- İncecik, M., (1977), “Mini Kazıkların Uygulamaları”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği II. Ulusal Kongresi.
- İncecik, M. (1980), “Kohezyonsuz Zeminlerde Ankrajların Davranışı”, Doktora Tezi, İ.T.Ü, Fen Bilimleri Enstitüsü, Müh. Mim. Fak. Matbaası, İstanbul.
- Jorge, G.R., (1970), “The Regroutable IRP Earth Anchor Tiebacks, Anchorages Especially in Soft Ground Proc.”, 7th. Int. SMFE, Mexico City.
- Littlejohn, G.S., 1970, Soil Anchors, I.C.E, Conference on Ground Engineering London and Discussion, pp. 115-120.
- Nalçakan M.S., Mercan M., Karacatönük G., ve Ergun U., (2002), “Geçirimsiz Ankrajlı Bir İksa Duvarının Yumuşak Zemindeki Davranışı”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dokuzuncu Ulusal Kongresi, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir.
- Önalp A., Özar B., Özocak A., İnanır M. Ve İnanır O., (2000). “ Temel Kazısında Ankrajlı Kazık Perde Desteği”. Z.M. Sempozyumu 8. Ulusal Kongresi; İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.

P.J. Sabatini, D.G. Pass. R.C. Bachus. (1999). “ Ground Anchors and Anchored System”. FHWA-IF-99-015.USA.

Sağlamer, A., (1985), “Derin Kazıların Sorunları ve Destekleme Sistemleri”, Derin Kazılar ve İksa Metodları Sempozyumu, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul.

Temeltaş İnş., (2007), “Anel A.Ş. İş Merkezi Geoteknik Etüd Raporu”, İstanbul.

Terzaghi, P., Peck, R.B., (1967), “Soil Mechanics in Engineering Practice”, John Wiley and Sons, Washington.

Toğrol, E., (1972), “Zemin Ankrajları”, Temel Araştırma Yayınları, No:2., İstanbul

Tschebotarioff, G.P., 1951, Foundations, Retaining and Earth Structures, McGraw-Hill Book Co. Inc. New York.

Turan, U. (2003). “ Ankrajların Zemin Özelliklerine Bağlı Olarak Tasarım Esasları ve Uygulama Teknikleri”. Yüksek Lisans Tezi, Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Denizli.

Yıldırım S., (2002). “Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı”. Birsan Yayınevi, İstanbul.

Yılmaz, Z., (2001). “Çeşitli Toprak Basıncı Dağılımları İçin Ankrajlı Perde Hesabı”, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

www.temeltas.com.tr

www.hidromekanik.net

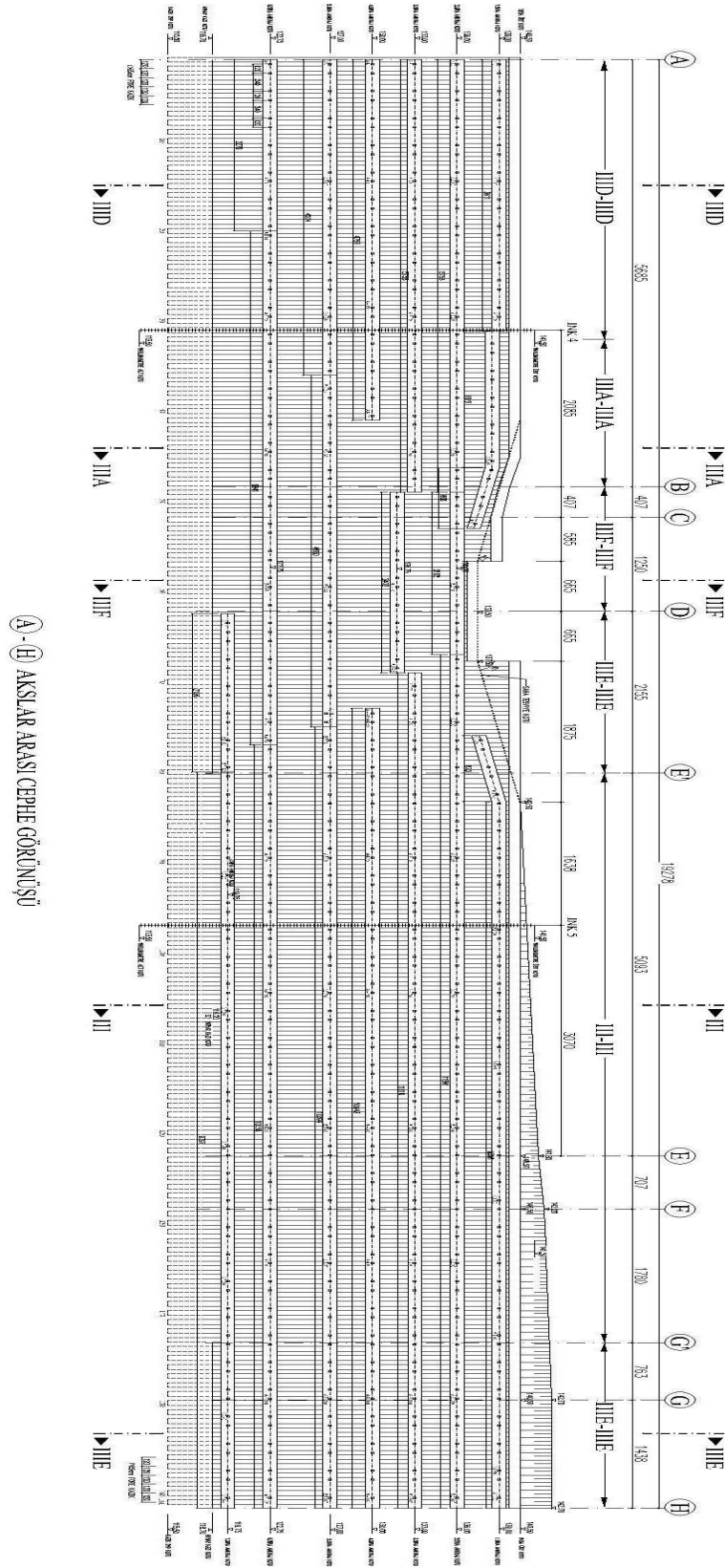
EKLER

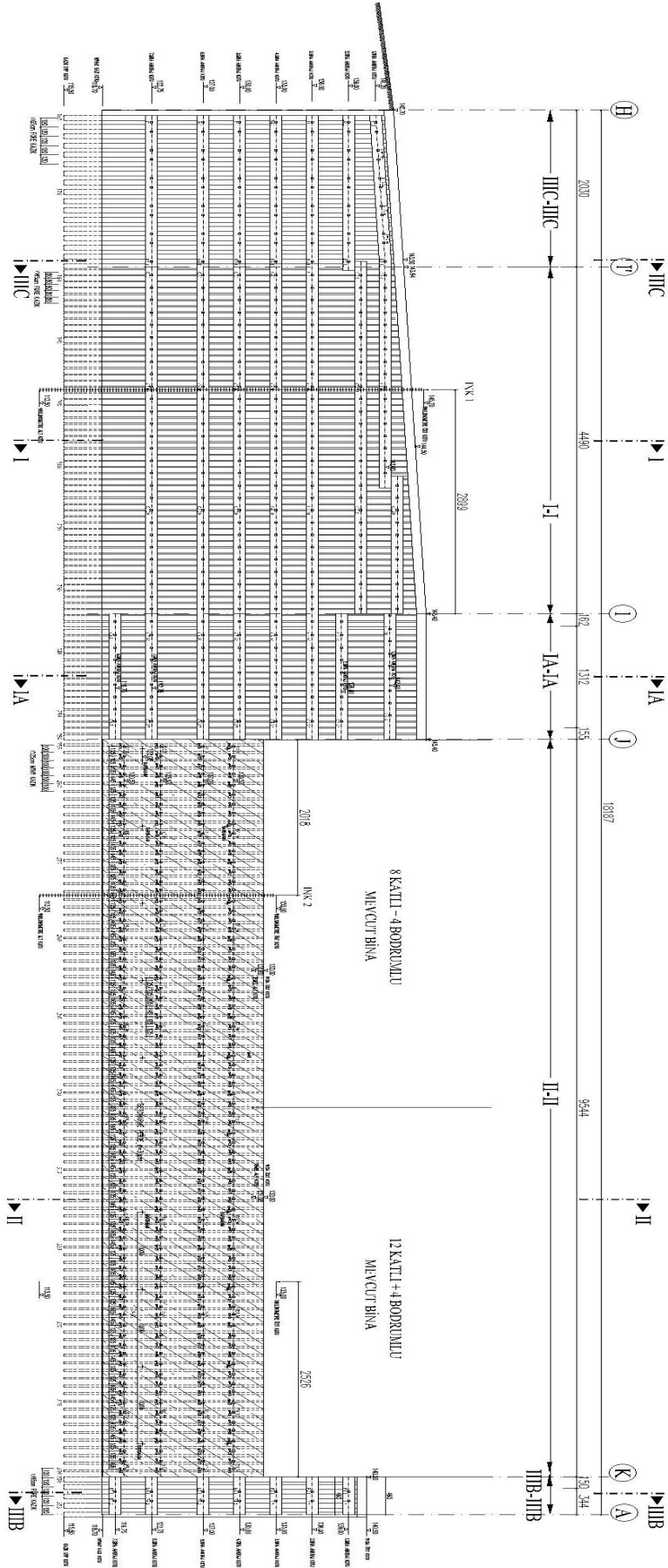
Ek 1 İksa Sistemi Projeleri

Ek 2 Zemin Etüdü Sondaj Logları ve Nokta Yükleme Deneyi Raporları

Ek 3 Analiz Yapılan Kesitlerin Malzeme Parametreleri ve Analiz Sonuçları

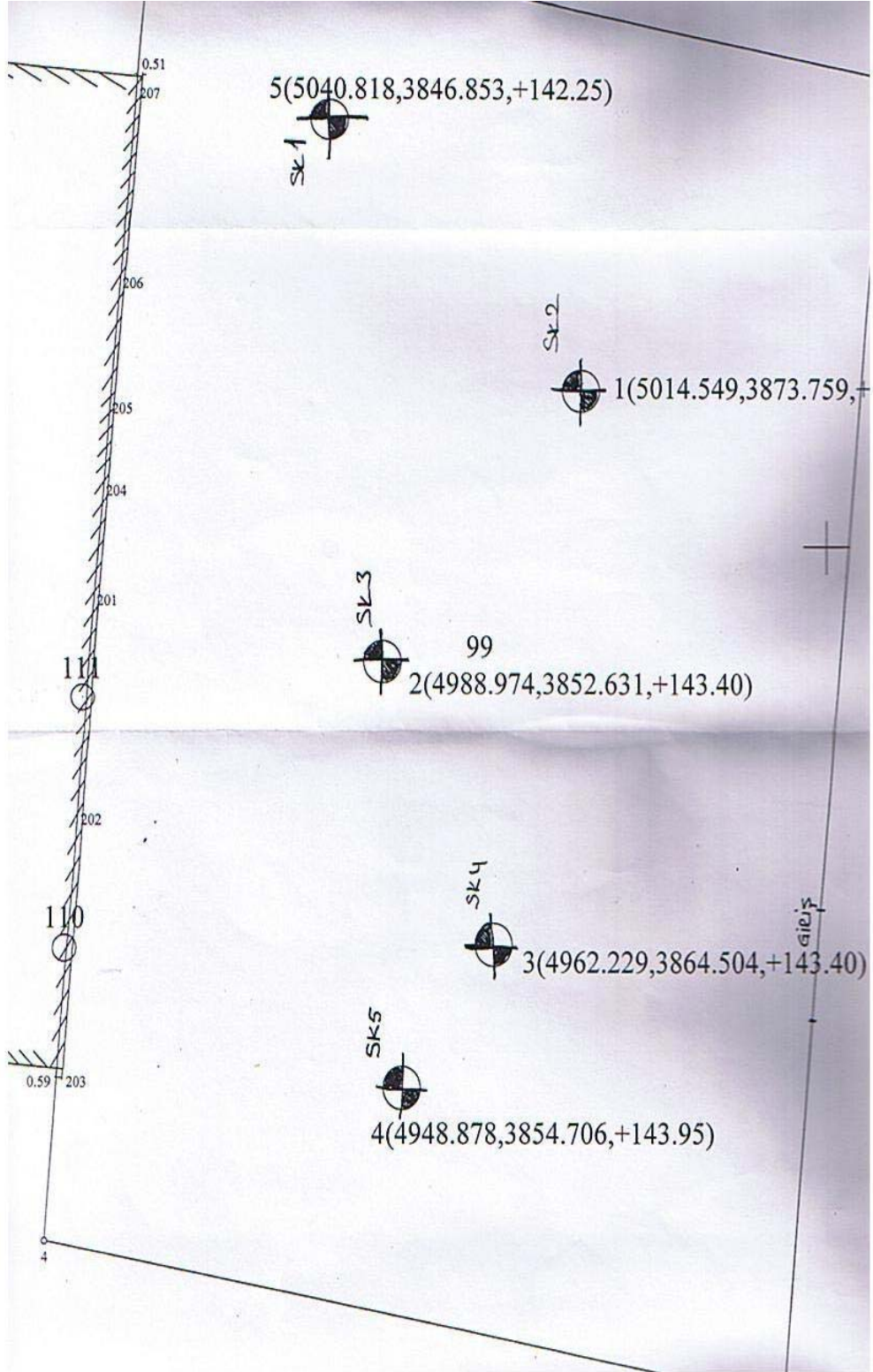
Ek 1İksa Sistemi Projeleri





(H) - (A) AKSLAR ARASI CEPHE GÖRÜNÜŞÜ

Ek 2 Zemin Etüdü Sondaj Logları ve Nokta Yükleme Deneyi Raporları



TEMELTAS		SONDAJ LOGU / BORING LOG		NO SK1															
İŞVEREN (OWNER): MT İNŞAAT		PROJE (PROJECT): UMRANIYE, 48 PAFTA, 874 ADA, 99 PARSEL																	
Mevkii (Location): UMRANIYE		Koord (Coord): X: Y: Z:	Sondaj Tipi (Boring Type): ROTARY																
Baş. Tarihi (Begin. Date) : 10/03/2007		Sondaj Der. (Boring Depth) : 37m	Sondör (Driller): M.KILDACI																
Bit. Tarihi (Comp. Date) : 13/03/2007		Su Seviyesi (Water Level) : 16.2m	Mühendis (Engineer): E.ÖZCAN																
DERİNLİK Depth-m	LİTOLOJİ Lithology	Derinlik Depth	Örnek Kodu Sample Code	NO	SPT					KAROT/CORE			Sınıf/Class Kod/Code	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		1.5	SPT1	1	15	29	41	R											
2																			
3		3	SPT2	2	12	22	30	S2											
4																			
5		4.5	SPT3	3	50	10		R											
6																			
7		6	SPT4	4	22	50		R											
8																			
9		7.5	SPT5	5	22	39	50	R											
10																			
10.5																			
11																			
12																			
13																			
14																			
15																			
16																			
17																			
18																			
19																			
20																			
21																			
22																			
22.5																			
23																			
24																			
25																			
25.5																			
26																			
27																			
28																			
28.5																			
29																			
30																			
31																			
32																			
33																			
34																			
35																			
36																			
37																			



SONDAJ LOGU / BORING LOG

NO SK2
Sayfa/Page: 1/ 1

İŞVEREN (OWNER): MT İNŞAAT

PROJE (PROJECT): UMRANIYE, 48 PAFTA, 874 ADA, 99 PARSEL

Mevki (Location): UMRANIYE

Koord(Coord): x: y: z:

Sondaj Tipi (Boring Type): ROTARY

Baş. Tarihi (Begin. Date) : 10/03/2007

Sondaj Der. (Boring Depth) : 34m

Sondör (Driller): E.CUMA

Bit. Tarihi (Comp. Date) : 13/03/2007

Su Seviyesi (Water Level) : 17.5m

Mühendis (Engineer): E.ÖZCAN

DERİNLİK Depth-m	LİTOLOJİ Lithology	Derinlik Depth m	Örnek Kodu Sample Code NO	SPT					KAROT/CORE				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																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
1.2		1.5	SPT1 1	50/1	R																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									</

Mor renkli, ince tabakalı, ARKOZ

TEMELTAŞ		SONDAJ LOGU / BORING LOG		NO	SK3														
İŞVEREN (OWNER): MT İNŞAAT		PROJE (PROJECT): UMRANIYE, 48 PAFTA, 874 ADA, 99 PARSEL		Sayfa/Page: 1/1															
Mevkii (Location): UMRANIYE		Koord(Coord): x: y: z:		Sondaj Tipi (Boring Type): ROTARY															
Baş. Tarihi (Begin. Date): 14/03/2007		Sondaj Der. (Boring Depth): 38m		Sondör (Driller): M.KILDACI															
Bit. Tarihi (Comp. Date): 17/03/2007		Su Seviyesi (Water Level): 16.7m		Mühendis (Engineer): E.ÖZCAN															
DERİNLİK Depth-m	LİTOLOJİ Lithology	Derinlik Depth	Örnek Kodu Sample Code	NO	SPT				KAROT/CORE			Sondaj Kor/Elevation	AÇIKLAMALAR (Explanations)						
					Darbe/Blow				TCR%	SCR%	RQD%								
					00-15	15-30	30-45	N30	10	20	30	40	50	0	100	0	100	0	100
1.2																			
2																			
3																			
4.5																			
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																			
32																			
33																			
34																			
34.6																			
35																			
36																			

Muhtelif malzemelerden oluşmuş DOLGU

Koyu sarı-pembe renkli, kumlu KİL/KİLİ KUM

Koyu gri-yeşil renkli, çatlaklı, KUMTAŞI

Mor renkli, 18.00-19.50 m. arası kuvarsit ara tabakalı, ince tabakalı, çok çatlaklı, ARKOZ

Koyu gri-yeşil renkli, çok çatlaklı, KUMTAŞI

Sondaj Sporu: TEMELTAŞ

TEMELTAS		SONDAJ LOGU / BORING LOG				NO SK4										
İŞVEREN (OWNER): MT İNŞAAT		PROJE (PROJECT): UMRANIYE, 43 PAFTA, 674 ADA, 99 PARSEL				Sayfa/Page: 1/1										
Mevkil (Location): UMRANIYE		Koord(Coord): x: y: z:		Sondaj Tipi (Boring Type): ROTARY												
Baş. Tarihi (Begin. Date) : 13/03/2007		Sondaj Der. (Boring Depth) : 36m		Sondör (Driller): E.CUMA												
Bit. Tarihi (Comp. Date) : 16/03/2007		Su Seviyesi (Water Level) : 18m		Mühendis (Engineer): E.ÖZCAN												
DERİNLİK Depth-m	LİTOLOJİ Lithology	Derinlik Depth	Çanak Kodu Sample Code	NO	SPT					KAROT/CORE			AÇIKLAMALAR (Explanations)			
					Darbe/Blow					TCR%	SCR%	RQD%				
					00-10	10-20	20-30	30-40	40-50	0	100	0	100	0	100	
1.2		1.5	SPT: 1	35	50.0	50										Muhtelif malzemelerden oluşmuş DOLGU
2																Koyu sarı-pembe renkli, kumlu KİL/kilili KUM
3																
4																
4.5																
5																
6																
7																
8																
9																
10																
11																
12																
13																
14																
15																
15.5																
16																
17																
18																
19																
20																
21																
22																
23																
24																
25																
26																
27																
28																
29																
30																
31																
31.5																
32																
32.5																
33																
34																
35																
36																

**TEMELTAS****SONDAJ LOGU / BORING LOG**

NO SK5

Sayfa/Page: 1/ 1

İŞVEREN (OWNER): MT İNŞAAT

PROJE (PROJECT): UMRANIYE, 43 PAFTA, 874 ADA, 99 PARSEL

Mevkii (Location): UMRANIYE

Koord(Coord): X: Y: Z:

Sondaj Tipi (Boring Type): ROTARY

Baş. Tarihi (Begin. Date) : 16/03/2007

Sondaj Der. (Boring Depth) : 37m

Sondör (Driller): M.KILDACI

Bit. Tarihi (Comp. Date) : 19/03/2007

Su Seviyesi (Water Level) : 14.3m

Mühendis (Engineer): E.ÖZCAN

DERİNLİK Depth	LİTOLOJİ Lithology	Derinlik Depth	Örnek Kodu Sample Code	NO	SPT					KAROT/CORE				AÇIKLAMALAR (Explanations)
					Darbe/Blow	N30	TCR%	SCR%	RQD%					
1					00-15	15-30	30-45	N30	15	20	25	30	35	Muhtelif malzemelerden oluşmuş DOLGU
2														
3		3	SPT 1	1	50.0									Açık gri - krem renkli, çakıllı, bloklu, sıkı kumlu KUM
4														
5		4.5	SPT 2	2	50.0									
6														
7														
8														
9														
10														
11														
12														
13														
14														
15														Koyu sarı renkli, orta-iri daneli, yer yer zayıf çimentolu, kumlu KUM
16														
17														
18														
19														
20														
21														
22														
23														
24														
25														Mor - kahve renkli, aşırı derecede ayrışmış bozlaşmaya uğramış, deforme olmuş KUMTAŞI
26														
27														
28														
29														
30														
31														
32														
33														
34														
35														
36														
37														

Sondaj Sonuçları ve Tic. A.Ş.

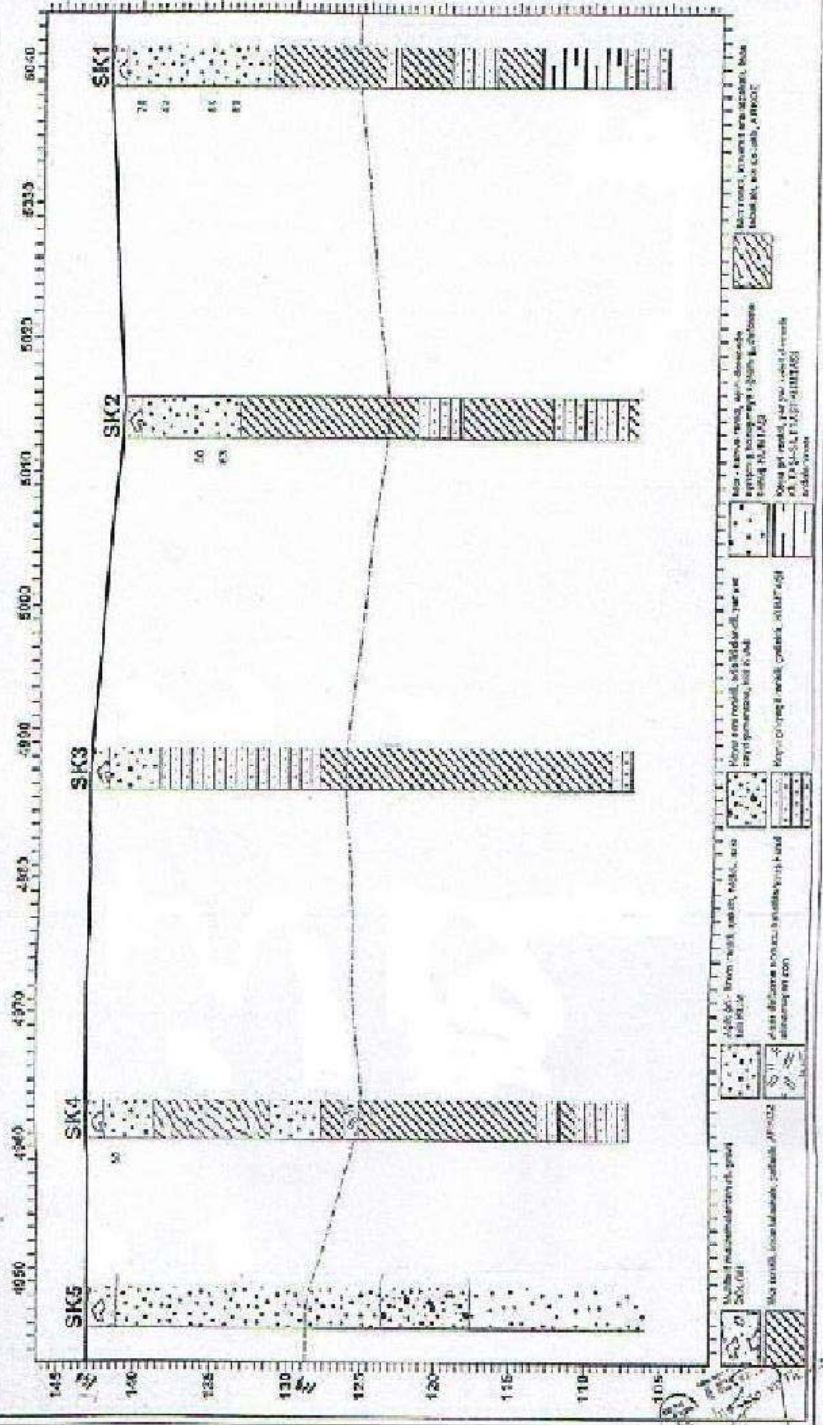
TEMELTAŞ SK5, SK4, SK3, SK2, SK1 ZEMİN KESİTİ (CROSS SECTION)

Proje Adı (Project Name)

: UMRANİYE, 48 PAFTA, 874 ADA, 99 PARSEL

İşveren (Owner)

: İTİ İNŞAAT





ZEMAR ZEMİN ARAŞTIRMA VE TEST LABORATUVARI

KAYADA ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEY RAPORU

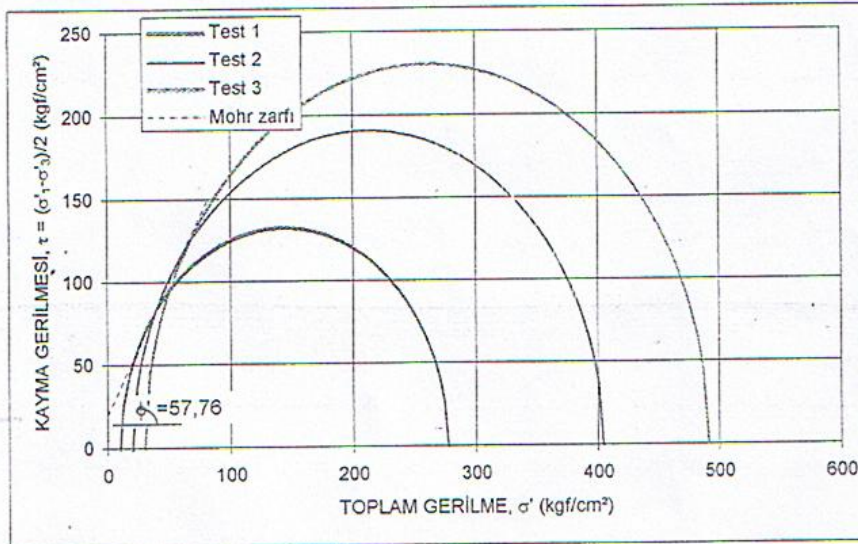
Form No: KY-FR-76

Müşteri Adı/Ünvanı: TEMELTAŞ A.Ş.
Num.Alındığı Yer: 48 pl. 874 ada 99 prs. ÜMRANIYE/İST.
Sondaj/Numune No: SK-2/KAROT
Derinlik: 25,00 m.

Num.Kabul Tarihi: 28.03.2007
Deney Tarihi: 03.04.2007
Deney Rapor Tarihi: 03.04.2007
Laboratuvar No: 07-919küçe1

Numunerin		1	2	3
Boy	cm	11,3	11,2	11,2
Çapı	cm	5,4	5,4	5,4
Ağırlığı	gr	706,15	692,68	632,69
Su Muhtevası	%	-	-	-
Alan	cm ²	22,9	22,9	22,9
Hacim	cm ³	258,9	256,6	256,6
Yenilme Yüğü	F	kgf	9248	11256
Yanal Basınç	σ_3	kgf/cm ²	10	30
Eksenel gerilme	σ_1	kgf/cm ²	276,72	403,64

Kohezyon (c): 20,0 kgf/cm²
İçsel sürtünme açısı: 57,8 °



- Deneyler ilgili firma tarafından laboratuvarımıza teslim edilen numuneler üzerinde yapılmıştır.
- Deneylerimiz TS 1900 / Nisan 1987 standartına göre yapılmaktadır.
- Bu deney raporu Laboratuvarımızın yazılı izni olmadan basılamaz ve çoğaltılamaz.
- Original Security hologramları olmayan Deney Sonuç raporlarımız geçersizdir.

Deneyi Yapan: N.AT
Jeoloji Mühendisi
No: 8956



Deneyi Yapan: N.AT
Jeoloji Mühendisi

ADRES: M.Şevket Paşa Mah. Ersan Sok. No:16/1 ŞİŞLİ / İSTANBUL, Tel:(0 212) 237 38 39 Fax:(0 212) 238 16 43 GSM:0 533 714 44 70
e-mail: zemar@zemarzemin.com.tr , www.zemarzemin.com.tr



ZEMİN ARAŞTIRMA VE TEST LABORATUVARI



NOKTA YÜKLEME DENEY RAPORU

Form No: KY-FR-46

Müşteri Adı/Ünvanı : TEMELTAŞ İNŞ. TİC. A.Ş.
Num.Alındığı Yer : 48 pf. 874 ada 99 prs. ÜMRANIYE/İST.
Sondaj / Numune No : SK-5/karot
Derinlik : 27,00 m.

Numune Kabul Tarihi : 23,03,2007
Deney Tarihi : 24,03,2007
Den. Rapor Tarihi : 27,03,2007
Laboratuvar No : 07-836ny7



Örnek No	Deney Türü	Genişlik W (mm)	Çap D (mm)	Yenieme Yüklü p (kN)	Karot Çapı D (mm)	D_0^2 mm ²	$I_s = (P \cdot 10^3) / D_0^2$ (MPa)	F	$I_{s(50)}$ (MPa)
1	d		38.0	7.0					4.85
2	d		25.0	5.2					8.32
3	d		35.0	2.0					1.63
4	d		34.0	5.0					4.33
5	d		22.0	5.0					10.33
6	d		24.0	3.9					6.77
7	d		23.0	3.1					5.86
8	d		22.0	3.3					6.82
9									
10									
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									
I_{s50} (Ort.)									6.11

İ Düzensiz şekilli örnek deneyi

d Çapsal deney

a Eksenel deney

b Blok deney

- * Deneyler ilgili firma tarafından laboratuvarımıza teslim edilen numuneler üzerinde yapılmıştır.
- * Deneylerimiz ISRM 1985 standartına göre yapılmaktadır.
- * Bu deney raporu Laboratuvarımızın yazılı izni olmadan basılamaz ve çoğaltılamaz.
- * ZEMAR hologramları olmayan Deney Sonuç raporlarımız geçersizdir.
- * T.C.Bayındırlık ve İskan Bakanlığı logosu 03,04,2003 tarih ve 42 numaralı Laboratuvar İzin Belgesi kapsamında kullanılmaktadır.

Deneyi Yapan

Deney Sorumlusu
Hüseyin İNANÇ

Onaylayan

Nihat BAŞARIK
Denetçi Mühendis
Jeoloji Mühendisi

ADRES: M.Şevket Paşa Mah. Ersan Sok. No:16/1 ŞİŞLİ / İSTANBUL TEL: 0 212 237 38 39-237 88 74 FAX: 0 212 238 16 43 www.zemmar.com.tr



ZEMİN ARAŞTIRMA VE TEST LABORATUVARI



NOKTA YÜKLEME DENEY RAPORU

Form No: KY-FR-46

Müşteri Adı/Ünvanı : TEMELTAŞ İNŞ. TİC. A.Ş.
Num.Alındığı Yer : 48 pf. 874 ada 99 prs. ÜMRANIYE/İST.
Sondaj / Numune No : SK-2/karot
Derinlik : 13,00 m.

Numune Kabul Tarihi : 23.03.2007
Deney Tarihi : 24.03.2007
Den. Rapor Tarihi : 27.03.2007
Laboratuar No : 07-836ny2



Örnek No	Deney Türü	Genişlik W (mm)	Çap D (mm)	Yenilme Yüklü p (kN)	Karot Çapı D (mm)	D_e^2 mm ²	$I_s = (P \cdot 10^3) / D_e^2$ (MPa)	F	$I_{s(50)}$ (MPa)
1	d		43.0	4.6					2.49
2	d		37.0	5.1					3.73
3	d		52.0	6.0					2.22
4	d		26.0	4.5					6.66
5	d		42.0	4.9					2.78
6	d		26.0	2.9					4.29
7	d		22.0	3.7					7.64
8	d		24.0	3.8					6.60
9	d		21.0	2.7					6.12
10	d		22.0	1.9					3.93
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									
I_{s50} (Ort.)									4.64

- İ Düzensiz şekilli örnek deneyi
d Çapsal deney
a Eksenel deney
b Blok deney

- * Deneyler ilgili firma tarafından laboratuvarımıza teslim edilen numuneler üzerinde yapılmıştır.
- * Deneylerimiz ISRM 1985 standartına göre yapılmaktadır.
- * Bu deney raporu Laboratuvarımızın yazılı izni olmadan basılamaz ve çoğaltılamaz.
- * ZEMAR hologramları olmayan Deney Sonuç raporlarımız geçersizdir.
- * T.C.Bayındırlık ve İskan Bakanlığı İlgili 03.04.2003 tarih ve 42 numaralı Laboratuvar İzin Belgesi kapsamında kullanılmaktadır.

Deneyi Yapan

Onaylayan

Deney Sorumlusu
Hüseyin İNANÇ

Nihat BAŞARIK
Denetçi Mühendis
Jeoloji Mühendisi

ADRES: M.Şevket Paşa Mah. Ersan Sok. No:16/1 ŞİŞLİ / İSTANBUL TEL: 0 212 237 38 39-237 88 74 FAX: 0 212 238 16 43 www.zemmaraz.com.tr



ZEMİN ARAŞTIRMA VE TEST LABORATUVARI



NOKTA YÜKLEME DENEY RAPORU

Form No: KY-FR-46

Müşteri Adı/Unvanı :
Num. Alındığı Yer :
Sondaj / Numune No :
Derinlik :

TEMELTAŞ İNŞ. TİC. A.Ş.
48 pf. 874 ada 99 prs. ÜMRANIYE/İST.
SK-2/karot
24,00 m.

Numune Kabul Tarihi : 23,03,2007
Deney Tarihi : 24,03,2007
Den. Rapor Tarihi : 27,03,2007
Laboratuvar No : 07-836ny3



Örnek No	Deney Türü	Genişlik W (mm)	Çap D (mm)	Yenilme Yükü p (kN)	Karot Çapı D (mm)	D_e^2 mm ²	$I_s = (P \cdot 10^3) / D_e^2$ (MPa)	F	$I_{s(50)}$ (MPa)
1	d		53.0	9.0					3.20
2	d		51.0	8.0					3.08
3	d		38.0	18.0					12.47
4	d		39.0	3.3					2.17
5	d		37.0	8.0					5.84
6	d		34.0	14.0					12.11
7	d		28.0	4.0					5.10
8	d		34.0	8.0					6.92
9	d		38.0	5.1					3.53
10	d		34.0	2.8					2.42
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									
$I_{s50} (Ort.)$									5.68

i Düzensiz şekilli örnek deneyi

d Çapsal deney

a Eksenel deney

b Blok deney

- * Deneyler ilgili firma tarafından laboratuvarımıza teslim edilen numuneler üzerinde yapılmıştır.
- * Deneylerimiz ISRM 1985 standartına göre yapılmaktadır.
- * Bu deney raporu Laboratuvarımızın yazılı izni olmadan basılamaz ve çoğaltılamaz.
- * ZEMAR hologramları olmayan Deney Sonuç raporlarımız geçersizdir.
- * T.C.Bayındırlık ve İskan Bakanlığı logosu 03,04,2003 tarih ve 42 numaralı Laboratuvar İzin Belgesi kapsamında kullanılmaktadır.

Deneyi Yapan

Onaylayan

Deney Sorumlusu
Hüseyin İNANÇ

Nihat BAŞARIK
Denetçi/Mühendis
Jeoloji Mühendisi

ADRES: M.Şevket Paşa Mah. Ersan Sok. No:16/1 ŞİŞLİ / İSTANBUL TEL: 0 212 237 38 39-237 68 74 FAX: 0 212 238 16 43 www.zeminarzemin.com.tr



ZEMİN ARAŞTIRMA VE TEST LABORATUVARI



NOKTA YÜKLEME DENEY RAPORU

Form No: KY-FR-46

Müşteri Adı/Ünvanı : TEMELTAŞ İNŞ. TİC. A.Ş.
Num.Alındığı Yer : 48 pf. 874 ada 99 prs. ÜMRANIYE/İST.
Sondaj / Numune No : SK-4/karot
Derinlik : 24,50 m.

Numune Kabul Tarihi : 23,03,2007
Deney Tarihi : 24,03,2007
Den. Rapor Tarihi : 27,03,2007
Laboratuar No : 07-836ny5



Örnek No	Deney Türü	Genişlik W (mm)	Çap D (mm)	Yenilme Yüğü p (kN)	Karot Çapı D (mm)	D_e^2 mm ²	$I_s = (P \cdot 10^3) / D_e^2$ (MPa)	F	$I_{s(50)}$ (MPa)
1	d		51.0	1.1					0.42
2	d		44.0	1.8					0.93
3	d		28.0	3.6					4.59
4	d		51.0	1.1					0.42
5	d		34.0	0.4					0.35
6	d		34.0	1.8					1.56
7	d		24.0	2.2					3.82
8	d		25.0	2.2					3.52
9	d		22.0	1.8					3.72
10	d		20.0	3.4					8.50
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									
$I_{s50} (Ort.)$									2.78

I Düzensiz şekilli örnek deneyi

d Çapsal deney

a Eksenel deney

b Blok deney

* Deneyler ilgili firma tarafından laboratuvarımıza teslim edilen numuneler üzerinde yapılmıştır.

* Deneylerimiz ISRM 1985 standartına göre yapılmaktadır.

* Bu deney raporu Laboratuvarımızın yazılı izni olmadan basılamaz ve çoğaltılamaz.

* ZEMAR hologramları olmayan Deney Sonuç raporlarımız geçersizdir.

* T.C.Bayındırlık ve İskan Bakanlığı logosu 03,04,2003 tarih ve 42 numaralı Laboratuvar İzin Belgesi kapsamında kullanılmaktadır.

Deneyi Yapan

Deney Sorumlusu
Hüseyin İNANÇ

Onaylayan

Nihat BAŞARIK
Denetçi Mühendis
Jeoloji Mühendisi



ZEMİN ARAŞTIRMA VE TEST LABORATUVARI



NOKTA YÜKLEME DENEY RAPORU

Form No: KY-FR-46

Müşteri Adı/Unvanı : TEMELTAŞ İNŞ. TİC. A.Ş.
Num.Alındığı Yer : 48 pl. 674 ada 99 prs. ÜMRANIYE/İST.
Sondaj / Numune No : SK-3/karot
Derinlik : 28,00 m.

Numune Kabul Tarihi : 23,03,2007
Deney Tarihi : 24,03,2007
Den. Rapor Tarihi : 27,03,2007
Laboratuvar No : 07-836ny4



Örnek No	Deney Türü	Genişlik W (mm)	Çap D (mm)	Yenilme Yüğü p (kN)	Karot Çapı D (mm)	D_e^2 mm ²	$I_s = (P \cdot 10^3) / D_e^2$ (MPa)	F	$I_{s(50)}$ (MPa)
1	d		51.0	3.2					1.23
2	d		55.0	5.3					1.75
3	d		47.0	2.8					1.27
4	d		34.0	4.2					3.63
5	d		20.0	1.8					4.50
6	d		24.0	3.7					6.42
7	d		26.0	0.9					1.33
8	d		28.0	2.1					2.68
9	d		21.0	1.6					3.63
10	d		24.0	2.2					3.82
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									
$I_{s(50)} (Ort.)$									3.03

- i Düzensiz şekilli örnek deneyi
d Çapsal deney
a Eksenel deney
b Blok deney

- * Deneyler ilgili firma tarafından laboratuvarımıza teslim edilen numuneler üzerinde yapılmıştır.
* Deneylerimiz ISRM 1985 standartına göre yapılmaktadır.
* Bu deney raporu Laboratuvarımızın yazılı izni olmadan basılamaz ve çoğaltılamaz.
* ZEMAR hologramları olmayan Deney Sonuç raporlarımız geçersizdir.
* T.C.Bayındırlık ve İskan Bakanlığı logosu 03.04.2003 tarih ve 42 numaralı Laboratuvar İzin Belgesi kapsamında kullanılmaktadır.

Deneyi Yapan

Onaylayan

Deney Sorumlusu
Hüseyin İNANÇ

Nihat BAŞARIK
Denetçi Mühendis
Jeoloji Mühendisi

ADRES: M.Şevket Paşa Mah. Ersan Sok. No:16/1 ŞİŞLİ / İSTANBUL TEL: 0 212 237 38 39-237 88 74 FAX: 0 212 238 16 43 www.zemmarzemin.com.tr



ZEMİN ARAŞTIRMA VE TEST LABORATUVARI

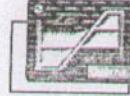


NOKTA YÜKLEME DENEY RAPORU

Form No: KY-FR-46

Müşteri Adı/Ünvanı : TEMELTAŞ İNŞ. TİC. A.Ş.
Num.Alındığı Yer : 48 pf. 874 ada 99 prs. ÜMRANIYE/İST.
Sondaj / Numune No : SK-4/karot
Derinlik : 34,00 m.

Numune Kabul Tarihi : 23,03,2007
Deney Tarihi : 24,03,2007
Den. Rapor Tarihi : 27,03,2007
Laboratuar No : 07-836ny6



Örnek No	Deney Türü	Genişlik W (mm)	Çap D (mm)	Yenilme Yüğü p (kN)	Karot Çapı D (mm)	D_e^2 mm ²	$I_s = (P \cdot 10^3) / D_e^2$ (MPa)	F	$I_{s(50)}$ (MPa)
1	d		49.0	5.1					2.12
2	d		48.0	4.3					1.87
3	d		35.0	9.0					7.35
4	d		34.0	7.0					6.06
5	d		24.0	4.8					8.33
6	d		25.0	3.1					4.96
7	d		25.0	2.6					4.16
8	d		26.0	3.7					5.47
9									
10									
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									
$I_{s50} (Ort.)$									5.04

I Düzensiz şekilli örnek deneyi

d Çapsal deney

a Eksenel deney

b Blok deney

* Deneyler ilgili firma tarafından laboratuvarımıza teslim edilen numuneler üzerinde yapılmıştır.

* Deneylerimiz ISRM 1985 standartına göre yapılmaktadır.

* Bu deney raporu Laboratuvarımızın yazılı izni olmadan basılamaz ve çoğaltılamaz.

* ZEMAR hologramları olmayan Deney Sonuç raporlarımız geçersizdir.

* T.C.Bayındırlık ve İşkan Bakanlığı logosu 03,04,2003 tarih ve 42 numaralı Laboratuvar İzin Belgesi kapsamında kullanılmaktadır.

Deneyi Yapan

Deney Sorumlusu
Hüseyin İNANÇ

Onaylayan

Nihat BAŞARIK
Denetçi Mühendis
Jeoloji Mühendisi

Ek 3 Analizi Yapılan Kesitlerin Malzeme Parametreleri ve Analiz Sonuçları

I – I Kesiti

1. General Information

Table [1] Units

Type	Unit
Length	m
Force	kN
Time	day

Table [2] Model dimensions

	min.	max.
X	-50,000	30,000
Y	-40,000	0,000

Table [3] Model

Model	Plane strain
Element	15-Noded

2. Geometry

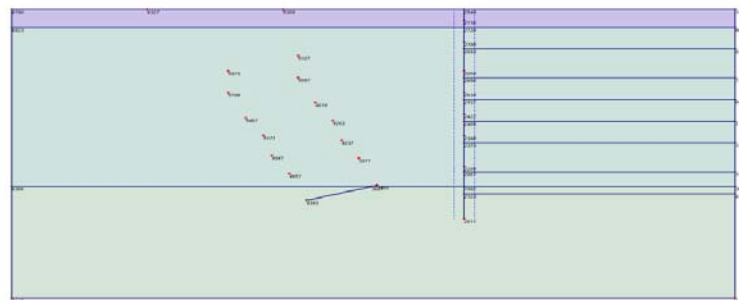


Fig. 1 Plot of geometry model with significant nodes**Table [4] Table of significant nodes**

Node no.	x-coord.	y-coord.	Node no.	x-coord.	y-coord.
6790	-50,000	0,000	5171	-22,200	-17,450
5615	-50,000	-40,000	2422	0,000	-14,500
1111	30,000	-40,000	4237	-13,520	-18,120
109	30,000	0,000	4847	-21,250	-20,200
2549	0,000	0,000	2390	0,000	-17,500
2611	0,000	-29,000	3971	-11,600	-20,600
5309	-20,000	0,000	4651	-19,300	-22,700
6327	-35,000	0,000	2205	0,000	-21,750
6823	-50,000	-2,500	3450	-9,600	-24,340
99	30,000	-2,500	4343	-17,400	-26,400
2720	0,000	-2,500	3627	-10,206	-24,500
6366	-50,000	-24,500	2683	0,000	-5,500
369	30,000	-24,500	83	30,000	-5,500
1982	0,000	-24,500	2650	0,000	-9,500
2716	0,000	-1,500	73	30,000	-9,500
5107	-18,350	-6,420	2437	0,000	-12,500
5873	-26,100	-8,500	60	30,000	-12,500
2700	0,000	-4,500	2405	0,000	-15,500
5097	-18,350	-9,420	1	30,000	-15,500
5789	-26,100	-11,500	2373	0,000	-18,500
2654	0,000	-8,500	150	30,000	-18,500
4619	-16,420	-12,900	2123	0,000	-25,500
5467	-24,150	-15,000	433	30,000	-25,500
2634	0,000	-11,500	2067	0,000	-22,500
4263	-14,500	-15,400	154	30,000	-22,500

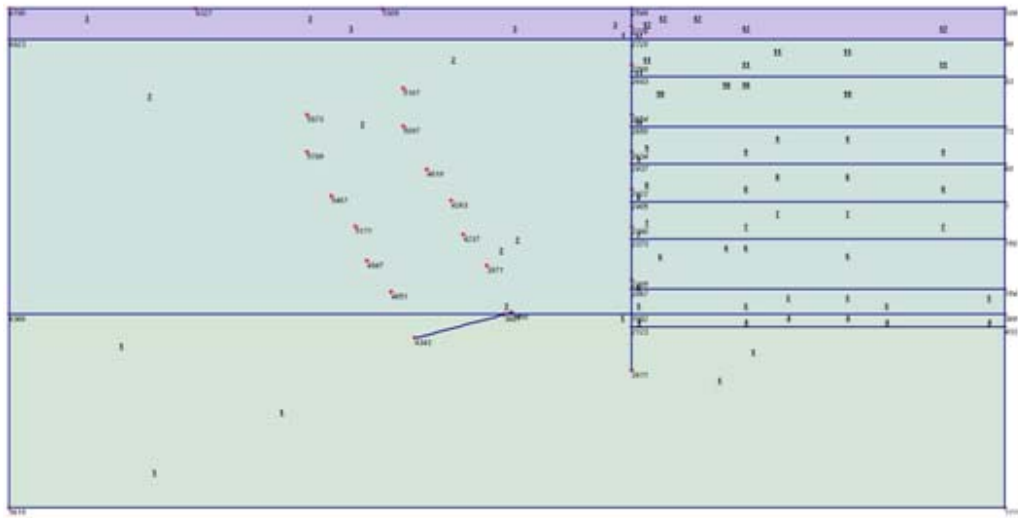


Fig. 2 Plot of geometry model with cluster numbers

Table [5] Table of clusters

Cluster no.	Nodes
1	5615, 1111, 2611, 6366, 1982, 4343, 3627, 2123, 433.
2	6823, 2720, 6366, 1982, 5107, 5873, 2700, 5097, 5789, 2654, 4619, 5467, 2634, 4263, 5171, 2422, 4237, 4847, 2390, 3971, 4651, 2205, 3450, 3627, 2683, 2650, 2437, 2405, 2373, 2067.
3	6790, 2549, 5309, 6327, 6823, 2720, 2716.
4	369, 1982, 2123, 433.
5	369, 1982, 2067, 154.
6	2205, 2373, 150, 2067, 154.
7	2390, 2405, 1, 2373, 150.
8	2422, 2437, 60, 2405, 1.
9	2634, 2650, 73, 2437, 60.
10	2654, 2683, 83, 2650, 73.
11	99, 2720, 2700, 2683, 83.
12	109, 2549, 99, 2720, 2716.

3. Structures

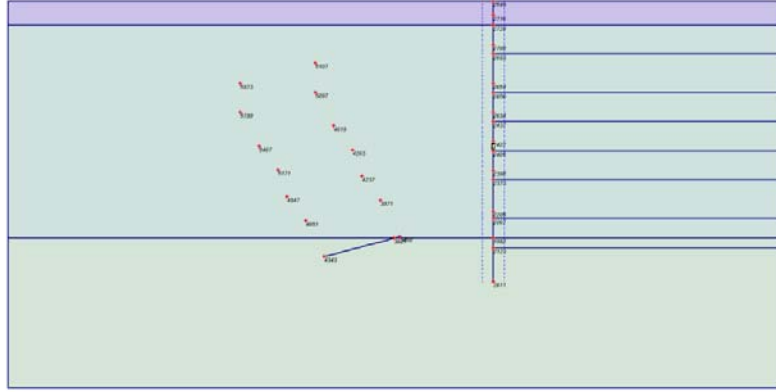


Fig. 3 Plot of geometry model with structures

Table [6] Beams

Plate no.	Data set	Length [m]	Nodes
1	Q65 forekazik	29,000	2549, 2716, 2720, 2700, 2683, 2654, 2650, 2634, 2437, 2422, 2405, 2390, 2373, 2205, 2067, 1982, 2123, 2611.

Table [7] Geotextiles

Geotextiles no.	Data set	Length [m]	Nodes
1	ankraj kökü	8,024	5107, 5873.
2	ankraj kökü	8,024	5097, 5789.
3	ankraj kökü	8,010	4619, 5467.
4	ankraj kökü	7,968	4263, 5171.

Geotextiles no.	Data set	Length [m]	Nodes
5	ankraj kökü	8,005	4237, 4847.
6	ankraj kökü	7,981	3971, 4651.
7	ankraj kökü	8,067	3450, 3627, 4343.

Table [8] Interfaces

Interface no.	Data set	Nodes
1	3-arkoz 2-ayrismis grovak 1-dolgu 3-arkoz 2-ayrismis grovak 2-ayrismis grovak 2-ayrismis grovak 2-ayrismis grovak 2-ayrismis grovak 2-ayrismis grovak 2-ayrismis grovak 1-dolgu	2123, 1982, 2123, 2611, 2611, 2123. 2700, 2720, 2683, 2700, 2654, 2683, 2650, 2654, 2634, 2650, 2437, 2634, 2422, 2437, 2405, 2422, 2390, 2405, 2373, 2390, 2205, 2373, 2067, 2205, 1982, 2067. 2716, 2549, 2720, 2716. 1982, 2123. 2067, 1982. 2373, 2205, 2205, 2067. 2405, 2390, 2390, 2373. 2437, 2422, 2422, 2405. 2650, 2634, 2634, 2437. 2683, 2654, 2654, 2650. 2720, 2700, 2700, 2683. 2549, 2716, 2716, 2720.

Table [9] Node-to-node anchors

Anchor no.	Data set	Length [m]	First node	Last node
1	4 lü ankraj	18,998	2716	5107
2	4 lü ankraj	18,998	2700	5097
3	4 lü ankraj	16,999	2654	4619
4	4 lü ankraj	15,015	2634	4263
5	4 lü ankraj	13,996	2422	4237
6	4 lü ankraj	12,007	2390	3971
7	5 li ankraj	9,943	2205	3450

4. Loads & boundary conditions

Table [10] Node fixities

Node no.	Sign	Horizontal	Vertical	Node no.	Sign	Horizontal	Vertical
5615	#	Fixed	Fixed	6823		Fixed	Free
1111	#	Fixed	Fixed	99		Fixed	Free
5611	#	Fixed	Fixed	6366		Fixed	Free
5573	#	Fixed	Fixed	369		Fixed	Free
5441	#	Fixed	Fixed	83		Fixed	Free
5207	#	Fixed	Fixed	73		Fixed	Free
4889	#	Fixed	Fixed	60		Fixed	Free
4735	#	Fixed	Fixed	1		Fixed	Free
4430	#	Fixed	Fixed	150		Fixed	Free
4215	#	Fixed	Fixed	433		Fixed	Free

Node no.	Sign	Horizontal	Vertical	Node no.	Sign	Horizontal	Vertical
3881	#	Fixed	Fixed	154		Fixed	Free
3543	#	Fixed	Fixed	6227		Fixed	Free
3307	#	Fixed	Fixed	6089		Fixed	Free
3047	#	Fixed	Fixed	5854		Fixed	Free
2827	#	Fixed	Fixed	6876		Fixed	Free
2559	#	Fixed	Fixed	6828		Fixed	Free
2209	#	Fixed	Fixed	6803		Fixed	Free
1914	#	Fixed	Fixed	6685		Fixed	Free
1597	#	Fixed	Fixed	6543		Fixed	Free
1394	#	Fixed	Fixed	1121		Fixed	Free
1141	#	Fixed	Fixed	821		Fixed	Free
6790		Fixed	Free	727		Fixed	Free
109		Fixed	Free				

Table [11] Distributed loads A

Loads no.	First node	qx [kN/m/m]	qy [kN/m/m]	Last node	qx [kN/m/m]	qy [kN/m/m]
1	5309	0,000	-40,000	6327	0,000	-40,000

5. Material data

Table [12] Soil data sets parameters

<i>Mohr-Coulomb</i>		1	2	3
		1-dolgu	2-ayrismis grovak	3-arkoz
Type		Drained	Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	17,00	20,00	22,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	17,00	20,00	22,00
k_x	[m/day]	0,000	0,000	0,000
k_y	[m/day]	0,000	0,000	0,000
c_{init}	[-]	0,500	0,500	0,500
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	18000,000	130000,000	300000,000
ν	[-]	0,300	0,260	0,240
G_{ref}	[kN/m ²]	11538,462	52380,952	120967,742
E_{oed}	[kN/m ²]	24230,769	161507,937	353598,015
c_{ref}	[kN/m ²]	5,00	10,00	20,00
φ	[°]	28,00	37,00	40,00
ψ	[°]	0,00	7,00	10,00
E_{inc}	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00
y_{ref}	[m]	0,000	0,000	0,000
$c_{increment}$	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00
$T_{str.}$	[kN/m ²]	0,00	0,00	0,00
$R_{inter.}$	[-]	1,00	1,00	1,00
Interface		Neutral	Neutral	Neutral
permeability				

Table [13] Beam data sets parameters

No.	Identification	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m/m]	v [-]	Mp [kNm/m]	Np [kN/m]
1	Q65 forekazik	1,1608E7	3,0653E5	3,75	0,15	1E15	1E15

Table [14] Geotextile data sets parameters

No.	Identification	EA [kN/m]	v [-]
1	ankraj kökü	200000,00	0,00

Table [15] Anchor data sets parameters

No.	Identification	EA [kN]	 Fmax,comp [kN]	 Fmax,tens [kN]	L spacing [m]
1	4 lü ankraj	110400,00	1E15	1E15	1,60
2	5 li ankraj	138000,00	1E15	1E15	1,60

6. Deformations

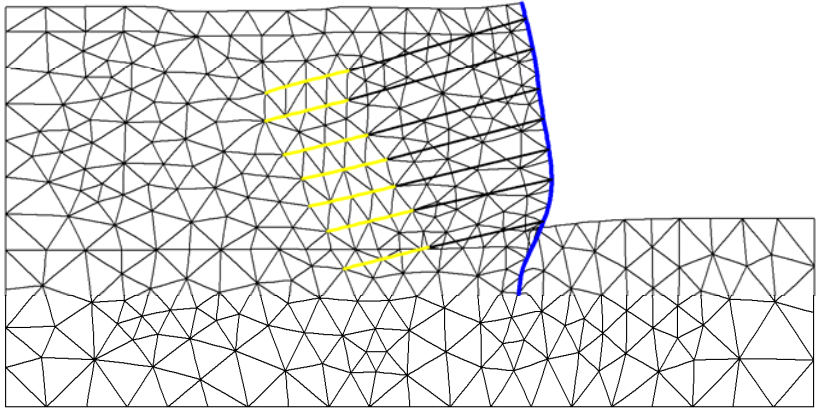


Figure: Plot of deformed mesh -step no: 56 - (phase: 10)

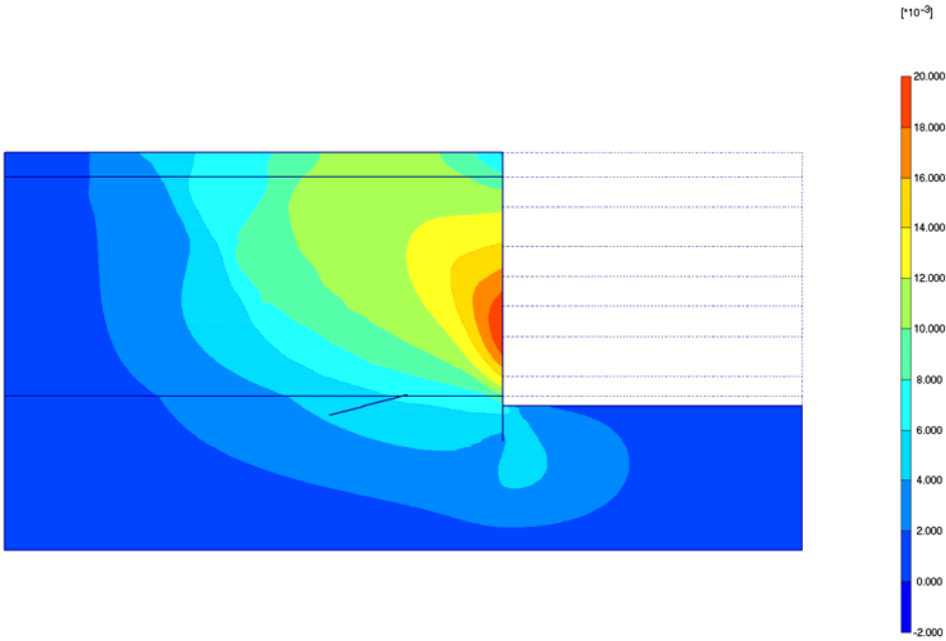


Figure: Plot of horizontal displacements (shadings) step no: 56 - (phase: 10)

7. Structures

7.1 Beams

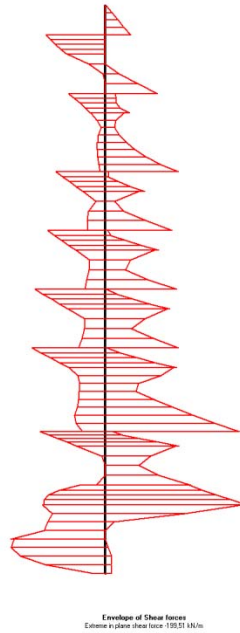


Figure: Shear forces envelop in beam

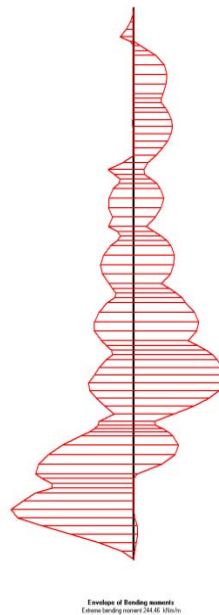


Figure: Bending moment envelop in beam

II – II Kesiti

1. General Information

Table [1] Units

Type	Unit
Length	m
Force	kN
Time	day

Table [2] Model dimensions

	min.	max.
X	-40,000	20,000
Y	-35,000	0,000

Table [3] Model

Model	Plane strain
Element	15-Noded

2. Geometry

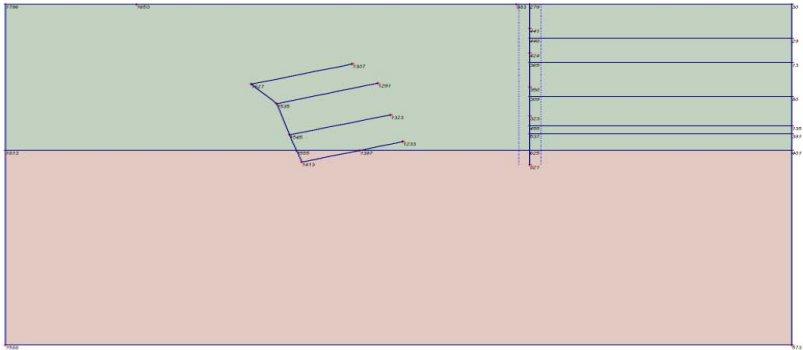


Table [4] Table of significant nodes

Node no.	x-coord.	y-coord.	Node no.	x-coord.	y-coord.
1796	-40,000	0,000	1413	-17,400	-16,200
30	20,000	0,000	537	0,000	-13,300
573	20,000	-35,000	391	20,000	-13,300
1588	-40,000	-35,000	440	0,000	-3,500
279	0,000	0,000	29	20,000	-3,500
1653	-30,000	0,000	365	0,000	-6,000
821	0,000	-16,500	13	20,000	-6,000
441	0,000	-2,500	309	0,000	-9,500
1307	-13,520	-6,120	80	20,000	-9,500
1627	-21,250	-8,200	455	0,000	-12,500
424	0,000	-5,000	135	20,000	-12,500
1291	-11,600	-8,100	1813	-40,000	-15,000
1535	-19,320	-10,200	401	20,000	-15,000
350	0,000	-8,500	1397	-12,977	-15,000
1323	-10,600	-11,340	625	0,000	-15,000
323	0,000	-11,500	1555	-17,807	-15,000
1233	-9,660	-14,100	883	-1,000	0,000
1545	-18,350	-13,400			

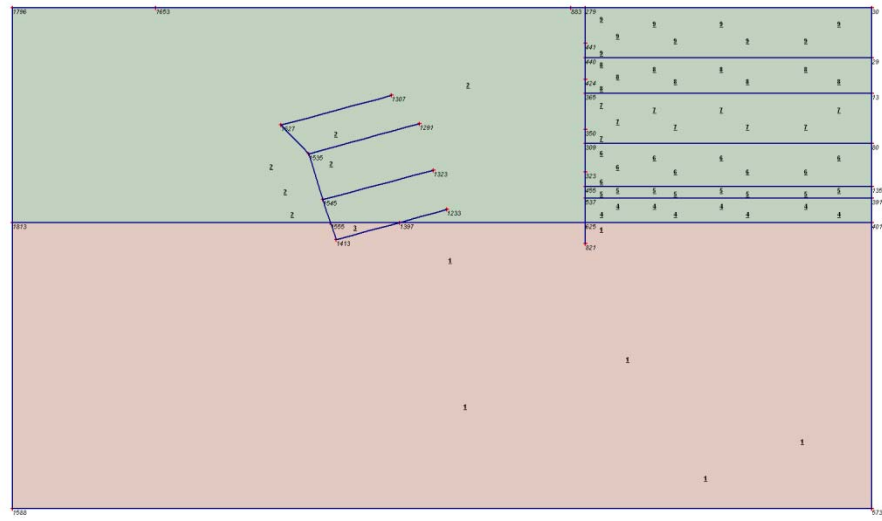


Fig. 2 Plot of geometry model with cluster numbers

Table [5] Table of clusters

Cluster no.	Nodes
1	573, 1588, 821, 1413, 1813, 401, 1397, 625, 1555.
2	1796, 279, 1653, 441, 1307, 1627, 424, 1291, 1535, 350, 1323, 323, 1233, 1545, 537, 440, 365, 309, 455, 1813, 1397, 625, 1555, 883.
3	1413, 1397, 1555.
4	537, 391, 401, 625.
5	537, 391, 455, 135.
6	323, 309, 80, 455, 135.
7	350, 365, 13, 309, 80.
8	424, 440, 29, 365, 13.
9	30, 279, 441, 440, 29.

3. Structures

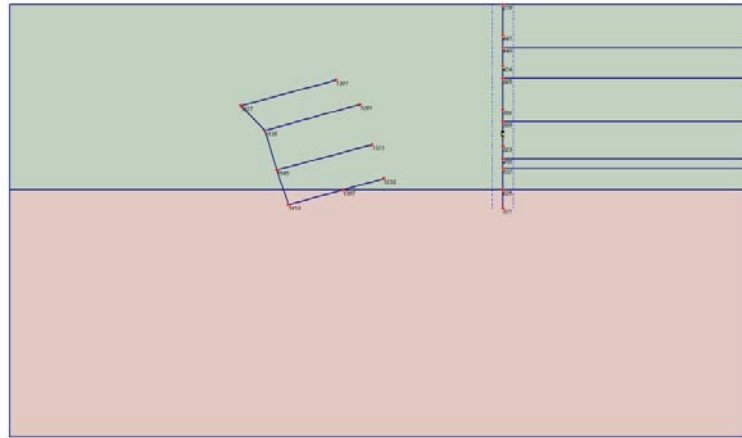


Fig. 3 Plot of geometry model with structures

Table [6] Beams

Plate no.	Data set	Length [m]	Nodes
1	Q25 minikazik	16,500	279, 537, 455, 441, 323, 309, 350, 365, 424, 440, 625, 821.

Table [7] Geotextiles

Geotextiles no.	Data set	Length [m]	Nodes
1	ankraj kökü	8,005	1307, 1627.
2	ankraj kökü	8,001	1291, 1535.
3	ankraj kökü	8,019	1323, 1545.
4	ankraj kökü	8,020	1233, 1397, 1413.

Table [8] Interfaces

Interface no.	Data set	Nodes
1	2-arkoz 1- ayrismis grovak 1- ayrismis grovak 1- ayrismis grovak 1- ayrismis grovak 1- ayrismis grovak 1- ayrismis grovak 1- ayrismis grovak	625, 821, 821, 625. 440, 441, 424, 440, 365, 424, 350, 365, 309, 350, 323, 309, 455, 323, 537, 455, 625, 537, 441, 279. 537, 625. 455, 537. 309, 323, 323, 455. 365, 350, 350, 309. 440, 424, 424, 365. 441, 440, 279, 441.

Table [9] Node-to-node anchors

Anchor no.	Data set	Length [m]	First node	Last node
1	3 lü ankraj	13,996	441	1307
2	3 lü ankraj	12,007	424	1291
3	3 lü ankraj	10,974	350	1323
4	3 lü ankraj	10,004	323	1233

4. Loads & boundary conditions

Table [10] Node fixities

Node no.	Sign	Horizontal	Vertical	Node no.	Sign	Horizontal	Vertical
573	#	Fixed	Fixed	391		Fixed	Free
1588	#	Fixed	Fixed	29		Fixed	Free
665	#	Fixed	Fixed	13		Fixed	Free
841	#	Fixed	Fixed	80		Fixed	Free
963	#	Fixed	Fixed	135		Fixed	Free
1021	#	Fixed	Fixed	1713		Fixed	Free
1181	#	Fixed	Fixed	1759		Fixed	Free
1259	#	Fixed	Fixed	1813		Fixed	Free
1503	#	Fixed	Fixed	401		Fixed	Free
1581	#	Fixed	Fixed	1775		Fixed	Free
1796		Fixed	Free	465		Fixed	Free
30		Fixed	Free	569		Fixed	Free

Table [11] Distributed loads B

Loads no.	First node	qx [kN/m/m]	qy [kN/m/m]	Last node	qx [kN/m/m]	qy [kN/m/m]
1	1653	-100,000	0,000	883	-100,000	0,000

5. Material data

Table [12] Soil data sets parameters

<i>Mohr-Coulomb</i>		1	2
		1- ayrismis grovak	2-arkoz
Type		Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	20,00	22,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	20,00	22,00
k_x	[m/day]	0,000	0,000
k_y	[m/day]	0,000	0,000
c_{init}	[-]	0,500	0,500
c_k	[-]	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	130000,000	300000,000
ν	[-]	0,260	0,240
G_{ref}	[kN/m ²]	52380,952	120967,742
E_{oed}	[kN/m ²]	161507,937	353598,015
c_{ref}	[kN/m ²]	10,00	20,00
ϕ	[°]	37,00	40,00
ψ	[°]	7,00	10,00
E_{inc}	[kN/m ² /m]	0,00	0,00
y_{ref}	[m]	0,000	0,000
$c_{\text{increment}}$	[kN/m ² /m]	0,00	0,00
$T_{\text{str.}}$	[kN/m ²]	0,00	0,00
$R_{\text{inter.}}$	[-]	1,00	1,00
Interface		Neutral	Neutral
permeability			

Table [13] Beam data sets parameters

No.	Identification	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m/m]	v [-]	Mp [kNm/m]	Np [kN/m]
1	Q25 minikazik	1,3738E6	5366,00	1,25	0,15	1E15	1E15

Table [14] Geotextile data sets parameters

No.	Identification	EA [kN/m]	v [-]
1	ankraj kökü	200000,00	0,00

Table [15] Anchor data sets parameters

No.	Identification	EA [kN]	 Fmax,comp [kN]	 Fmax,tens [kN]	L spacing [m]
1	3 lü ankraj	82800,00	1E15	1E15	1,25

6. Deformations

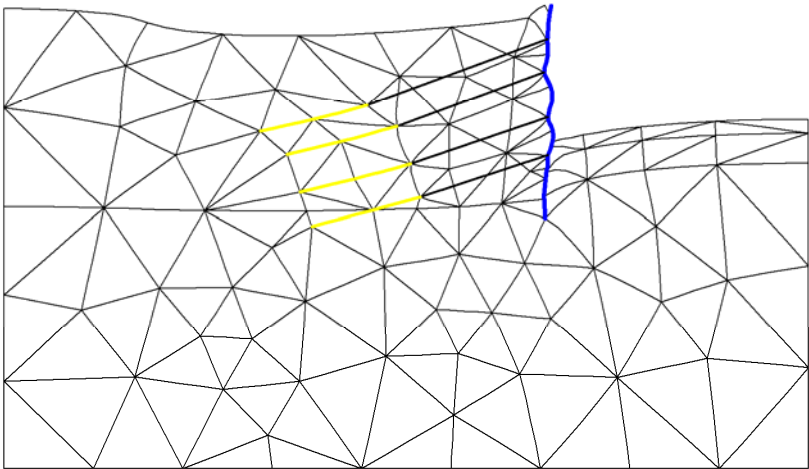


Figure: Plot of deformed mesh

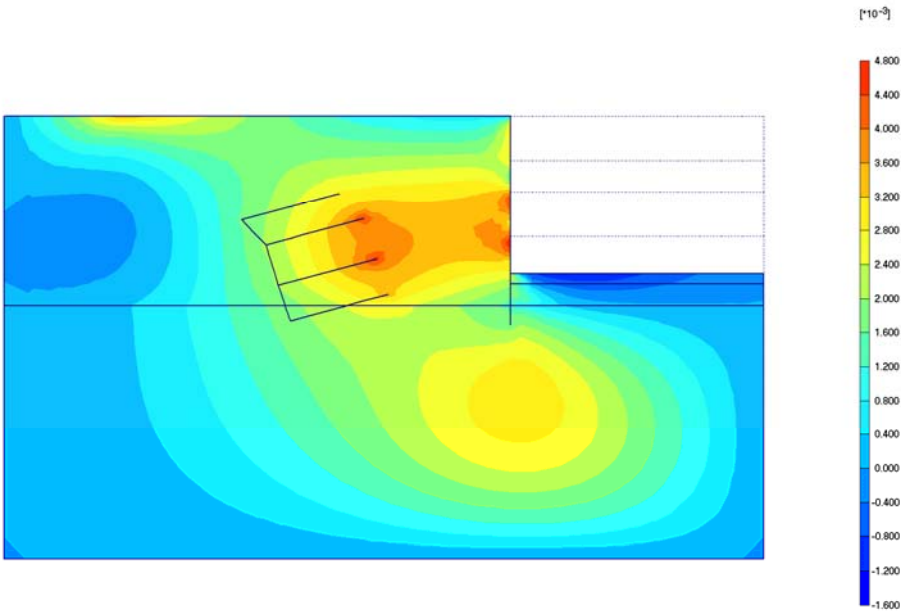


Figure: Plot of horizontal displacements (shadings)

7. Structures

7.1 Beam

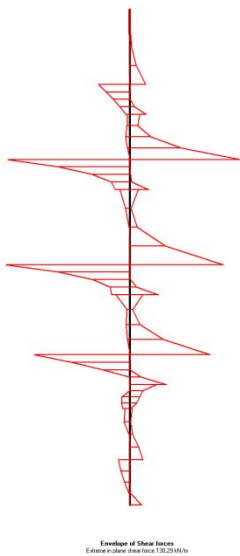


Figure: Shear forces envelop in beam

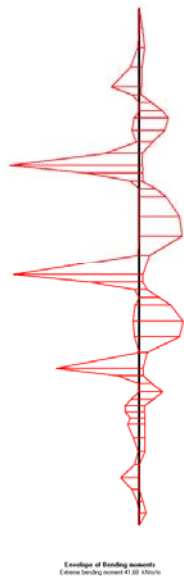


Figure: Bending moment envelop in beam

III- III Kesiti

1. General Information

Table [1] Units

Type	Unit
Length	m
Force	kN
Time	day

Table [2] Model dimensions

	min.	max.
X	-50,000	30,000
Y	-40,000	0,000

Table [3] Model

Model	Plane strain
Element	15-Noded

2. Geometry

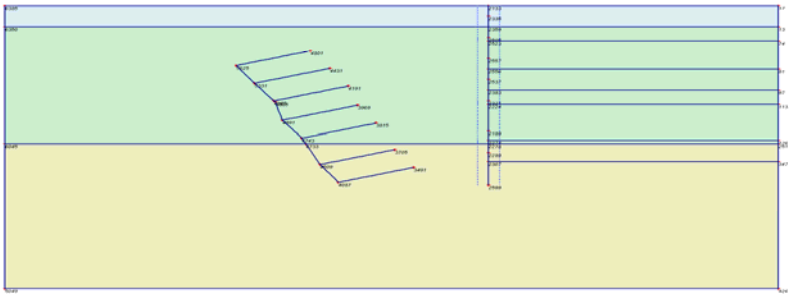


Fig. 1 Plot of geometry model with significant nodes

Table [4] Table of significant nodes

Node no.	x-coord.	y-coord.	Node no.	x-coord.	y-coord.
17	30,000	0,000	2321	0,000	-13,500
6385	-50,000	0,000	3815	-11,600	-16,600
5049	-50,000	-40,000	4743	-19,300	-18,700
926	30,000	-40,000	2189	0,000	-17,750
2133	0,000	0,000	3705	-9,700	-20,300
2599	0,000	-25,300	4509	-17,400	-22,400
6350	-50,000	-3,000	2289	0,000	-20,750
13	30,000	-3,000	3491	-7,700	-22,800
2359	0,000	-3,000	4087	-15,500	-24,900
6045	-50,000	-19,500	4733	-18,889	-19,500
251	30,000	-19,500	2523	0,000	-5,000
2278	0,000	-19,500	74	30,000	-5,000
2335	0,000	-1,500	2556	0,000	-9,000
4801	-18,400	-6,400	81	30,000	-9,000
5625	-26,100	-8,500	2383	0,000	-12,000
2505	0,000	-4,500	97	30,000	-12,000
4431	-16,400	-8,900	2224	0,000	-14,000
5331	-24,200	-11,000	113	30,000	-14,000
2557	0,000	-7,500	2274	0,000	-19,000
4191	-14,500	-11,400	126	30,000	-19,000
4975	-22,200	-13,500	2307	0,000	-22,000
2537	0,000	-10,500	347	30,000	-22,000
3969	-13,500	-14,100	4885	-22,040	-13,686
4991	-21,300	-16,200	4965	-22,191	-13,498

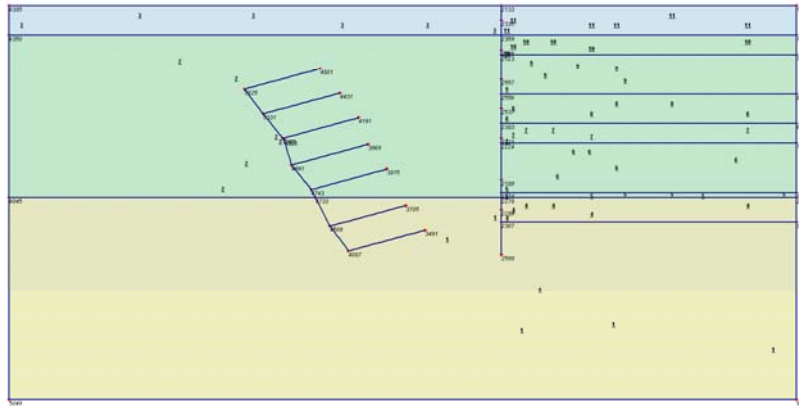


Fig. 2 Plot of geometry model with cluster numbers

Table [5] Table of clusters

Cluster no.	Nodes
1	5049, 926, 2599, 6045, 2278, 3705, 4509, 2289, 3491, 4087, 4733, 2307, 347.
2	6350, 2359, 6045, 2278, 4801, 5625, 2505, 4431, 5331, 2557, 4191, 4975, 2537, 3969, 4991, 2321, 3815, 4743, 2189, 4733, 2523, 2556, 2383, 2224, 2274, 4885, 4965.
3	6385, 2133, 6350, 2359, 2335.
4	251, 2278, 2289, 2307, 347.
5	251, 2278, 2274, 126.
6	2189, 2224, 113, 2274, 126.
7	2321, 2383, 97, 2224, 113.
8	2537, 2556, 81, 2383, 97.
9	2557, 2523, 74, 2556, 81.
10	13, 2359, 2505, 2523, 74.
11	17, 2133, 13, 2359, 2335.

3. Structures

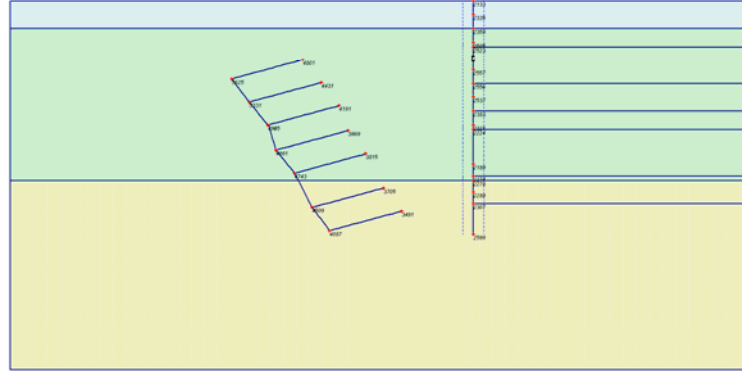


Fig. 3 Plot of geometry model with structures

Table [6] Beams

Plate no.	Data set	Length [m]	Nodes
1	Q65 lik kazik	25,300	2133, 2335, 2307, 2274, 2224, 2383, 2556, 2523, 2278, 2189, 2289, 2321, 2537, 2557, 2505, 2359, 2599.

Table [7] Geotextiles

Geotextiles no.	Data set	Length [m]	Nodes
1	kök	7,981	4801, 5625.
2	kök	8,078	4431, 5331.
3	kök	7,981	4191, 4965, 4975.
4	kök	8,078	3969, 4991.

Geotextiles no.	Data set	Length [m]	Nodes
5	kök	7,981	3815, 4743.
6	kök	7,981	3705, 4509.
7	kök	8,078	3491, 4087.

Table [8] Interfaces

Interface no.	Data set	Nodes
1	3-arkoz 2-ayrismis grovak 1-dolgu 3-arkoz 2-ayrismis grovak 2-ayrismis grovak 2-ayrismis grovak 2-ayrismis grovak 2-ayrismis grovak 2-ayrismis grovak 1-dolgu	2307, 2289, 2289, 2278, 2307, 2599, 2599, 2307. 2505, 2359, 2523, 2505, 2556, 2557, 2383, 2537, 2224, 2321, 2274, 2189, 2557, 2523, 2537, 2556, 2321, 2383, 2189, 2224, 2278, 2274. 2359, 2335, 2335, 2133. 2289, 2307, 2278, 2289. 2274, 2278. 2189, 2274, 2224, 2189. 2321, 2224, 2383, 2321. 2537, 2383, 2556, 2537. 2557, 2556, 2523, 2557. 2359, 2505, 2505, 2523. 2335, 2359, 2133, 2335.

Table [9] Node-to-node anchors

Anchor no.	Data set	Length [m]	First node	Last node
1	4 lü	19,041	2335	4801
2	4 lü	16,980	2505	4431
3	4 lü	15,015	2557	4191
4	4 lü	13,972	2537	3969
5	5 li	12,007	2321	3815
6	5 li	10,030	2189	3705
7	5 li	7,968	2289	3491

4. Material data

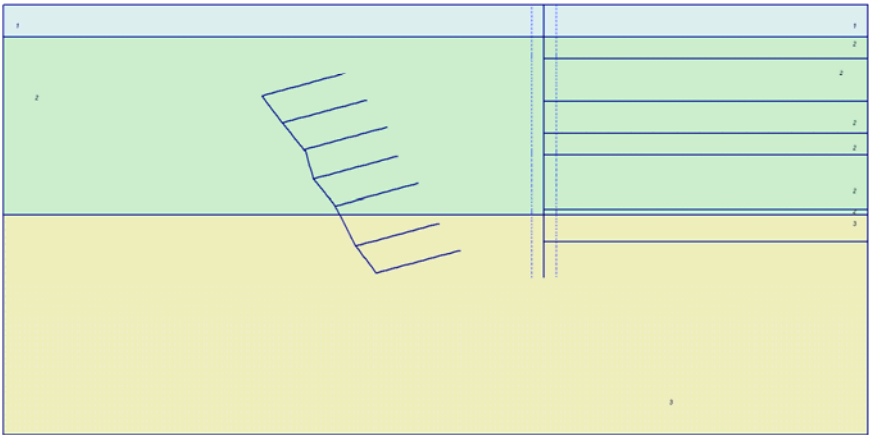


Fig. 4 Plot of geometry with material data sets

Table [10] Soil data sets parameters

Mohr-Coulomb		1	2	3
		1-dolgu	2-ayrismis grovak	3-arkoz
Type		Drained	Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	17,00	20,00	22,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	17,00	20,00	22,00
k_x	[m/day]	0,000	0,000	0,000
k_y	[m/day]	0,000	0,000	0,000
c_{init}	[-]	0,500	0,500	0,500
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	18000,000	130000,000	300000,000
ν	[-]	0,300	0,260	0,240
G_{ref}	[kN/m ²]	11538,462	52380,952	120967,742
E_{oed}	[kN/m ²]	24230,769	161507,937	353598,015
c_{ref}	[kN/m ²]	5,00	10,00	20,00
ϕ	[°]	27,00	37,00	40,00
ψ	[°]	0,00	8,00	10,00
E_{inc}	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00
y_{ref}	[m]	0,000	0,000	0,000
$c_{\text{increment}}$	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00
$T_{\text{str.}}$	[kN/m ²]	0,00	0,00	0,00
$R_{\text{inter.}}$	[-]	1,00	1,00	1,00
Interface permeability		Neutral	Neutral	Neutral

Table [11] Beam data sets parameters

No.	Identification	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m/m]	v [-]	Mp [kNm/m]	Np [kN/m]
1	Q65 lik kazık	5,5277E6	1,4597E5	3,75	0,15	1E15	1E15

Table [12] Geotextile data sets parameters

No.	Identification	EA [kN/m]	v [-]
1	kök	200000,00	0,00

Table [13] Anchor data sets parameters

No.	Identification	EA [kN]	 Fmax,comp [kN]	 Fmax,tens [kN]	L spacing [m]
1	4 lü	110400,00	1E15	1E15	1,80
2	5 li	138000,00	1E15	1E15	1,80

5. Deformations

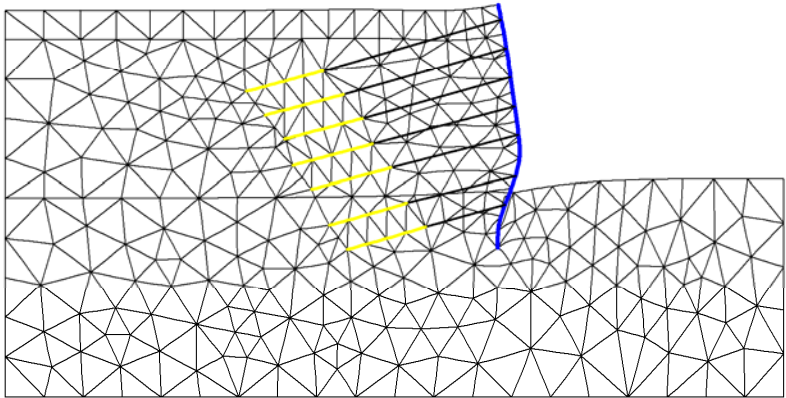


Figure: Plot of deformed mesh

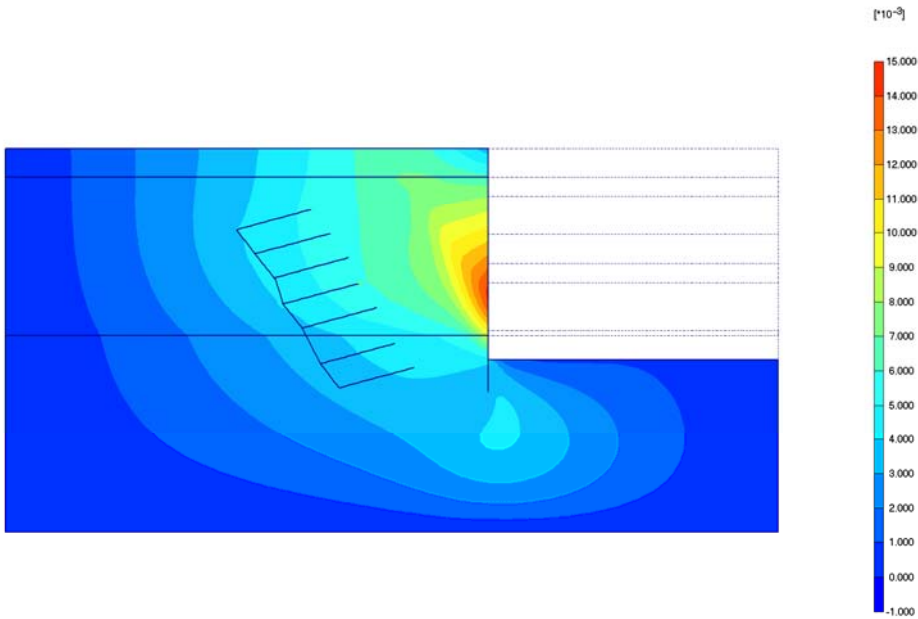


Figure: Plot of horizontal displacements (shadings)

7. Structures

7.1 Beams

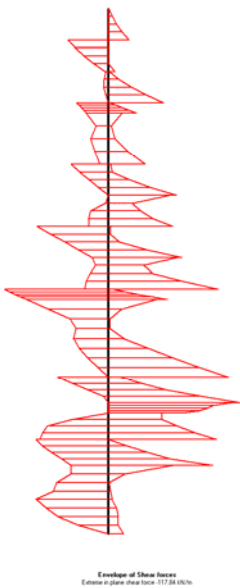


Figure: Shear forces envelop in beam

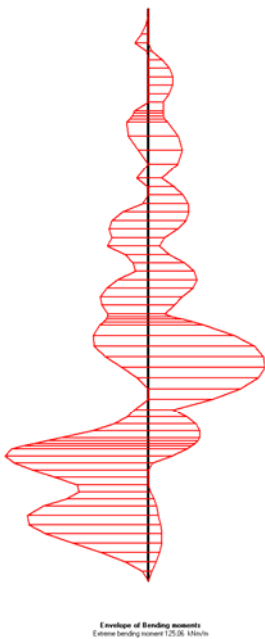


Figure. 16 Bending moment envelop in beam

IIID – IIID Kesiti

1. General Information

Table [1] Units

Type	Unit
Length	m
Force	kN
Time	day

Table [2] Model dimensions

	min.	max.
X	-50,000	40,000
Y	-45,000	0,000

Table [3] Model

Model	Plane strain
Element	15-Noded

2. Geometry

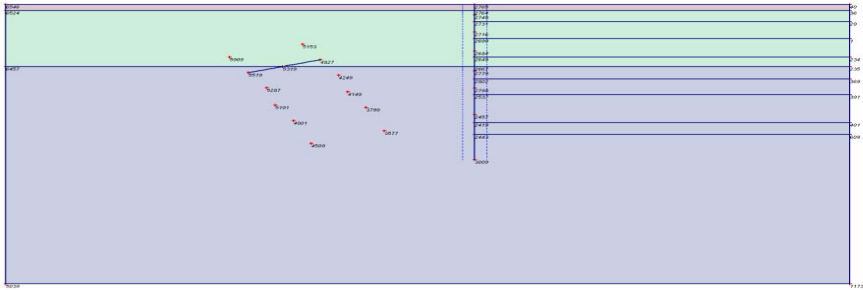


Fig. 1 Plot of geometry model with significant nodes

Table [4] Table of significant nodes

Node no.	x-coord.	y-coord.	Node no.	x-coord.	y-coord.
6546	-50,000	0,000	4149	-13,520	-14,120
40	40,000	0,000	5191	-21,250	-16,200
1173	40,000	-45,000	2798	0,000	-13,500
5039	-50,000	-45,000	3799	-11,600	-16,600
6524	-50,000	-1,000	4801	-19,300	-18,700
36	40,000	-1,000	2457	0,000	-17,750
6457	-50,000	-10,000	3577	-9,600	-20,340
235	40,000	-10,000	4509	-17,400	-22,400
2765	0,000	0,000	2731	0,000	-2,750
3009	0,000	-25,000	29	40,000	-2,750
2764	0,000	-1,000	2699	0,000	-5,500
2667	0,000	-10,000	1	40,000	-5,500
2748	0,000	-1,750	2649	0,000	-8,500
5153	-18,350	-6,420	234	40,000	-8,500
5909	-26,100	-8,500	2802	0,000	-12,000
2716	0,000	-4,500	369	40,000	-12,000
4827	-16,420	-8,900	2537	0,000	-14,500
5519	-24,150	-11,000	391	40,000	-14,500
5319	-20,469	-10,000	2419	0,000	-19,000
2684	0,000	-7,500	401	40,000	-19,000
4249	-14,500	-11,400	2443	0,000	-21,000
5287	-22,200	-13,450	609	40,000	-21,000
2779	0,000	-10,750			

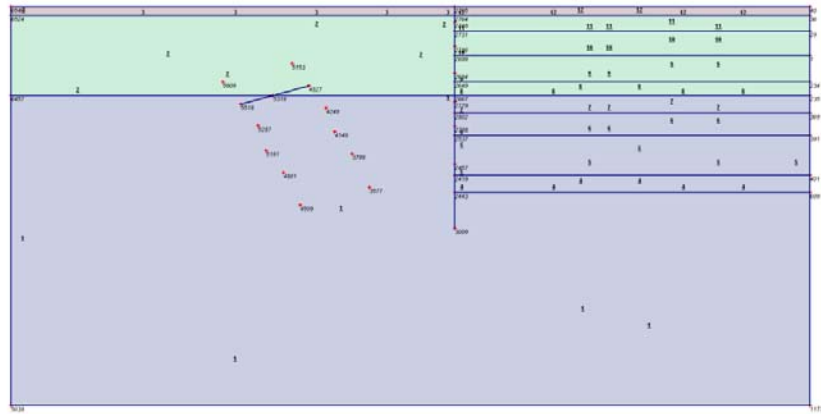


Fig. 2 Plot of geometry model with cluster numbers

[5] Table of clusters

Cluster no.	Nodes
1	1173, 5039, 6457, 3009, 2667, 5519, 5319, 4249, 5287, 2779, 4149, 5191, 2798, 3799, 4801, 2457, 3577, 4509, 2802, 2537, 2419, 2443, 609.
2	6524, 6457, 2764, 2667, 2748, 5153, 5909, 2716, 4827, 5319, 2684, 2731, 2699, 2649.
3	6546, 6524, 2765, 2764.
4	2419, 401, 2443, 609.
5	2457, 2537, 391, 2419, 401.
6	2798, 2802, 369, 2537, 391.
7	235, 2667, 2779, 2802, 369.
8	235, 2667, 2649, 234.
9	2684, 2699, 1, 2649, 234.
10	2716, 2731, 29, 2699, 1.
11	36, 2764, 2748, 2731, 29.
12	40, 36, 2765, 2764.

3. Structures

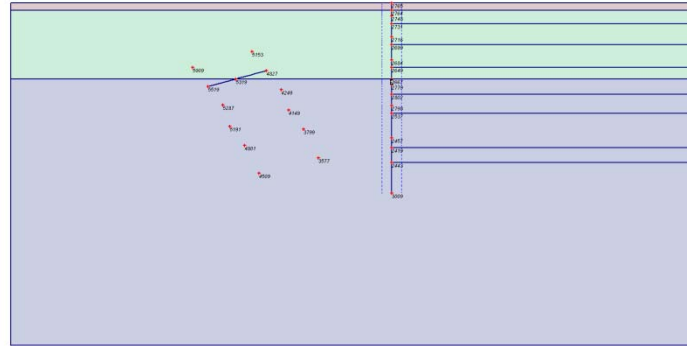


Fig. 3 Plot of geometry model with structures

Table [6] Beams

Plate no.	Data set	Length [m]	Nodes
1	Q65 kazik	25,000	2765, 2764, 2748, 2731, 2716, 2699, 2684, 2649, 2667, 2779, 2802, 2798, 2537, 2457, 2419, 2443, 3009.

Table [7] Geotextiles

Geotextiles no.	Data set	Length [m]	Nodes
1	ankraj kökü	8,024	5153, 5909.
2	ankraj kökü	8,010	4827, 5319, 5519.
3	ankraj kökü	7,968	4249, 5287.
4	ankraj kökü	8,005	4149, 5191.
5	ankraj kökü	7,981	3799, 4801.

Geotextiles no.	Data set	Length [m]	Nodes
6	ankraj kökü	8,067	3577, 4509.

Table [8] Interfaces

Interface no.	Data set	Nodes
1	3-arkoz 2-ayrismisgrovak 1-dolgu 3-arkoz 3-arkoz 3-arkoz 3-arkoz 2-ayrismisgrovak 2-ayrismisgrovak 2-ayrismisgrovak 2-ayrismisgrovak 1-dolgu	2779, 2667, 2802, 2779, 2798, 2802, 2537, 2798, 2443, 2419, 2419, 2457, 2457, 2537, 2443, 3009, 3009, 2443. 2748, 2764, 2731, 2748, 2716, 2731, 2699, 2716, 2684, 2699, 2667, 2649, 2649, 2684. 2764, 2765. 2419, 2443. 2457, 2419, 2537, 2457. 2802, 2798, 2798, 2537. 2667, 2779, 2779, 2802. 2649, 2667. 2699, 2684, 2684, 2649. 2731, 2716, 2716, 2699. 2764, 2748, 2748, 2731. 2765, 2764.

Table [9] Node-to-node anchors

Anchor no.	Data set	Length [m]	First node	Last node
1	4lü halat	18,935	2748	5153
2	4lü halat	16,999	2716	4827
3	4lü halat	15,015	2684	4249
4	4lü halat	13,934	2779	4149
5	5li halat	12,007	2798	3799
6	5li halat	9,943	2457	3577

4. Material data

Table [10] Soil data sets parameters

<i>Mohr-Coulomb</i>		1	2	3
		1-dolgu	2-ayrismisgrovak	3-arkoz
Type		Drained	Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	17,00	20,00	22,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	17,00	20,00	22,00
k_x	[m/day]	0,000	0,000	0,000
k_y	[m/day]	0,000	0,000	0,000
c_{init}	[-]	0,500	0,500	0,500
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	18000,000	130000,000	300000,000
ν	[-]	0,300	0,260	0,240
G_{ref}	[kN/m ²]	11538,462	52380,952	120967,742
E_{oed}	[kN/m ²]	24230,769	161507,937	353598,015
c_{ref}	[kN/m ²]	5,00	10,00	20,00
ϕ	[°]	28,00	37,00	40,00
ψ	[°]	0,00	8,00	10,00
E_{inc}	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00
y_{ref}	[m]	0,000	0,000	0,000
$c_{increment}$	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00
$T_{str.}$	[kN/m ²]	0,00	0,00	0,00
$R_{inter.}$	[-]	1,00	1,00	1,00
Interface		Neutral	Neutral	Neutral
permeability				

Table [11] Beam data sets parameters

No.	Identification	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m/m]	v [-]	Mp [kNm/m]	Np [kN/m]
1	Q65 kazık	7,739E6	2,0435E5	3,50	0,15	1E15	1E15

Table [12] Geotextile data sets parameters

No.	Identification	EA [kN/m]	v [-]
1	ankraj kökü	200000,00	0,00

Table [13] Anchor data sets parameters

No.	Identification	EA [kN]	 Fmax,comp [kN]	 Fmax,tens [kN]	L spacing [m]
1	4lü halat	110400,00	1E15	1E15	1,80
2	5li halat	138000,00	1E15	1E15	1,80

5.Deformations

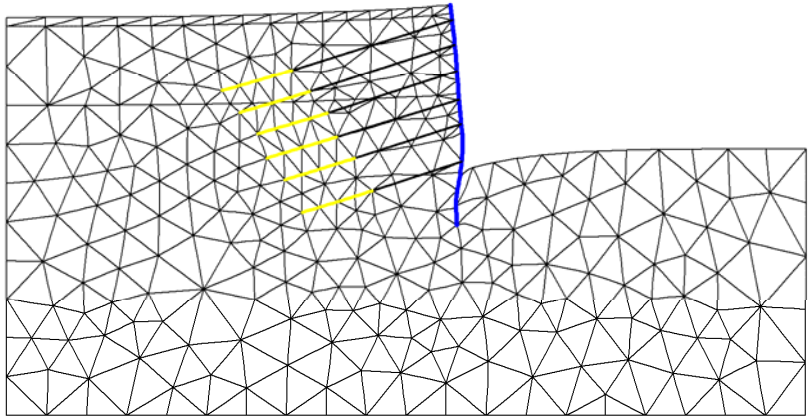


Figure: Plot of deformed mesh - step no: 50 - (phase: 15)

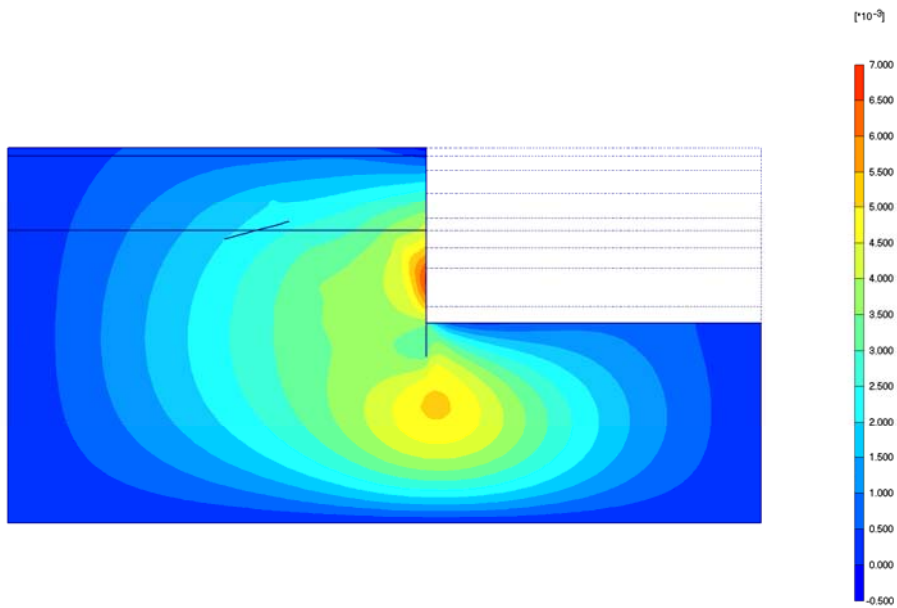
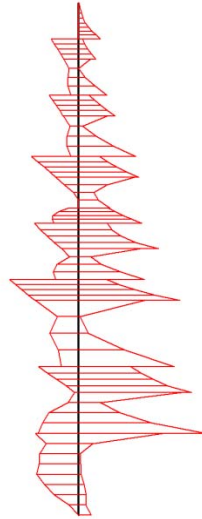


Figure: Plot of horizontal displacements (shadin - step no: 50 -

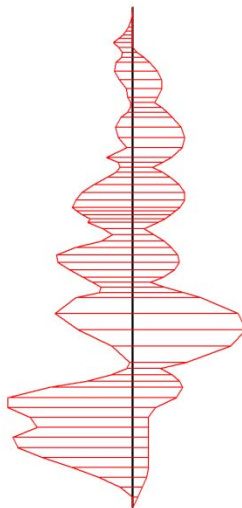
6. Structures

6.1 Beam



Extreme value -155,75 kN/m

Figure: Shear forces envelop in beam



Extreme value 105,87 kN/m/m

Figure: Bending moment envelop in beam

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi 18.10.1979

Doğum yeri İstanbul

Lise 1994-1997 Beşiktaş Lisesi

Lisans 1998-2005 Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fak.
Jeoloji Mühendisliği Bölümü

Yüksek Lisans 2005-2009 Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Geoteknik Programı

Çalıştığı kurumlar

2006-2007 Mertaş İnş. San. Tic A.Ş.

2007-2008 Geomar İnş. ve Altyapı A.Ş.

2008-2009 Fondo İnş. San. Tic. A.Ş.