

T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ZAYIF KAYALARDA ÇİVİ DESTEKLİ DERİN KAZI
DAVRANIŞI

Arif ÇINAR

DOKTORA TEZİ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Geoteknik Programı

Danışman

Prof. Dr. Havvanur KILIÇ

Eş Danışman

Prof. Dr. M. Mehmet BERİLGİN

Ocak, 2024

T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ZAYIF KAYALARDA ÇİVİ DESTEKLİ DERİN KAZI
DAVRANIŞI**

Arif ÇINAR tarafından hazırlanan tez çalışması 17.01.2024 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Geoteknik Programı **DOKTORA TEZİ** olarak kabul edilmiştir.

Prof. Dr. Havvanur KILIÇ
Yıldız Teknik Üniversitesi
Danışman

Prof. Dr. M. Mehmet BERİLGİN
Yıldız Teknik Üniversitesi
Eş-Danışman

Jüri Üyeleri

Prof. Dr. Havvanur KILIÇ, Danışman
Yıldız Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. M. Mehmet BERİLGİN, Eş Danışman
Yıldız Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Aykut ŞENOL, Üye
İstanbul Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Pelin ÖZENER, Üye
Yıldız Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Sadık ÖZTOPRAK, Üye
İstanbul Üni. Cerrahpaşa

Dr. Öğr. Üyesi Özgür YILDIZ, Üye
Yıldız Teknik Üniversitesi

Danışmanım Prof. Dr. Havvanur KILIÇ sorumluluğunda tarafımca hazırlanan “Zayıf Kayalarda Çivi Destekli Derin Kazı Davranışı” başlıklı çalışmada veri toplama ve veri kullanımında gerekli yasal izinleri aldığımı, diğer kaynaklardan aldığım bilgileri ana metin ve referanslarda eksiksiz gösterdiğimi, araştırma verilerine ve sonuçlarına ilişkin çarpıtma ve/veya sahtecilik yapmadığımı, çalışmam süresince bilimsel araştırma ve etik ilkelerine uygun davrandığımı beyan ederim. Beyanımın aksinin ispatı halinde her türlü yasal sonucu kabul ederim.

Arif ÇINAR



Eşime
ve
kızlarıma

TEŞEKKÜR

Bu tezin hazırlanmasında danışmanlığımı yaparak bana yol gösteren ve zor işleri kolaylaştıran danışmanım Prof. Dr. Havvanur KILIÇ'a çok teşekkür ederim. Teknik bilgi ve birikimi ile mesafe tanımaksızın tüm aşamalarda bana fikir veren, tüm sorularımı sabır ve anlayışla cevaplayan, danışmanlığımı ve daha sonra eş danışmanlığımı yapan Prof. Dr. M. Mehmet BERİLGİN'e sonsuz şükranlarımı sunarım.

Tez izleme toplantılarında olumlu görüş bildirerek tez sürecinin tamamlanmasında büyük emeği olan TİK Üyeleri Prof. Dr. Aykut Şenol ve Prof. Dr. Pelin Özener hocalarıma çok teşekkür ederim.

Saha deneylerinin yapılması sırasında bana çok yardımcı olan Jeo. Y. Müh. Anıl YENİ ve Jeo. Müh. Öymen AKINA'a teşekkür ederim. Ders süreci ve sonrasındaki saha deneyleri boyunca maddi ve manevi tüm destekleri esirgemeyen ve adeta ikinci okulum olan şirketim Geobos Zemin Güçlendirme Ltd. Şti.'nin ortak ve çalışanlarına çok teşekkür ederim.

Doktora eğitimi ve sonrasında geçen toplam 7 yıllık sürede bana her daim manevi destek veren, anlayış gösteren eşime ve kızlarıma teşekkür ederim.

Arif ÇINAR

İÇİNDEKİLER

TEŞEKKÜR	iv
İÇİNDEKİLER	v
SİMGE LİSTESİ	viii
KISALTMA LİSTESİ	xi
ŞEKİL LİSTESİ	xii
TABLO LİSTESİ	xvii
ÖZET	xix
ABSTRACT	xxi
1 GİRİŞ	1
2 LİTERATÜR ARAŞTIRMASI	4
3 DERİN KAZI DESTEKLEME SİSTEMLERİ	8
3.1 Giriş	8
3.2 Derin Kazı Yöntemleri.....	11
3.2.1 Açık Kazı Yöntemi	11
3.2.2 Konsol İksalı Kazı Yöntemi.....	13
3.2.3 İçten Destekli Derin Kazı Yöntemi.....	14
3.2.4 Yukarıdan Aşağıya (Top-down) Derin Kazı Yöntemi.....	16
3.2.5 Ankrajlı Derin Kazı Yöntemi.....	18
3.2.6 Zemin Çivisi Püskürtme Betonlu Derin Kazı Yöntemi	25
3.2.7 Kaya Çivisi Yöntemi.....	28
3.2.8 Karma Sistemler.....	30
3.3 Kazı Destekleme Elemanları.....	31
3.3.1 Düşey Destek Elemanları.....	31
3.3.2 Yatay Destekleme Elemanları.....	37
4 MODEL TEST ALANININ JEOLJİSİ VE KAYA MEKANİĞİ	59
4.1 Giriş	59
4.2 Kayaç	59
4.3 Kaya Şevleri.....	60
4.3.1 Kayada Derin Kazı ve Şevlerde Göçmelerin Sınıflandırılması	62
4.4 Kaya Kütlesi ve Süreksizlikler	66

4.4.1 Süreksizlik Türleri.....	68
4.4.2 Süreksizlik Özellikleri.....	69
4.5 Kaya Kütlesi Sınıflamaları.....	73
4.5.1 Kaya Kalitesi Sınıflaması (RQD)	73
4.5.2 Kaya Kütlesi Sınıflaması (RMR).....	74
4.5.3 Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI)	77
4.5.4 Kaya Kütlesi Kalite Sistemi (Q)	78
4.6 Kaya Mukavemeti.....	79
4.6.1 Kayaç Mukavemeti	80
4.6.2 Kaya Kütlesi Süreksizliklerinin Mukavemeti	81
4.6.3 Kaya Kütlelerinin Mukavemeti.....	83
4.6.4 Kayma Mukavemeti Parametreleri	85
4.6.5 Elastisite Modülünün Belirlenmesi.....	87
4.6.6 Sayısal Modellemeler İçin Göçme Kriterleri	95
4.7 Model Deney Alanının Jeolojisi	99
4.7.1 Yıllanlı Formasyonu (DCy)	100
4.7.2 Çakraz Formasyonu (PTRç).....	101
5 ZAYIF KAYADA ÇİVİLİ KAZI DENEY MODELİ	108
5.1 Giriş	108
5.2 Deney Sahası Zemin Araştırmaları.....	108
5.3 Zayıf Kayada Çivi Çekme Deneyleri.....	111
5.3.1 Doğrulama veya Nihai Yük Deneyi.....	114
5.3.2 Kanıt Deneyi	114
5.3.3 Akma Deneyi	114
5.3.4 Test Ekipmanları	114
5.3.5 Kayada Çivi Çekme Deneyleri	115
5.4 1:1 Ölçekli Çivili Kazı Deneyi	120
5.4.1 Deney Modeli.....	120
5.4.2 Deney Yerinin Belirlenmesi.....	122
5.4.3 İnklinometre ve Reaksiyon Ankrajlarının Delgisi	122
5.4.4 İlk Kademe Kazı Yapılması.....	123
5.4.5 Çivi Delgisi ve Enjeksiyonlanması	124
5.4.6 Hasır Çelik Döşenmesi ve Püskürtme Beton Uygulanması.....	126
5.4.7 Yükleme Deneyinin Yapılması.....	128
5.5 Deneyde Yapılan Ölçümler.....	130

5.5.1 İnklinometre Ölçümleri.....	130
5.5.2 Strain Gauge (Gerinim veya Birim Şekil Değişirme Ölçer) Ölçümleri 133	
5.5.3 Reflektör Ölçümleri	136
5.5.4 Load Cell (Yük Hücresi) Ölçümleri.....	137
5.5.5 Başlık Plağı Düşey Deplasman Ölçümleri.....	137
5.5.6 Deney Sonuçları	138
6 GERİ ANALİZLER	145
6.1 Giriş	145
6.2 Çivi ile Desteklenen Kazıların Tasarımında Kullanılan Hesap Yöntemleri	147
6.2.1 Limit Dengeye Dayalı Analizler	147
6.2.2 Ampirik Bağıntılar	149
6.2.3 Elastik Zemin Oturan Kiriş Yöntemi	161
6.2.4 Sayısal Analizler	161
7 SONUÇLAR VE ÖNERİLER	193
KAYNAKÇA	196
TEZDEN ÜRETİLMİŞ YAYINLAR	206

SİMGE LİSTESİ

α	Adezyon Faktörü
K_a	Aktif Toprak İtkisi Katsayısı
D	Ankraj Kök Bölgesi Çapı (m)
L	Ankraj Kök Bölgesi Uzunluğu (m)
σ_v	Ankraj Kökü Ortasındaki Düşey Efektif Gerilme (kPa)
N_{max}	Azami Çivi Yüğü
N	Birim Genişlikte Süreksizliğe (çatlak) Etkiyen Normal Kuvvet
W	Birim Genişlikteki Toplam Kama Ağırlığı
γ	Birim Hacim Ağırlık
N_q	Birimsiz Dış Yüğü Faktörü
N_w	Birimsiz Su Basıncı Faktörü
σ_1	Büyük Asal Gerilme
γ_s	Çekme Mukavemetine Uygulanan Kısmi Güvenlik Faktörü
F_y	Çeliğin Akma Dayanımı
E	Çeliğin Elastisite Modülü
f_{yk}	Çelik Çubuğun Karakteristik Akma Mukavemeti
R_{tk}	Çelik Çubuğun Karakteristik Çekme Mukavemeti
$A_{s,nom}$	Çelik Çubuğun Nominal Alanı
σ_3	Çevre Gerilmesi
A_r	Çivi Donatısı Kesit Alanı
S_v	Çivilerin Düşey Aralığı
S_h	Çivilerin Yatay Aralığı
q_s	Çivi Sürtünme Direnci
q	Dış Yüğüden Kaynaklı Basınç
Ψ	Dilatasyon Açısı
E_r	Donatı Elastisite Modülü
c_u	Drenajsız Kohezyon
EI	Eğilme Rijitliği
EA	Eksenel Rijitlik
G_f	Enjeksiyon Faktörü
E_g	Enjeksiyon Elastisite Modülü

L_{enj}	Enjeksiyonlu Çivi Boyu
D_{enj}	Enjeksiyonlu Çivi Çapı
A_g	Enjeksiyon Kesit Alanı
T_f	Enjeksiyon ve Zemin Arasındaki Sürtünme Kuvveti (kN)
FS	Göçmeye Karşı Güvenlik Katsayısı
β°	Güvenli Şev Açısı
Hz	Herz
ϕ	İçsel Sürtünme Açısı
M	İçten İksa Elemanı Aralığı
S	İçten İksa Elemanı Kesit Modülü
L	İçten İksa Elemanı Uzunluğu
f_b	İçten İksa Elemanına Etkiyen Eğilme Gerilmesi Değeri
f_a	İçten İksa Elemanına Etkiyen Toplam Basınç Değeri
N_1	İçten İksa Elemanına Etkiyen Toprak Basıncı Değeri
V_{s30}	İlk 30 m Derinlikteki Ortalama Kayma Dalgası Hızı
C_f	Kalibrasyon Faktörü
τ_{bk}	Karakteristik Adezyon Direnci
P	Kayalarda Birim Genişlikteki Gerekli Toplam Çivi Yüğü
σ_c	Kayaların Serbest Basınç Dayanımı
q_u	Kayaların Serbest Basınç Direnci
H	Kazı Yüksekliği
C_c	Kritik Narinlik Oranı
E_m	Kaya Kütlesinin Elastisite Modülü
σ_{cm}	Kaya Kütlesi Serbest Basınç Dayanımı
E_r	Kaya Numunesinin Elastisite Modülü
$\Delta\mu\epsilon$	Mikrostrain Değişimi
τ_{bu}	Nihai Adezyon Direnci
B_f	Nihai B Değeri (data logger çıktısı)
T_{ult}	Nihai Çivi Kapasitesi
$I_{s(50)}$	Nokta Yükleme İndisi
σ_0	Normal Gerilme
E_{ort}	Ortalama Elastisite Modülü
D	Örselenme Faktörü
ν	Poisson Oranı
ϕ_r	Rezidüel İçsel Sürtünme Açısı

M_i	Sağlam Kaya Ampirik Model parametresi
Δt	Sıcaklık Değişimi
N_2	Sıcaklıktan Dolayı İçten İksa Elemanına Etkiyen Basınç Değeri
GS	Sıyırılma Kapasitesi Güvenlik Katsayısı
V_p	Sismik Dalga Hızı, P Dalga hızı
V_s	Sismik Dalga Hızı, S Dalga Hızı
u	Süreksizlikte (çatlak) Etkili Su Basıncı
W	Su Muhtevası
τ_{bd}	Tasarım Adezyon Direnci
β	Toplam Çivi Yükünün Yatay İle Yaptığı Açı
Δ_y	Yatay Deplasman Oranı
d_b	Yüzey Elemanı Kalınlığı
r_y	Zayıf Eksen Yönündeki Atalet Yarıçapı (I/A)

KISALTMA LİSTESİ

DIN	Alman Standartları Enstitüsü
AASHTO Officials	American Association of State Highway and Transportation
PTI	Ard Germe Enstitüsü
PTrç	Çakraz Formasyonu
B420C(S420)	Çelik Dayanım Sınıfı
JCS	Eklem Çeperi Basınç Dayanımı
EBR	Embedded Beam Row
FHWA	Federal Highway Administration
ULS	Göçme Sınır Durumu
SLS	Hizmet Görebilirlik Sınır Durumu
HB	Hoek Brown Model
BSI	İngiliz Standartları Enstitüsü
SIA	İsviçre Zemin Ankrajları Standartı
GSI	Jeolojik Dayanım İndeksi
RQD	Kaya Kalitesi Sınıflaması
RMI	Kaya Kütlesi İndeksi
RMR	Kaya Kütlesi Puanı
JRC	Kaya Pürüzlülük Katsayısı
KAFZ	Kuzey Anadolu Fay Zonu
LL	Likit Limit
LE	Lineer Elastik Model
MC	Mohr Coulomb Model
PI	Plastisite İndeksi
PL	Plastik Limit
SK	Sondaj Kuyusu
SG	Strain Gauge
Q	Tünel Açma Kalite İndeksi
FIB	Uluslararası Öngerme Federasyonu
DCy	Yılanlı Formasyonu
PÇ42,5	42,5 MPa Dayanımlı Portland Çimento Sınıfı

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 2. 1 Notre Dame barajına ait iksa kesiti [1].....	4
Şekil 2. 2 Versailles’de uygulanan ilk zemin çivili iksa kesiti [2]	5
Şekil 3. 1 Derin kazı projelendirme işleri akış diyagramı [13]	10
Şekil 3. 2 Şevli açık kazı yöntemi [16].....	11
Şekil 3. 3 Konsol iksalı kazı yöntemi [13]	13
Şekil 3. 4 Berlin wall kazı yöntemi [17].....	14
Şekil 3. 5 İçten iksalı kazı yöntemi [16].....	15
Şekil 3. 6 Yukarıdan aşağıya kazı (Top-down) yöntemi [13]	17
Şekil 3. 7 Top-down yöntemi uygulaması: Kuruçeşme Oteli inşaatı [18]	18
Şekil 3. 8 Öngermeli ankraj bölümleri	20
Şekil 3. 9 Ankrajlı kazı yöntemi [16]	22
Şekil 3. 10 76,0 m derinliğindeki Skyland iksalı kazı projesi [22]	24
Şekil 3. 11 Öngermeli ve pasif ankraj yüklenme grafiği [19]	24
Şekil 3. 12 Zemin çivili iksa elemanları [16]	26
Şekil 3. 13 Zemin çivili püskürtme betonlu iksa görüntüsü [16]	27
Şekil 3. 14 Zemin çivili püskürtme betonlu iksa imalat aşamaları [4]	28
Şekil 3. 15 Kaya çivilerinin süreksizliklerdeki davranışı [23]	29
Şekil 3. 16 Fore kazık/ankraj ve zemin çivisi/püskürtme beton sistemlerinin (Karma Sistem) birlikte uygulanması [16].....	30
Şekil 3. 17 Kuyu tipi (kuyu perde) betonarme duvar imalatı [16]	31
Şekil 3. 18 Diyafram (slurry walls) duvar imalatı	33
Şekil 3. 19 Palplanş duvar görüntüsü	34
Şekil 3. 20 Kazıklı Perde Görüntüleri	36
Şekil 3. 21 Öngermeli ankraj serbest boyunun belirlenmesi.	38
Şekil 3. 22 Çok sıralı içten iksa elemanlarına etkiyen gerilmeler	45
Şekil 3. 23 Zemin çivisi uygulama şekli ve tanımları [15].....	48
Şekil 3. 24 Çivi aralığı, duvar eğimi ve güvenlik katsayısı ilişkisi [42].....	49
Şekil 3. 25 Çivi eğimi ve güvenlik katsayısı ilişkisi [43].....	50
Şekil 3. 26 İksa yapısı plan görünümü ve çivilerin yatay eğimi (β) [8]	50
Şekil 3. 27 İksa yüzeyi ve tipik çivi yerleşimi [8]	51
Şekil 3. 28 Çivi boyunun tespiti için ön yaklaşım [4]	52
Şekil 3. 29 Çivi boyunun tespiti için R katsayısı [4]	52

Şekil 3. 30 Çivili iksa tasarımında incelenmesi gereken ULS durumları [15]	55
Şekil 3. 31 Hareketli blok üzerinde kuvvet dengesi [24]	58
Şekil 4. 1 Sonlu şev ve sonsuz şev [52].....	61
Şekil 4. 2 Şevlerle ilgili tanımlamalar [53].....	62
Şekil 4. 3 Kaya düşmelerinde gelişen süreçler [56]	64
Şekil 4. 4 Kaya devrilmelerine birkaç örnek [58]	64
Şekil 4. 5 Kaya kayma türlerine kayma örnekleri [59].....	65
Şekil 4. 6 Farklı süreksizlik setlerine sahip eklemli kaya kütlesi örneği [61]	67
Şekil 4. 7 Kaya kütlesinde süreksizliklerin geometrisi ve gösterilmesi [64].....	69
Şekil 4. 8 Süreksizlik gösterimi; (a) izometrik (b) plan (c) çizgisel [65]	70
Şekil 4. 9 İki süreksizlik aralığı [60].	71
Şekil 4. 10 Eklem pürüzlülük katsayıları [66].....	72
Şekil 4. 11 RQD değerlerinin ölçülmesi ve hesaplanması [76].....	74
Şekil 4. 12 Eklemli kaya kütlelerinde basitleştirilmiş GSI tablosu [77]	78
Şekil 4.13 İzotropik som kayadan aşırı eklemli kaya kütlesine geçişi gösteren diyagram [85].....	80
Şekil 4. 14 Çift doğrusal kesme mukavemeti modeli [51]	82
Şekil 4. 15 σ_{cm} / σ_c ile RQD ilişkisinin karşılaştırılması [91].....	84
Şekil 4. 16 Jeolojik yapının mukavemet parametreleri üzerindeki etkisi [75]	86
Şekil 4. 17 Kaya mekaniğinde ölçek faktörünün şematik görüntüsü [107].....	88
Şekil 4. 18 Serbest basınç dayanımı ve numune elastisite modülü ilişkisi [93]	89
Şekil 4. 19 Kayaç numune parametreleri korelasyonu [108]	90
Şekil 4. 20 RQD- α ilişkisi [107].....	93
Şekil 4. 21 Sismik ve statik elastisite modülü ilişkisi [120].....	94
Şekil 4. 22 MC yenilme kriteri. a) ab düzlemindeki kayma yenilmesi, b) kayma ve normal gerilme mukavemet zarfı, c) asal gerilmelerin mukavemet zarfı [126].	97
Şekil 4. 23 Mohr Coulomb gerilme-şekil değiştirme eğrisi ve asal gerilme uzayında akma yüzeyi [127].....	98
Şekil 4. 24 Hoek Brown yenilme kriterinin iki tipik örneği. a) asal gerilme düzlemi, b) kayma gerilme düzlemi [129].....	98
Şekil 4. 25 Hoek-Brown bünye modeli göçme kriteri [129]	99
Şekil 4. 26 İnceleme alanı genel jeoloji haritası [132].	100
Şekil 4. 27 Model aynasında tabaka eğim ve doğrultu ölçümü.....	102
Şekil 4. 28 Model aynasında ölçülen tabaka eğim ve doğrultu yönleri.....	102
Şekil 4. 29 Deney alanının jeolojik stratigrafisi [136].....	103

Şekil 5. 1 İnceleme alanı uydu görüntüsü.....	109
Şekil 5. 2 Model deney alanındaki SK-18 sondajının karot sandığı [138].....	110
Şekil 5. 3 İdealize zemin profili.....	111
Şekil 5. 4 Çekme kuvveti uygulanan çivide yük ve gerilme oluşumu	112
Şekil 5. 5 Teorik ve uygulamalı çivi çekme deneyi sonuçlarının karşılaştırması [141]	113
Şekil 5. 6 Çivi çekme deneyi düzeneği [145].....	115
Şekil 5. 7 SG-1 çivisi çekme deneyi grafiği	116
Şekil 5. 8 Zemin çivisi üzerinde kaynaklı strain gauge düzeneği	117
Şekil 5. 9 Çivi çekme deneyi detayı	117
Şekil 5. 10 Strain gauge doğrulama testi yapılışı	118
Şekil 5. 11 Strain gauge doğrulama testi sonucu.....	118
Şekil 5. 12 Çekme deneyinde eksenel yükün çivi boyunca değişimi	119
Şekil 5. 13 Kaya ve enjeksiyon ara yüzündeki kayma gerilmesi değişimi.....	120
Şekil 5. 14 1:1 Ölçekli yükleme deneyi boykesit ve kesit görüntüsü.....	121
Şekil 5. 15 1:1 Ölçekli yükleme deneyi alanı	122
Şekil 5. 16 İnklinometre kuyuları ve reaksiyon ankrajları dalgisi.....	123
Şekil 5. 17 İlk kademe kazı yapılması	123
Şekil 5. 18 Çivi dalgisi ve terazi işlemi	124
Şekil 5. 19 Çivilerin kuyuya yerleştirilmesi	124
Şekil 5. 20 Enjeksiyon seti	125
Şekil 5. 21 Hasır çelik yerleştirilmesi.....	126
Şekil 5. 22 Püskürtme beton uygulanması.....	127
Şekil 5. 23 Deney sahası nihai kazı durumu önden görünüşü	127
Şekil 5. 24 Deney sahası nihai kazı durumu üstten görünüşü	128
Şekil 5. 25 Betonarme başlık plağı yapımı.....	128
Şekil 5. 26 Yükleme deneyi düzeneği	129
Şekil 5. 27 Yükleme deneyi ölçümleri	130
Şekil 5. 28 İnklinometre kuyusu kılıfları, prob, makara ve kablosu ile veri toplama el bilgisayarı.....	131
Şekil 5. 29 İnklinometre çalışma mekanizması	132
Şekil 5. 30 İnklinometre okuma yapılması	132
Şekil 5. 31 Çiviye kaynaklı gerinim ölçer (Strain Gauge)	133
Şekil 5. 32 Tek kanallı veri toplama sistemi	134
Şekil 5. 33 Çok kanallı veri toplama sistemi (data logger)	136

Şekil 5. 34 (a) Reflektörler ve (b) Topoğrafik ölçüm yapılması	136
Şekil 5. 35 Çivi kafasına yerleştirilen yük hücresi (Load Cell).....	137
Şekil 5. 36 Başlık plağı deplasmanını ölçen komparatörler	138
Şekil 5. 37 İnklinometre ölçüm sonuçları.....	138
Şekil 5. 38 Çivilerde ölçülen kazı kademesine bağlı eksenel yük değişimi	139
Şekil 5. 39 Nihai kazı durumunda çivilerdeki en büyük eksenel yük	140
Şekil 5. 40 Sürşarj yükleri ve çivi kafalarında ölçülen şekil değiştirmeler	141
Şekil 5. 41 Sürşarj yüklemesi sonucu oluşan ilave çivi yükleri	142
Şekil 5. 42 Nihai kazı, bekleme süresi ve sürşarj sırasındaki çivilerde oluşan en yüksek toplam eksenel yükler.....	143
Şekil 5. 43 Sürşarj altında oluşan yatay ve düşey yer değiştirmeler	143
Şekil 5. 44 Sürşarj yüklemesi kademelerine göre ölçülen düşey yer değiştirmeler	144
Şekil 6. 1 Hesaba dayalı geoteknik tasarım süreci	146
Şekil 6. 2 Harekete bağlı yatay toprak basınçları [27]	150
Şekil 6. 3 İksalı derin kazılardaki yatay toprak itkilerinin oluşumu [149]	150
Şekil 6. 4 Peck (1969) tarafından önerilen toprak yükü dağılımı.....	151
Şekil 6. 5 Tschobotarioff (1973) tarafından önerilen toprak yükü dağılımı.....	152
Şekil 6. 6 Lehman tarafından önerilen yanal toprak basıncı dağılımı	153
Şekil 6. 7 İsveç yapı yönetmeliğinde yer alan yatay toprak itkileri	154
Şekil 6. 8 İsviçre zemin ankrajları standardında yer alan yatay toprak itkileri ...	155
Şekil 6. 9 Navfac tarafından kohezyonsuz zeminler için önerilen toprak basıncı dağılımı [153].....	155
Şekil 6. 10 Navfac tarafından kohezyonlu zeminler için önerilen toprak basıncı dağılımı [153].....	156
Şekil 6. 11 Çeşitli iksalı kazılarda seçilen ve gerçekleşen yük dağılımları	157
Şekil 6. 12 Ankrajlı iksalarda önerilen ve gerçekleşen yükler	158
Şekil 6. 13 Nümerik analiz yöntemleri [155]	162
Şekil 6. 14 İki boyutlu tipik sonlu elemanlar ağı.....	164
Şekil 6. 15 Sayısal analizlerde kullanılan sonlu elemanlar ağı.....	168
Şekil 6. 16 Lineer elastik analiz sonucu nihai kazı kademesinde oluşan sonlu elemanlar yatay deplasman görüntüsü	170
Şekil 6. 17 Kazı ortamının Lineer Elastik Bünye Modeli ve farklı çivi sonlu eleman tipine göre analizleri sonucunda elde edilen yatay yer değiştirmelerin inklinometre ölçümü ile karşılaştırılması.....	170

Şekil 6. 18 Lineer elastik analiz sonucu nihai kazı kademesinde oluşan çivi eksenel yükleri. a) 1. Seviye, b) 2. Seviye, c) 3. Seviye, d) 4. Seviye, e) 5. Seviye	172
Şekil 6. 19 LE model, EBR çivi analizi eksenel yükleri (nihai kazı kotu)	173
Şekil 6. 20 LE model, EBR çivi analizi ve sahadan ölçülen eksenel yükler (nihai kazı kotu)	173
Şekil 6. 21 Kazı ortamının Mohr Coulomb Bünye Modeli ve farklı çivi sonlu eleman tipine göre analizleri sonucunda elde edilen yatay yer değiştirmelerin inklinometre ölçümü ile karşılaştırılması	176
Şekil 6. 22 Mohr Coulomb analiz sonucu nihai kazı kademesinde oluşan çivi eksenel yükleri. a) 1. Seviye, b) 2. Seviye, c) 3. Seviye, d) 4. Seviye, e) 5. Seviye.....	177
Şekil 6. 23 MC model, EBR çivi analizi eksenel yükleri (nihai kazı kotu).....	178
Şekil 6. 24 MC model, EBR çivi analizi ve sahadan ölçülen eksenel yükler (nihai kazı kotu)	179
Şekil 6. 25 Mohr Coulomb model çivisiz durum stabilite analizi göçme eğrisi .	180
Şekil 6. 26 Mohr Coulomb model EBR çivi için yapılan stabilite analizi göçme eğrisi.....	181
Şekil 6. 27 Mohr Coulomb ve Heok Brown model karşılaştırması.....	181
Şekil 6. 28 Kazı ortamının Hoek Brown Bünye Modeli ve farklı çivi sonlu eleman tipine göre analizleri sonucunda elde edilen yatay yer değiştirmelerin inklinometre ölçümü ile karşılaştırılması.....	183
Şekil 6. 29 Hoek Brown analiz sonucu nihai kazı kademesinde oluşan çivi eksenel yükleri. a) 1. Seviye, b) 2. Seviye, c) 3. Seviye, d) 4. Seviye, e) 5. Seviye	184
Şekil 6. 30 HB model, EBR çivi analizi eksenel yükleri (nihai kazı kotu)	185
Şekil 6. 31 HB model, EBR çivi analizi ve sahadan ölçülen eksenel yükler (nihai kazı kotu)	186
Şekil 6. 32 Hoek Brown model çivisiz durum stabilite analizi göçme eğrisi (FS<1)	187
Şekil 6. 33 Hoek Brown model EBR çivi için yapılan stabilite analizi göçme eğrisi	188
Şekil 6. 34 Çivisiz durum limit denge analizi güvenlik sayısı	189
Şekil 6. 35 Çivili durum limit denge analizi güvenlik sayısı.....	190

TABLO LİSTESİ

Tablo 3. 1 Kaya ve zemin türüne göre kazı şev açıları	12
Tablo 3. 2 Zemin ankrajlarının sınıflandırılması	25
Tablo 3. 3 Çeşitli düşey destek sistemlerinin karşılaştırılması	37
Tablo 3.4 Değişik birimler için önerilen ankraj kök bölgesi nihai sürtünme kapasitesi [25]	40
Tablo 3. 5 Öngermeli ankrajlar için önerilen yatay aralık değerleri	42
Tablo 3. 6 Standart halat özellikleri	42
Tablo 3. 7 Peck (1967) toprak yükü dağılımlarının doğruluğu [34]	43
Tablo 3. 8 İçten iksa yerleşimi için ön yaklaşımlar [35].....	44
Tablo 3. 9 Değişik zeminler için çivi-zemin arası nihai sürtünme kapasitesi [15]	53
Tablo 4. 1 Şev hareketlerinin sınıflandırılması [54]	63
Tablo 4. 2 Kütle hareketlerinin genel sınıflandırması [55]	63
Tablo 4. 3 Süreksizlik aralık tanımlaması [66]	70
Tablo 4. 4 Süreksizlik açıklıkları [66].....	72
Tablo 4. 5 Kaya kalite sınıflaması [75].....	74
Tablo 4. 6 RMR sınıflandırma sistemi cetveli [71].....	75
Tablo 4. 7 RMR sınıflama sistemi süreksizlik durumu puanlaması	76
Tablo 4. 8 RMR sınıflandırma sistemi düzeltme puanları [71]	76
Tablo 4. 9 RMR değerine kaya sınıflama puanları [71].....	77
Tablo 4. 10 Q değerine bağlı kaya kütle sınıfı [72]	79
Tablo 4. 11 RQD ve α ilişkisi	93
Tablo 4. 12 Sismik ve statik elastisite modülleri arasındaki ilişki [121]	95
Tablo 4. 13 Deney sahasında yapılan laboratuvar deneyi sonuçları	104
Tablo 4. 14 Laboratuvar deneylerinde elde edilen mukavemet parametreleri değerleri	105
Tablo 4. 15 Laboratuvar deneylerinde elde edilen mukavemet parametreleri değerleri (devamı)	106
Tablo 4. 16 Presiyometre deneylerinde elde edilen Elastisite Modülleri.....	107
Tablo 5. 1 Deney alanında yapılan zemin etüd çalışmaları özet tablosu [137]...	110
Tablo 5. 2 Zemin çivisi çekme deneyi sonuçları.....	116
Tablo 5. 3 Sahada yapılan deneylerin aşamaları	121

Tablo 5. 4	Numunelerin laboratuvar deneyi sonuçları.....	125
Tablo 5. 5	Yükleme deneyi programı	129
Tablo 6. 1	Adezyon için önerilen güvenlik katsayıları [15].....	159
Tablo 6. 2	Kaya tabakaları kütle sınıflandırma ve malzeme özellikleri	166
Tablo 6. 3	Shotcrete kaplama malzeme özellikleri	168
Tablo 6. 4	Çiviler için göz önüne alınan mekanik parametreler	169
Tablo 6. 5	LE model analiz sonucu yatay deplasman değerleri.....	171
Tablo 6. 6	Mohr-Coulomb Bünye Modeli ile yapılan analizlerde kullanılan malzeme parametreleri.....	175
Tablo 6. 7	Mohr-Coulomb model analiz sonucu yatay deplasman değerleri	176
Tablo 6. 8	Mohr Coulomb modelde EBR, Geogrid ve Plaka çivilere göre stabilite analizi güvenlik sayıları	180
Tablo 6. 9	Hoek Brown modelinde kullanılan kaya parametreleri	182
Tablo 6. 10	Hoek Brown model analiz sonucu yatay deplasman değerleri	183
Tablo 6. 11	Hoek Brown modelde EBR, Geogrid ve Plaka çivilere göre stabilite analizi güvenlik sayıları	187
Tablo 6. 12	Limit denge analizinde çiviler için kullanılan mekanik parametreler	189
Tablo 6. 13	Çivisiz durumda sonlu elemanlar ve limit denge analizi sonucu elde edilen güvenlik sayıları	190
Tablo 6. 14	Çivili durumda sonlu elemanlar ve limit denge analizi sonucu elde edilen güvenlik sayıları	191

Zayıf Kayalarda Çivi Destekli Derin Kazı Davranışı

Arif ÇINAR

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Geoteknik Programı

Doktora Tezi

Danışman: Prof. Dr. Havvanur KILIÇ

Eş-Danışman: Prof. Dr. M. Mehmet BERİLGİN

Bu doktora tezinde zayıf kumtaşı birimlerindeki çivili kazı destekleme sistemi 1:1 ölçekli model deney ve sayısal analizler kullanılarak incelenmiştir. Model deney, zemin araştırmalarından elde edilen malzeme parametreleri kullanılarak yapılan sayısal ve limit denge analizlerine göre tasarlanmış ve uygulanmıştır. Bu tasarıma göre yatayla 85° eğimli shotcrete kaplama, yatayda 7 ve düşeyde 5 sıra çivi ile 1.4 m derinlikte toplam 6 kademeli kazı yapılmıştır. Çivi delgileri yatayla 15° açılı, 125 mm çapında yapılmış ve 14 mm çaplı inşaat çeliği yerleştirilerek enjeksiyonlanmıştır. Nihai kazı kademesinde yaklaşık 1 ay beklenmiş ve sonrasında kesit üzerine sürşarj yükü uygulanarak tüm aşamalarda kesitin davranışı ölçüm ekipmanları ile gözlenmiştir. Aletsel gözlemler, çivi kafalarına yük hücreleri (load cell), enjeksiyonlu kısımlara gerinim ölçerler (strain gauge), düşey inklinometreler, püskürtme beton üzerine optik reflektörler ve yükleme başlığı plakası üzerine mekanik komparatörler yerleştirilerek yapılmıştır. Çivilerin çekme kapasitelerini belirleyebilmek ve çekme yükündeki davranışını belirlemek için çivi sıyrılma deneyleri yapılmıştır. Ayrıca çivi enjeksiyonlarının mukavemeti, enjeksiyonlardan alınan örnekler üzerinde yapılan laboratuvar basınç deneyleri ile belirlenmiştir. Yapılan tüm aletsel gözlem sonuçları çizim ve grafikler ile değerlendirilmiştir. Bu

değerlendirmelere göre zayıf kayalarda çivilerin güvenli şekilde yapılabileceği, çivi destekli kazı tasarımının ayrıntılı saha ve laboratuvar deneyleri ile belirlenemeyen kaya parametreleri sebebiyle yerel ve genel stabilitesinin aşırı güvenli tarafta kaldığı sonuçlarına ulaşılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Zayıf kaya, 1:1 Ölçekli model deney, derin kazı, aletsel gözlem



Nail Supported Deep Excavation Behavior in Weak Rocks

Arif ÇINAR

Department of Civil Engineering

Doctor of Philosophy Thesis

Supervisor: Prof. Dr. Havvanur KILIÇ

Co-supervisor: Prof. Dr. M. Mehmet BERİLGİN

This doctoral thesis examined the nailed excavation support system in weak sandstone units with 1:1 scale model experiments and numerical analysis. The model was designed and implemented according to numerical and limit equilibrium analyses using material parameters obtained from experimental ground investigations. According to this design, a 6-stage excavation was carried out at a depth of 1.4 m with a shotcrete coating inclined at 85° to the horizontal, with 7 rows of nails horizontally and 5 rows vertically. Nail drills were made with a 15° angle to the horizontal, 125 mm in diameter, and 14 mm diameter construction steel was placed and injected. Approximately one month wait for the final excavation stage. A surcharge load was applied to the section, and the behavior of the section was observed with measurement equipment at all stages. Instrumental observations were made by placing load cells on the nail heads; strain gauges on the grouted parts, vertical inclinometers, optical reflectors on the shotcrete, and mechanical comparators on the loading head plate. Pull out tests were carried out to determine the nails' tensile capacity and their behavior under tensile load. In addition, the strength of nail injections was determined by laboratory pressure tests performed

on concrete samples. All instrumental observation results were evaluated with drawings and graphics. According to these evaluations, it has been concluded that nails can be installed safely in weak rocks and that the local and general stability of the nail-supported excavation design remains on the extremely safe side due to the rock parameters that detailed field and laboratory tests cannot determine.

Keywords: Weak rock, 1:1 Model test, deep excavation, instrumental observation



1 GİRİŞ

Kentleşme ve buna bağlı artan yapılaşma yüksek katlı ve çok bodrumlu yapıların inşa edilmesi talebini artırmıştır. Bu talep dolayısı ile kent merkezlerinde dik ve derin kazı yapılması ihtiyacı doğmuştur. Bu kazıların çevrede soruna yol açmadan yapılabilmesi için çeşitli yöntemlerle desteklenmesi gerekmektedir. Kazıların desteklenmesi yatay ve düşey destekleme elemanları kullanılarak tesis edilen bir destekleme sistemi ile sağlanır. Düşey destekleme elemanları istinat perdesi veya duvarı, kazık gibi elemanlar olurken yatay taşıyıcılar ise içten destekler, ankrajlar veya zemin çivileridir.

İksa elemanları tasarlanırken içerisinde bulunduğu mevcut zemin koşulları değiştirilmediğinden dolayı istinat ettiği zemin koşullarının tasarımı büyük etkisi bulunmaktadır. Zemin koşullarının tespiti için yapılan zemin etüd çalışmaları, arazi ve laboratuvar çalışmaları tasarımın en büyük ön çalışmasını oluşturmaktadır. Arazi ve laboratuvar çalışmalarında amaca yönelik deneylerin yapılması ve tasarıma etki edecek parametrelerin doğru seçilmesi büyük önem arz etmektedir.

Özellikle zayıf kaya formasyonlarda yapılan iksalı derin kazılarda, tasarımda kullanılacak mühendislik parametrelerinin seçilmesi ve yorumlanması, kaya kütlelerinin süreksizliği, su varlığı, süreksizliklerin yönelimi ve cinsi gibi birçok değişken sebebiyle oldukça zordur. Ayrışmış kaya birimlerde yapılan derin kazılarda mühendislik parametrelerinin tespitinin zorluğu nedeniyle tasarımlarda ya çok güvenli tarafta kalınmakta ya da güvensiz sonuçlar elde edilebilmektedir. Bu birimlerde yapılan iksalı kazı tasarımlarında laboratuardan elde edilen kaya numunesi deney sonuçlarının veya arazide yapılan sismik deneylerin sonuçlarının doğrudan kullanılması güvensiz tasarımların oluşmasını sağlayabilir. Tasarımda saha deneyi, laboratuvar deneyi sonuçları ve literatürde önerilen parametre aralıkları birlikte kullanılarak mühendislik parametreleri seçilmelidir.

İksalı derin kazı tasarımı yapılırken mevcut zemin koşulları, yapılacak kazının ölçüleri ve önemi, topoğrafik durum ve ekonomik dengeler dikkate alınarak uygun kazı destekleme sistemi seçilmelidir. İksa sistemi boyutlandırılırken iksa kesitine etkiyecek toprak yükleri, iksa sisteminin kalıcı veya geçici olması, yakında bulunan

mevcut yapıların durumu tasarımın şekillenmesinde büyük önem arz etmektedir. Tüm bunlar dikkate alınarak tasarlanan iksa yapısı yerinde değişik saha deneyleri ile mutlaka test edilmelidir.

İksalı derin kazılarda tasarımın doğruluğunu yerinde test etmek ve kazı güvenliğinin sağlanması amacıyla çeşitli deney ve gözlemler yapılmaktadır. Özellikle kazı aynasında oluşacak yatay deplasmanlar, kazı üst kotunda ve tabanında oluşacak düşey deplasmanlar ve iksa elemanlarında oluşacak yük değerleri, çeşitli deneysel aletler kullanılarak ölçülmekte ve olağandışı durumlarda yerinde tedbirler alınabilmektedir. Yapılan aletsel gözlemlerin diğer bir avantajı ise elde edilen sonuçların geri analizlerde kullanılması ve benzer iksalı kazılarda seçilecek yöntemin netleştirilmesine yardımcı olmasıdır.

Bu doktora tezinde ülkemizde yaygın olarak kullanılan derin kazı yöntemlerinden olan zemin çivili iksa sisteminin zayıf kaya ortamlardaki davranışı saha deneyleri ve sayısal yöntemler ile incelenmiştir. Özellikle kırıklı, çatlaklı, zayıf kumtaşı ve kıltaşı birimlerde uygulanan çivi destekli derin kazı iksa sistemlerinde çivi ve jeolojik ortam etkileşimi, çivi sisteminin global stabiliteye etkisi ve çivilerden oluşan sistemin çalışma mekanizmasının kaya mekaniği prensipleri gözetilerek incelenmesi amaçlanmıştır. Bu amaçları gerçekleştirmek için limit dengeye dayalı analizler ve sayısal gerilme-şekil değiştirme analizleri ile birçok tam ölçekli saha deneyi yapılmıştır. Yapılan bu çalışmaların sunulduğu bu tez 7 bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde tezin takdimi yapılmış, amacı ve hipotezi ortaya koyulmuştur. 2. Bölüm’de doktora çalışması ile ilgili literatür bilgileri verilmiştir. Tezin 3. Bölümünde derin kazı destekleme sistemlerine ilişkin yöntemler incelenmiştir. 4. Bölümde kayaç ve temel kaya mekaniği bilgilerine ilişkin açıklamalardan sonra deney sahasının jeolojisi açıklanmış ve geoteknik parametreler tablolar ile verilmiştir. Bölüm 5’te 1:1 ölçekli çivili derin kazı model deneyine ilişkin açıklamalara yer verilmiş ve deney sırasında alınan ölçümler grafikler ile sunulmuştur. 6. Bölümde tez kapsamında gerçekleştirilen sayısal analizlere ilişkin kısa bir literatür özeti verildikten sonra sahada gerçekleştirilen deneyin geri analizlerinin ayrıntıları ile analiz sonuçları ölçüm verileri ile karşılaştırılarak verilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemi ile gerçekleştirilen bu geri analizler lineer elastik, Mohr Coulomb ve Hoek Brown bünye modelleri dikkate alınarak gerçekleştirilmesinin yanı sıra bu analizlerde çiviler çekme, plak ve

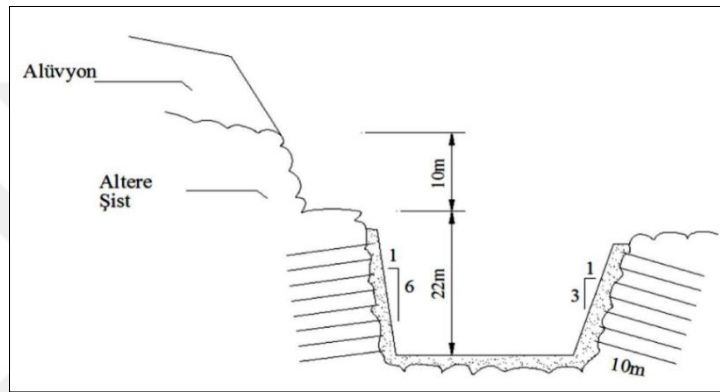
gömülü kiriş sonlu elemanlar seçenekleri ile ayrı ayrı modellenmiştir. Deneysel çalışmalardan ve geri analizlerden elde edilen bulgular ışığında ulaşılan sonuçlar 7. Bölümde sunulmuştur.

Yapılan 1:1 ölçekli deney ve sayısal analiz çalışmaları ile çok eklemlili ve zayıf kaya birimlerde kaya çivisi ile ekonomik ve güvenli iksa tasarımları yapılmasının mümkün olduğunun belirlenmesinin yanı sıra zayıf kayada çivi ile desteklenen bir kazının şekil değiştirme davranışı ve buna bağlı çivi davranışı belirlenmiştir. Bu bilgilerin geoteknik mühendisliği literatürüne önemli katkısı olduğuna inanılmaktadır.



LİTERATÜR ARAŞTIRMASI

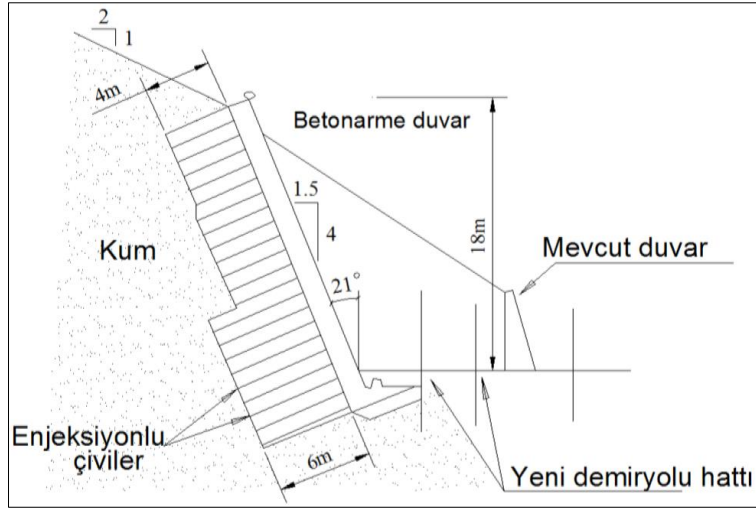
Zemin çivisi teknolojisi çok sıralı ankrajlar ve kaya bulonlarından esinlenerek geliştirilmiş bir zemin iyileştirme yöntemidir. Zemin çivileri ilk olarak 1961 yılında, Fransa'da yapılan Notre Dame barajının taşkın savaklarını desteklemek için ayrılmış şist birimde, yaklaşık 22,0 m yüksekliğindeki kazıyı desteklemek için kullanılmış ve açık kazı yüzeyleri betonarme elemanlar ile kapatılmıştır [1].



Şekil 2. 1 Notre Dame barajına ait iksa kesiti [1]

Zemin çivisi ve püskürtme beton sisteminin günümüzde kullanıldığı şekilde ilk uygulaması 1972 yılında, Fransa'nın Versay bölgesinde bir otoyol genişletme projesinde yapılmıştır [2]. 18,0 m yüksekliğinde, 1/2 eğimli şevde, 4,0 m ve 6,0 m boylara sahip zemin çivileri, sıkı ve iyi derecelenmiş Fontainebleau kumunda düşeyde sık aralıklar ile geçici iksa olarak tasarlanmış ve uygulanmıştır (Şekil 2.2).

Zemin çivisi püskürtme beton sisteminin 1972'deki uygulamasının başarılı olması geoteknik mühendislerinin ilgisini çekmiş ve zemin çivisi çalışma mekanizmasını anlamak için laboratuvar ve arazi modelleri üzerinde araştırma projeleri gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmaların ilki 1975 yılından 1981 yılına kadar süren Karlsruhe Üniversitesi ve Bauer Şirketi tarafından Almanya'da yürütülen çalışmalardır [3].



Şekil 2. 2 Versailles’de uygulanan ilk zemin çivili iksa kesiti [2]

İkincisi ise 1986 yılından 1991 yılına kadar süren Fransa’da yürütülen Clouterre çalışmalarıdır [1]. Fransa’da 1986-1991 yılları arasında kamu ve özel sektör işbirliği ile yapılan ve Clouterre ismi verilen çalışmalarda 3 adet büyük ölçekli deney sahası oluşturulmuştur. Deney sahalarında yapılan zemin çivili iksa duvarları incelenmiş, deneyler yapılmış ve sayısal modellemeler oluşturulmuştur. Yapılan çalışmaların sonuçlarına göre Fransa’da çivi destekli duvar tasarımının temelleri oluşturulmuş ve başka ülkelerde de kullanılmaya başlanmıştır. Çivili zemin anlamına gelen Clouterre programında rijit kaplamalı düşey duvarların tasarım ve uygulama esasları detaylı şekilde anlatılmaktadır. Toplamda 5 yıl süren çalışmalar sonucunda elde edilen veriler “Recommendations Clouterre 1991” adı altında yayınlanmıştır [1].

Amerika Birleşik Devletleri’nde ilk zemin çivili duvar uygulaması 1976 yılında Oregon’da, sıkı, siltli kum zeminlerde, 13,7 metrelik bir hastane temeli kazısını desteklemek amacı ile uygulanmıştır. Bu sistemin, toplam inşaat maliyetini %85 oranında azalttığı ve inşaat süresini yarı yarıya azalttığı belirtilmiştir [4].

1984 yılında ise Federal Karayolları İdaresi (FHWA), Cumberland Gap yakınlarında, 12,0 m yüksekliğinde prototip bir zemin çivili duvarın projesini finanse etmiştir [5]. FHWA, 1990’lı yılların başlarında karayolları projelerinde zemin çivili sistemlere finansal destek sağlamaya başlamıştır. Elias ve Juran [6], FHWA adına zemin çivilerin tasarımı ve inşası için ilk dökümanı yayımlamışlardır. Aynı zamanda Fransa’da yayınlanan "Clouterre 1991

Tavsiyeleri" el kitabının İngilizce çevirisi FHWA bünyesinde bu yıllarda yapılmıştır.

FHWA, devlet ulaşım kurumları arasında zemin çivisi kullanımını yaygınlaştırmak için 1994 yılında "Doğrulama Projesi 103" adında bir proje başlatmış ve zemin çivisi imalatında kalite kontrol ve güvencesine yardımcı olmak amacıyla bir el kitabı yayımlamıştır [7]. Bu döküman daha sonra Byrne ve diğ. [8] tarafından güncellenmiştir. 2003 yılında yeniden güncellenen bu döküman (Lazarte ve diğ., 2003), son olarak 2015 yılında güncellenerek "Zemin çivili duvarların referans kılavuzu" adı altında yeniden yayımlanmıştır [8].

Diğer yandan Hong Kong'da 1970 ve 1980'li yıllarda büyük felaketlere yol açan şev kaymaları neticesinde, gelecekte bu olayların tekrar etmemesi için Landslip Preventative Programme adlı çalışma kapsamında çok sayıda saha deneyi ve uygulamaları yapılmıştır. Bu çalışmaların konusu mevcut şevlerin ve zemin çivili şevlerin iyileştirilmesi olmuştur. Hong Kong'da halen şev tasarımı çalışmaları 1984 yılında hazırlanan Geotechnical Manual for Slopes dokümanı kullanılarak yapılmaktadır. Watkins ve Powell tarafından 1992'de yayınlanan Soil Nailing to Existing Slopes as Landslip Preventative Works dökümanı ise zemin çivileri için yapılan tasarımlarda tercih edilmektedir. Watkins ve Powell [9] bu çalışmalarında zemin çivisi tasarımı ve şev stabilitesi analiz yöntemlerini özetlemişlerdir. Ayrıca dolgu zeminlerde zemin çivisinin davranışının incelenmesi için Hong Kong Üniversitesi'nde tam ölçekli, enstürmanlarla donatılmış saha deneyleri yapılmıştır [10]. Yapılan çalışmalarda kesit üzerine inklinometre, çivilere gerilme ölçerler yerleştirilmiş ve kesit üzerine eksenel yük uygulanarak kesit göçmeye zorlanmıştır. Böylece göçme anındaki kesit tesirleri incelenmiştir.

2002 yılında Nordic Handbook of Reinforced Soils and Fills isimli çalışma, Norveç, İsveç, Danimarka ve Finlandiya'dan bir grup geoteknik uzmanınca hazırlanmış ve basılmıştır. Dökümanda zemin çivili duvarlar, güçlendirilmiş zemine oturan dolgular ve bunların tasarımı anlatılmaktadır. Yayın aynı zamanda mevcut bir şevin iyileştirilmesiyle ve dik bir yarmada uygulanan zemin çivili duvar ile ilgili uygulama örnekleri içermektedir [11].

Ekonomik oluşu, kent içinde küçük alanlarda rahatlıkla kullanılabilmesi, basit inşaat elemanlarından oluşması gibi sebeplerle zemin çivili iksa sistemleri başta

Avrupada olmak üzere tüm dünyada hızla yaygınlaşmıştır. Ülkemizde de oldukça yaygın bir uygulama alanına sahiptir. İstanbul'un çeşitli bölgelerinde uygulanan ve başarılı sonuçlar veren bazı zemin çivili iksa uygulamaları Durgunoğlu, T. [12] tarafından yayınlanmıştır.

Bu bölümde doktora tezi konusu ile ilgili genel literatür bilgileri sunulmuştur. Tezin her bölümünde o bölümle ilgili geniş literatür bilgisi ayrıca verilmiştir.



DERİN KAZI DESTEKLEME SİSTEMLERİ

3.1 Giriş

Endüstrileşme insanoğlunun daha çok üretmesini ve daha refah içinde yaşamasını sağlarken enerji ve endüstri yapılarına olan talebi de arttırmış, yoğun kentleşmeye yol açmış ve bunların sonucunda ulaştırma ve altyapı tesisleri inşasını zorunlu kılmıştır. Tüm bu gelişmeler, ihtiyaç ve insanoğlunun rekabetçi hırsları ile birlikte daha verimli, daha kapasiteli ve daha yüksek dayanıma sahip yapılar inşa edilmesini teşvik etmiştir. Bu yapıların boyutlarındaki artış onların daha derinde bir temele sahip olmalarını zorunlu kılmak yanında araziye daha verimli kullanmak ve özellikle arsanın çok pahalı olduğu metropollerde inşa edilen binalarda bodrum kat sayısının arttırılmasını ve bazı altyapı tesisleri ile ulaştırma tesislerinin yer altında yapılmasını teşvik etmektedir. Bodrumlu binalar gibi bir kısmı yer altındaki yüzey yapıları ile tamamen yer altında bulunan yapıları inşa edebilmek için derin kazı ihtiyacı ortaya çıkar. Bu kazılar geniş alanlarda ekonomi göz önünde bulundurularak genellikle şevli olarak yapılmaktadır. Ancak inşa alanı çevresinde veya sınırında yapıların olması ve/veya inşa alanının denize veya akarsuya komşu coğrafyada yer alması durumunda kazının dik yapılması gerekir.

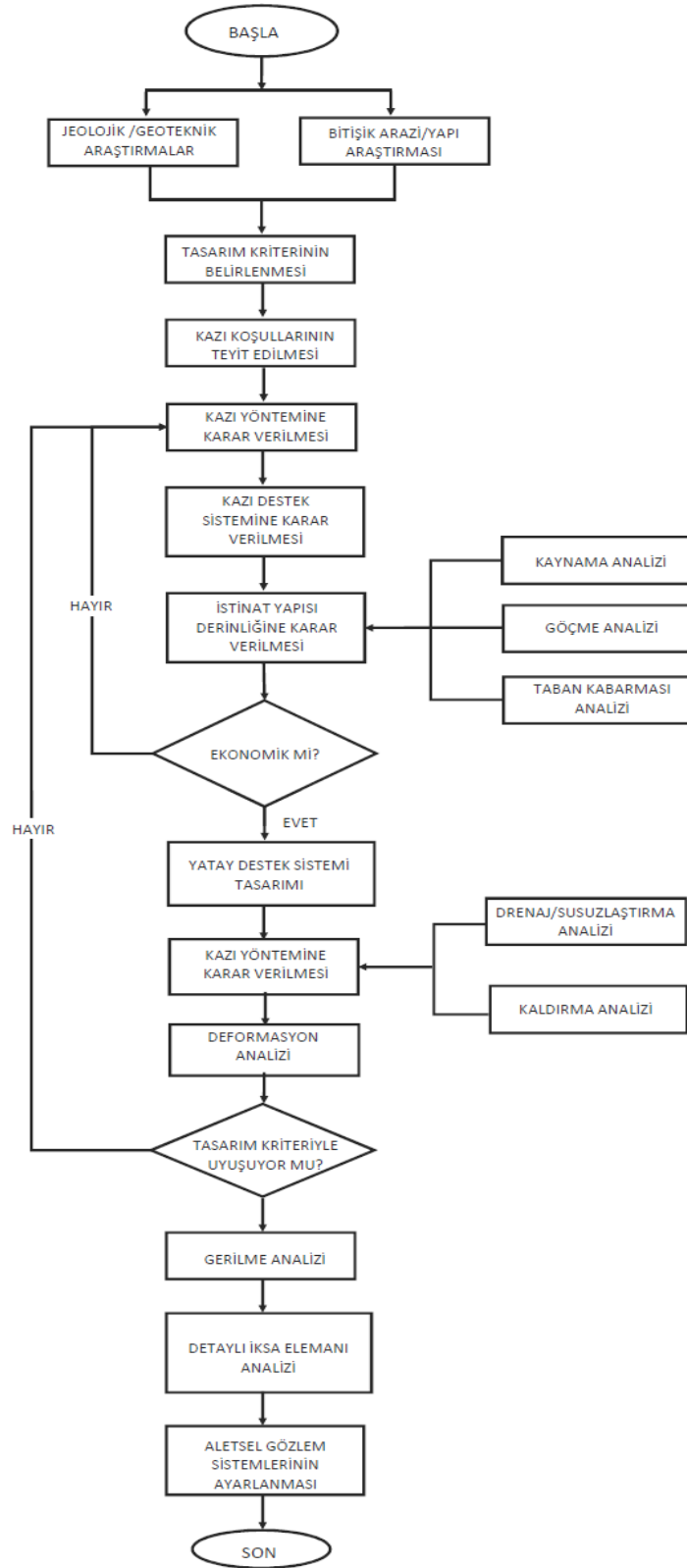
Derinliği 6,0 m'den fazla olan kazılara derin kazılar denilmektedir [13]. Derin kazı terimi, inşası planlanan yapının temel ve yeraltında kalacak kısımlarının inşası için yapılacak kazı yanında bu kazının yapılması ve onu destekleme sistemini içeren genel bir ifadedir. Başka bir deyişle derin kazı ve destekleme sistemi inşasını içeren bir inşaat yöntemidir (method of construction). Bu bağlamda destekleme sistemini oluşturan elemanlar, bunların tipleri, kazıya bağlı olarak imalat şekli inşa yöntemini belirler. Derin kazı inşa yöntemi inşası planlanan yapıya, arazi zemin koşulları ve çevre yapılarının durumu ile eldeki inşaat-makine ekipmanları imkanlarına göre belirlenir. Bu kapsamda iksalı derin kazı sistemi tercihinde, proje detayları, sahanın jeolojik özellikleri, inceleme alanının iklimsel özellikleri, yakın çevredeki makine ve ekipmanın mevcudiyeti, sahanın depremselliği ve proje bütçesi gibi konular birlikte ele alınarak tüm bu koşullara uygun bir derin kazı inşa yöntemi oluşturulur.

20. yüzyılın başlarında New York ve Chicago gibi büyük kentlerde başlayan çok yüksek bina ve metro istasyonları gibi yer altı yapılarının inşaatı yaygınlaştığından dik ve derin kazıları yapılmasına ihtiyaç artmıştır. İlk derin kazı uygulamalarında tasarım ve uygulama bilgi ve deneyimi yeterli olmadığından yerinde aletsel gözlem yapılarak ilerlenmiş ve toplanan veriler literatüre aktarılmıştır. Bu mühendislik yaklaşımı Terzaghi ve Peck'in 1930'larda Chicago ve New York Metro projelerinde yaptıkları aletsel gözlemlerden toplanan bilgilerin değerlendirilmesi ile başlamış ve bu yaklaşım daha sonraki önemli derin kazı uygulamalarında da sürdürülmüştür [14]. Geoteknik mühendisliğinde gelenekleşen bu mühendislik yaklaşımı günümüzde sürdürülerek derin kazı uygulamalarındaki yenilikler ve deneyimler literatüre aktarılmaktadır. Ludwig (1989), Springer (2005), Ou (2006), Durgunoğlu (2008), Olia (2011) tarafından derin kazılarda yapılan aletsel gözlemlerden elde edilen bilgilere dayalı yapılan yayınlar bu çalışmaların önemli örnekleridir.

Derin kazıların tasarımı ve uygulaması için günümüzde kullanılan standart ve yönetmelikler literatüre kazandırılan bu çalışmalara dayanmaktadır. DIN 4125 (1990), PTI (1996), TS-EN 1197-1, FHWA (1999), Eurocode (2007), BS8081 (20155), CIRIA (2017), TBDY (2018) gibi standartlar derin kazılarda uyulması gerekli kurallar ve sınırları belirlemektedir. Ülkemizde ise 2018 yılında derin kazılarda uyulması gereken kurallar hakkında bir genelge ve 2022 yılında "Kazı Destek Yapıları Tasarım ve Uygulama Esasları" adında bir yönetmelik yayınlanmıştır [15].

Derin kazı projeleri yapılırken zemin özellikleri, çevre yapıların durumu ve konumu, yapı kullanım amacı ve süresi gibi birçok değişken birlikte değerlendirilir. Projelendirme sırasında genelde Şekil 3.1'deki akış diyagramında verilen sıralama izlenmektedir [13].

Bu bölümde derin kazı inşa yöntemleri ve bu yöntemlerde uygulanan destekleme sistemlerini oluşturan destekleme elemanları hakkında bilgiler verilecektir.

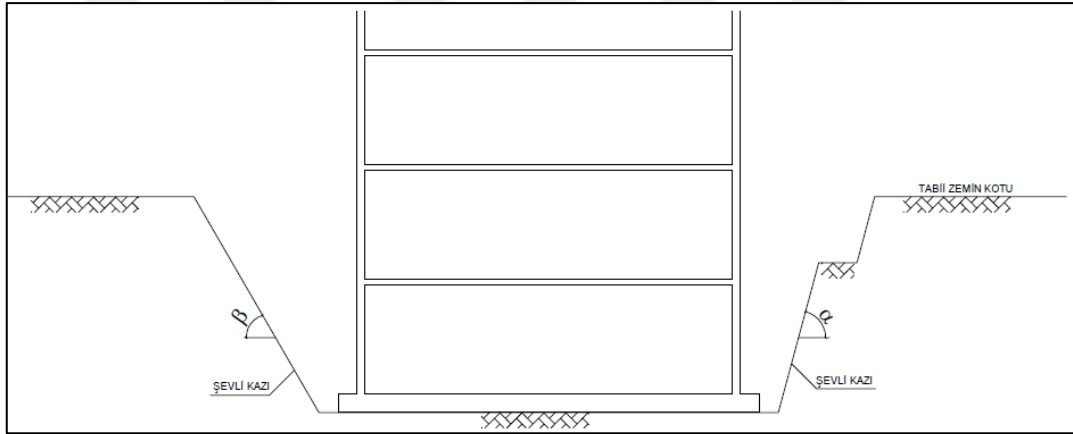


Şekil 3. 1 Derin kazı projelendirme işleri akış diyagramı [13]

3.2 Derin Kazı Yöntemleri

3.2.1 Açık Kazı Yöntemi

Açık kazı yöntemi, destekleme elemanlarının uygulanmadığı kazılardır. Bu kazılarda jeolojik ortamın stabilitesine bağlı olarak kazı yüzeyleri serbest şekilde sevlendirilir. Bu durumda zemin türüne bağlı olarak şev açıları 90° olabilir. Ancak dik kazı yapabilmek çevre yapıların olmadığı, kohezyonlu ortamlarda uygulanabilir. Bu durumda destek elemanları uygulanmadığından hızlı ve ekonomik kazı yapılabilir. Şev açısının düşük olduğu durumlarda kazılacak kütlenin fazla olması dolayısı ile destekli kazı daha ekonomik olabilir. Şekil 3.2’de bir şevli kazı örneği verilmiştir. Şekilde gösterildiği gibi kazı derinliğinin fazla olduğu durumlarda stabiliteyi artırmak için palyeli kazı da yapılabilir [13].



Şekil 3. 2 Şevli açık kazı yöntemi [16]

Şevli kazıların olumsuz yönlerinden biri üstyapı inşaatının tamamlanmasından sonra yapının etrafına yapılacak geri dolgunun miktarı ve uygun malzeme bulunmasıdır. Kazıdan çıkan malzemenin dolguda kullanılacak nitelikte olmadığı durumlarda malzeme temini ekonomik olmayabilir. Ayrıca geri dolgu yapılırken yeterli önlemlerin alınmaması durumunda daha sonra dolgu bölümlerde oturma problemleri ile sıkça karşılaşilmektedir.

Derin kazının yer aldığı jeolojik ortam durumuna göre 6,0 m derinliğe kadar şevli kazı yapılmasına müsaade edilmektedir. Yapılacak serbest şevlerin açıları ve yükseklikleri zemin türüne göre değişiklik göstermektedir (Tablo 3.1).

Tablo 3. 1 Kaya ve zemin türüne göre kazı şev açıları

Zemin-Kaya Türü	Güvenli Şev Açısı (β°)
Sağlam Kaya	Dik
Tip A Zemin	53
Tip B Zemin	45
Tip C Zemin	34

Sağlam kaya, kazı sırasında yıkıntı yapmayan Kumtaşı, Granit gibi kayaları temsil etmektedir.

Tip A sınıfı zeminler serbest basınç dayanımı 1500 kPa üzerinde olan kumlu kil, siltli kil veya kil gibi kohezyonlu zeminleri temsil etmektedir.

Tip B sınıfı zeminler serbest basınç dayanımı 500 kPa ile 1500 kPa arasında olan silt gibi kohezyonlu zeminleri temsil etmektedir.

Tip C sınıfı zeminler serbest basınç dayanımı 500 kPa'dan düşük olan granüler zeminleri temsil etmektedir.

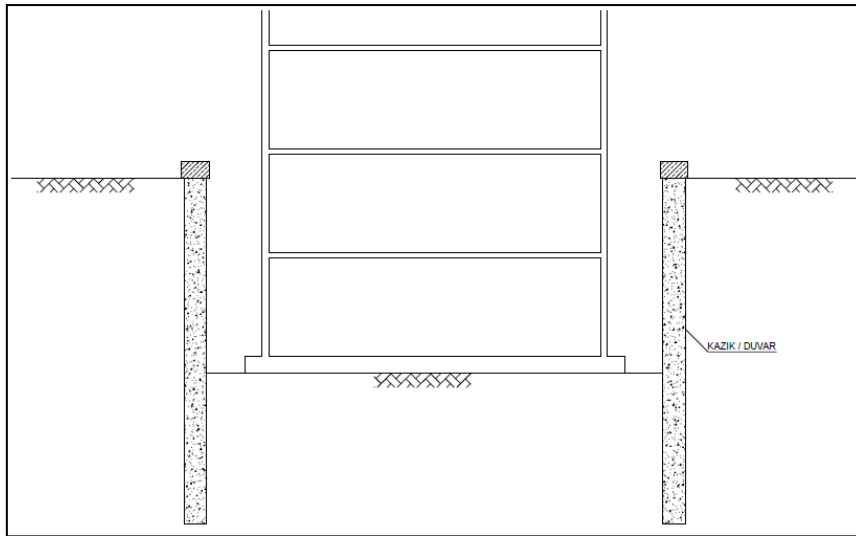
Yüksekliği 6,0 m'yi geçen serbest şevlerde mühendislik tasarımı yapılmalı ve gerekirse iksa önlemleri alınmalıdır. Tablo 3.1'de gösterildiği gibi ayrışmış kaya birimlerin jeolojik yapısının uygunluğu ve zeminlere göre dayanımının fazla olması nedeniyle, bu formasyonlarda serbest kazı yöntemi sıkça uygulanmaktadır. Yumuşak kayalarda açık kazı yapılırken kaya kütlelerinin süreksizliklerinin sıklığı ve yönelimi büyük önem arz etmektedir. Kazı derinliğinin fazla olması durumunda kazı yüzeyinde ilave palye oluşturularak kazının güvenliği artırılabilir. Kazı

yüzeylerinde dökülme, akma, kopma olmaması için bazı durumlarda kazı yüzeyleri çeşitli örtü elemanları ile kaplanabilmektedir (Şekil 3.2).

3.2.2 Konsol İksalı Kazı Yöntemi

Şevli olarak açılan kazı çukurundan çıkacak hafriyat miktarının ve şev üstünde yer kaybının azaltılması için alternatif bir açık kazı sistemi geliştirilmiştir. Yatay destekleme sistemine ihtiyaç duymadan belli bir derinliğe kadar konsol çalışabilen düşey destek elemanları ile oluşturulan iksalı kazı sistemine konsol iksalı kazı yöntemi ya da kısaca konsol yöntem (Cantilever Method) adı verilir (Şekil 3.3). Düşey destek elemanları perde veya kazıklardan oluşturulan bu yöntem daha çok kohezyonlu zeminlerde tercih edilir. Kazı alanının stabilitesi ve yer değiştirmelere bağlı olarak genellikle kazı yüksekliği 6,0-8,0 m mertebelerinde yapılan derin kazılar için bu yöntemle başvurulur. Konsol kazıklı kazı yönteminde düşey iksa elemanlarının rijitliği kazının stabilitesi ve çevre yapılarının yer değiştirmelerini kontrol etmede çok önemli bir etkidir.

Derinliği fazla olmayan kazılarda ekonomik olması bakımından şevli serbest kazı ve konsol iksalı kazı yöntemi diğer yöntemlere göre daha fazla tercih edilebilmektedir. Bu yöntemlerden uygun olanının seçimi ise yapılacak analiz ve değerlendirmelere göre yapılmalıdır.



Şekil 3. 3 Konsol iksalı kazı yöntemi [13]

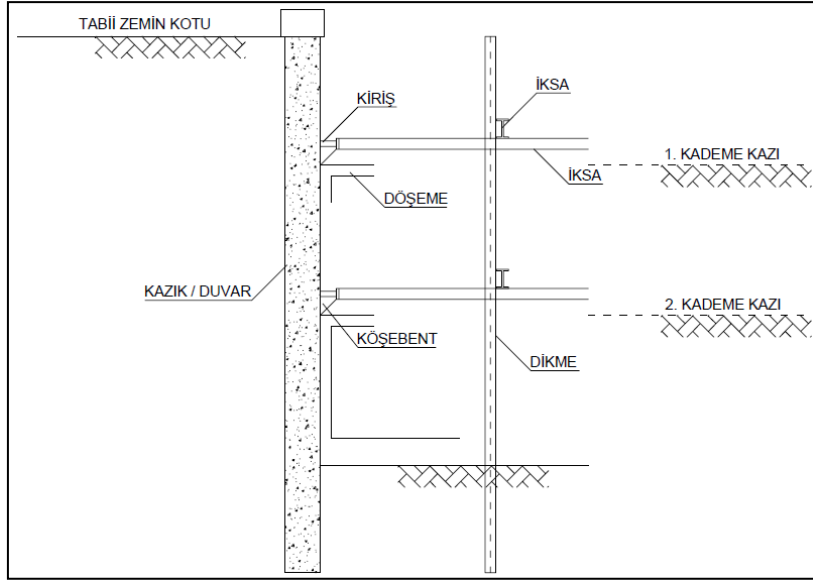
3.2.3 İçten Destekli Derin Kazı Yöntemi

Dik ve derin kazı yapabilmek ve kazıdan dolayı kazı aynasında oluşacak yatay deplasmanları önlemek ve/veya kontrol altında tutmak için kazı aynasına yatay ve düşey destekleme elemanları uygulama yoluna gidilmiştir. İçten iksalı sistemin orijini çelik dikey elmanlar (soldier pile-asker kazık) ve ahşap yatay elamanların kullanıldığı ve Berlin Duvarı olarak adlandırılan iksalı kazı teknolojisine dayanmaktadır. Berlin Duvarı 18. Yüzyılda özellikle New York, Londra ve Berlin gibi metropollerde uygulanmaya başlamıştır. Daha sonraki süreçlerde ahşap elemanların yerini çelik veya betonarme elemanlar almıştır. Bu yöntemde asker kazıklar kazı tabanı altına kadar gömülerek moment alması sağlanır. Kazık aralarında her kazı kademesinde yerleştirilen ahşap elemanlar ise kazı yüzeyini korur ve toprak yüklerini kazıklara aktarır [17].



Şekil 3. 4 Berlin wall kazı yöntemi [17]

İçten iksalı kazı sistemleri kazık veya asker kiriş, göğüsleme (kuşak) kirişi, mesnet ve kamalar ile yatay destekler ve dikmelerden oluşur. Göğüsleme kirişleri toprak itkilerini kamalar ile yatay desteklere aktarıırken mesnetler yatay elemanların düşey elemanlara bağlanmasını sağlar. Düşey elemanlarda değişik aralıklarla uygulanarak kullanılan yatay destek elemanlarının burkulma boyunu azaltmaya katkı sunar. Bu durumda daha ekonomik yatay elemanlar kullanılırken kazı içinde çalışmak güçleşir. İçten iksalı kazılarda kazı ve inşaat kademeleri ile yapılacak iş planı proje yönetimi açısından çok önemlidir.



Şekil 3. 5 İçten iksalı kazı yöntemi [16]

İçten destekli kazı yöntemi için önerilen inşaat kademeleri aşağıdaki gibidir,

- i. Düşey destekleme sistemleri (diyafram duvar, kazık vb.) imalatı yapılır,
- ii. İlk kademe kazısı yapılır,
- iii. Kuşaklama kirişleri imal edilerek yatay iksa elemanları yerleştirilir,
- iv. Nihai kazı kotuna dek 2. ve 3. Madde tekrar edilir,
- v. Yapı temeli düşey elemanlara destek olacak şekilde inşa edilir,
- vi. Temel üstünde kalan iksa elemanları kaldırılır,

- vii. Düşey perdeler ve yapının ilk döşemesi yapılır,
- viii. Su basman seviyesine kadar 6. ve 7. madde tekrar edilir. İnşaat bittiğinde kazı çukuru etrafındaki boşluklar uygun malzeme ile doldurulur.

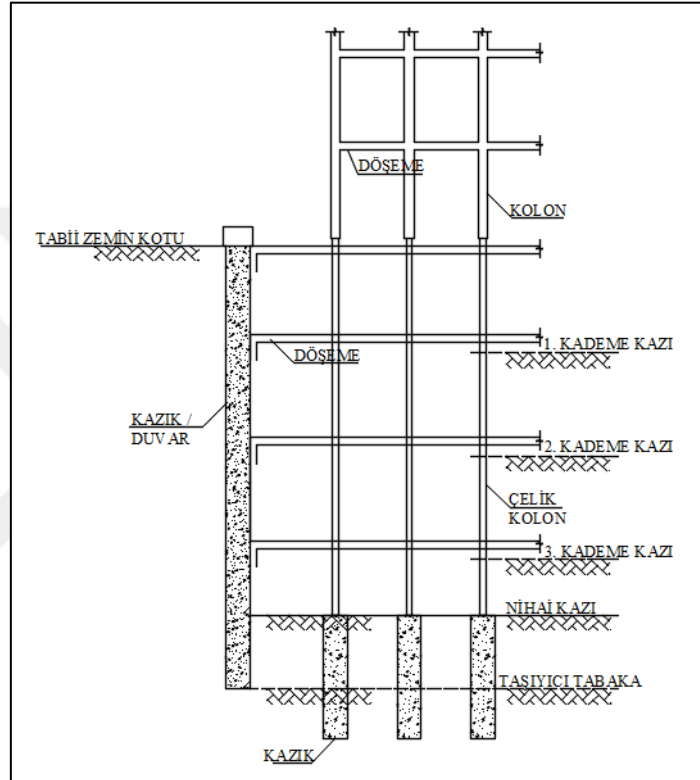
İçten iksalı kazı yöntemi her derinlik ve genişlikteki kazıda uygulanabilir olması sebebiyle çok tercih edilmektedir. Ayrıca diğer iksa sistemlerine göre daha az deplasmana müsaade eder. Ayrıca geçici kazılarda kullanılan destek elemanlarının sonradan sökülerek başka işlerde kullanılır olması maliyet açısından uygun görülmektedir. İksa yüzeyinde çivi veya ankraj deliği olmaması ise yüzey sızdırmazlığı açısından bir avantaj olarak değerlendirilebilir. Ancak bu sistemde kazı çukurunda yatay ve düşey elemanların varlığı hafriyat ve üstyapı yapım işlerini zorlaştırmaktadır. Ayrıca birçok parçanın birleştirilmesi ile oluşan destekleme sistemlerinde destek elemanlarında eksantrisite olmayacak şekilde aynı hizada yerleştirilmesi işçiliği zorlaştırmaktadır. İçten iksalı kazı yöntemi ülkemizde daha çok dar alanlarda yapılan şehir içi metro kazılarında tercih edilmektedir. Son yıllarda hızlı ve pratik olması açısından fore kazıklar düşey eleman olarak sıkça tercih edilmektedir. Yer altı su seviyesi altında yapılan kazılarda düşey eleman olarak kesişen kazık veya diyafram duvar tercih edilir. Kiriş elemanı olarak daha çok I veya H Kirişler tercih edilirken yatay iksa elemanı olarak daha çok dairesel kesitli çelik borular seçilmektedir. Zemin türüne, kazı yüksekliğine ve seçilen elemanın boyutlarına bağlı olarak değişmekle birlikte uygulamada genellikle yatay ve düşey destek açıklığı 3,0-4,0 m olarak seçilmektedir.

3.2.4 Yukarıdan Aşağıya (Top-down) Derin Kazı Yöntemi

Yeraltında yapılacak yapılarda genelde yapının temeli ile işe başlanır ve yukarı doğru inşaat devam eder. Bu bölüme kadar anlatılan tüm yöntemler bu esasa göre oluşturulmuştur. Ancak top-down kazı yönteminde diğer yöntemlerin aksine inşaata yüzeyden başlanır ve temele doğru devam edilir. Böylece bu yöntemde kazı tamamlandığında yapılacak yapı da tamamlanmış olmaktadır. Yukarıdan aşağı kazı yönteminde yatay itkiler inşa edilen kat döşemeleri tarafından karşılanmaktadır. Bu yöntemin yapım aşamaları aşağıdaki gibidir (Şekil 3.6).

- i. Sınırlardaki düşey destekleme elemanları (diyafram duvar veya kazıklar) inşa edilir,
- ii. İç düşey taşıyıcı elemanlar (kolon ve kazıklar) imal edilir,

- iii. Düşey destekleme elemanları başlık kirişleri ile inşa edilecek yapının bu kottaki yatay taşıyıcıları (kiriş ve/veya döşeme) imal edilir,
- iv. 1. kademe kazı yapılır,
- v. Kat döşemesi yapılır,
- vi. 2. kademe hafriyat kazılır, bu kata ait döşeme yapılır,
- vii. Nihai kazı kotuna dek tüm işlemler tekrarlanır,
- viii. Temel inşaatı tamamlanır.

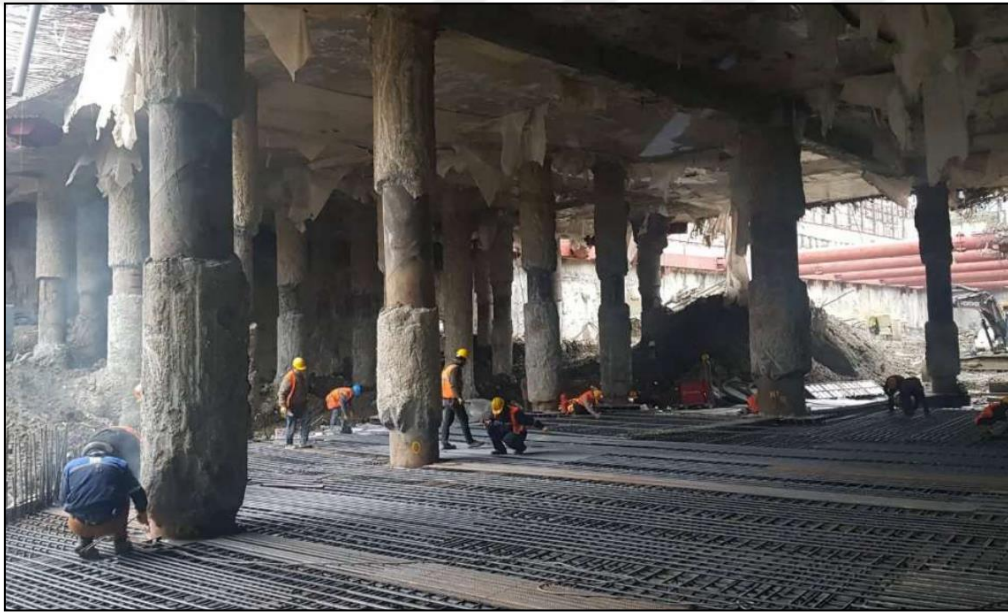


Şekil 3. 6 Yukarıdan aşağıya kazı (Top-down) yöntemi [13]

Deplasman toleransının çok az olduğu projelerde genelde yukarıdan aşağı kazı yöntemi tercih edilmektedir. Ayrıca yöntemin yoğun yapılaşmanın olduğu bölgelerde mevcut yol veya yapılara zarar vermeden yapılabilmesi en büyük avantajlarından. Bu yöntemde kazı ve inşaat işlerinin bir arada yürütülmesi ile toplam inşaat süresinden tasarruf edilebilir. Yatay destek elemanı olarak rijit kat döşemelerinin kullanılması ise bu yöntemi diğer iksalı kazı yöntemlerine göre daha güvenli kılmaktadır.

Yukarıdan aşağıya kazı yöntemi yer altında çalışma yapılması nedeniyle açık kazı yöntemlerine göre daha masraflıdır. Özellikle yumuşak zeminlerde ve yer altı suyu altında kat döşemelerinin yapılmasının uzun zaman alması düşey elemanlarda

zorlanmaya veya taban zemininde kabarmalara yol açabilir. Ayrıca yer altında imal edilen düşey elemanların daha sonra binanın taşıyıcı elemanı olarak kullanılması ve bu elemanların kalite kontrolünün sağlanması oldukça güç ve masraflı olmaktadır [13]. Yer altında işçilik yapılması ve yer altında yapılan taşıyıcı elemanların izolasyonunun çok iyi yapılamaması da bu yöntemin zorluklarındandır. İstanbul Boğazı, Kuruçeşme bölgesinde Top-down kazı yöntemi ile yapılan iksalı kazı bu yöntem için önemli bir örnek teşkil etmektedir. Deniz kıyısında, deniz seviyesinin yaklaşık 23,0 m altına inen destekli kazıda top-down, ankrajlı kazı ve içten iksalı kazı yöntemleri birlikte kullanılmıştır. Düşey iksa elemanı olarak diyafram duvar ve fore kazık tercih edilmiştir. Derinliği ve büyüklüğü itibarıyla boğaz kıyısında yapılan en büyük iksalı kazı olduğu bildirilmektedir [18].



Şekil 3. 7 Top-down yöntemi uygulaması: Kuruçeşme Otelı inşaatı [18]

3.2.5 Ankrajlı Derin Kazı Yöntemi

Ankraj, çevresini saran zemin ya da kayaya çekme gerilmesi aktararak istinat yapılarının desteklenmesini sağlayan bir yapı elemanıdır. Ankraja etkitilen çekme kuvveti ankraj ve onu çevreleyen zemin arasındaki kayma gerilmeleri ile karşılanmaktadır. İçten destekli kazılarda kullanılan yatay destekler yerine ankrajlı derin kazı destekleme yönteminde yatay toprak itkilerini karşılamak ve düşey elemanlara aktarmak için yatay ankrajlar kullanılmaktadır. Ankrajlar ilk olarak palplanş, diyafram perde veya kazıklı bir istinat yapısını desteklemek için bunların arkasındaki kiriş, kazık veya plakaya bağlanarak uzun yıllar uygulanmıştır.

Genellikle deniz yapılarında ve yeraltı suyunun yüksek olduğu durumlarda yapılan kazılar için tercih edilen bu derin kazı yönteminde imalat güçlükleri dolayısı ile genellikle düşeyde tek sıra ankraj uygulanmaktadır. Çok özel durumlarda 2 veya 3 sıra uygulanması mümkündür. Bu tip ankrajlı sistemlerde ankrajların kazı gerisine bağlanması için kazı ve/veya istinat yapısı inşası gerekli olduğundan kazı çevresinde yapıların olması durumunda ankraj imal edilemez. Bu durumun üstesinden gelmek ve çok sıralı ankraj yapmak için öngermeli ankrajlar geliştirilmiştir.

3.2.5.1 Öngermeli Ankrajlı Destekleme Yöntemi

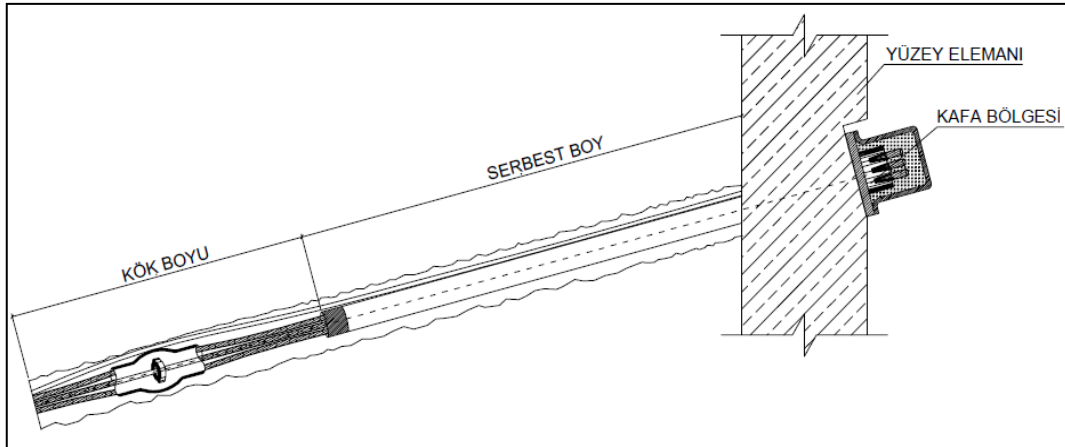
Bu yöntemde kazı yüzeyini kaplayan palplanş, kazık veya diyafram perde gibi düşey taşıyıcı elemanlara etkiyen yatay toprak itkileri öngermeli ankrajlar ile karşılanır. İnşaat mühendisliğinde öngermeli ankrajların kullanımı çok eski değildir. Öngermeli ankrajlar ilk olarak kaya birimlerde uygulanmış daha sonraları artan uygulama tecrübeleri ve gelişen teknoloji ile birlikte her türlü zeminlerde uygulanmıştır. Öngermeli ankraj genel olarak, bir ucundan zemine sabitlenerek yük taşıması sağlanan eleman olarak tanımlanır. Ankraj fikri ilk kez Frezer tarafından, 1874'te Londra'da yer alan kanal yataklarının desteklenmesi için geliştirilmiştir. Bu tasarımda, işlenmiş demirler ankraj elemanı olarak kullanılmıştır. Ankraj uygulaması için ilk örnek ise, Coyne (1934) başkanlığında, Cezayir'de yer alan Cheurfas Barajı'nın öngermeli ankrajlar ile iyileştirilmesi projesidir [19].

Zemin ve kayalar genellikle çekme gerilmesi almadığı için üstyapıdan zemine aktarılması gereken çekme gerilmeleri öngermeli ankrajlar ile kolaylıkla karşılanmaktadır. Üstyapıdan zemine aktarılan çekme gerilmeleri aşağıdaki durumlarda öngermeli ankrajlar kullanılarak çözülür [20];

- Kaldırma Etkisi; zemin şişmesi veya yer altı suyu basıncı nedeniyle yapının yüzmesi veya taban zemininin kabarması riskine karşı öngermeli ankrajlar ile yapı sabitlenebilir.
- Dönme; yatay toprak itkileri sebebiyle dönmeye zorlanan iksa elemanı gibi yapılar öngermeli ankrajlar ile sabitlenebilir.

- Kaya K t lelerinin Stabilitesi;  atlak ve fis rlerden dolayı çekme gerilmesine maruz kalan kaya k t leleri öngermeli ankrajlar ile sabitlenebilir.
-  evlerin Stabilitesi; doğal veya yarma  evlerin stabilitesinin sağlanması için öngermeli ankrajlar kullanılabilir.
- Arazi Deneyleri; büyük ölçekli kazık yükleme deneyleri gibi deneylerde reaksiyon yüklerinin karşılanması amacıyla öngermeli ankrajlar kullanılabilir.
- Özel Durumlar; asma köprü kablolarının mesnetlenmesi, büyük anten gibi yapıların sabitlenmesi ve deniz yapılarının veya baraj gövdelerinin sabitlenmesi için öngermeli ankrajlar kullanılabilir.

Görüldüğü gibi öngermeli ankrajlar birçok uygulama sahasında kullanılmaktadır. Yatay toprak itkilerini karşılamak amacıyla kullanılan ankrajlar 3 bölümden oluşmaktadır. İlk bölüm tüm yükleri zemine aktaran kök kısmı, ikinci bölüm yükleri ankraj kafası ve kök bölümü arasında aktaran serbest kısım, üçüncü bölüm ise ise dış yüzeyde görülen ve yüzey elemanı ile ankrajın bağlantısını sağlayan kafa kısmıdır ( ekil 3.8).

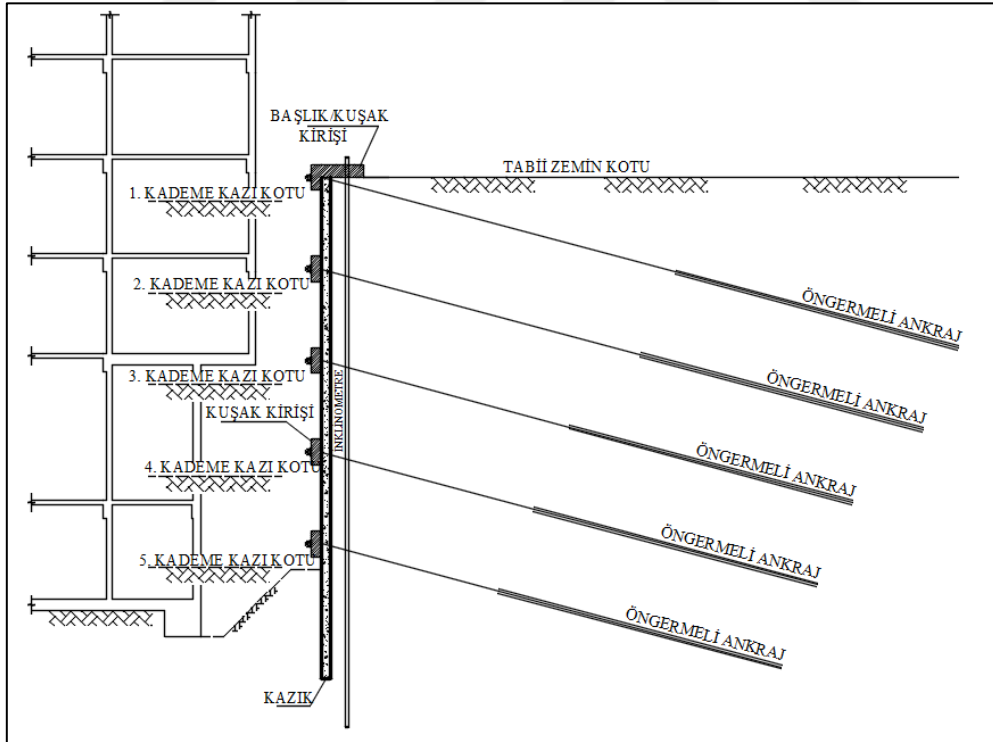


Şekil 3. 8  ngermeli ankraj bölümleri

Derin kazı destekleme yöntemi olarak sıklıkla tercih edilen kademeli ankrajlı kazıların uygulanmasında takip edilecek yol aşağıdaki gibidir ( ekil 3.9).

- Düşey elemanlar (Palplan , kazık, diyafram perde vs.) imal edilir,

- ii. İlk kademe kazı yapılır,
- iii. Öngermeli ankraj delgisi yapılır,
- iv. Yapılan delgilere ankraj halatı yerleştirilir,
- v. Yerleştirilen ankraj delikleri enjeksiyon ile doldurulur,
- vi. Kuşaklama kirişleri yapılır (varsa) ve ankraj plakası ve klipsleri yerleştirilerek ankraj kafası teşkil edilir,
- vii. Ankrajlara öngerme yükü uygulanır ve tasarımda öngörülen yüke kilitlenir,
- viii. 2. kademe için kazı yapılır,
- ix. Nihai kazı kotuna ulaşana kadar III., IV., V. ve VI. maddeler tekrarlanır,
- x. Planlanan yapının temeli yapılır,
- xi. Yapı perdeleri, kolonlar ve döşemeler yapılarak yapı tamamlanır,
- xii. Yapı ve iksa arasındaki boşluklar uygun malzeme ile doldurulur.





Şekil 3. 9 Ankrajlı kazı yöntemi [16]

Öngermeli ankrajlı kazı yöntemi, kazı aynası arkasındaki kayabilecek aktif kayma kaması olarak tanımlanan zemin kütlelerinin kayma kaması arkasındaki zemin kütlelerine bağlanması esasına dayanmaktadır. Böylece kazı aynasındaki kazık, palplanş veya diyafram perdeye etkiyen yatay toprak itkileri ankrajlar vasıtasıyla arkadaki güvenli bölgeye aktarılmaktadır. Yüksek mukavemetli öngörme çeliğinden imal edilen ankraj donatısı ankraj kökü olarak adlandırılan bölgede, enjeksiyon betonu ile kaplanır ve bu bölgedeki donatı/beton ve beton/zemin aderansı sayesinde aktarılan yanal toprak itkilerini karşılar. Buna göre zeminin mukavemeti ve ankraj yükleri birbiri ile doğrudan ilişkilidir. Granüler zeminlerde ve ayrışmış kayalarda ankraj kapasiteleri daha yüksek iken, ince daneli zeminlerde kapasiteler düşmektedir. Kaya ortamlarında yüksek sıyrılma kapasitesine ulaşılır. Ankraj sıyrılma kapasitesi ankraj enjeksiyonu ile zemin veya kaya etkileşiminden yani birim sürtünme direncinden belirlenir. Farklı jeolojik ortamlarda yapılan ankraj çekme deneyleri ile belirlenen bu birim sürtünme kapasiteleri yönetmelik ve standartlarda yer alır. Tablo 3.4'te Japon Zemin ve Temel Derneği tarafından önerilen birim sürtünme kapasiteleri verilmiştir [21, 26]. Projelerde ankrajların taşıma kapasitesini belirlemek için en uygun yöntem sahada çekme deneyi yapmaktır.

İri daneli zeminlerde ve yeraltı suyu altında öngermeli ankraj imalatı yapılırken çeşitli sorunlarla karşılaşmaktadır. Bu birimlerde su basıncı nedeniyle ankraj deliklerinin göçmesi ve suyun hareketi sebebiyle enjeksiyonun yıkanması ankraj kapasitelerini oldukça düşürmektedir. Genel olarak ankrajlı derin kazıların değerlendirilmesi aşağıdaki gibidir.

- ✓ Kazı çukurunda yer kaplayan iksa elemanı bulunmaz ve inşaat işleri için yeterli alan mevcuttur,
- ✓ Kısa sürede imal edilebilir,
- ✓ Zayıf zeminlerde ve yer altı suyu altında uygulama zorluğu vardır,
- ✓ Deplasmana açıktır, güvensiz tasarımlarda büyük deplasmanlar olabilir,
- ✓ Kalıcı iksalarda iksa elemanlarının bakımı ve işletmesi zordur.

Öngermeli ankraj yöntemi, bilinirliği, imalat kolaylığı ve çabuk uygulanabilirliği bakımında özellikle şehir içi yerleşimin yoğun olduğu bölgelerde sıkça uygulanmaktadır. İstanbul'un jeolojisinin büyük bölümünü oluşturan zayıf grovak (kumtaşı, kilaşı) birimlerde yapılan derin kazıların çoğunda öngermeli ankraj tercih edilmektedir.

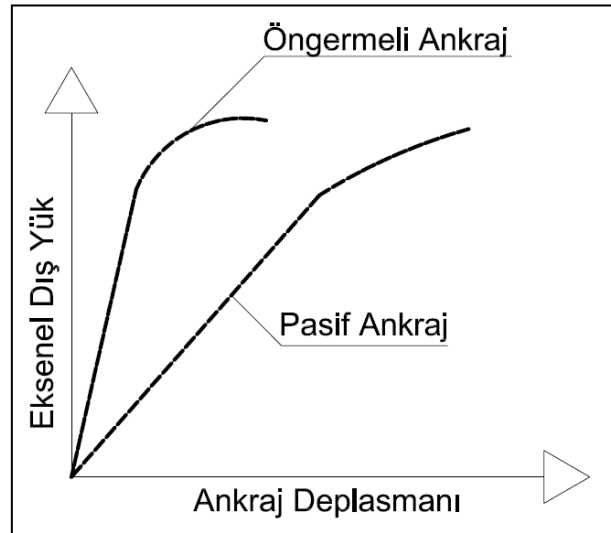
Türkiye'de, özellikle büyük kentlerde, derin kazı uygulaması son 20-30 yılda büyük artış yaşanmış ve devasa boyutlarda derin kazılar yapılmıştır. Özellikle İstanbul'da Mashattan (H=25,0 m), Kanyon AVM (H=28,3 m), İstinye Park AVM (H=22,0 m), BJK Fulya Kompleksi (H=32,0 m) gibi derin kazılar hem derinlik hem de alan bakımından dikkate değer derin kazı projelerindendir [12]. Son yıllarda yapılan derin kazılardan en dikkat çekenini ise Seyrantepe'de, GS Arena'ya komşu inşa edilen yüksek katlı yapı için yapılan derin kazıdır. Şekil 3.10'da görülen derin kazıda 76,0 m derinlikte öngermeli anrajlarla desteklenen 3 palyeli fore kazıklı bir iksa sistemi uygulanmıştır [22].



Şekil 3. 10 76,0 m derinliğindeki Skyland iksalı kazı projesi [22]

3.2.5.2 Pasif Ankrajlı Destekleme Yöntemi

Pasif ankraj herhangi bir öngörme olmadan, zeminin hareket etmesi ile yüklenen ankraj tipidir. Pasif ankrajlar öngermeli ankrajlara göre daha kısa ve daha esnek olduklarından tam yüklenebilmeleri için içinde bulundukları ortamın büyük deplasman yapması gerekmektedir (Şekil 3.11) [23].



Şekil 3. 11 Öngermeli ve pasif ankraj yüklenme grafiği [19]

Tablo 3. 2 Zemin ankrajlarının sınıflandırılması

Ankraj Tipi	Halat/Donatı Türü	Germe Türü	Ankrajlanma Türü	Ankrajlanma Bölgesi	Enjeksiyon
Öngermeli	Halat	Germe var	Özel öngerme aparatları	Kök boyu	Kök boyu
Pasif	Donatı	Germe yok	Gömülü bağlantı	Tüm boy	Tüm boy

3.2.6 Zemin Çivisi Püskürtme Betonlu Derin Kazı Yöntemi

Zemin çivileri imalat bakımından öngermeli ankrajlı sistemler gibi yatay veya yataya yakın delgi yapılarak içine donatı yerleştirme tekniği olarak tariflenebilir. Bu yöntemin imalat şekli öngermeli ankrajlara benzese de çalışma mekanizması bakımından oldukça farklıdır. Ankrajlı sistemlerde kazı aynası arkasındaki zemin kütlesi daha arkada sağlam bir kütleye bağlanırken (ankre edilirken) zemin çivili sistemde kazı aynası arkasındaki zemin kütlesi çiviler ile iyileştirilmektedir.

İlk uygulama geçmişi 1960'lara dayanan bu sistemin tarihçesi 2. Bölümde anlatılmıştır. Bu yöntemde, öngerme yapılarak yüklenen öngermeli ankrajların yerine zeminde oluşacak hareket sebebiyle yüklenmesi planlanan tekil donatılar kullanılır. Bu yöntem daha çok derinliği az ve deplasmana müsaade edebilen, çevre yapıların yoğun olmadığı derin kazılarda tercih edilmektedir. Değişik yöntemlerde kullanılan farklı elemanlar da bulunmasına karşın, genel olarak zemin çivisi uygulamasında kullanılan malzemeler, rijit donatı, enjeksiyon karışımı, korozyon koruyucu poliüretan koruge boru, merkezleyici, pvc boru, çelik plaka, pul ve somundan oluşmaktadır. Şekil 3.12'de zemin çivisi imalatında kullanılan elemanlar gösterilmiştir.

Zemin çivili püskürtme beton iksa sistemi ise yatay toprak itkilerini alan zemin çivileri, yüzey kaplamasını oluşturan çelik hasır ve püskürtme betondan oluşur. Kalıcı veya yer altı suyunun etkili olduğu iksalarda shotcrete yüzeye drenaj boruları ile barbakanlar da teşkil edilir.

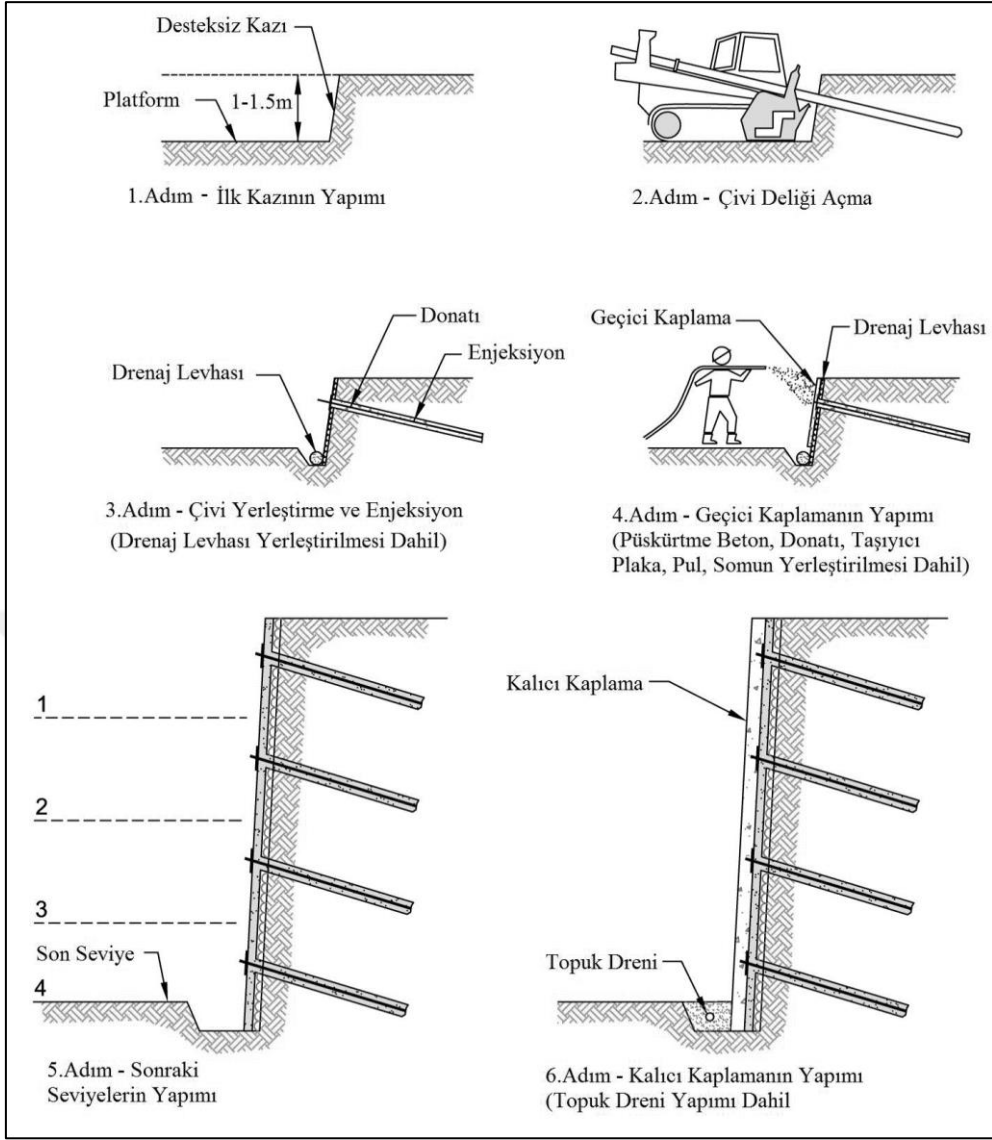


Şekil 3. 13 Zemin çivili püskürtme betonlu iksa görüntüsü [16]

Zemin çivili iksa sistemlerinde ortamın kendini tutma özelliği (kohezyon) varsa yüzeyde düşey eleman kullanılmayabilir. Kazı aynası belirlenen açıda kazılır ve açılan aynada yatay veya yataya yakın delgi yapılarak donatılar yerleştirilip enjeksiyonlanır. Zemin çivili iksalarda imalat akışı Şekil 3.14’te verilmiştir.

Zemin çivili iksa sistemi elemanları, çivi donatısı, hasır çelik, çivi kafa ve plakası, püskürtme beton ve çeşitli sarf malzemelerden oluşmaktadır. Çivili iksa sisteminin avantajları ve dezavantajları aşağıdaki gibi sıralanabilir.

- ✓ Farklı zemin koşullarında uygulanabilir.
- ✓ Küçük ekipmanlar ile uygulanabilirliği sayesinde şehir içinde dar alanlarda tercih edilebilir.
- ✓ Öngerme için bekleme yapılmadığından öngermeli iksalara göre daha hızlı yapılmaktadır.
- ✓ Diğer iksalı kazı sistemlerine göre maliyeti düşüktür.
- ✓ Kohezyonsuz zeminlerde uygulanması zordur.
- ✓ Diğer iksa sistemlerine göre daha fazla deplasman oluşabilir.



Şekil 3. 14 Zemin çivili püskürtme betonlu iksa imalat aşamaları [4]

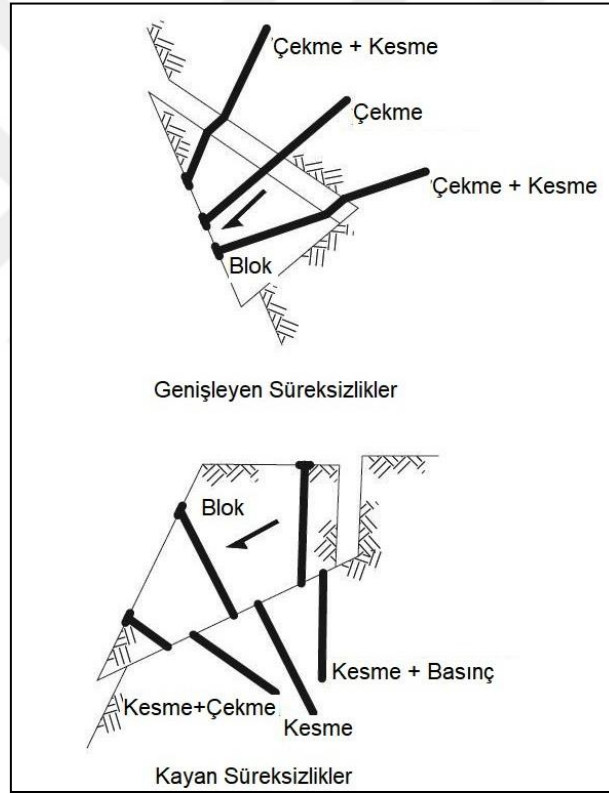
3.2.7 Kaya Çivisi Yöntemi

Zeminlerde veya kayalarda çivileme işlemi, genellikle doğal olarak duraysız şevlerin stabilizasyonu veya aşırı dik mevcut şevlerin emniyete alınması ve ayrıca istinat duvarlarının veya bentlerin stabilizasyonu için kullanılan bir iksa (destekleme) yöntemidir. Bu yöntem şevlerde ve yeraltı kazılarında kaya kütlelerinin stabilizasyonu sağlamak için yaygın olarak kullanılmaktadır.

Zemin veya kaya çivisinin temel fikri, zemine veya kayaya boyuna takviye elemanlarının herhangi bir germe yapılmadan yerleştirilmesine ve enjeksiyonlanmasına dayanır. Taşıyıcı elemana germe yapılmadığı için bu sistem öngermeli ankrajlardan önemli ölçüde farklıdır ve pasif sistem olarak adlandırılır.

Kaya çivili sistemde çiviler çatlaklı/ayrışmış kaya kütlelerinin bir bütün olarak davranmasına yardımcı olur. Sonuç olarak, çiviler tüm kaya kütlelerinin taşıma kapasitesini artırır. Kaya çivileri üzerine gelen çekme ve kesme kuvvetlerini alırlar (Şekil 3.15).

Zemin çivisi sisteminde çiviler belirli bir sistematığe göre yerleştirilirler. Çivilerin yatay ve düşey aralıkları, kazı kademelerine bağlı olarak hesaplanır. Çiviler zemine genelde yatayla 10° - 15° eğimle yerleştirilirler. Zemin yüzeyi shotcrete veya benzeri sistemlerle kapatılır. Kaya çivilerinde ise kaya kütleindeki çatlak takımı ve süreksizlikler üzerine yoğunlaşılır. Kaya çivilerinin uygulama amacı öncelikle gevşek blokların ayrılmasını önlemek, süreksizliklerdeki kayma direncini arttırmak ve kaya bloklarının birbirine kenetlenmesini sağlamaktır [23].

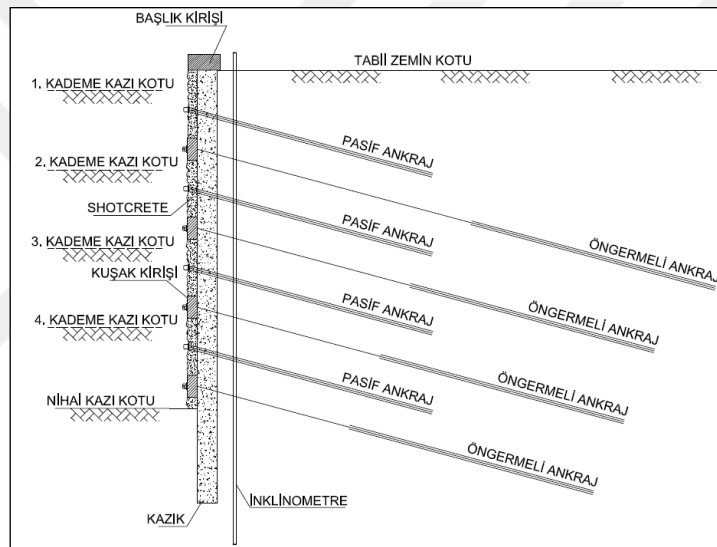


Şekil 3. 15 Kaya çivilerinin süreksizliklerdeki davranışı [23]

Kaya çivilerine benzer şekilde kaya kütlelerinin stabilizasyonu için kaya bulonu da sıkça kullanılmaktadır. Çalışma mekanizması kaya çivileri ile aynı olan bulonlarda imalat yöntemi enjeksiyonlu veya mekanik sürme şeklinde yapılabilmektedir. Ayrıca değişik türlerde bulon elemanı kullanılarak bulon üzerine bir miktar öngerme yapılabilmekte ve bulonların eksenel kapasitesi artırılabilir [24].

3.2.8 Karma Sistemler

Uygulamalarda kullanılan makine ve ekipmanların çeşitlenmesi ve gelişmesi ile şantiyelerde bir kaç kazı destek yönteminin bir arada kullanılması oldukça yaygınlaşmıştır. Özellikle dar alanlarda veya geometrisi tek kazı destek yönteminin uygulanmasına müsait olmayan kazılarda değişik kazı destek yöntemleri birlikte uygulanmaktadır. Şekil 3.16’da gösterilen derin kazı kesitinde kısa dönemde toprak yüklerinin karşılanması ve minimum deplasman oluşması için öngermeli ankraj ve fore kazık sisteminden faydalanılmıştır. Aynı kesitte uzun dönemde problem yaşanmaması için yatayda kalıcı zemin çivileri kullanılmış ve yüzeyde döküntü oluşmaması için shotcrete ile kaplanmıştır.



Şekil 3. 16 Fore kazık/ankraj ve zemin çivisi/püskürtme beton sistemlerinin (Karma Sistem) birlikte uygulanması [16]

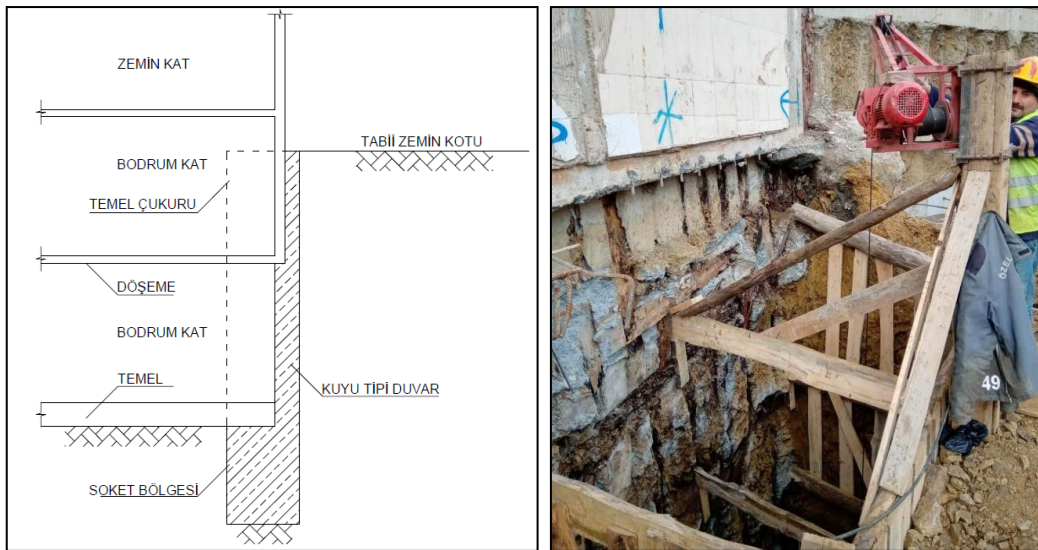
3.3 Kazı Destekleme Elemanları

3.3.1 Düşey Destek Elemanları

İksalı derin kazı sistemleri yatayda ve düşeyde imal edilen destek elemanlarından oluşmaktadır. Bu sistemlerde genelde yatay yükleri taşıyan iksa elemanlarının bağlı olduğu düşey elemanlar bulunmaktadır. Düşey iksa elemanları daha kazı yapılmadan önce yapılır. Kazı yapıldıkça düşey iksa elemanları yatay elemanlarla desteklenir. Düşey destek elemanı seçilirken sahanın zemin koşulları, inşaat süresi, makinelerin çalışması için uygun alanın varlığı, komşu yapıların durumu, kullanılacak yatay destek tipi ve proje maliyeti gibi birçok faktör birlikte değerlendirilir. Yatay destek elemanları genel olarak ankraj, çivi ve içten iksa desteklerinden oluşur. Düşey destek elemanları ise oldukça değişkenlik göstermektedir.

3.3.1.1 Kuyu Tipi (Kuyu Perde) Betonarme Duvarlar

Kuyu tipi betonarme duvarlar uygulamada kuyu perde olarak bilinirler. Bu yöntem daha çok ayrışmış kaya veya kohezyonlu zeminlerde uygulanmaktadır. Kuyu perde imalatı, ahşap iksa elemanları kullanılarak açılan yaklaşık (2,0 x 3,0) m² taban alanına sahip kazı çukuru içinde yapılır. Çukur nihai kazı kotuna kadar el aletleri veya ufak çaplı iş makineleri ile kazılır. Nihai kazı kotuna ulaşıldıktan sonra perde yapılacak bölgeye donatı yerleştirilir, önüne tek taraflı kalıp kurulur ve içerisine betonlama yapılır (Şekil 3.17).

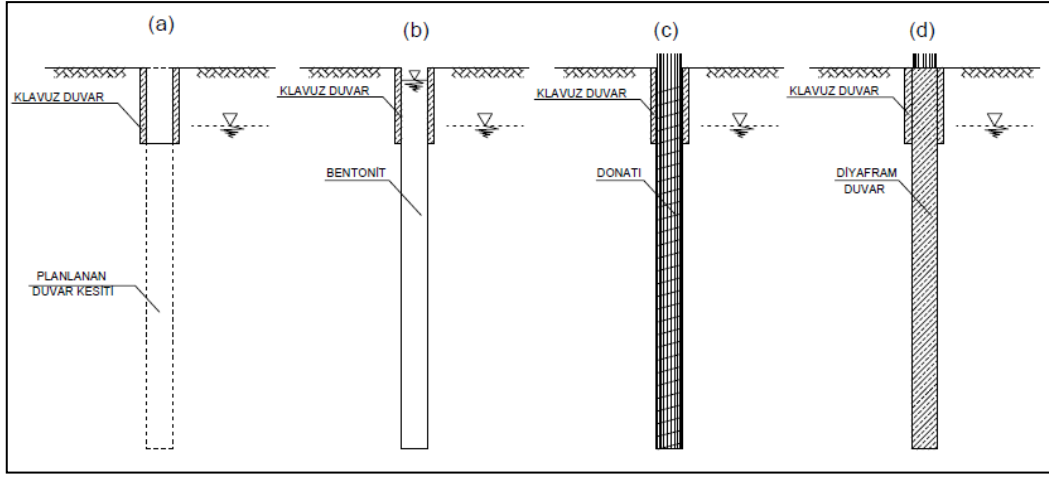


Şekil 3. 17 Kuyu tipi (kuyu perde) betonarme duvar imalatı [16]

Bu yöntem ile çok dar bir alanda kazı tabanına kadar düşey iksa elemanı yapılmış olur. Konsol çalışan perdelerde kazı tabanının oldukça altına inilerek pasif reaksiyon alınır. Kuyu perde imalatı genelde 3,0 m genişliğindeki anolar içerisinde yapılır. Anolar birbirine girişim yapmamak üzere atlanarak oluşturulur. Perde imalatında değişik yüksekliklerde değişik kalınlıklar oluşturulabilir. Bazı projelerde yapılan perde bodrum perdesi olarak da kullanılmaktadır. Kuyu perde imalatı genelde mevcut yapılar arasında inşa edilecek dar alana sahip kazılarda tercih edilmektedir. Ayrıca iş makinelerinin rahat çalışamayacağı ortamlarda bu yöntem kullanılmaktadır. Bu yöntem ile mevcut yapıların tam sınırından, yer kaybına yol açmadan düşey perdeler yapılabilir. Kuyu perde yönteminde işçilik oldukça zor ve iş güvenliği açısından risklidir. Ayrıca bu yöntemde yer altı su seviyesi altında imalat zor olmakta ve izolasyon problemleri ile karşılaşmaktadır. Her türlü zeminde de uygulanamayan bu yöntem zorunlu olmadıkça çok tercih edilmemektedir.

3.3.1.2 Diyafram Duvarlar

Diyafram duvar uygulaması ilk defa 1950’li yıllarda İtalya’da uygulanmıştır. Daha sonra gelişen makine teknolojisi sayesinde tüm dünyada kullanılmaya başlanmıştır [13]. Bu yöntemde özel kazı makineleri ile kazı çukurları açılır, çukurların içerisine donatı kafesi yerleştirilir ve kazı çukuru betonlanarak düşey iksa elemanı oluşturulur. Makine ile çukur açılması sırasında çukur çeperlerinin desteklenmesi ve yıkıntının önüne geçilmesi için kazı çukuru bentonit veya kimyasal malzeme ile yapılan bulamaç ile doldurulur. Bu sebeple diyafram duvar yöntemi bulamaçlı hendek (*Slurry Walls*) yöntemi olarak ta bilinmektedir. Bu yöntemde ilk olarak kazı çukuru etrafının stabilitesini sağlamak ve duvarın düşeyliğini sağlamak için mevcut zemine kılavuz duvarlar (gidaj kirişi) imal edilir (a). Kılavuz duvarlar ortasındaki boşluktan genişliği 2,5 m ile 3,3 m, kalınlığı ise 0,6 m ile 1,2 m arasında değişen kepçelerle (grab) kazı yapılır. Kazı ile eş zamanlı olarak yıkıntıyı önlemek için çukura bulamaç yerleştirilir (b). Nihai kazı kotuna ulaştıktan sonra dışarıda hazırlanan donatı kafesi kuyuya yerleştirilir (c). Tremi borusu kullanmak suretiyle aşağıdan yukarıya doğru kuyu beton ile doldurulur ve aynı zamanda bulamaç kuyudan deşarj edilir (d) (Şekil 3.18).



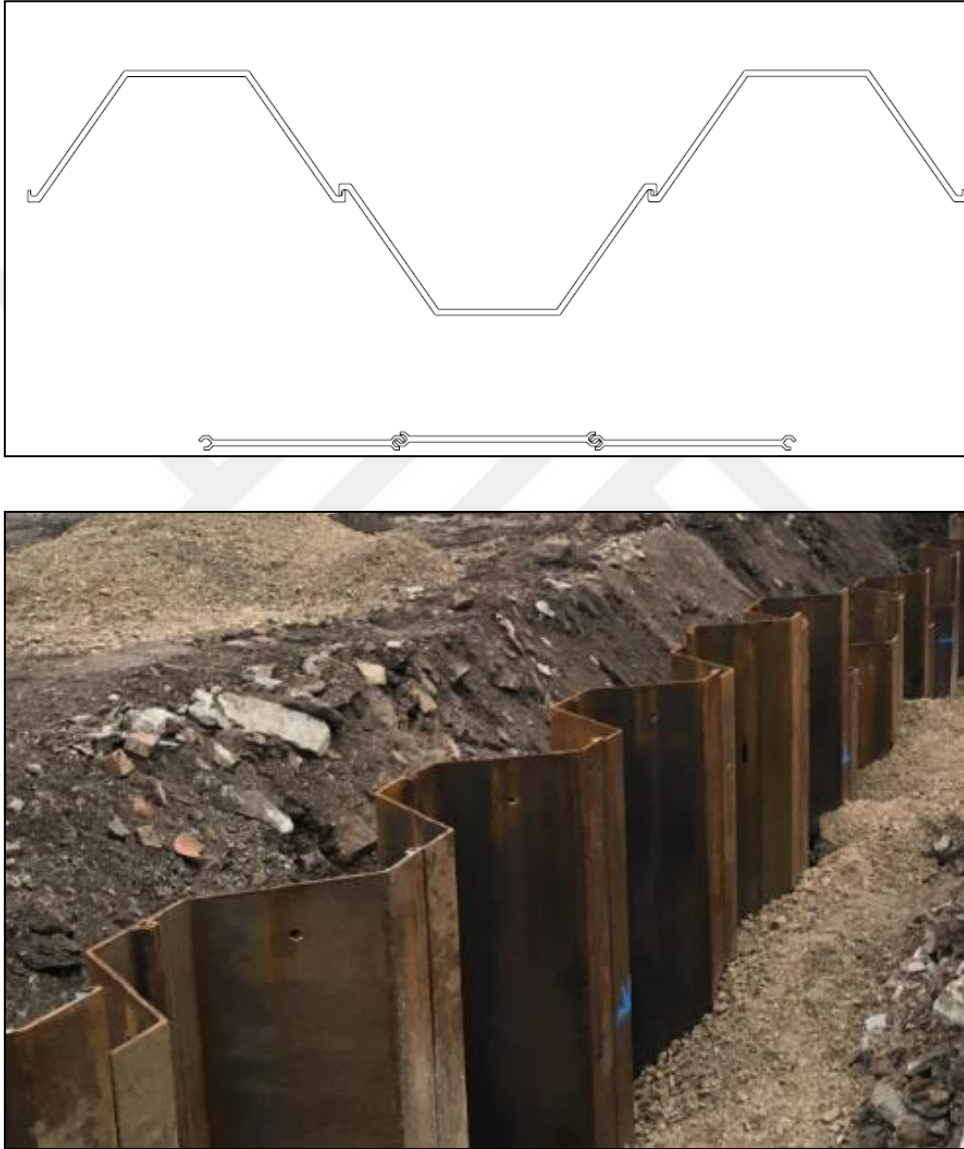
Şekil 3. 18 Diyafram (slurry walls) duvar imalatı

Kuyudan deşarj edilen bulamaç daha sonra tekrar kullanılması için uygun bir yerde biriktirilir. İmalatlar anolar halinde birer kuyu atlanarak yapılır. Anoların birleşim bölgelerinde oluşabilecek sızma problemlerinin önlenmesi ve yük aktarımının sağlanması için bu bölgelerde özel tasarım borular veya ek plakaları kullanılır. Diyafram duvarlar iksa yüzeyinde hem perde olarak çalışır hem de geçirimsizliği sağlar. Yüksek rijitlikleri sayesinde genelde konsol olarak çalışırlar. Kazı derinliğinin artması durumunda seçilecek uygun yatay destek elemanları ile desteklenebilirler. Diyafram duvar imalatının avantaj ve dezavantajları aşağıdaki gibidir [13].

- ✓ Hem geçici hem de kalıcı eleman olarak kullanılabilirler,
- ✓ İyi derecede sızdırmazlık sağlarlar,
- ✓ Diğer yöntemlere göre daha kalın ve derin elemanlar oluşturulabilir,
- ✓ Duvar genişliğinden fazla kazı yapmaya gerek yoktur,
- ✓ İmalat sırasındaki titreşim ve gürültü azdır,
- ✓ Aynı zamanda kalıcı yapı perdesi gibi de kullanılabilirler,
- ✓ İmalat için büyük ve pahalı ekipmanlar gereklidir,
- ✓ İmalatı yüksek maliyet ve zaman gerektirir,
- ✓ Çok derin kazılarda duvarların düşeyliğini ve kesişmesini sağlamak zordur,
- ✓ Çakıl, blok ve kaba malzemeli zeminlerde uygulanması zordur.

3.3.1.3 Palplanş Perdeler

Palplanş perdeler genelde çelikten üretilen, değişik formlardaki hazır elemanların çakma veya vibrasyon yöntemi kullanılarak zemine sürülmesi ile oluşturulan iksa sistemidir. Palplanşlar birbiri ile kesişecek şekilde çakılır ve kesişim bölgelerinde birbirine kilitlenerek srekliği olan bir perde yapısı oluşturur (şekil 3.19).



şekil 3. 19 Palplanş duvar görüntüsü

Palplanşlar elik malzemenin yanında projesine göre ahşap veya beton malzemedenden retillebilmektedir. Palplanşların genişlikleri uzunluklarına göre çok küçüktür ve kesitleri oldukça narindir. Kesit mukavemetlerini arttırmak için T, U, Y ve Z gibi değişik şekillerde üretilmektedirler. Kullanıldıkları kazının derinėi ve üzerlerine

etkiyecek yatay yüklere göre konsol veya yatay destekli olarak çalışabilirler. Palplanşların avantajları ve dezavantajları aşağıdaki gibidir [13].

- ✓ Birbirlerine kilitlemeleri iyi yapılırsa iyi derecede sızdırmazlık sağlanabilir,
- ✓ Birçok kez kullanılabilirler,
- ✓ Katı ve sıkı zeminlerde çakma işlemi zordur,
- ✓ Granüler zeminlerde palplanş çakımı esnasında titreşimden dolayı istenmeyen oturmalar olabilir,
- ✓ Suyu doygun ve granüler birimlerde kazının taban bölgesinde borulanma ve palplanşlarda devrilme riski oluşabilir. Bu birimlerde çakma boyunun iyi hesap edilmesi gerekir.

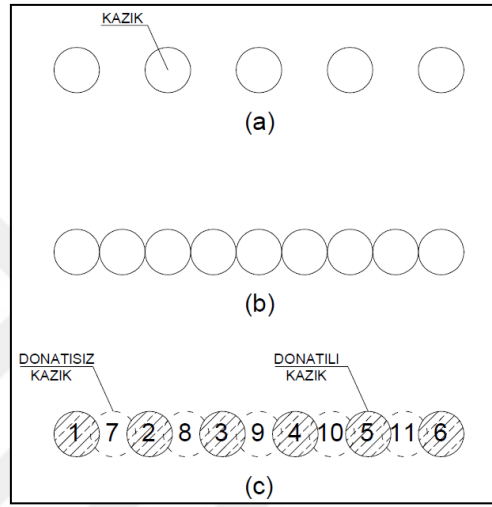
3.3.1.4 Kazıklı Perdeler

Bu yöntemde düşey iksa elemanı olarak kazıklar kullanılır. Kazı yüksekliğinin fazla olduğu derin kazılarda daha çok beton kazıklar tercih edilir. İksa amaçlı kullanılan kazıkların çapları genelde 25 ile 200 cm arasındadır. Beton kazıklar prekast veya yerinde dökme beton kazık olarak sınıflandırılabilir. Uygulandıkları sahadaki su ve zemin durumu, yatay yükler ve iksa ömrü dikkate alınarak kesişen veya aralıklı olarak imal edilirler.

Aralıklı kazıklı perdeler su probleminin olmadığı ve zemin özelliklerinin uygun olduğu projelerde tercih edilir. Bu yöntemde kazıklar merkezden merkeze belirli bir mesafede imal edilirler (Şekil 3.20.a). Kazık aralıklarının istinat ettiği zeminin aralardan akmayacak şekilde seçilmesi gerekir. Bu yöntemde iksa aynasında oluşacak su hareketi ve zemin dökülmeleri tam olarak engellenemez.

Teğet kazıklı perdeler kazıkların birbirine değecek şekilde, teğet yapılması ile oluşturulur. Genelde yeraltı su seviyesi altında yapılan iksalarda, sızma ve bölgesel dökülmelerin önlenmesi için tercih edilir (Şekil 3.20.b). Kazıkların eksenden sapması sonucu aralarında boşluk oluşması ve sızma oluşması ihtimaline karşı teğet kazıkların hemen arkasına jet enjeksiyon uygulaması da tercih edilebilmektedir. Son yıllarda ekonomik olması sebebiyle teğet kazık yerine bir kazık, bir jet kolonu şeklinde iksa perdeleri de oluşturulmaktadır.

Kesişen kazıklı perdeler ise daha çok düşük mukavemetli zeminlerde oluşacak sızma ve dökülme problemlerinin önüne geçilmesi için uygulanmaktadır. Uygulamada kazıklar birer atlamalı olarak yapılır (Şekil 3.20.c). Yapım sıralaması olarak önce donatısız kazıklar yapılır ve sonrasında yapılacak donatılı kazık imalatında önceden yapılan donatısız kazık bir miktar kesilir ve kazıkların birbiri ile teması sağlanır. Ekonomik olması için donatısız kazıkların jet grouting kolonları ile oluşturulması da sıkça uygulanmaktadır. Kesişen kazık yönteminde prekast, çelik ve çakma kazık kullanılmamaktadır.



Şekil 3. 20 Kazıklı Perde Görüntüleri

Kazıklı perde yönteminde avantajlar ve dezavantajlar aşağıdaki gibidir.

- ✓ Değişken kazık boyları seçilebilir ve yerinde de değiştirilebilir,
- ✓ Palplanş duvarlara kıyasla rijitlikleri daha fazladır,
- ✓ Her zeminde seçilecek uygun yöntem ile kolayca oluşturulabilirler,
- ✓ Hızlı ve kolay imal edilirler,
- ✓ Sadece bir kez kullanılabilirler,
- ✓ İmalat esnasında oluşabilecek hataların kontrolü zordur.

Tablo 3.3, düşey destek sistemlerinin birbiri ile karşılaştırması yapılmıştır [13].

Tablo 3. 3 Çeşitli düşey destek sistemlerinin karşılaştırılması

Düşey Eleman	Zemin Cinsi				Rijitlik ve Sızdırmazlık		İnşaa Şartları				Derinlik	Süre	Ekonomik
	Yumuşak Kil	Yumuşak Kaya	Kum	Çakıllı Zemin	Sızdırmazlık	Rijitlik	Gürültü ve Titreşim	Atık Malzeme	Yüzey Oturması	Yer altı Engelleri			
Kazık	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓	✗	✓	✗	✓	✗	✗
Palplanş	o	✗	✓	✗	o	✗	✗	✓	✗	o	✗	✓	✓
Diyafram	✓	✗	✓	o	✓	✓	✓	✗	✓	✗	✓	✗	✗

✓ Uygun

o Kabul edilebilir

✗ Uygun değil

3.3.2 Yatay Destekleme Elemanları

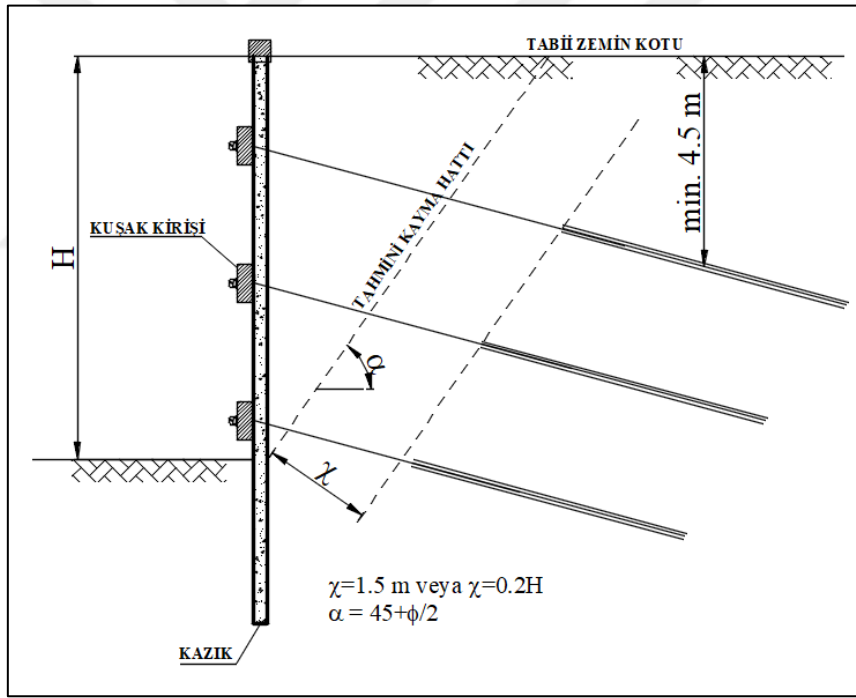
3.3.2.1 Öngermeli Ankrajlar

Önceki bölümlerde öngermeli ankrajlı iksa sisteminden bahsedilmiştir. Bu bölümde yatay destek elemanı olarak öngermeli ankrajların tasarım felsefesi konu edilecektir. Uygulaması çok eskiye dayanmayan öngermeli ankrajlar, ilk olarak kayalarda uygulanmaya başlamış, daha sonra artan tecrübe ve gelişen teknoloji ile birlikte her tür zeminde uygulanmaya başlamıştır. Öngermeli ankraj bir ucundan zemine sabitlenmiş, diğer ucu ile yük taşıyan yatay destek elemanı olarak tariflenebilir. Ülkemizde özellikle şehir içinde yapılan derin kazıların desteklenmesinde sıkça kullanılan öngermeli ankraj sisteminin tasarım aşamaları aşağıdaki gibidir.

- Proje gereksinimlerinin belirlenmesi (Projenin amacı, saha geometrisi, imalat yöntemi, tasarım ömrü),
- Zemin koşullarının incelenmesi, idealize zemin profilinin oluşturulması,
- Tasarımda kullanılacak yatay toprak itkilerinin ve yük dağılımının belirlenmesi. Su ve sürşarj yükünün tayin edilmesi,
- Ankrajların yatay ve düşey aralığının, boyunun, açısının ve çapının belirlenmesi,
- Düşey taşıyıcı elemanlarının boyutlandırılması,

- vi. Gömülü düşey elemanın boyutlandırılması ve pasif toprak itkilerinin belirlenmesi,
- vii. Toptan göçme ve içsel stabilite tahkiklerinin yapılması,
- viii. Oluşması muhtemel yatay ve düşey hareketlerin hesaplanması,
- ix. Ankraj germe, test ve kilitleme yükünün belirlenmesi,
- x. Varsa kuşak ve başlık kirişlerinin boyutlandırılması.

Bu bölümde öngermeli ankrajların tasarım felsefesi hakkında bilgiler sunulacaktır. Öngermeli ankrajların tasarımı yapılırken öncelikle ankraj serbest boyunun tayininin yapılması gerekmektedir. Serbest ankraj boyu kazı alt kotundan geçen ve muhtemel göçme hattı olarak belirlenen hattın konumuna göre hesaplanır (Şekil 3.21).



Şekil 3. 21 Öngermeli ankraj serbest boyunun belirlenmesi.

Muhtemel kayma düzleminin yatay düzlemle yaptığı açı (α), iksa arkasındaki zeminin içsel sürtünme açısına (ϕ) bağlı olarak ifade edilir.

$$\alpha = 45 + \frac{\phi}{2} \quad (3.1)$$

Belirlenen muhtemel kayma hattı asgari x miktar ötelenerek serbest ankraj boyunu belirlenir. Öteleme miktarı,

$$x = 0.2H \text{ (veya } x = 1,5 \text{ m, büyük olan kabul edilir)} \quad (3.2)$$

şeklinde hesaplanır. Öteleme miktarı hesaplanırken tasarlanacak iksa yapısının önemi, içinde bulunduğu zemin özellikleri ve iksa yüksekliği dikkate alınarak öteleme miktarının konumu ve miktarı değişebilir. Muhtemel kayma hattı, genelde düşey iksa elemanının gömülü boyunda oluşacak dönme noktasından geçer ve öteleme miktarı $x \geq 2,0$ m olarak kabul edilir [13].

Ankraj kök boyunun tayini yapılırken öngermeli ankrajın içerisinde bulunduğu zeminin sürtünme direnci ve ankrajın kök boyu ölçüsü çok önemlidir. İnce daneli zeminlerde, kök ve zemin arasındaki nihai sürtünme direnci (T_f , kN),

$$T_f = \pi * D * L * \alpha * c_u \quad (3.3)$$

olarak hesaplanır. Burada,

c_u : Ankraj kök bölgesindeki ortalama drenajsız kohezyon (kPa)

α : Adezyon faktörü

D : Ankraj kökünün çapı (m)

L : Ankraj kökünün boyu (m)

İnce daneli zeminlerde, zemin dayanımı ve kohezyon miktarının artması ile adezyon faktörü düşer. Genelde, katı-sert killerde ($c_u > 100$ kPa) $\alpha = 0,45$ değeri kullanılmaktadır [19].

Granüler zeminlerde, ankraj kök kapasitesi (T_f , kN) aşağıdaki gibidir;

$$T_f = \sigma_v * \pi * D * L * \tan \phi \quad (3.4)$$

σ_v : Ankraj kökü ortasındaki düşey efektif gerilme (kPa)

ϕ : Ankraj kök bölgesindeki içsel sürtünme açısı (°)

Ankraj kökünün kapasite hesabında literatürde yer alan bilgiler kadar sahada yapılan gözlem, test ve deneylerin de önemi çok büyüktür. Birçok uygulamada

yapılan test ve gözlemlere göre değişik zemin türlerinde ankraj kök bölgesi için birim sürtünme kapasiteleri elde edilmiştir (Tablo 3.4).

Tablo 3.4 Değişik birimler için önerilen ankraj kök bölgesi nihai sürtünme kapasitesi [25]

Birim		Nihai Sürtünme Kapasitesi (q_s , kPa)
Kaya	Sert Kaya	1500 ~ 2500
	Yumuşak Kaya	1000 ~ 1500
	Ayrışmış Kaya	600 ~ 1000
	Çamurtaşı	600 ~ 1200
Çakıl	SPT-N = 10	100 ~ 200
	SPT-N = 20	170 ~ 250
	SPT-N = 30	250 ~ 350
	SPT-N = 40	350 ~ 450
	SPT-N = 50	450 ~ 700
Kum	SPT-N = 10	100 ~ 140
	SPT-N = 20	180 ~ 220
	SPT-N = 30	230 ~ 270
	SPT-N = 40	290 ~ 350
	SPT-N = 50	300 ~ 400
Kil		c_u

Güncel hesaplamalarda, yukarıda kohezyonlu ve granüler birimler için verilen değerler kullanılarak ankraj kök bölgesi nihai kapasitesi hesaplanmaktadır.

$$T_f = q_s * \pi * D * L \quad (3.5)$$

Kayalarda yapılan öngermeli ankrajlarda serbest basınç dayanımından faydalanılarak nihai kök kapasitesi belirlenmektedir. q_u , kayanın serbest basınç mukavemeti kabul edilerek nihai kök kapasitesi,

$$T_f = (0,1 \sim 0,25)q_u \quad (3.6)$$

şeklinde hesaplanmaktadır [13]. Ayırışmamış, sağlam kayalarda bağıntıdaki 0,25, ayırışmış, zayıf kayalarda ise 0,1 kullanılmaktadır.

Kök boyu uzunluğu olarak minimum 3,0 m ile 4,6 m arasındaki boylar önerilmektedir. Özellikle granüler zeminlerde iksa üst kotlarında yapılacak öngermeli ankrajların üzerinde yeterli toprak basıncı olmayabilir. Bu ankrajlarda yeterli reaksiyon alabilmek için kök bölgesi zemin yüzeyinden az 4,5 m aşağıda olmalıdır. Ankraj kökü güvenilir kapasitesi hesaplanırken kullanılacak güvenlik katsayısı zeminlerde minimum 2,5 ve kayalarda ise 3,0 olmalıdır [26]. Önerilen bu değerler sahada yapılacak deneyler ile test edilmeli ve gerekirse değiştirilmelidir.

Günümüzde ankrajlar genellikle havalı veya augerli delgi yöntemleri kullanılarak ortalama delgi çapı 120 mm olacak şekilde imal edilmektedir. Ankraj kök boyunun belirlenmesi her ne kadar hesaba dayalı olsa da genellikle 8,0 m seçilmektedir.

Öngermeli ankrajlara etkiyecek yatay toprak yüklerinin doğru olarak tespit edilmesi tasarımda önemli yer tutmaktadır. Öngermeli ankrajlı derin kazılarda oluşacak toprak itkileri sadece zeminin hareketine bağlı olarak gelişmez. Gerçek toprak itkilerinin iksa üzerindeki etkisinden daha fazla ankrajlara uygulanan öngerme yükler sayesinde oluşan itkiler etkilidir [27]. Öngermeli ankrajlı sistemlerde gerçek toprak itkilerinin belirlenmesi oldukça zordur. Bu sebeple birçok araştırmacı tarafından toprak yükü dağılımı için kabuller yapılmıştır. İksalı kazılarda oluşacak toprak yükleri “6. Geri Analizler” bölümünde detaylı şekilde ele alınacaktır.

Öngermeli ankrajların aralıkları belirlenirken öncelikle yük dağılımından her bir düşey ankraj sırasına gelen yük miktarı belirlenir. Ankrajlar için hesaplanan yükler birim metre genişlik için hesaplanır. Hesaplanan yük ankrajların yatay ve düşey mesafesi çapılır ve tek ankraja etkiyen kuvvet hesaplanır. Eksenel yük hesabında ankrajların yatay eksenle yaptığı $10 \sim 15^\circ$ açısı da dikkate alınmalıdır. Ankraj aralıkları hesaplanırken düşey iksa elemanının boyutu ve aralığı da göz önünde bulundurulmalıdır. Ankrajlar yapılırken düşey iksa elemanlarına zarar vermeden yapılması önemlidir. Örneğin düşey elemanı fore kazık olan bir iksada ankrajların

fore kazıkların arasından imal edilmesi daha uygundur. Nihai durumda ankraja etkiyecek yatay yük, ankrajın kök kapasitesini, halatın kopma kapasitesini ve halat ile enjeksiyon arasındaki sürtünmeyi aşmamalıdır [28].

Ankrajların yatay aralığının az seçilmesi kök bölgesinde yüklerinin birbirini etkilemesine yol açabilir. Yatay ankraj aralığı seçilirken yüzey elemanının kalınlığı da (d_b) dikkate alınır. Tablo 3.5'te çeşitli standartlarda yer alan ankraj aralıkları verilmiştir [29].

Tablo 3. 5 Öngermeli ankrajlar için önerilen yatay aralık değerleri

Standart	Ankraj Yatay Aralığı (asgari)
FIP (1982)	$>1,5$ m veya $> 4d_b$
BSI (1989)	$>1,5\sim 2,0$ m veya $> 4d_b$
PTI (1989)	$>1,2$ m veya $> 6d_b$
AASHTO (1996)	$>1,2$ m veya $> 4d_b$
DIN (1990)	70 tondan sonra $>1,0$ m, 130 tondan sonra $> 1,50$ m

Ankraj boyutlandırmasında son olarak öngermeli ankraj halatına karar verilir. Ankraj halatının tipi ve boyutu belirlenirken, ankraja etkiyen tüm yükler halata aktarılır ve halatın bu yükü güvenle taşıması beklenir. Seçilecek halatın türü, sayısı ve boyutu Tablo 3.6 kullanılarak belirlenir [30]. Halatlar genel olarak standart ölçülerde üretilmektedir. Tasarımda, halata gelecek yüke göre halat ölçüsünün değil de sayısının değiştirilmesi daha kolay olmaktadır.

Tablo 3. 6 Standart halat özellikleri

Anma Çapı		13 mm (0,5 inç)		15 mm (0,6 inç)	
Halat Tipi		Normal	Süper	Normal	Süper
Halat Çapı	(mm)	12,5	12,8	15,2	15,5
Halat Kesit Alanı	(mm ²)	93	99	139	140
Birim Ağırlık	(kg/m)	0,74	0,78	1,10	1,10
Minimum Kopma Yüğü	(kN)	165	184	244	261
Elastisite Modülü	(MPa)	195000			

3.3.2.2 İçten Destekler

İçten destekleme sistemleri daha çok yatay deplasmana çok müsaade edilmeyen derin kazılarda tercih edilmektedir. İçten destek elemanı olarak tekraren kullanılabilmesi, yüksek dayanıma sahip olması ve kolay işlenebilmesi için genellikle çelik boru ve ya profiller tercih edilmektedir. Son yıllarda içten destekli sistemlerin hesap yöntemleri ve performansına yönelik bir çok literatür çalışması yapılmıştır. Bunlardan öne çıkanları Guo, P. [33] ve Zhang, W. [32] tarafından sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak granüler zeminlerde modellenen ve performansı yerinde incelenen çalışmalardır. Bu bölümde içten destekli sistemlerin tasarım felsefesi hakkında özet bilgiler sunulacaktır.

İçten iksalı sistemlerin tasarımında daha sonra detaylı olarak incelenecek olan Peck (1967) [21] (Şekil 3.22) toprak yükü dağılımlarından yararlanılmaktadır. Bu dağılımlar derinliği 10 m'ye kadar olan kazılarda uygun sonuçlar vermekte ve içten iksa elemanları yatay toprak yüklerini karşılamada yeterli olmaktadır. Ancak daha derin kazılarda zemin rijitliği dikkate alınmaması bu yöntemin kısıtlamalarından biri olarak bilinmektedir [33]. Kumlu zeminlerde Peck (1967) toprak yükleri kabulleri ve sayısal yöntemler kullanılarak birçok derin kazı modellemesi yapılmış ve sonuçları karşılaştırılmıştır. Buna göre derinliği 10 m'yi geçen içten iksalı kazılarda Peck (1967) toprak yükü dağılımlarının doğruluğuna yönelik bilgiler Tablo 3.7'de verilmiştir [34]. Yapılan çalışmalarda kazı derinliği arttıkça bu yöntemin orta sıkı ve sıkı kumlarda daha doğru sonuç verdiği anlaşılmaktadır.

Tablo 3. 7 Peck (1967) toprak yükü dağılımlarının doğruluğu [34]

Kazı Derinliği (m)	Gevşek Kum	Orta Sıkı Kum	Sıkı Kum
10	✓	✓	✓
15	x	✓	✓
20	x	x	✓

İçten iksa yatay elemanları kazı yapıldıkça yerleştirilmekte ve yük almaktadır. İlk kademe kazı yapıldığında yatay iksa elemanı yerleştirilene kadar düşey iksa elemanları ilk kademedede oluşan toprak yüklerini tek başına karşılayacak rijitlikte olmalıdır. Yatay elemanlar yerleştirilene kadar düşey elemanlar tek başlarına konsol iksa elemanı olarak çalışmakta, yüksek moment ve yatay deplasmanlara

maruz kalabilmektedir. İkinci kazı yapılmadan önce yerleştirilen yatay iksa elemanları oluşacak moment ve yatay hareketi en aza indirecek konumda ve sıklıkta yerleştirilmelidir. İçten iksa yatay elemanlarının yerleşimi için yaklaşık yöntem olarak Tablo 3.8’de verilen aralıklar önerilmektedir [35].

Tablo 3. 8 İçten iksa yerleşimi için ön yaklaşımlar [35]

Kazı Derinliği (m)	Yatay Eleman Sayısı	Eleman Derinliği
$H \leq 10$	2	1 : 2 m 2 : 6-7 m
$10 \leq H \leq 15$	3	1 : 2 m 2 : 6-7 m 3 : 10-12 m
$15 \leq H \leq 20$	4	1 : 2 m 2 : 6-7 m 3 : 10-12 m 4 : 16-17 m

İçten iksa tasarımında yatay elemanların eksenel ve eğilme rijitliklerinden faydalanılarak elemanların boyutlandırılması yapılmaktadır. Bunun için iksa elemanına etkiyen yatay yükler ve momentler hesaplanmaktadır.

İksa elemanına etkiyecek basınç gerilmeleri (f_a) Denklem 3.7 ile hesaplanmaktadır.

$$f_a = \frac{N_1 + N_2}{A} \quad (3.7)$$

Burada A, yatay eleman en kesit alanını, N_1 kazıdan dolayı oluşan eksenel yükleri ve N_2 sıcaklıktan dolayı oluşan eksenel yükleri temsil etmektedir. N_2 Denklem 3.8 ile hesaplanabilmektedir.

$$N_2 = \alpha \Delta t E A \quad (3.8)$$

Burada α termal genleşme katsayısı, Δt sıcaklık değişimi ($^{\circ}\text{C}$) ve E ise elastisite modülünü temsil etmektedir. Hesaplamalarda genel olarak N_2 değeri 10-15 ton kabul edilmektedir [36].

İksa elemanına etkiyecek eğilme gerilmeleri ise aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilmektedir.

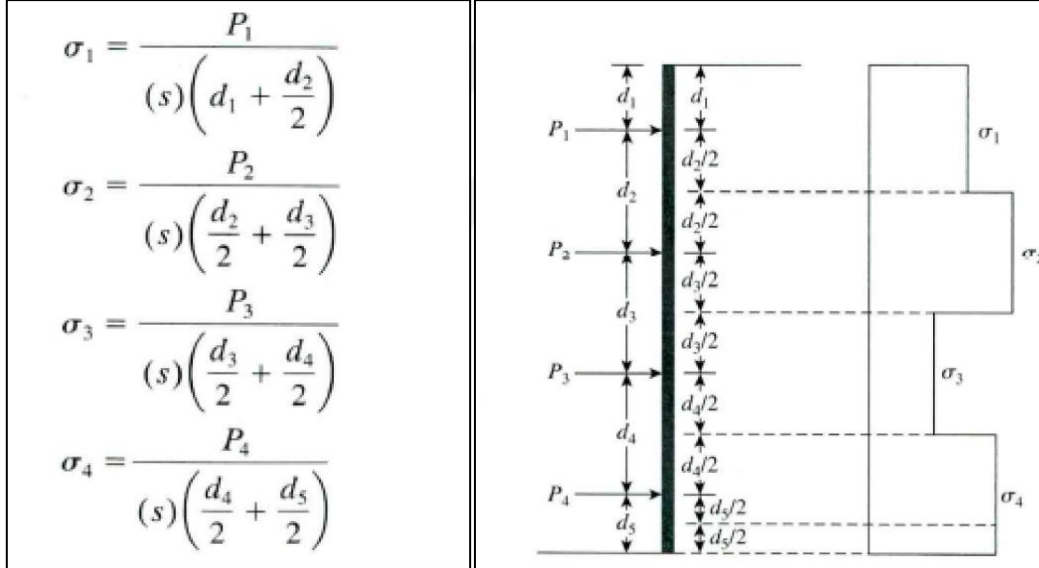
$$f_b = \frac{M}{S} \quad (3.9)$$

Burada S kesit modülü (mukavemet momenti), M ise iksa ağırlığı ve hareketli yüklerden dolayı oluşan eğilme momentini temsil etmektedir. Eğilme momenti genel olarak aşağıdaki bağıntı ile hesap edilmektedir.

$$M = \frac{\omega L^2}{8} \quad (3.10)$$

Denklemden yer alan L yatay eleman uzunluğu, w ise genelde 0,5 t/m değeridir [13].

Her bir yatay elemana etkiyen gerilmeler her bir yatay elemanın yatay ve düşey aralığına bağlı olarak etki alanı göz önünde bulundurularak hesaplanır [37].



Şekil 3. 22 Çok sıralı içten iksa elemanlarına etkiyen gerilmeler

Şekil 3.22’de gösterilen P yükleri f_a ve f_b yüklerinin toplamını, d içten iksa elemanların düşey aralıklarını, s içten iksa elemanlarının yatay aralığını, σ ise her bir elemana etkiyen yatay gerilmeleri temsil etmektedir.

Yatay elemanlara etkiyen kuvvetler tespit edildikten sonra yatay elemanların kapasite kontrolleri yapılmalı ve boyutlandırılmalıdır. İçten iksalı derin kazılarda yatay eleman olarak genelde tercih edilen çelik iksa elemanları için aşağıdaki kontroller yapılmalıdır [38].

Çeliğin güvenli basınç gerilmesi F_a olmak üzere;

$$F_a = \frac{[1 - \frac{1}{2}((KL/r_y)/C_c)]F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8}[(KL/r_y)/C_c] - \frac{1}{8}[(KL/r_y)/C_c]^3} \quad (3.11)$$

F_y = Çeliğin akma dayanımı,

E = Çeliğin elastisite modülü

C_c = Kritik narinlik oranı

$$C_c = \sqrt{2\pi^2 E / F_y} \quad (3.12)$$

r_y = Zayıf eksen yönündeki atalet yarıçapı (I/A),

$C_m = 0,85$

F'_e = Güvenilir Euler eşitliği ($12\pi^2 E / [23(KL/r_x)^2]$)

alınarak aşağıdaki gereksinimler karşılanmalıdır;

$$\frac{f_a}{F_a} \leq 15\% \quad ise \quad \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \quad (3.13)$$

$$\frac{f_a}{F_a} \geq 15\% \quad ise \quad \frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{(1 - F_a/f'_e)f_b} \leq 1.0 \quad (3.14)$$

3.3.2.3 Zemin Çivileri

Zemin çivileri öngermeli ankrajlardan farklı olarak üzerlerine herhangi bir öngörme yükü verilmeden, zeminin hareketine bağlı olarak yüklenen yatay iksa elemanlarıdır. Çiviler, iksa kaplaması ve aktif göçme zonundaki yükleri göçme zonu dışındaki pasif bölgeye aktaran yatay iksa elemanları olarak ta tariflenebilirler.

Çivilerin tasarımında kayma yüzeyi üzerinde limit denge tasarımı yapılması en yaygın tasarım yöntemidir. Bu yöntemde muhtemel kayma yüzeylerinde iksa sisteminin toptan göçme durumu araştırılır.

Limit denge yöntemi öncelikle, donatısız ve iyileştirilmemiş şevlerin stabilite tahkiklerinde kullanılmış ve başarılı sonuçlar elde edilmiştir. Bu yöntemde tahmini kayma yüzeyi üzerindeki kaydırıcı kuvvetler ve kaymayı engelleyecek düzeltici kuvvetleri kıyaslayarak kaymaya karşı güvenlik katsayısı tespit edilir. Düzeltici kuvvetler kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) olarak alınır [39]. Yöntemde başlıca iki kabul yapılmaktadır. Birincisinde zemin kütlesi bir bütün olarak ele alınır ve serbest cisim diyagramı ile denge aranır. İkincisinde ise zemin kütlesi birçok dilime ayrılır ve her dilimin kendi içinde dengede kalması için gerekli güvenlik katsayısı belirlenir [40]. Doğruya daha yakın sonuçlar verdiği için dilim yöntemi sıkça tercih edilmektedir. İlk olarak 1950’lerde incelenen bu yöntem daha sonraları birçok araştırmacı tarafından geliştirilerek (Fellenius, 1936; Bishop, 1955; Janbu, 1954; Price and Morgenstern, 1965; Spencer 1967; Fredlund et al., 1981; Duncan, 1996) ve günümüz bilgisayar teknolojisi kullanılarak en pratik şev stabilitesi yöntemlerinden biri olmuştur [41].

Zemine yerleştirilen çivilerde kayma yüzeyinde kaymaya karşı güvenliğini artırarak şev stabilitesine katkı sağlamaktadır. Zemin çivili iksa tasarımı yapılırken ilk olarak iksa sisteminin kalıcı mı geçici mi olduğuna karar verilmelidir. Kazı yüksekliği, zemin cinsi, çivi aralıkları, yüzey eğimi gibi değişkenler zemin çivisi boyutlandırmasında önemli yer tutmaktadır. Zemin çivili iksa sistemlerinde kullanılan tanımlama ve şekiller Şekil 3.23’te verilmiştir [15]

Sistem Kesiti

Ön Görünüş

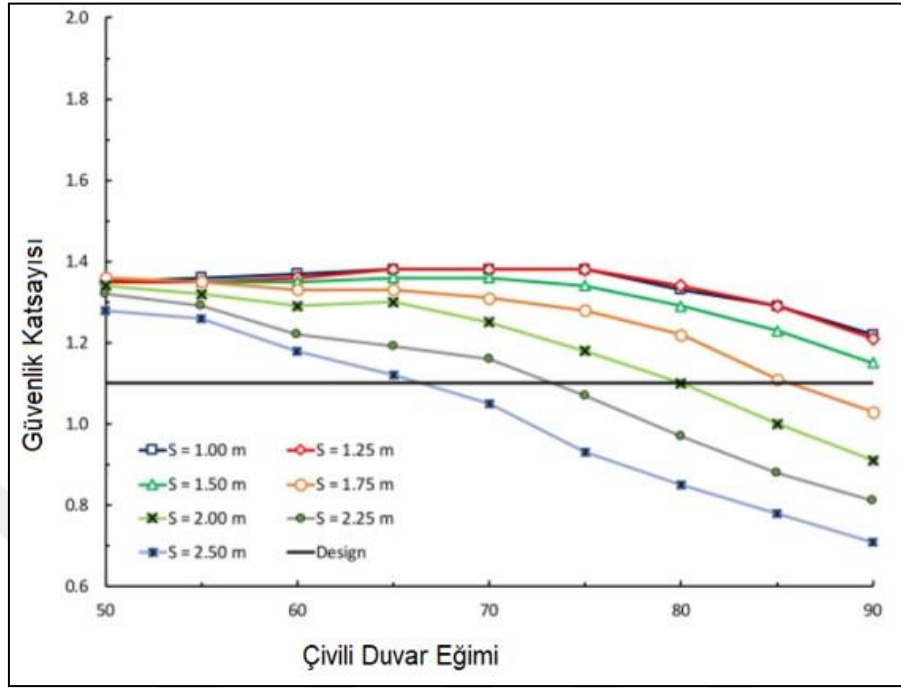
Çivi detayı

Çivi Boyu, $L_{nj} = L_{aj} + L_{ej}$

H: Kazı Derinliği (m)
 h_1 : En üst kademe zemin çivisiyle duvar üstü arasındaki düşey mesafe (m)
 s_v : Zemin çivileri düşey aralığı (m)
 s_h : Zemin çivileri yatay aralığı (m)
 β_1 : Duvarın yatayla yaptığı açı ($^\circ$)
 θ : Olası kayma düzleminin yatayla yaptığı açı ($^\circ$)
 L_{nj} : j no.lu zemin çivisinin uzunluğu (m)
q: Yayılı yük (hareketli-sabit)

w: Zemin çivisi plakası genişliği (m)
 β_2 : Duvar arkasındaki şevin yatayla yaptığı açı ($^\circ$)
D: Zemin çivisi deliğinin çapı (m)
 D_{bar} : Zemin çivisi donatısının çapı (m)
 L_{aj} : j no.lu zemin çivisinin kayma düzlemi üstünde kalan uzunluğu (m)
 L_{ej} : j no.lu zemin çivisinin kayma düzlemi altında kalan uzunluğu (m)
 β_3 : Zemin çivisinin yatayla yaptığı açı ($^\circ$)
p: Tekil yük (hareketli-sabit)

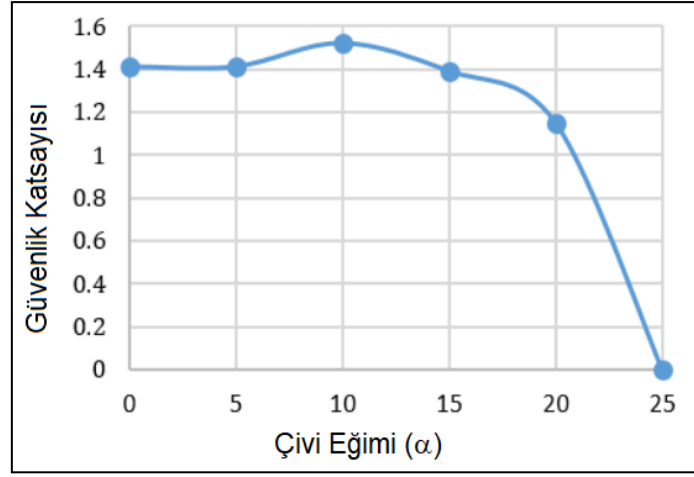
Zemin çivisi tasarımı yapılırken seçilen çivi aralığı ve kazı yüzeyi eğimi azaldıkça kazı güvenliğinin arttığı bilinmektedir (Şekil 3.24) [42].



Şekil 3. 24 Çivi aralığı, duvar eğimi ve güvenlik katsayısı ilişkisi [42].

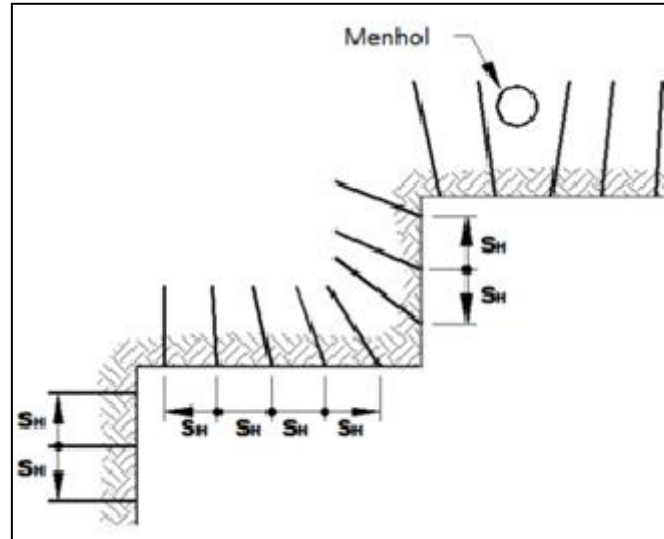
Zemin çivilerinin yatay (S_h) ve düşey (S_v) aralıkları tasarıma etki eden en önemli faktörlerdendir. Çiviler yerleştirilirken imalat kolaylığı açısından yatay ve düşey aralıkların genelde eşit seçilmesi tercih edilmektedir. Tasarımlarda genelde çivi aralıkları 1,2 m ile 2,0 m, çivilerin etki alanı ise $S_h \times S_v < 4 \text{ m}^2$ olarak seçilmektedir. Çivilerin birbirlerini etkilememeleri için çivilerin aralığının minimum 1,0 m olması gerekmektedir [8]. Öte yandan yapılan limit denge analizleri ve saha ölçümlerinde çivi aralıklarının 2,0 m'den büyük olması durumunda çivili duvar güvenliğinin olumsuz etkileneceği ve çivilerin çok sık yapılmasında ise ekonomik olmayan tasarımların çıkacağı belirlenmiştir [42].

Zemin çivisi tasarımında çivilerin yatay eksen ile yaptığı açı (β_3) değerinin de toptan stabilite üzerinde etkisi bulunmaktadır. Uygulamalarda genelde çivilerin eğimi 10° ile 30° arasında değişmektedir. Yapılan araştırmalarda çivi eğiminin 0° ile 15° arasında olması halinde çivilerin toptan stabiliteye katkısının daha iyi olduğu, çivi eğimi arttıkça stabiliteye olan katkının azaldığı görülmüştür (Şekil 3.25) [43].



Şekil 3. 25 Çivi eğimi ve güvenlik katsayısı ilişkisi [43]

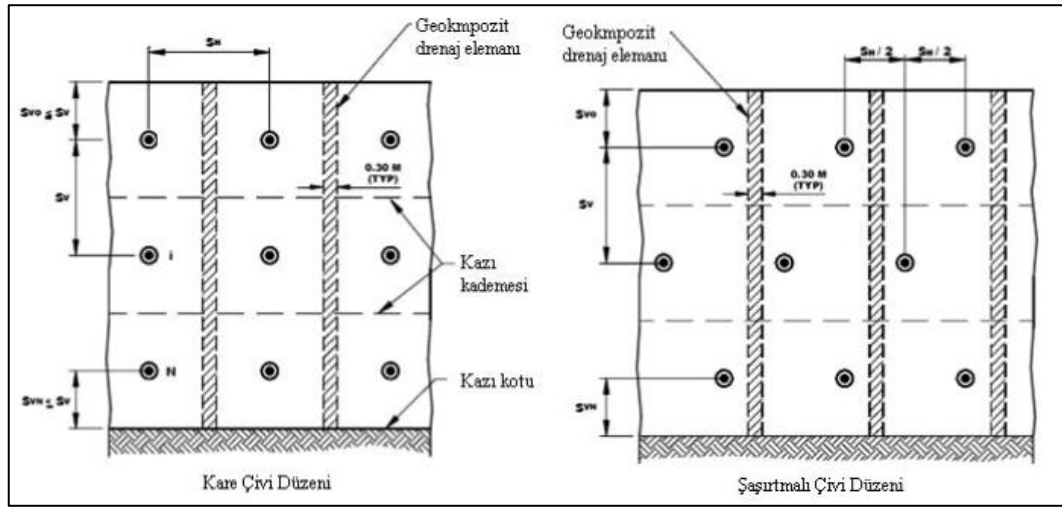
Çivilerin yatay yapılması toptan stabiliteye daha fazla katkı sunmasına rağmen uygulamada çivi enjeksiyonunun yapılabilmesi ve kuyuların enjeksiyon ile doldurulabilmesi için en az 10° eğimli yapılması tercih edilmektedir. Çivilerin kesitte yatay eksen ile yaptıkları açı kadar planda yaptıkları yatay açıları da önemlidir. Çiviler genelde planda yatay açı yapmadan imal edilirken iksa yapısının köşe bölgelerinde veya altyapı hatlarının bulunduğu bölgelerde çivilerin planda yatay eğimli (β) yapılması da tercih edilebilmektedir (Şekil 3.26).



Şekil 3. 26 İksa yapısı plan görünümü ve çivilerin yatay eğimi (β) [8]

Zemin çivilerinin iksa aynasına yerleştirilmesi sırasında çiviler yatayda ve düşeyde aynı hizaya gelecek şekilde veya şaşırtmalı şekilde imal edilebilmektedir. Aynı

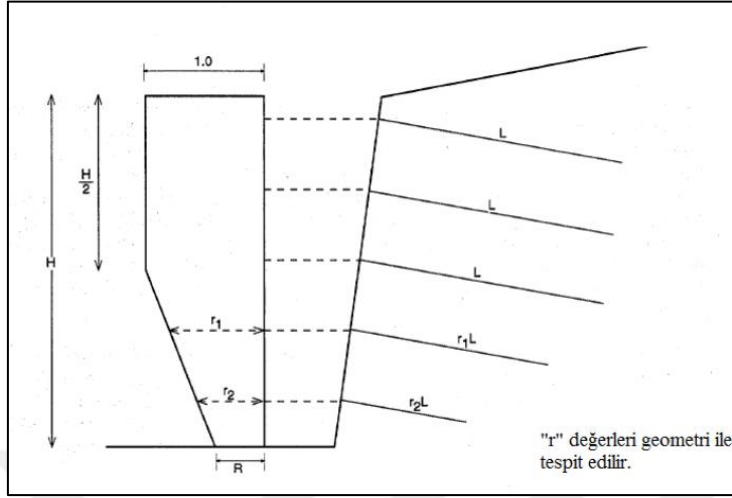
hizada yapılan çiviler uygulama için daha pratik olsa da yüzey elemanlarının tutturulması için şaşırtmalı imalat daha çok tercih edilmektedir. Kaplama elemanı altına drenaj levhası yerleştirilmesi durumunda aynı hizada imalat yapılması daha pratik olmaktadır. Şaşırtmalı imalat yapılması durumunda drenaj levhası yerleştirilemeyecek ise barbakan imalatı yapılarak drenaj sağlanabilmektedir. İki alternatifte de hesaplanan yatay ve düşey çivi aralıkları değiştirilmedikten sonra tasarım açısından risk görülmemektedir. Şekil 3.27’de kazı aynasında yapılan çivi yerleşimi alternatifleri gösterilmiştir.



Şekil 3. 27 İksa yüzeyi ve tipik çivi yerleşimi [8]

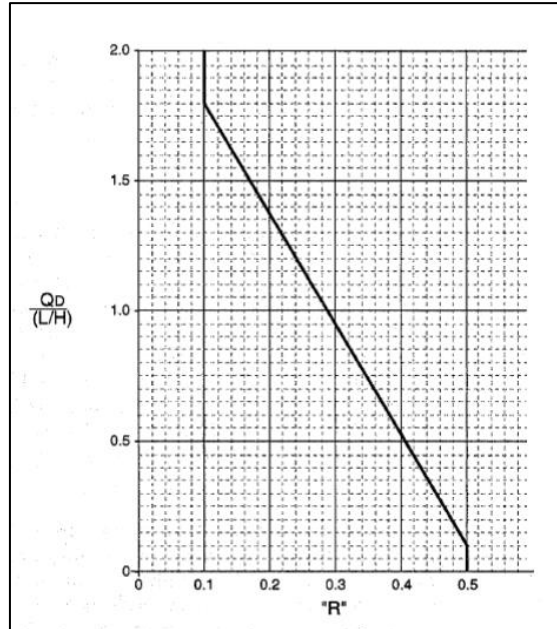
Zemin çivilerinin boyu tespit edilirken çivilerin etkili uzunluklarının kritik göçme dairesinin arkasında kalmasına dikkat edilmektedir. Ön tasarım aşamasında çivi boyunun (L_{nj}) iksa yüksekliğinin (H) en az 0,7 katı olması önerilmektedir [8]. Zemin tipi, kazı yüksekliği, yer altı suyu varlığı, duvar eğimi, sürşarj durumu gibi birçok değişken çivi boyunun belirlenmesinde etkili olmaktadır. Çivili iksalarda eşit boylu çiviler ve değişken boylu çiviler seçilebilir. Eğer tasarımda limitli deformasyonlar öngörülmüş ise genelde eşit boyda çiviler tercih edilir. Tahmini kayma kaması dikkate alındığında üst kotlardaki çivilerin daha uzun, alt kotlardaki çivilerin ise daha kısa olması beklenebilir. İksa kesitinin üstten 2/3'lük kısmında uzun, kalan 1/3'lük kısmında kısa çivi kullanılması halinde yatay deplasmanların önemli oranda azaldığı bilinmektedir. Üst kesimlere kısa, alt kesimlere uzun çivi kullanılması ise deplasmanları arttırmaktadır. Alt kısımlarda kısa çivi tercih edildiği durumlarda seçilen çivilerin boylarının $0,5H$ değerinden büyük olmasına dikkat

edilmelidir [4]. Tasarım aşamasında çivi boylarının tespit edilebilmesi için FHWA tarafından önerilen yaklaşım Şekil 3.28’de verilmiştir.



Şekil 3. 28 Çivi boyunun tespiti için ön yaklaşım [4]

Ön tasarımda iksa kesitinin üst yarısı birbirine eşit ve iksa yüksekliğine eşit boydaki çiviler ile donatılmaktadır. Kesitin alt yarısı ise Şekil 3.29’da gösterilen R katsayısı ile belirlenen boylarda çiviler ile donatılmaktadır.



Şekil 3. 29 Çivi boyunun tespiti için R katsayısı [4]

Çivi boyunun ön tespiti için gerekli olan R katsayısı çivinin sıyrılma kapasitesine bağlı olarak formül 3.15 ile belirlenebilmektedir.

$$Q_D = Q_u / (\gamma \times S_v \times S_h \times GS) \quad (3.15)$$

Burada verilen;

Q_D : Birimsiz sıyırılma kapasitesi

Q_u : Birim uzunluktaki sıyırılma kapasitesi

GS : Sıyırılma kapasitesi güvenlik katsayısı olarak tanımlanmaktadır.

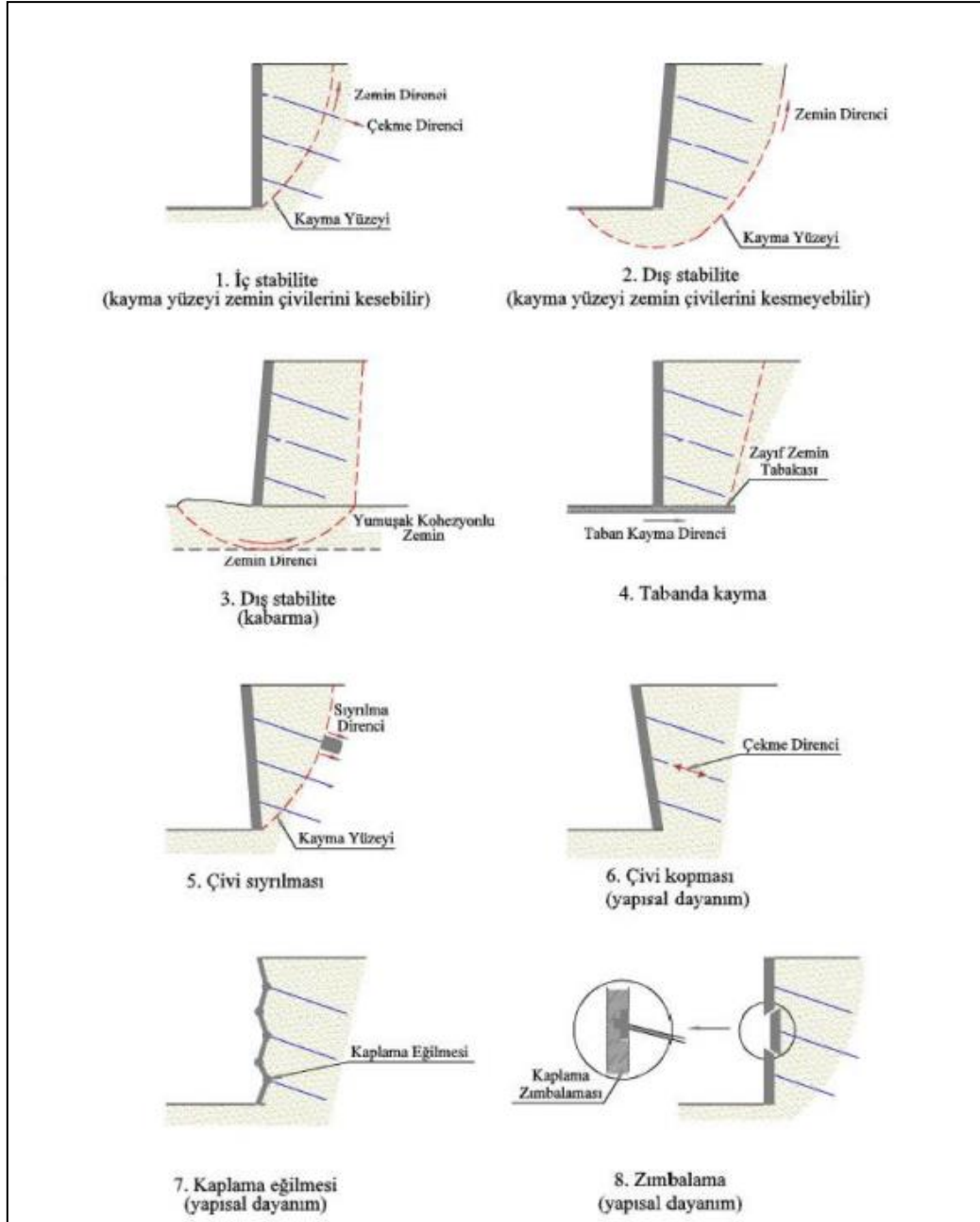
Değişik zeminlerde önerilen nihai sürtünme kapasitesi için Tablo 3.9’da verilen değerler kullanılabilir [15].

Tablo 3. 9 Değişik zeminler için çivi-zemin arası nihai sürtünme kapasitesi [15]

Delgi Yöntemi	Zemin Tipi	Nihai Birim Sürtünme (kPa)
Burgu (Borusuz)	Lös	25-75
	Yumuşak Kil	20-30
	Katı-Sert Kil	40-60
	Katı-Killi Silt	40-100
	Kalkerli Kumlu Kil	90-140
	Siltli Kum Dolgu	15-20
	Plastik Olmayan Silt	20-30
	Orta Sıkı Kum/Siltli Kum	50-75
	Sıkı Siltli Kum/Çakıl	80-100
	Çok Sıkı Siltli Kum/Çakıl	120-240
	Katı Kil	40-60
	Katı Killi Silt	40-100
	Katı Kumlu Kil	50-100
	Marn/Kireçtaşı	300-400
Rotary (Havalı)	Yumuşak Dolomit	400-600
	Ayrışmış Kumtaşı	200-300
	Ayrışmış Şeyl	100-150
	Ayrışmış Şist	100-175
	Bazalt	500-600
	Siltli Kum	100-150
	Silt	60-75
	Sıkı Kum/Çakıl	180-210
Burgu (Borulu)	Kumlu Koliviyum	70-150
	Killi Kouviyum	40-75
	Kum	380
Enjeksiyonlu	Kum/Çakıl	700

Ön tasarım ile tespit edilen çivili kesitin iç ve dış stabilite hesapları ayrıca yapılmalıdır. Ayrıca zemin çivili sistemlerin tasarımında aşağıda sıralanan hususlara dikkat edilmelidir [15].

- a) Çivili iksa tasarımı tüm yapım aşamalarını, yükleme koşullarını ve imalat sonrasında oluşabilecek yükleme durumlarını kapsamalıdır.
- b) Yapım aşamaları doğru modellenmelidir. Değişik yükleme durumlarına göre kesit tesirleri hesaplanmalıdır.
- c) Kalıcı çivili iksalarda çivi gövdesi ve çivi kafasında gerekli korozyon tedbirleri alınmalıdır.
- d) Kalıcı çivili iksalarda yüzey kaplaması uzun süre dış etkilere dayanacak şekilde seçilmelidir.
- e) Tasarımda suyun varlığı iyi incelenmeli ve drenaj koşulları doğru değerlendirilmelidir. Yüzey kaplamasının arkasındaki zeminin drene edilememesi imalat sırasında ve sonrasında stabilite problemleri doğurabilir.
- f) Zemin çivili duvar tasarımı yapılırken göçme sınır durumu (ULS) ve hizmet görebilirlik sınır durumu (SLS) ayrı ayrı irdelenmeli ve asgari güvenlik koşulları sağlanmalıdır. Deplasmanları çevre yapılar için kritik olmayan ya da komşu yapı uzaklığı (d) kazı derinliğinden (H) büyük olan ($d > H$) duvarlar sadece ULS kontrolleri yapılarak tasarlanabilir. Bu şartı sağlamayan tüm durumlarda ULS analizlerine ek olarak hizmet görebilirlik sınır durumu (SLS) yani gerilme deformasyon analizleri de yapılmalıdır.
- g) Zemin çivili duvarlar tasarlanırken göz önünde bulundurulması gereken yükleme durumları, Şekil 3.30'da verilmiştir. Tüm bu durumlar için yapılacak analizler ile yeterli güvenlik sağlanmalıdır.



Şekil 3. 30 Çivili iksa tasarımında incelenmesi gereken ULS durumları [15]

Çivili iksa tasarımında incelenmesi gereken ULS ve SLS durumları aşağıda sıralanmıştır.

- İç Stabilite ve Dış Stabilite (ULS) : Çivi ile desteklenmiş kısımlardan (iç stabilite) ve çivilerin gerisinden (dış stabilite) geçebilecek kayma hattında oluşması muhtemel göçme durumları iç stabilite ve dış stabilite tahkiklerinde dikkate alınmalıdır. Dış stabilite tahkiklerinde çivi ile güçlendirilmiş kütlenin bir bütün olarak davrandığı kabul edilir. Bu kabulde muhtemel kayma daireleri/yüzeyleri çivileri kesmez. Stabilite tahkikleri kayma yüzeylerinde etkili olan, kaymayı

tetikleyen ve kaymaya engel olan kuvvetlerin karşılaştırılması ile yapılır. Çiviler üzerinden muhtemel kayma yüzeyi geçiyor ise bu çivilerin etkisi kaymayı önleyici kuvvet olarak değerlendirilir.

- Tabanda Oluşacak Kayma (ULS) : Kayma analizlerinde zemin çivili duvar bir bütün kütle olarak kabul edilmeli ve bu kütlenin tabanında kaymaya karşı güvenlik tahkiki yapılmalıdır.

- Çivi Sıyrılma Durumu (ULS) : Kütle olarak kabul edilen bölgenin dışında ve muhtemel kayma hattının gerisinde kalan çivilerin bu bölgelerinde enjeksiyon ile zemin arasındaki sürtünme direnci hesaplanmalı ve çivilere etkiyecek yük ile kıyaslanmalıdır.

- Çivi Kopma Durumu (ULS) : Zemin çivisi olarak kullanılan çelik donatının nihai kapasitesinin çivi üzerine gelen yük ile kıyası yapılmalı ve çivi ebadı buna göre seçilmelidir.

- Kaplama Eğilmesi Durumu (ULS) : İksalı kazı yüzeyinde hasır çelik donatı ve püskürtme beton kullanılarak yapılacak kaplama elemanında oluşan eğilme momenti kaplamanın dayanımı ile kıyaslanmalıdır.

- Zımbalama Durumu (ULS) : Hasır çelik ve püskürtme beton ile imal edilen kaplamanın ve içerisine yerleştirilen çelik plakanın zımbalama dayanımı çivi üzerine etkili yük ile kıyaslanmalıdır.

- Deformasyon Analizi (SLS) : Çivili duvarda oluşacak yatay ve düşey deplasmanlar ile çevre yapılarda oluşan deplasmanlar hesaplanmalı ve izin verilen sınırlar içerisinde olup olmadığı irdelenmelidir.

h) Çivilerin yatay ve düşey aralıkları belirlenmelidir. Genelde çivilerin aralıklarının 1,5-2,0 m arasında olması önerilir.

i) Çivili duvar tasarımında belirtilen tüm ULS ve SLS durumlarının tahkik edilmesi gerekmektedir. Her durum için faktörlü tasarım direnci (R_d) ve yüklerden kaynaklanan faktörlü tasarım etkilerinin (E_d) kıyası yapılmalıdır. Analizler sonucunda ($E_d < R_d$) olduğu ispatlanmalıdır.

j) Nihai durumda yapılan tasarım limit denge analizi yapan bilgisayar programları ile tasarlanıp toptan stabilite hesapları kontrol edilmelidir. Ayrıca tasarlanan kesit

gerilme deformasyon analizi yapan bilgisayar programları ile modellenerek iksa sisteminde oluşan deplasmanların da kontrol edilmesinde fayda vardır.

3.3.2.4 Kaya Çivileri

Zemin çivileri her türlü zeminde uygulama sahası bulurken kaya çivileri daha çok blok halde bulunan kayaların stabilitesini sağlamak için tercih edilmektedir. Kaya çivilerinin tasarımı için başlıca iki yaklaşım vardır. Tasarım, kullanım amacına uygun olarak, düzlemsel kama göçmesine yönelik veya lokal parçalanma ve ayrışmaya yönelik yapılmaktadır.

Düzlemsel kama göçmesine karşı yapılan tasarımda kaya çivileri göçmeye çalışan bloklar içinde yatay kuvvet alacak şekilde tasarlanır. Çivi üzerine gelecek yük kayan blokta oluşan kuvvet dengesi ile hesap edilmektedir (Şekil 3.31). Buna göre kaya çivisi için gerekli eksenel yük aşağıdaki gibi hesaplanır;

$$P = \left\{ \frac{(0.5 + N_q) \tan(90^\circ - \alpha) + 0.5N_w \left[\frac{F \tan(\alpha_{joint}) - 1}{\tan(\alpha)} \right]}{\cos(\beta) F - \sin(\beta)} \right\} \gamma H^2 \quad (3.16)$$

P = birim genişlikteki gerekli toplam çivi yükü,

W = birim genişlikteki toplam kama ağırlığı,

N = birim genişlikte süreksizliğe (çatlak) etkiyen normal kuvvet,

q = dış yükten kaynaklı basınç,

u = süreksizlikte (çatlak) etkili su basıncı,

γ = kayanın birim hacim ağırlığı,

H = kamanın yüksekliği,

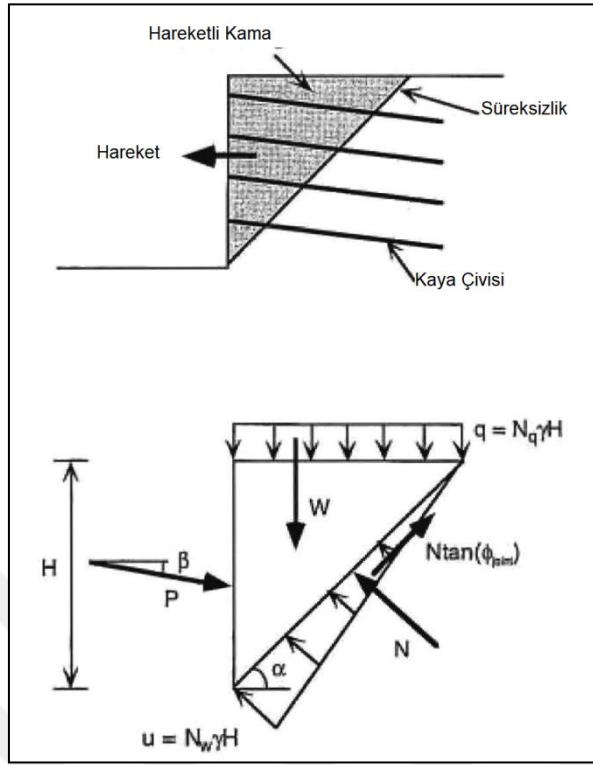
α = çatlağın yatay ile yaptığı açı,

β = toplam çivi yükünün yatay ile yaptığı açı,

N_q = birimsiz dış yük faktörü, $q=N_q\gamma H$,

N_w = birimsiz su basıncı faktörü, $u=N_w\gamma H$

$$F = \frac{\cos(\alpha) + \tan(\theta_{joint}) \sin(\alpha)}{\sin(\alpha) - \tan(\theta_{joint}) \cos(\alpha)} \quad (3.17)$$



Şekil 3. 31 Hareketli blok üzerinde kuvvet dengesi [24]

Lokal parçalanma ve ayrışmaya yönelik tasarım kaya yarmalarında sıkça uygulanan bir yöntemdir. Bu yöntemde çatlak veya süreksizliklerde oluşacak hareketleri önlemek için 0,5 m ile 1,5 m aralıklı tabakalar çiviler ile tutulabilmektedir. Parçalanması veya ayrışması muhtemel kaya parçaları çiviler sayesinde bir bütün hale getirilerek aslında bir ağırlık duvarı gibi kütle halinde davranması sağlanır.

MODEL TEST ALANININ JEOLojİSİ VE KAYA MEKANİĞİ

4.1 Giriş

Bu bölümde model deneyin gerçekleştirildiği sahanın jeolojisi ve kaya mekaniği özelliklerine ilişkin bilgiler verilmiştir. Bu bilgiler verilmeden önce kayaç tanımı yapılarak kaya şevleri, kaya sınıflandırması ve kaya mekaniğine ilişkin bilgiler açıklanmıştır.

4.2 Kayaç

Değişik minerallerin veya taş parçacıklarının birleşmesi ya da birikmesiyle oluşan katı birikintiler kayaç olarak tanımlanmaktadır [44]. Kayaçlar, oluşumları, kimyasal yapıları, mineral yapıları ve içerdiği bileşenlerin dokularına göre üç farklı kayaç türünde sınıflandırılmaktadır. Magmatik, sedimenter ve metamorfik kayaçlar başlıca kayaç tiplerini oluşturmaktadır. Bu kayaç türleri zamana bağlı olarak birbirlerine de dönüşebilmektedir. Bu jeolojik olaya kayaç döngüsü adı verilmektedir [45].

Magmatik kayaçlar erimiş silikat hamuru formunda bulunan magmanın, yer kabuğu derinliklerine veya yeryüzüne ulaşarak soğuması ve katılaşması ile oluşurlar. Soğuma ve katılaşma sürecinin derinlerde yavaş yavaş meydana gelmesi durumunda plütonik (derinlik kayacı) olarak sınıflanırken hızlı bir soğuma sürecine uğrayan magmatik kayaçlar ise volkanik ve damar kayaçları olarak sınıflandırılmaktadır [46].

Metamorfik kayaçlar sedimenter ve magmatik kayaçların basınç, sıcaklık, gerilme ve kimyasal aktiviteye sahip sıvılar ile etkileşime girmesi ve başkalaşması ile oluşmaktadırlar. Bu durum sıklıkla yer kabuğunun derinliklerinde ve yüzeyi altında görülmektedir [44].

Sedimenter kayaçlar yeryüzünde bulunan mevcut kayaların akarsular, buzullar, rüzgarlar, dalgalar gibi etkenler nedeniyle aşınması ile oluşan kırıntıların yerinde veya başka bir bölgeye taşınması sonucu fiziksel veya kimyasal yollarla normal basınç ve sıcaklık altında yeniden bir kaya formu oluşturması sonucunda meydana

gelirler. Sedimenter kayaçlar zamanla çökelediği bölgede, üzerine gelen çökellerin ağırlığı altında sıkışarak su içeriği, gözenekliliği değişebilmektedir. Pekleşerek sıkışan kırıntılar bir bütünlük arz ederek taşlaşır ve kaya formuna ulaşırlar. Milyonlarca yılı kapsayan bu süreçte bazı durumlarda kimyasal aktivite sonucu yeni mineraller de oluşabilmektedir [47].

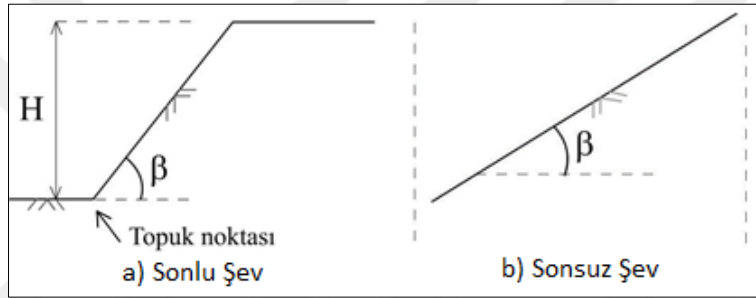
Sedimenter kayaçlar kimyasal, organik ve fiziksel özelliklerine göre sınıflandırılmaktadır. Yeryüzündeki sedimenter kayaçların çoğunluğunu oluşturan kimyasal sedimenter kayaçlar kireçtaşı, traverten, jips gibi örnekler barındırır. Bitki ve hayvan kalıntılarının sonucu kömür gibi örnekler barındıran organik sedimenter kayaçlarda bulunmaktadır [48]. Fiziksel sedimenter kayaçlar ise farklı boyutlardaki mevcut kayaçların parçalanması ve tortullaşması ile oluşmaktadır. Bunlara kum taşı, konglomera ve kil taşı gibi örnekler verilebilir. Bu tür oluşumlarda taneleri birbirlerine bağlayacak bir madde bulunmaması durumunda taneler serbest bulunmakta ve kum, çakıl veya kil gibi çimentosuz (kırıntılı) tortul kayaçlar meydana gelmektedir. Kırıntılı sedimenter kayaçların sınıflandırılması ve isimlendirilmesi kayaç türüne, tane boyutlarına, yuvarlanma derecelerine, biçimlerine, çimento maddesinin özelliğine ve homojen-heterojen oluşlarına göre yapılmaktadır [44]. Sedimenter kayaçlar, yer çekimi etkisi altında yatay veya yataya yakın şeritler halinde çökebilir ve tabakalı kaya kütlelerini oluştururlar [49]. Bu çalışmada sedimenter kayaç türüne sahip kumtaşı birimlerde yapılan saha deneyleri incelenmiştir. Sahada karşılaşılan kumtaşı birimler ile ilgili detaylı bilgi ilgili kısımlarda sunulmuştur.

4.3 Kaya Şevleri

Doğada eğimli arazi yüzeyleri şev olarak tanımlanmaktadır. İnsan etkisi olmadan, doğal nedenlerle oluşan şevlere “doğal şev”, insan katkısıyla (kazı ya da dolgu ile) meydana gelmiş şevlere ise “yapay şev” denilmektedir [50]. Literatürde şev kavramı yerine doğal şevler için yamaç terimi de kullanılmakta ve yamaçlarda oluşan hareketlere heyelan, yapay şevlerde oluşan hareketlere ise kayma ve göçme ifadeleri kullanılmaktadır [51]. Şevler iç ve dış kuvvetler altında dengededir. Bu denge şevi kaymaya zorlayan kuvvetlerin karşı koyan kuvvetlerden belirli bir oranda küçük olması ile sağlanır. Geoteknik mühendisliğinde bu oran güvenlik sayısı olarak tanımlanmakta olup değeri şevin konum ve önemine göre belirlenir.

Şev stabilitesi geoteknik tasarımlarda dikkate alınması ve çözülmesi gereken bir problemidir. Şev stabilite problemleri geoteknik mühendisliğinde önemli bir yer tutar. Endüstrileşme dolayısı ile madenlerde ve ulaştırma yapılarında meydana gelen heyelanlar ile şev stabilitesi problemi fark edilmiş ve geçtiğimiz yüzyılda bu konuyla ilgili çok sayıda vaka analizi yayınlanmıştır. Bu konuda birçok deneysel ve teorik çalışma yapılmış, kaya ve zemin ortamlarda şev stabilite problemlerinin çözümü için analiz yöntemleri ile tasarım yaklaşımları geliştirilmiştir.

Şekil 4.1'de görüldüğü üzere şevler sonsuz şev ve sonlu şev olarak ikiye ayrılmaktadır. Sonlu şevler tanımlanırken belirli bir yükseklik tanımı yapılır ve bu şevlerin üst yüzeyi yataydır veya üst yüzeyin eğimi şev yüzeyinden daha azdır. Sonsuz şev ise daha uzun eğik bir düzleme sahiptir [52].

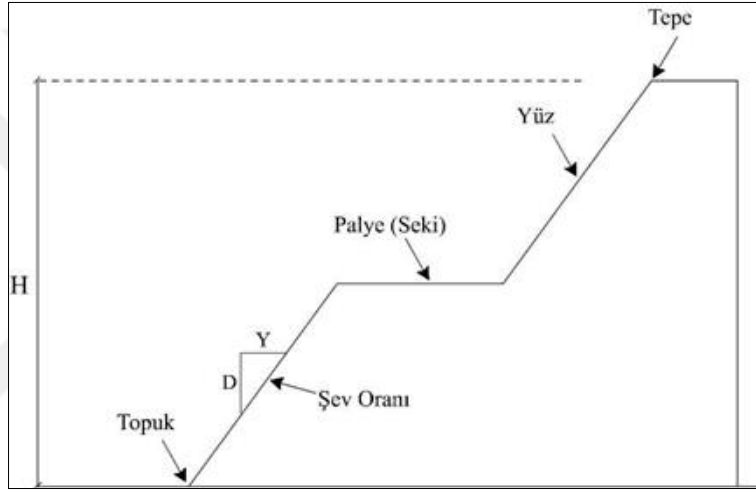


Şekil 4. 1 Sonlu şev ve sonsuz şev [52]

Şev stabilitesi, pek çok farklı durum göz önüne alınarak analiz edilmesi gerektiği için zemin mekaniği ve kaya mekaniği alanlarının karmaşık konularından biridir. Doğal veya yapay şevlerin davranışları birbirlerinden farklı olmakla beraber, her ikisi de zemin veya kaya özellikleri, jeolojik geçmiş, mevcut gerilmeler ve yeraltı suyu etkisi gibi pek çok farklı parametreye bağlıdır [50]. Şev stabilite analizlerinin şevde kaymaya sebep olan etkilerini belirlemek için heyelan türü, inceleme yöntemleri, çalışma alanının jeolojik ve çevresel özellikleri gibi tanımlamaların bilinmesi gerektiği belirtilmiştir [53]. Bu terimler aşağıda incelenmiş ve Şekil 4.2'de gösterilmiştir.

- **Şev Eğimi:** Şev eğimi şevin yatay/düşey oranıdır.
- **Şev Açısı:** Şev aynasının yatay ile yaptığı açıyı ifade eder.
- **Şev Yüksekliği:** Şev tabanı ve şev üstü arasında kalan düşey mesafedir.
- **Kritik Şev Açısı:** Şev stabilitesi bozulmadan şev aynasına verilebilecek en büyük açıdır.

- **Kritik Şev Yüksekliği:** Şev üzerinde herhangi bir sebeple çatlaklar oluşmadan yapılabilecek en büyük yüksekliktir.
- **Palye (Seki):** İki şev yüzeyi arasında kalan yatay düzlüktür.
- **Şev Topuğu:** Şev aynası ile şev tabanının kesiştiği noktadır.
- **Şev Stabilitesi:** Şev aynası arkasında bulunan zemin kütesinin, kayma ve göçme risklerinin araştırılmasıdır.
- **Şev Kayması:** Şev stabilitesi için gerekli kritik şev yüksekliği veya açısı değerlerinin aşılması sonucu şev stabilitesinin bozulması ve şev aynası arkasındaki zemin kütesinin, ayna yüzeyine doğru aşırı hareket etmesi olarak tanımlanmaktadır.



Şekil 4. 2 Şevlerle ilgili tanımlamalar [53]

4.3.1 Kayada Derin Kazı ve Şevlerde Göçmelerin Sınıflandırılması

Zemin ve kaya mekaniğinde olası şev hareketini belirlemek ve bunu önlemek amacıyla şevler; hareket eden zeminin türü, hareket biçimi, hareket hızı, hareket eden kütle boyutu ve hareketin gelişim aşamaları gibi farklı faktörler göz önüne alınarak sınıflandırılmaktadır. Skempton ve Hutchinson [54] kayma yüzeyi derinliği (D), kayma boyu (L) oranına göre Tablo 4.1'de verilen şev hareketi sınıflamasını oluşturmuşlardır. Bu sınıflamaya göre hareketin etkinliği dikkate alınarak şevler; etkin, duraklamış, uyanmış, etkin olmayan, gizli ve denetim altında gibi terimlerle de sınıflandırılmaktadır.

Tablo 4. 1 Şev hareketlerinin sınıflandırılması [54]

D/L (%)	Tanım
0,5-3	Akma
5-10	Kayma (Ötelenme)
15-30	Dönel Göçme

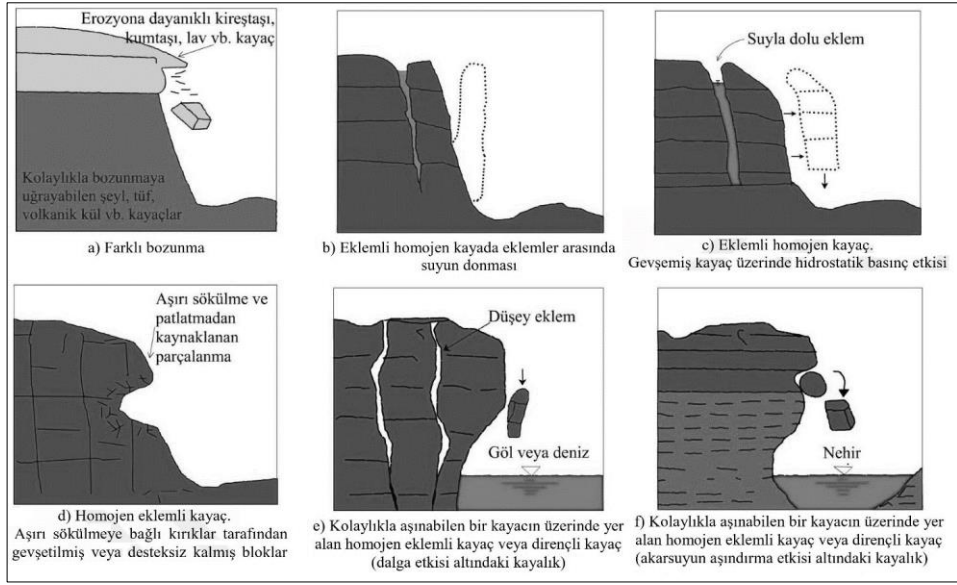
Şev hareketleri ile ilgili başka pek çok sınıflandırma bulunsa da en çok kullanılan Varnes [55] tarafından yapılmış olan sınıflandırmadır (Tablo 4.2).

Tablo 4. 2 Kütle hareketlerinin genel sınıflandırması [55]

Hareket Çeşidi		Hareketin Olduğu Malzeme Çeşidi		
		Kaya	Zeminler	
			İri Daneli	İnce Daneli
Düşme		Kaya düşmesi	Moloz düşmesi	Zemin dökülmesi
Devrilme		Kaya devrilmesi	Gevşek çimentolu zeminlerde devrilme	
Akma	Yavaş	Kaya kripti	Moloz kripti	Toprak kripti
	Hızlı	Çok parçalı kayaç akması	Moloz akması	Toprak akması
Kayma	Ötelenmeli (düzlemsel)	Kayada blok türü ötelenme, kayma	Zemin ve molozda blok türü ötelenme (yanal yayılma)	
	Dönel (eğri yüzeyli)	Sık çatlaklı kayada dönel kayma (Heyelan)	Zeminde ve molozda dönel kayma (Heyalan)	
Çökme ve oturma		Kaya çökmesi	Zemin veya moloz yayılması	
Karmaşık		Karmaşık malzeme ve karmaşık hareket türü		

4.3.1.1 Düşme

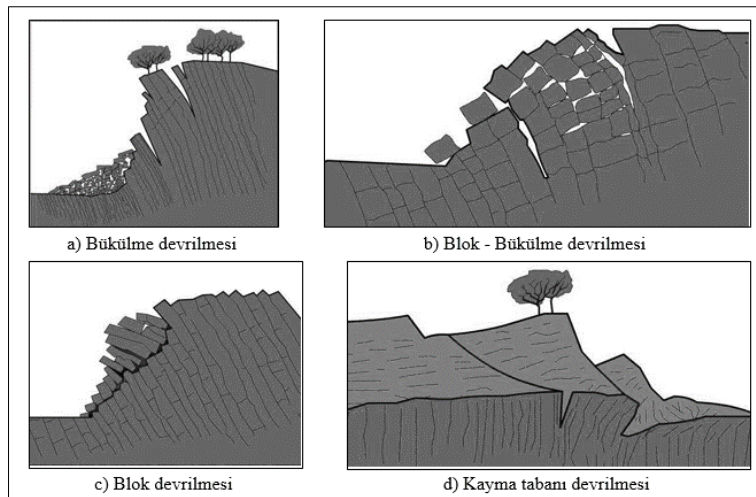
Şevlerde düşme hareketi, eğimli yüzeylerden yokuş aşağı yuvarlanan veya düşen, havada savrulabilen zemin veya kaya kütlelerinden oluşan şev yenilmeleri olarak tanımlanır [53]. Yerçekimi ivmesi, zemin ve kaya kütlelerinin düşmesini kontrol eder. Malzeme türüne göre kaya düşmesi, moloz düşmesi ve zemin düşmesi gibi isimlerle sınıflandırılmaktadır (Şekil 4.3).



Şekil 4. 3 Kaya düşmelerinde gelişen süreçler [56]

4.3.1.2 Devrilme

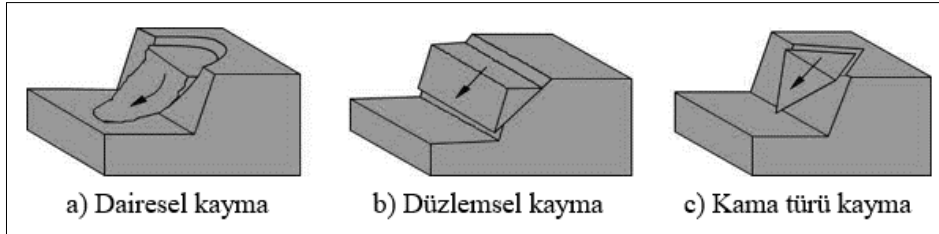
Bünyesinde çok sayıda süreksizlik veya çatlak içeren kaya kütlelerinin veya sert kilden oluşan zemin kütlelerinin süreksizlik yüzeyleri boyunca doğal konumlarının bozularak göçmesi durumudur. Devrilmeye genelde şev ile ters açıda eğime sahip olan ve yüksek devamlılığa sahip süreksizlikler sebep olur. Devrilme zemin kütlelerinin belirli bir nokta üzerinde şev aynasına doğru hareket etmesi ile oluşmaktadır. Bükülmeye bağlı devrilme, blok devrilmesi, kaya topuğu veya kaya tabanı devrilmesi gibi çeşitleri doğada görülebilmektedir [57].



Şekil 4. 4 Kaya devrilmelerine birkaç örnek [58]

4.3.1.3 Kayma

Kayalarda ve zeminlerde belirli bir yüzey doğrultusunda ve kayma gerilmelerinin yenilmesi ile birlikte, şev aynasına doğru dairesel (dönel) veya ötelenmeli (düzlemsel) hareketlere kayma denir [57]. Şekil 4.5’de dairesel, düzlemsel ve kama türü kayma gösterilmiştir.



Şekil 4. 5 Kaya kayma türlerine kayma örnekleri [59]

- **Dairesel (Dönel) Kayma**

Dairesel (kaşık şeklinde) yüzeyler boyunca gelişen, kayma hızı yavaş veya orta derecede olan ve yenilme yüzeyi belli olan göçme tipidir. Dairesel kayma kum, kil, silt gibi zeminlerin yanı sıra, yol kenarı şev yarmalarında, akarsu kanallarında, dolgularda, atık yığınlarında, ayrılmış kaya kütlelerinde ve çok eklemlili kaya kütlelerinde meydana gelebilir [57].

- **Ötelenmeli (Düzlemsel) Kayma**

Düz yüzeylerde veya az pürüzlü yüzeylerde oluşan kayma gerilmelerinin yenilmesi nedeniyle, malzemenin olası kayma yüzeyi üzerinde ve kayma yüzeyine paralel şekilde şev aynasına doğru hareketi ile gerçekleşir. Hareket eden zemin kütlelerinde, dairesel kaymalarla karşılaştırıldığında, aşırı deformasyon durumu gözlenmemektedir. Bu tür kayma durumları, ayrılmış kayaç veya zemine oranla daha düşük dayanıma sahip süreksizlik yüzeyleri boyunca meydana gelir ve dolayısıyla bunlar süreksizlik denetimli duraysızlıklardır. Düzlemsel kayma, kama türü kayma, iki veya çok yüzeyli kayma durumları ötelenmeli kayma durumlarıdır [57]. Düzlemsel kayma, düşük dayanımlı zayıf düzlem boyunca kaya veya zemin kütlelerinin şev aynasına doğru hareket etmesidir.

- **Kama Tipi Kayma**

Kama türü kayma, iki farklı süreksizliğin kesişmesiyle oluşan kama kütlelerinde oluşur. Kama kütleler eğimi şev eğimine göre daha az olan bir kesişme hattı boyunca şev aynasına doğru hareket ederek kama tipi kaymayı oluşturur. İki veya çok düzlemli kayma, birden çok süreksizliği ve zayıf kayma düzlemi olan birimlerde meydana gelmektedir. Özellikle kaya tabakalarının, fay düzlemleri ile kesişmesiyle ortamda bulunan ikincil dolgu etkisiyle gelişebilmektedir.

4.3.1.4. Yayılmalar

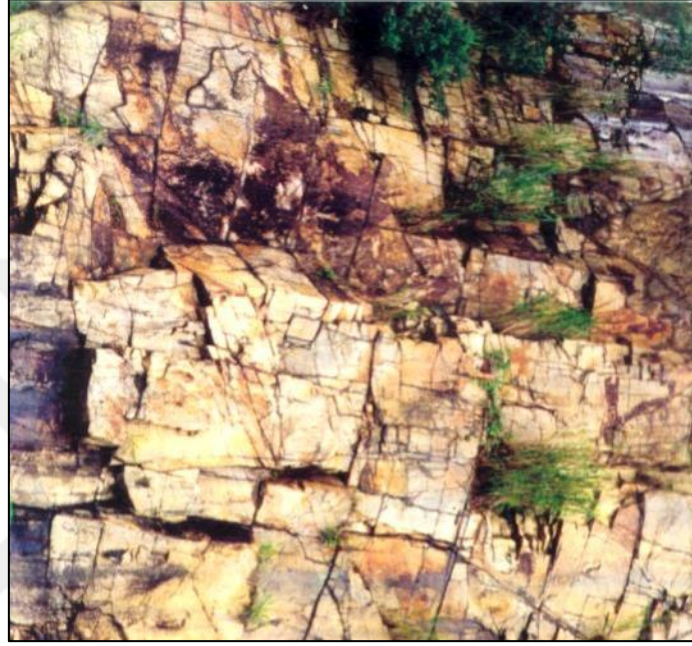
Bilhassa kaba daneli zemin veya kaya kütlelerinde meydana gelen yayılma hareketi; zeminin üst kısmındaki sağlam tabakanın, alt kısımdaki gevşek tabakada batması ile oluşmaktadır. Göçme, kayma ve çekme çatlaklarının gözle görülebilir durumda olduğu bir genişleme hareketi ile gerçekleşir. Kayalarda yanal yayılma ve zeminlerde yayılma olmak üzere ikiye ayrılır. Kayalarda oluşan yayılma, sıkı-sert zeminin altında daha yumuşak bir zeminin olduğu şevlerde oluşur. Alttaki yumuşak zemin, şev aynasına doğru hareket ederken, üstteki sert birim de alttaki yumuşak malzeme ile birlikte parçalara ayrılarak deforme olur. Zeminlerde ise killi, zayıf ve sünme eğilimli malzeme içinde bulunan sert ve eklemli kaya kütleleri, zayıf plastik malzeme ile beraber yavaş bir hareket davranışı sergiler [57].

4.4 Kaya Kütlesi ve Süreksizlikler

Kaya malzemesi, tabakalanma, eklem ve fay gibi süreksizliklerin arasında kalmış ve çekme dayanımını değiştiren zayıflık düzlemi içermeyen farklı boyutlardaki kaya parçalarıdır. Süreksizlikler ile kaya malzemesinin bir arada oluşturduğu yapıya ise kaya kütlesi denilmektedir [60].

Eklemli kaya kütlelerinin davranışı, kaya mekaniği ve kaya mühendisliği alanındaki en önemli konulardan biridir. Bu tür çalışmalar için kaya kütlelerinin yapısını anlamak ve tanımlamak gerekmektedir. Kaya kütleleri, doğada hiçbir zaman izotropik olarak bulunmaz ve çeşitli süreksizlikler tarafından bölünürler. Eklemler, tabakalanma düzlemleri, damarlar, kıvrımlar, çatlaklar, yarıklar, faylar ve kayma zonları gibi doğal süreksizliklerin varlığı, kaya kütlesinin mekanik davranışlarını kontrol eder.

Süreksizlikler, yerinde jeolojik araştırmasının zorluğu nedeniyle kaya kütlelerinin içinde genellikle setler halinde sınıflandırılır. Paralel süreksizlikler genellikle aynı set içerisinde kabul edilir. Buna karşı aynı setteki süreksizliklerin boyutları ve biçimleri farklı olabilmektedir. Şekil 4.6'da eklemli kaya kütlelerinde, farklı iz görüntüsüne sahip çok sayıda süreksizlik içeren setler görülmektedir. İki veya daha fazla kırık seti belirli açılarla kesişen bir kırık sistemi oluşturur [61].



Şekil 4. 6 Farklı süreksizlik setlerine sahip eklemli kaya kütleleri örneği [61]

Eklemli kaya kütleleri, tek düze olmayan süreksizliklerin ve farklı süreksizlik setlerini içermesi nedeniyle genellikle anizotropik kabul edilirler. Bir veya birden fazla süreksizlik setlerinin varlığı bir kaya kütlelerinde doğadaki yüklenme koşulları nedeniyle izotropi meydana getirmektedir [62].

Amadei [63], çalışmalarında kaya kütlelerinin anizotropisinin önemini ve kaya kütlelerinin süreksizlik setlerindeki izotropi, gerilme, deformasyon ve mukavemet arasındaki ilişkiyi ortaya koymuştur. Bununla birlikte, karmaşık süreksizlik setlerinin bulunduğu kaya kütlelerinin mukavemet ve deformasyon ile anizotropi ilişkisinin kaya mekaniğini ilgilendiren konularda dikkate alınması gerektiğini belirtmiştir.

4.4.1 Süreksizlik Türleri

Tabaka, çatlak ve fay gibi kaya kütlelerinde bulunan ve çekme gerilmesine olumsuz etki eden zayıf düzlemler, süreksizlik olarak ifade edilebilir. Kaya kütlelerindeki yapısal kırıklar olan süreksizliklere ait çekme gerilmeleri, çok düşük veya hiç bir değere sahip olmayabilir. Kayaların mühendislik çalışmalarında kullanımı amacıyla tanımlanan başlıca zayıflık düzlemi türlerine ait tanımlamalar aşağıdaki gibidir;

4.4.1.1 Dokanak

Litolojisi farklı olan iki birim arasında yer alan sınır dokanak olarak tarif edilir. Dokanaklar uyumlu, uyumsuz ve geçişli olarak adlandırılır [60].

4.4.1.2 Tabaka Düzlemi

Sedimenter kayaların oluşumları sırasında minerolojik bileşim, dane boyu ve yönelimleri, sertlik ve renklerindeki değişime bağlı olarak gelişen yüzeylerdir [60]. Tabaka düzlemlerinin kalınlıkları bir kaç milimetreden bir kaç metreye kadar çıkabilir. Tabaka açıklıklarında açıklık boyunca dolguya rastlanmayabileceği gibi, bu kısımlarda ikincil kil dolgular da oluşabilmektedir.

4.4.1.3 Fay

Fay tektonik hareketler sırasında meydana gelir. Hareket sırasında gelişen kayma gerilmesinin, kaya kütlelerindeki bir düzlem boyunca yer alan kayma dayanımını aşması sonucu meydana gelen kırıklardır.

4.4.1.4 Eklem

Düzlem yüzeylerinde herhangi bir hareket olmayan doğal kırıklardır. Genelde sistemli bir geometri içinde birbirine paralel düzlemler halinde bulunurlar.

4.4.1.5 Klivaj (Dilinim)

Kiltaşı gibi ince daneli sedimenter kayalarda basınç yönüne dik oluşmuş, sıkı aralıklı ve birbirlerine paralel yönde oluşmuş zayıflık düzlemleridir.

4.4.1.6 Foliasyon (Yapraklanma)

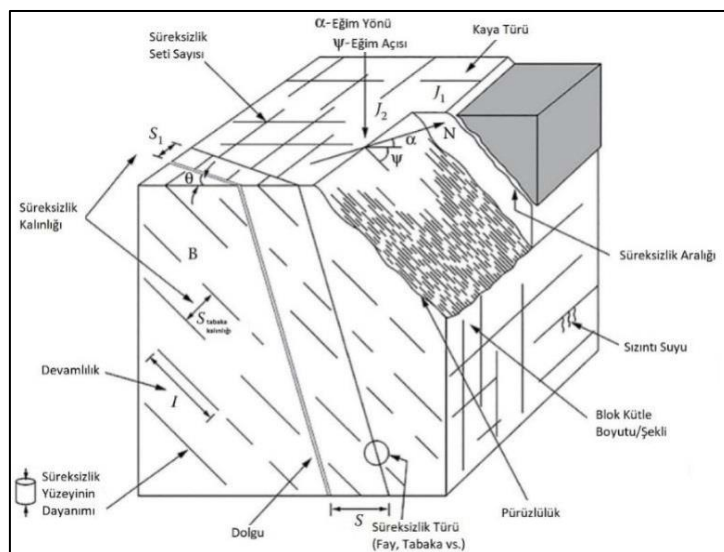
Farklı kökenlere sahip kaya kütleleri yeraltında farklı yüksek basınç ve farklı yüksek sıcaklık değerleri altında başkalaşma eğilimi göstererek metamorfik kayaları oluştururlar. Bu başkalaşma sürecinde basınç nedeniyle, mineral yönelimleri bütünlük arz eden zayıf düzlemler oluşturabilirler. Bu kayaçalarda mineraller yaprak formunda birbirine paralel şekilde dizilirler.

4.4.1.7 Damar

Eklemlerin oluşturduğu boşluk ve çatlaklar ikincil bir malzeme ile dolmuş ise damarlar oluşmaktadır. Damar tanımı genel olarak ince malzeme dolgusu barındıran düzlemleri ifade eder. Bu düzlemlerde kırık yüzeyleri birbirinden ayrık durumda olmadığı için damarlar zayıf süreksizlikler olarak nitelendirilmezler [60].

4.4.2 Süreksizlik Özellikleri

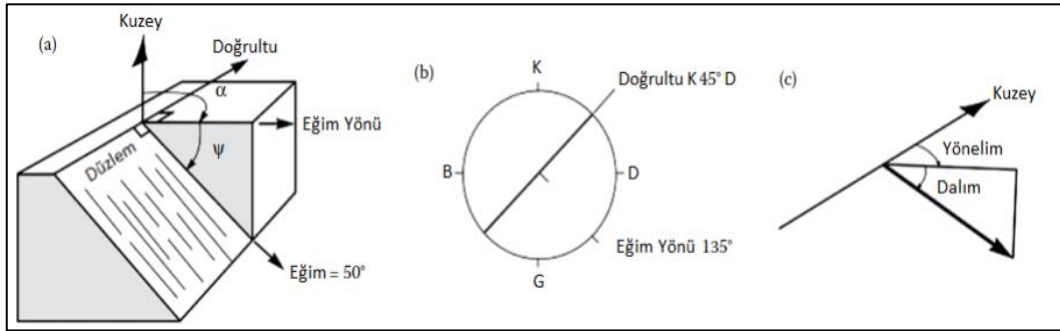
Eklemlili kaya kütlelerinin geometrik özelliklerinin sayısal olarak modellenmesinde süreksizlik yönelimi, süreksizlik sıklığı ve aralığı, süreksizlik devamlılığı, süreksizlik yüzeylerinin pürüzlülüğü ve süreksizlik açıklığı gibi kaya yüzeyi gözlemlerinden yararlanılmaktadır. Bu geometrik parametreler genellikle saha haritalama ölçümlerinden ve sondaj loglama verilerini içeren geoteknik arazi incelemelerinden elde edilir. Şekil 4.7’de kaya kütlelerinde bulunabilecek başlıca süreksizlikler ve geometrik özellikleri gösterilmiştir.



Şekil 4. 7 Kaya kütlelerinde süreksizliklerin geometrisi ve gösterilmesi [64]

4.4.2.1 Süreksizlik Yönelimi

Kaya yüzeyindeki süreksizliği yönelimi, eğim açısı ve eğim yönü ile ifade edilir. Düzlemin eğimi, düzlemin yataya olan maksimum açısıdır (ψ), eğim yönü ise eğim çizgisinin kuzeyden saat yönünde ölçülen yatay izinin yönüdür. Süreksizlik yönelimlerini modellemek için jeolog pusulalarından yararlanılır ve elde edilen verilen steryonet üzerine işlenir. Şekil 4.8'de süreksizliklerin yönelim ve dalım açıları gösterilmiştir.



Şekil 4. 8 Süreksizlik gösterimi; (a) izometrik (b) plan (c) çizgisel [65]

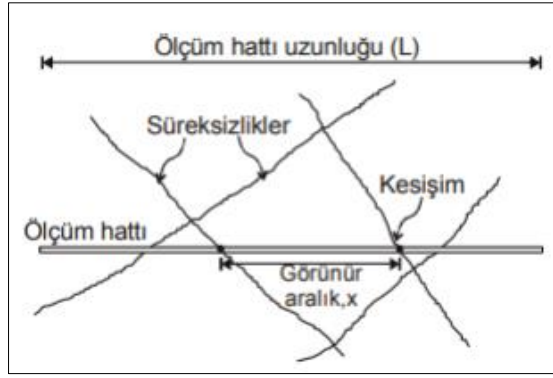
4.4.2.2 Süreksizlik Aralığı ve Sıklığı

İki süreksizlik takımı arasındaki uzaklığa süreksizlik aralığı denilmektedir. İki süreksizlik düzlemi arasındaki açıklık mesafesine göre tanımlamalar Tablo 4.3'te verilmiştir.

Tablo 4. 3 Süreksizlik aralık tanımlaması [66]

Aralık (mm)	Tanımlama
<20	Çok dar aralıklı
20-60	Dar aralıklı
60-200	Yakın aralıklı
200-600	Orta derecede aralıklı
600-2000	Geniş aralıklı
2000-6000	Çok geniş aralıklı
>6000	İleri derecede geniş aralıklı

Bir kaya kütesindeki süreksizliklerin aralıkları sahada kaya kütesinde yerinde ölçümlerle (Şekil 4.9) veya sondaj numuneleri incelenerek belirlenebilir.



Şekil 4. 9 İki süreksizlik aralığı [60].

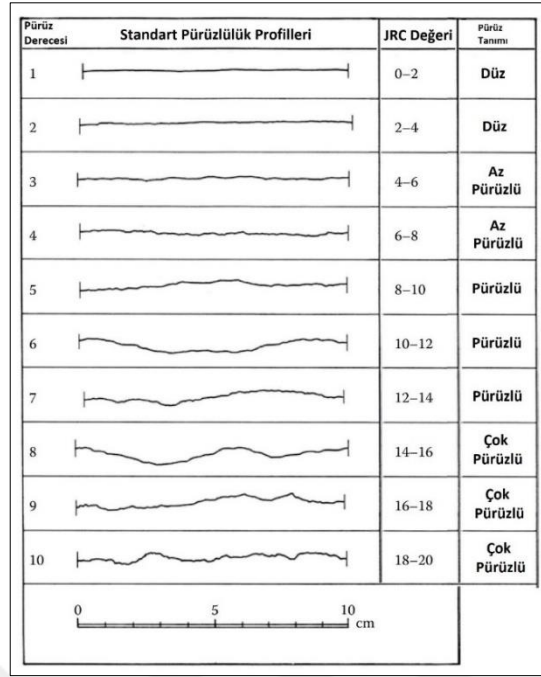
Süreksizlik sıklığı ya da eklem sıklığı vesilesiyle kayaçlarda süreksizlik yoğunluğu belirlenebilir. Bununla beraber kaya kütlelerinin geçirgenliği ve kaya blokların boyutlarını etkilemesi nedeniyle süreksizlik aralığı ve sıklığı kaya kütlelerinin en önemli özelliklerinden biridir.

4.4.2.3 Süreksizlik Devamlılığı

Devamlılık, bir süreksizliğin devamlılık gösteren uzunluğunun veya alanının ölçüsü olarak tanımlanabilir. Bu parametre, potansiyel kayma yüzeylerinin uzunluğunu ve blokların boyutlarını tanımlar. Bu nedenle süreksizliklerin haritalanması stabilite üzerinde önemli etkiye sahiptir. Süreksizliklerde devamlılığın artması, kaya kütlelerinin stabilitesine olumsuz etki göstermektedir.

4.4.2.4 Süreksizlik Yüzeyinin Dalgallılığı ve Pürüzlülüğü

Dalgallılık ve pürüzlülük terimleri sırasıyla, süreksizlik yüzeylerinin büyük ve küçük ölçekte düzlemsellikten uzaklaşmasının bir ölçütüdür. Pürüzlülük düzlemsellikten küçük ölçekte sapmayı belirtirken, dalgallılık düzlemsellikten büyük ölçekte sapmayı temsil eder. Süreksizlik yüzeyinin pürüzlülüğü, özellikle süreksizliğin yer değiştirmede ve düzlemlerin birbirine kenetlendiği durumlarda, kesme mukavemetini belirleyen önemli bir parametredir. Brown [66] tarafından bu parametreler sınıflandırılmış ve eklem pürüzlülük katsayıları (JRC) Şekil 4.10'daki gibi verilmiştir.



Şekil 4. 10 Eklem pürüzlülük katsayıları [66]

4.4.2.5 Süreksizlik Açıklığı

Komşu süreksizlik düzlemleri arasındaki mesafedir (Tablo 4.4). Bu açıklık su veya dolgu malzemesi ile dolu olabileceği gibi boş da olabilir. Açıklığı dolduran dolgu malzemesinin mukavemeti ana kayaya göre daha düşük olacağı için dolgular süreksizliklerin kayma mukavemetini azaltırlar [66].

Tablo 4. 4 Süreksizlik açıklıkları [66]

Açıklık (mm)	Tanımlama	Görünüm
<0,10	Çok sıkı	Kapalı yapılar
0,10-0,25	Sıkı	
0,25-0,50	Kısmen açık	
0,50-2,50	Açık	Boşluklu yapılar
2,50-10	Orta derece geniş	
>10	Geniş	
10-100	Çok geniş	Açık yapılar
100-1000	Aşırı geniş	
>1000	Boşluklu	

4.5 Kaya Kütlesi Sınıflamaları

Kaya kütlesi sınıflamaları inşaat yapıları, tüneller ve şevler için yapılan ampirik tasarım metodlarının önemli bir parçası olmakla beraber kaya şevlerin sistematik tasarımı için en önemli parametreleri barındırır. Bilinen ilk kaya mühendisliği sınıflaması Terzaghi [67] tarafından bir tünel çalışması için önerilmiştir. Bu yöntemde kaya kütlelerini sağlam, tabakalı, çatlaklı, blok kaya, sağlam olmayan, ezilmiş, sıkışmış, şişmiş ve yüzey pürüzlülüğü olarak kabaca sınıflayarak tünel kaplamasındaki çelik desteklere gelen kaya yükünü tahmin etmeye çalışmıştır.

Lauffer [68] kazı sonrası, kaya kütlelerinin desteksiz-tahkimatsız biçimde ayakta kalabilme sürelerine göre sınıflama yapmıştır. Kaya yapısı değeri, RSR sayısal yöntemi ise Wickham ve diğ., [69] tarafından kaya kütlelerinin kalitelerini ve kaya kütlelerini tutmak için seçilecek destek sistemini belirlemede yardımcı olması için ortaya atılmıştır.

Bu yöntemler, mühendislik uygulamalarında yaygın anlamda kullanılan ve kullanımı kolay yöntemler olarak projelerden elde edilen mühendislik deneyimlerine dayanmaktadır. Bu yöntemlerde kaya kütlesi özellikleri, genel olarak kaya kütlesi kalitesini yansıtan temsili kaya kütlesi sınıflandırma indeksleri ile ilişkilendirilirler. Yıllar içerisinde, Deere [70] Kaya Kalitesi Sınıflaması (RQD), Bieniawski [71] Kaya Kütlesi Puanı (RMR), Barton ve diğ., [72] Tünel Açma Kalite İndeksi (Q), Hoek ve diğ., [73] Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI), Palmstrom [74] Kaya Kütlesi İndeksi (RMI) gibi sınıflamalar geliştirmişlerdir.

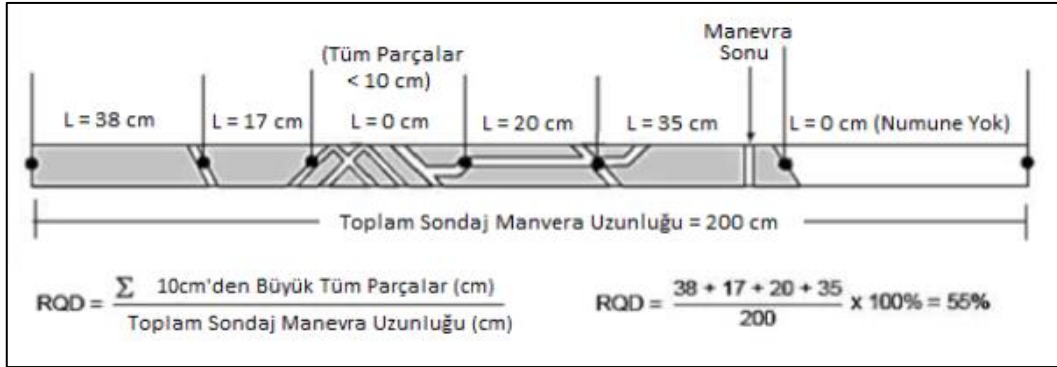
4.5.1 Kaya Kalitesi Sınıflaması (RQD)

RQD (Rock Quality Designation) yöntemi, kayaların sınıflandırılması amacıyla geliştirilmiş ve basit olması sebebiyle sıkça kullanılan bir yöntemdir [70]. Arazide yapılan sondajlarda alınan karot numunelerinden boyu 10 cm'den büyük olanlarının toplam uzunluğunun, toplam numune uzunluğuna bölünmesi ile bulunur ve %RQD olarak hesaplanır. Buradan elde edilen verilere göre kayaçların sınıflandırması yapılabilir (Tablo 4.5).

Tablo 4. 5 Kaya kalite sınıflaması [75]

RQD (%)	0-25	25-50	50-75	75-90	90-100
Kaya Kalitesi	Çok Zayıf	Zayıf	Orta	İyi	Çok İyi

Deere [76] RQD değerinin belirlenmesi için pratik hesap yöntemini aşağıdaki örnekteki gibi tariflenmiştir (Şekil 4.11).



Şekil 4. 11 RQD değerlerinin ölçülmesi ve hesaplanması [76]

4.5.2 Kaya Kütlesi Sınıflaması (RMR)

RMR (Rock Mass Rating) sınıflaması ilk olarak Bieniawski (1973) tarafından geliştirilmiş ve daha sonra birçok değişikliğe uğrayarak detaylandırılmıştır. Son olarak 1989 yılında eklemeler yapılarak revize edilmiş ve güncel literatürde kullanılan şekli almıştır [71]. RMR belirlenirken, RQD değeri, kaya numunesinin serbest basınç dayanımı (σ_c), yer altı su durumu ve eklem sıklığı vb. gibi birçok değişken birlikte kullanılır (Tablo 4.6).

Tablo 4. 6 RMR sınıflandırma sistemi cetveli [71]

1	Sağlam kaya dayanımı	Nokta yükü dayanım indeksi (MPa)	> 10	4-10	2-4	1-2	Tek eks. Basınç dayanımı kullanılması önerilir		
		Tek eksenli basınç dayanımı (MPa)	> 250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	< 1
	Puan		15	12	7	4	2	1	0
2	Kaya kalite göstergesi, RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Puan		20	17	13	8	3		
3	Süreksizlik aralığı		> 2m	0.6-2.0m	200-600mm	60-200mm	< 60 mm		
	Puan		20	15	10	8	5		
4	Süreksizliklerin durumu		Çok kaba yüzeyler, sürekli değil, ayrılma yok, sert eklem yüzeyleri	Az kaba yüzeyler, ayrılma <1 mm, sert eklem yüzeyleri	Az kaba yüzeyler, ayrılma <1 mm, sert eklem yüzeyleri	Sürtünme izli yüzeyler veya fay dolgusu, <5 mm veya 1-5 mm açık eklemeler	Yumuşak fay dolgusu, >5 mm veya açık eklemeler, >5 mm devamlı süreksizlikler		
	Puan		30	25	20	10	0		
5	Yeraltı su durumu	Tünelin 10 m 'lik kısmına gelen su (lt/dk)	Yok	10	10-25	25-125	> 125		
		Eklemdeki su basıncı/ana asal gerilme	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	> 0.5		
		Genel koşullar	Kuru	Nemli	Islak	Damlama	Su Akışı		
	Puan		15	10	7	4	0		

Tablo 4.7’de yer alan süreksizlik durumları, süreksizliklerin devamlılığı, açıklığı, pürüzlülüğü, dolgu durumu ve ayrışma derecesine göre tek tek belirlenir ve toplanan değer süreksizlik durumu olarak nihai RMR değeri içerisinde yer alır.

Tablo 4. 7 RMR sınıflama sistemi süreksizlik durumu puanlaması

Parametreler	(4) Süreksizliklerin durumu				
Süreksizlik devamlılığı	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m
Puan	6	4	2	1	0
Süreksizlik açıklığı	Yok	< 0,1 mm	0,1-1 mm	1-5 mm	> 5 mm
Puan	6	5	4	1	0
Pürüzlülük	Çok pürüzlü	Pürüzlü	Az pürüzlü	Düz	Kaygan
Puan	6	5	3	1	0
Dolgu	Yok	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm
	Sert dolgu			Yumuşak dolgu	
Puan	6	4	2	2	0
Ayrışma	Taze	Az ayrılmış	Orta Ayrılmış	Ayrılmış	Çok Ayrılmış
Puan	6	5	3	1	0

Beniawski [71] tarafından kaya kütlelerinin şev, temel veya tünellerde kullanım amaçlarına göre ve eklem doğrultu ve yönlerinin uygunluk durumuna göre bir düzeltme oluşturulmuştur (Tablo 4.8). RMR sisteminin kaya şevlerde kullanılması halinde, süreksizliklerin yöneliminin şevin açısına göre değerlendirilmesi ve yönelim için düzeltme puanı belirlenmesi oldukça zor ve belirsiz bir konudur. Kaya şevlerinde hem yönelim parametresinin tanımlanmasının zor olması hem de -60'lara ulaşan düzeltme puanının negatif RMR değeri oluşturması bu düzeltmenin kaya şevlerde kullanımını oldukça zor hale getirmektedir.

Tablo 4. 8 RMR sınıflandırma sistemi düzeltme puanları [71]

Eklem doğrultu ve eğim yönleri	Puanlama		
	Tüneller	Temeller	Şevler
Çok uygun	0	0	0
Uygun	-2	-2	-5
Orta	-5	-7	-25
Uygun değil	-10	-15	-50
Hiç uygun değil	-12	-25	-60

Düzeltilmeler yapıldıktan sonra Tablo 4.9 kullanılarak kaya kütle sınıfı (RMR) nihai puanlaması yapılır.

Tablo 4. 9 RMR değerine kaya sınıflama puanları [71]

Kaya Sınıfı	I	II	III	IV	V
Tanımlama	Çok iyi kaya	İyi kaya	Orta kaya	Zayıf kaya	Çok zayıf kaya
RMR Puanı	100-81	80-61	60-41	40-21	<20

4.5.3 Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI)

Hoek ve Brown [73] tarafından ortaya koyulan Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI) kaya kütlelerinin sınıflandırılmasında yaygın olarak kullanılan yöntemlerden biridir. GSI, kaya kütlelerinin gözlemsel olarak değerlendirilmesi sonucu kaya kütlelerinin gerilme ve şekil değiştirme durumunu tahmin etmeye yarayan bir parametredir. Hoek-Brown yenilme kriteri ile yapılan sayısal analizlerde bu yöntemden sıkça yararlanılmaktadır [73].

Binawski [71] tarafından ortaya koyulan RMR sistemini, Hoek ve Brown [73] daha da geliştirmek için bazı çalışmalar yapmışlardır. Hoek ve Brown [73] RQD, süreksizlik açıklığı ve süreksizlik durumuna göre belirlenen RMR sisteminin aşırı zayıf kaya kütlelerinde yeterli olmadığı kanısı ile GSI sistemini ortaya koymuşlardır [71].

Hoek ve Brown [73] GSI değerinin pratik olarak belirlenebilmesi amacıyla RMR değerinden 5 puan daha düşük olduğunu kabul etmişlerdir (Eşitlik 4.1).

$$GSI = RMR - 5 \quad (4.1)$$

GSI sınıflama sisteminin tablosu, arazide pratik şekilde kullanılmak üzere Hoek ve Marinos [77] tarafından geliştirilerek ve basitleştirilerek tekrar yayınlanmıştır (Şekil 4.12).

EKLEMLİ KAYALAR İÇİN JEOLOJİK DAYANIM İNDİSİ BELİRLEME (Hoek ve Marinos, 2000)					
YAPISAL ÖZELLİKLER					
Süreksizliklerin litoloji, yapısal ve yüzeysele durumlarına göre ortalama GSI değeri belirlenmelidir. Değer belirlenirken çok hassas olunmalıdır. Değerler 33-37 arasında değişiyor ise GSI değerini 35 kabul etmek daha gerçekçi bir yaklaşım olacaktır. Tablo yapısal olarak kontrol altındaki göçmeler için uygulanamaz. Zayıf yapısal düzlemler kazı yüzeyi ile uyumsuz bir yönelime sahip olabilir. Bu durum kaya kütlelerinin davranışını belirleyen en önemli etkidir. Kaya yüzeyinde kesme mukavemeti su içeriğine bağlı olarak azalabilir. Orta ve aşırı zayıf kayalarla çalışırken, nem koşulları göz önüne alarak yüzey kalitesi olduğundan daha düşük seçilmelidir.					
KAYA PARÇALARINDA KENETLENME AZALIR					Yüzey Durumu
N/A					90
N/A					80
					70
					60
					50
					40
					30
					20
					10
					N/A
					N/A
YÜZEY KALİTESİ AZALIR					
					ÇOK İYİ Çok Sert, Taze ve Ayrışmamış Yüzeyler
					İYİ Sert, Çok Az Ayrışmış ve Hafif Lekeli Yüzeyler
					ORTA Pürüzsüz, Orta Derece Ayrışmış ve Altere Yüzeyler
					KÖTÜ Fay Aynası, Aşırı Ayrışmış ve Ayrışma Yüzeylerinde Dolgu Bulunan Yüzeyler
					ÇOK KÖTÜ Fay Aynası, Aşırı Ayrışmış ve Ayrışma Yüzeylerinde Yumuşak Kil Dolgulu

Şekil 4. 12 Eklemlili kaya kütlelerinde basitleştirilmiş GSI tablosu [77]

4.5.4 Kaya Kütle Kalite Sistemi (Q)

Barton vd. [72] tarafından tünel kazılarında oluşabilecek duraylılık sorunlarının irdelenmesi sonucu Q sınıflandırma sistemi ortaya koyulmuştur. Sınıflandırma sisteminde RQD, gerilim azaltma faktörü (SRF), eklem takım sayısı (J_n), eklem ayrışma sayısı (J_a), eklem pürüzlülük sayısı (J_r) ve eklem suyu azaltma faktörü (J_w) olmak üzere toplam altı adet parametre kullanılarak sınıflandırma yapılmaktadır. Q parametresine ait değerin belirlenebilmesi için sayısallaştırılan bu değerler kullanılarak Eşitlik 4.2'de yerine yazılır ve sonuç elde edilir.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (4.2)$$

Belirlenen Q değerine göre Tablo 4.10'da verilen şekilde kaya kütlelerinin sınıflandırılması yapılır.

Tablo 4. 10 Q değerine bağlı kaya kütle sınıfı [72]

Kaya Kütle Sınıfı	Son Derece İyi	Pek Çok İyi	Çok İyi	İyi	Orta	Zayıf	Çok Zayıf	Çok Fazla Zayıf	Son Derece Zayıf
Q Değeri	1000- 4000	400- 100	100- 40	40- 10	10- 4	4-1	1-0.1	0.1- 0.01	0.01- 0.001

4.6 Kaya Mukavemeti

Eklemlı kayaların mukavemeti ve deformasyon davranışı, kaya kütlelerinin hidrolik ve mekanik özellikleri, eklem geometrisi ve eklemlerin hidromekanik özellikleri gibi farklı nedenlere bağlıdır. Eklemlerin davranışları ayrıca bulunduğu ortamın morfolojisi, jeolojisi ve çevresel faktörlere de bu hususta önemli birer rol oynamaktadır [78].

Kaya kütlelerinde bulunan eklemler, eklemlı kayaların hidromekanik davranışında kritik bir rol oynamaktadır. Eklem sistemlerinin karmaşık geometrisi, kaya mühendisliğinde belirsizlik sorunlarına neden olur ve eklemlı kaya kütlelerinin mekanik davranışını değerlendirme konusunda engeller ortaya çıkarır [79].

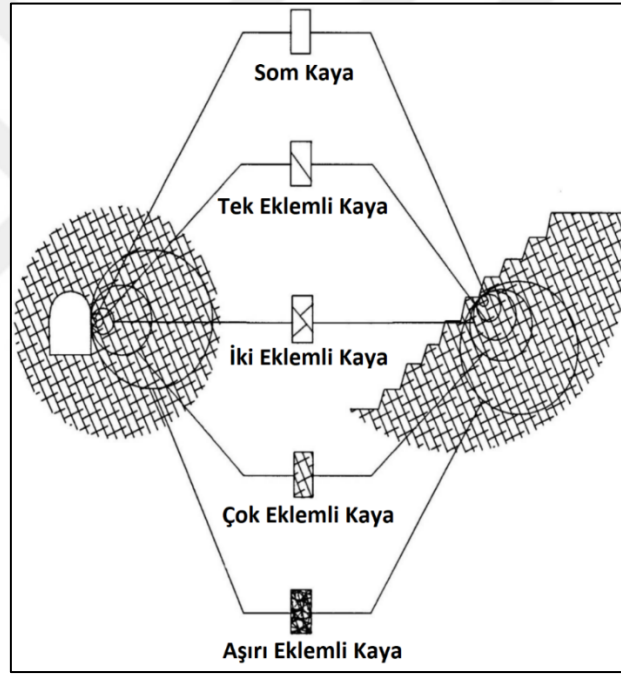
Bazı kayalar üzerinde yapılan deneysel ve sayısal analiz çalışmalarına dayanarak, genellikle suyun varlığının kayaların dayanımını azalttığı ve kayaların deformasyon davranışını etkilediği görülmüştür. Dolayısıyla, kaya çatlaklarından geçen sıvı akışı, eklemlı kaya kütlelerinin dayanımını ve deformasyon davranışını olumsuz etkilemektedir [80].

Eklemlı kayalardaki su içeriğinin, kaya kütlelerinin mekanik özelliklerinin ve deformasyon davranışı ile ilgili etkilerini ortaya koyan farklı çalışmalar yapılmıştır. Araştırmacıların modelleri genellikle basit ve düzenli bir geometrik süreksizlik setleri içeren kaya kütleleri üzerinde yapılmıştır. Dolayısıyla, eklem sistemlerinin farklı yükler altındaki eklemlı kayalar için efektif gerilme kavramının uygulanabilirliği etkisini dikkate almamışlardır [81].

Terzaghi, suya doygun zeminlerin deformasyon davranışını açıklamak için toplam gerilme ile boşluk suyu basıncının farkı olduğunu belirtmiş ve efektif gerilme kavramından yararlanmıştır. Efektif gerilme toplam veya uygulanan gerilmenin

boşluk suyu basıncı olarak bilinen zeminin gözeneklerindeki akışkan basıncının bir fonksiyonudur [82]. Oka [83] ise bu durumun özellikle eklemli kayalar için geçerli olmadığını belirtmiştir.

Kaya kütlelerinin sınıflanmasında ve değerlendirilmesinde eldeki problemler için tanımlanan modellerinin boyut ve ölçeği büyük önem arz etmektedir (Şekil 4.13). Baghbanan ve Jing [84] eklemli kaya kütlelerinin mekanik özelliklerinin sayısallaştırılmasında en önemli faktörün boyut olduğunu belirtmişlerdir. Kaya kütlelerinin davranışı eklemler tarafından oluşturulan blokların birbirleri ile ilgili göreceli boyutlarına bağlıdır. Eklem geometrisinin gerçekçi temsili için ilgili model boyutu doğru seçilerek, eklemli kaya kütlelerinin deformasyon davranışında daha doğru sonuç elde edilebilmektedir.



Şekil 4. 13 İzotropik som kayadan aşırı eklemli kaya kütlelerine geçişi gösteren diyagram [85]

4.6.1 Kayaç Mukavemeti

Kayaçların mukavemetleri ASTM ve ISRM tarafından standartlaştırılan basit yöntemler ile sondaj numunelerinin mukavemeti ve ampirik yaklaşımlar ile belirlenebilmektedir. En çok kullanılan yöntemler kayaç numuneleri üzerinde yapılan tek eksenli basınç deneyleri ve nokta yükleme deneyleridir. Tek eksenli basınç deneylerinde kayaç numunelerin serbest basınç dayanımları (σ_c) direkt

olarak belirlenirken nokta yükleme deneylerinde serbest basınç dayanımları bazı ampirik bağıntılar ile hesaplanabilmektedir. Nokta yükleme deneyi ile belirlenebilen nokta yükleme indisi $I_{s(50)}$ ile kaya mukavemetini belirlemek için bazı ampirik yaklaşımlar yapılmıştır. Das [86] kumtaşları için Eşitlik 4.3'de ki bağıntıyı önermiştir.

$$\sigma_c = 18I_{s(50)} \quad (4.3)$$

4.6.2 Kaya Kütlesi Süreksizliklerinin Mukavemeti

Süreksizlikler kaya kütlesi mukavemetinin belirlenmesinde büyük rol oynamaktadırlar. Genellikle ihmal edilebilir çekme mukavemeti ve kesme mukavemeti değerlerine sahip olsalar da, kendilerine ait mukavemetlerin belirlenebilmesi için farklı model çalışmaları yapılmıştır.

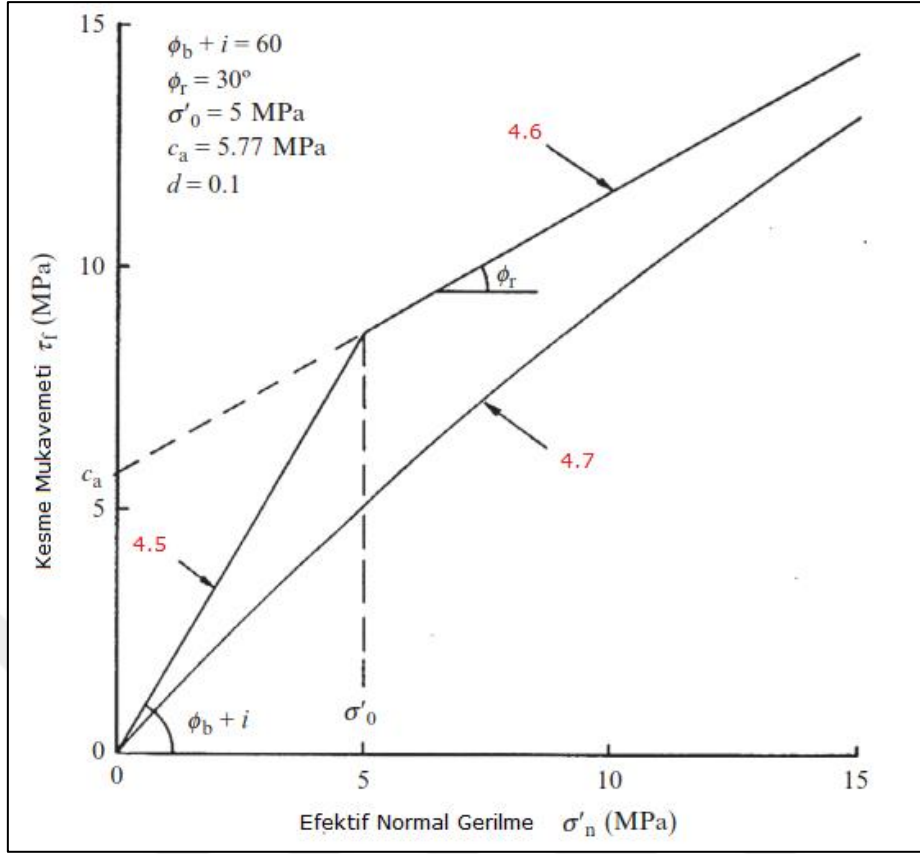
4.6.2.1 Mohr-Coulomb Modeli

Süreksizlikler için en basit kesme mukavemeti modeli Mohr-Coulomb yenilme kriteri olup Eşitlik 4.4 ile tanımlanmıştır. Buna göre τ_f süreksizliliğin kesme mukavemeti, c_j ve ϕ_j ise sırasıyla kohezyon ve içsel sürtünme açısıdır. σ'_n ise süreksizlik düzleminin efektif normal gerilmesidir. Mohr-Coulomb modeli genelde düzlemsel ve dolgu içermeyen süreksizlikler için kullanılabilmektedir.

$$\tau_f = c_j + \sigma'_n \tan \phi_j \quad (4.4)$$

4.6.2.2 Çift Doğrusal Kayma Mukavemeti Modeli

Doğada süreksizlikler dalgalı ve pürüzlü olabildiği için kayma mukavemeti ve normal gerilme ilişkileri genellikle doğrusal bir ilişkiye sahip değildir. Patton [87] bu sorunu tanımlamak için bir model çalışma yapmıştır (Şekil 4.14).



Şekil 4.14 Çift doğrusal kesme mukavemeti modeli [51]

Normal gerilmelerin σ'_0 değerine eşit veya daha küçük olması durumunda kayma mukavemeti Eşitlik 4.5'de verilmiştir. Buna göre ϕ_b kaya malzemesinin görünür pürüzsüz bir yüzeyi için temel içsel sürtünme açısı ve i ise efektif pürüzlülük açısıdır.

$$\tau_f = \sigma'_n \tan(\phi_b + i) \quad (4.5)$$

Normal gerilmelerin $\geq \sigma'_0$ olması durumundaki bağıntı Eşitlik 4.6'da verilmiştir. c_a değeri görünür pürüzlülüğten belirlenirken, ϕ_r rezidüel içsel sürtünme açısını ifade etmektedir.

$$\tau_f = \sigma'_n \tan(\phi_r) \quad (4.6)$$

Jaeger [88] daha önceki çalışmalara ekleme yaparak Eşitlik 4.7'deki bağıntıyı ortaya koymuştur. Buna göre d değeri deneysel olarak belirlenen ve Şekil 4.14'deki eğriyi belirleyen ampirik parametredir.

$$\tau_f = c_a(1 - e^{-d\sigma'_n} + \sigma'_n \tan(\varphi_r)) \quad (4.7)$$

4.6.2.3 Barton Modeli

Barton [89] süreksizliklerin kayma mukavemetini belirlemek amacıyla pratik bir yaklaşım ortaya koymayı amaçlamıştır. Bu modele göre kayma mukavemeti ve efektif normal gerilme arasındaki ilişkinin ortaya koyulması amaçlanmıştır. Buna göre pürüzlülük katsayısı (JRC), eklem çeperi basınç dayanımı (JCS) ve rezidüel içsel sürtünme açısı (φ_r) parametreleri kullanarak süreksizliklerin kayma mukavemeti belirlenmeye çalışılmıştır (Eşitlik 4.8)

$$\tau_f = \sigma'_n \tan [JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma'_n} \right) + \varphi_r] \quad (4.8)$$

Yapılan çalışmalar süreksizlik düzleminin uzunluk boyunca aynı olduğu kabulü ile yapılmıştır. Ancak süreksizliklerin kil dolgu malzemesi içermesi durumunda kayma mukavemeti değeri değişecektir. Dolgu malzemesinin kalınlığının pürüzlülüğün kalınlığından %25-%50 fazla olması durumunda, kayma mukavemeti değerini kil dolgu kontrol etmeye başlayacaktır [90].

4.6.3 Kaya Kütlelerinin Mukavemeti

Süreksizlikler ve eklemli kaya kütlelerinin som kayalardan daha düşük tek eksenli basınç dayanımına sahip olması, kaya kütlelerinin basınç dayanımını laboratuvar ortamında belirlemekte zorluk yaratmaktadır. Örnek boyutlarının büyüklüğü ve numunelerin zarar görmemiş olması gerekliliği laboratuvar ortamında kütle dayanımını belirlemeyi güç hale getirmektedir. Ancak ampirik korelasyonlar ile süreksizliklerin etkisi de göz önüne alınarak oluşturulan kaya kütlesi sınıflama sistemleri ile kaya kütlelerinin tek eksenli basınç dayanımını hakkında tahmin yürütülebilmektedir [91].

4.6.3.1 RQD ile Tek Eksenli Basınç Dayanımı Belirleme

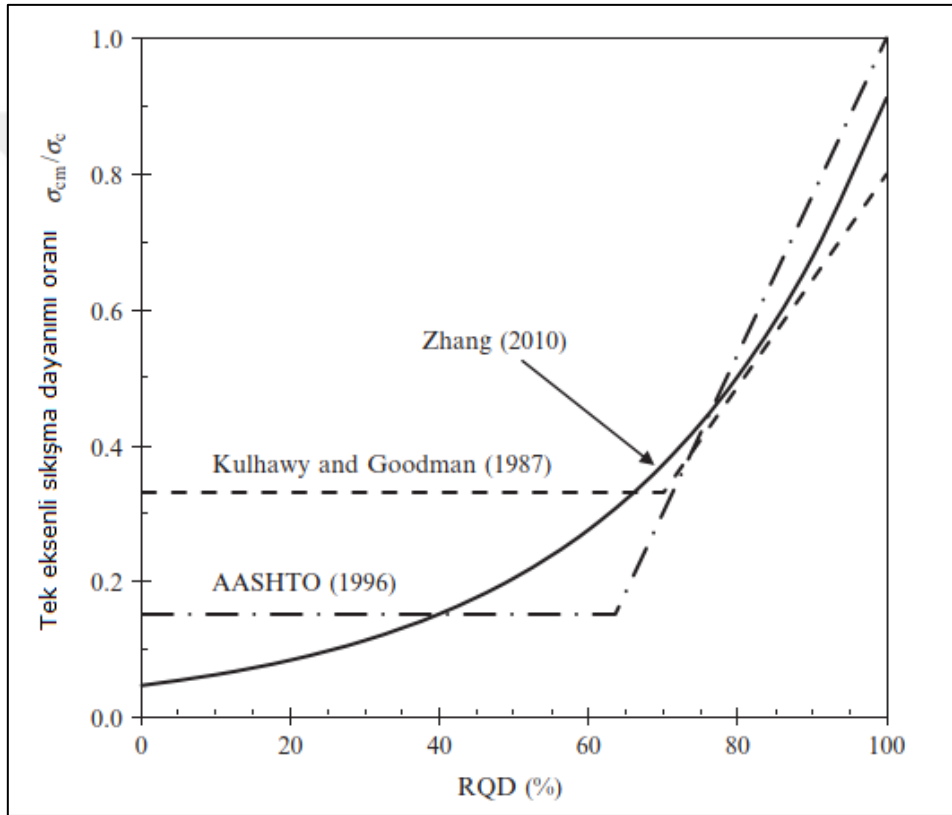
Kulhawy ve Goodman [92] kaya kütlelerinin basınç dayanımını (σ_{cm}) belirlemek için yaptıkları çalışma sonucunda, RQD değerinin %70'den az olması durumunda $0.33\sigma_c$ ve RQD değerinin %70-%100 arasında olması durumunda $0.8\sigma_c$

kullanılabileceğini ortaya koymuşlardır. Burada σ_c değeri som kayanın (kaya numunesinin) basınç dayanımıdır.

AASHTO [93] σ_c değerinin Eşitlik 4.9 ve Eşitlik 4.10 ile belirlenebileceğini belirtilmiştir. σ_{cm}/σ_c değerlerinin RQD ile oluşan varyasyonları Şekil 4.15'te verilmiştir.

$$\sigma_{cm} = \alpha_{\sigma} \sigma_c \quad (4.9)$$

$$\sigma_{\alpha} = 0.0231RQD - 1.32 \geq 0.15 \quad (4.10)$$



Şekil 4.15 σ_{cm} / σ_c ile RQD ilişkisinin karşılaştırılması [91]

4.6.3.2 RMR veya GSI ile Tek Eksenli Basınç Dayanımı Belirleme

RMR veya GSI parametreleri ile kaya kütlelerinin tek eksenli basınç dayanımını belirlemek amacıyla farklı ampirik yaklaşımlar bulunmaktadır. Hoek vd. [94] tarafından ortaya koyulan Hoek-Brown yenilme kriterinden yararlanılarak Eşitlik 4.11'de bulunan bağıntı ortaya koyulmuştur.

$$\sigma_{cm} = \sqrt{s} \sigma_c \quad (4.11)$$

Hoek vd. [95] daha sonra bunu sadeleştirilerek sunulan s değerini belirlemek amacıyla pratik bir yaklaşım daha sunmuşlardır (Eşitlik 4.12). Eşitlikteki s değeri RMR veya GSI değerine bağlı olarak belirlenebilen ve kaya kütlelerinin karakteristiğine bağlı parametredir.

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \quad (4.12)$$

Buna göre σ_{cm} değeri Eşitlik 4.13'de verilmiştir.

$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = e^{\frac{GSI-100}{18}} \quad (4.13)$$

4.6.3.3 Q ile Tek Eksenli Basınç Dayanımı Belirleme

Grimstad ve Bhasin [96] kaya kütlelerinin tek eksenli basınç dayanımını belirlemek için Eşitlik 4.14'de ki bağıntıyı ortaya koymuşlardır. Bağıntıya göre $Q > 10$ ve $\sigma_c > 100$ MPa ise $f_c = \sigma_c / 100$ kabul edilir. $Q < 10$ ise $f_c = 1$ olarak kabul edilir.

$$\sigma_{cm} = 7\gamma f_c Q^{1/3} \text{ (MPa)} \quad (4.14)$$

Barton [97] ise benzer bir çalışma sonucunda Eşitlik 4.15'de ki bağıntıyı öne sürmüştür.

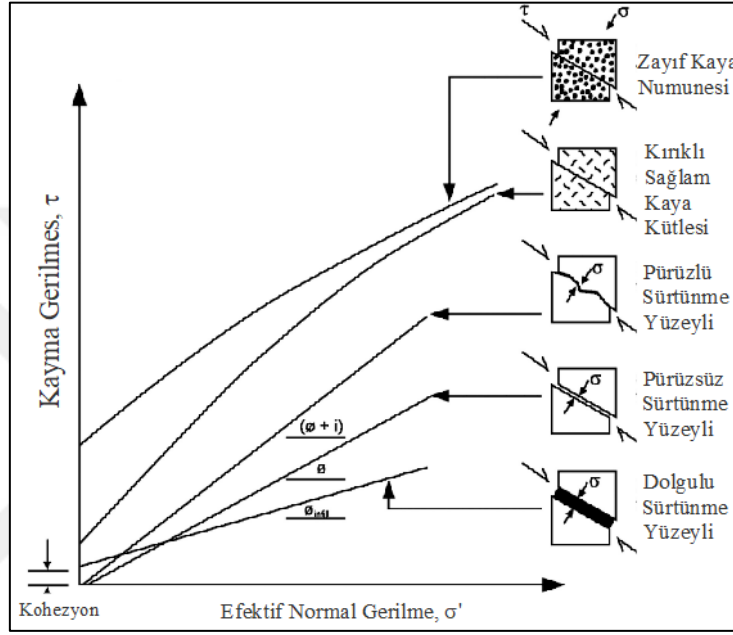
$$\sigma_{cm} = 5\gamma \left(\frac{Q\sigma_c}{100}\right)^{1/3} \text{ (MPa)} \quad (4.15)$$

Kaya kütlelerinde yapılan sınıflamalar ile kütlelerin anizotropik olmadığı bir durum göz önüne alınarak bazı ampirik yaklaşımlar ile tek eksenli basınç dayanımı belirlenmeye çalışılmıştır. Ancak sınıflamanın belirli bir yöndeki süreksizlik göz önüne alınarak yapıldığı varsayımına göre, süreksizliğin başka bir doğrultudaki düzlemde olması durumunda elde edilen değerler, tek eksenli basınç dayanımını tam olarak temsil edemeyecektir [91].

4.6.4 Kayma Mukavemeti Parametreleri

Geoteknik mühendisliğinde yapılan hesaplamalarda zeminleri temsil etmek için kullanılan parametrelerin en önemlileri mukavemet parametreleridir [75]. Kaya kütlelerinin kayma mukavemeti parametreleri olarak adlandırılan kohezyon (c) ve

içsel sürtünme açısı (ϕ) laboratuarda ve sahada uygulanan değişik yöntemlerle direkt veya dolaylı yollardan belirlenebilmektedir. Laboratuarda doğal ortamda var olan parametrelerden daha yüksek parametreler elde edilebilmektedir. Sahada ise ayrışma, çatlaklardaki dolgu malzemesi veya suyun etkisiyle laboratuardaki değerlerden daha küçük değerler bulunabilmektedir. Özellikle zeminlerin dayanımında en önemli parametrelerden olan kohezyon ve içsel sürtünme açısı, sahadaki bu değişkenlerden en fazla etkilenen parametrelerdir (Şekil 4.16).



Şekil 4. 16 Jeolojik yapının mukavemet parametreleri üzerindeki etkisi [75]

Kayaç numunesi (som kaya) ne kadar az süreksizlik içeriyorsa mukavemet parametreleri de o oranda yüksek olacaktır. Çok ayrılmış ve ayrışma düzlemleri değişik dolgu malzemesi ile dolmuş kaya kütleleri daha düşük mukavemet parametrelerine sahiptirler. Genellikle ayrışma düzlemlerinde bulunan dolgu malzemesinden dolayı içsel sürtünme açısı (ϕ) çok fazla düşmeyebilir. Ancak kohezyon değeri (c) büyük ölçüde azalabilmektedir. Ayrışma düzlemlerinde bulunan ince daneli dolgu malzemeleri bazı durumlarda zahiri bir kohezyon oluşturabilir. Ancak oluşan kohezyonun pozitif etkisi süreksizliklerdeki suyun ve zamanın etkisiyle kaybolabilmektedir.

Eklemlili kaya kütlelerinin mukavemet parametreleri değerlendirilirken laboratuvar ve arazi deney sonuçları ayrı ayrı ele alınmalıdır. Arazi deneylerinde, süreksizlik, ayrışma, çatlak ve su durumunu dikkate alındığı için kaya bloğun davranışını daha doğru temsil etmektedir. Geoteknik hesaplamalarda arazi deneylerinin ya da

laboratuvar deneylerinin düzeltilmiş halinin kullanılmasının daha doğru olduğu söylenebilir.

4.6.5 Elastisite Modülünün Belirlenmesi

Zayıf kayaların çok ayrılmış, çatlaklı ve çatlaklarının dolgu malzemesi ile dolu olması, kaya numunesi davranışı ile kaya kütlesi davranışının farklı olmasına sebep olmaktadır. Süreksizliklerde ve çatlaklarda yer alan ince daneli malzeme ve zemin suyu, kaya kütlesinin mekanik ve fiziksel davranışını çok etkilemektedir. Laboratuvar da kullanılan ve kaya kütlesinden alınan som kaya numuneleri kaya kütlesinde yer alan çatlak ve süreksizliklerin davranışını doğru şekilde sergileyemeyebilir. Dolayısıyla kaya mekaniğinde incelenen birimin ölçeği çok önemlidir.

4.6.5.1 Kaya Kütlesinin Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışı

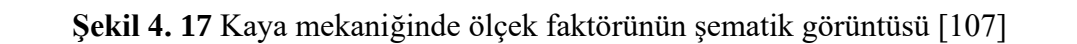
Kaya kütlelerinin mukavemet ve deformasyon davranışı kaya mekaniğinin bir parçası olmakla beraber kaya kütlelerinin gerilme-şekil değiştirme ilişkisi kayaların deformasyon davranışını açıklamak için de temel araçtır [98].

Kaya deformasyonunun hesaplanabilmesi için en yaygın kullanılan modeller ortamın homojenliğini ele almakta ve dolayısıyla izotropik bir varsayımdan oluşmaktadır. Bu varsayıma dayanarak elastik, elastoplastik vb. süreklilik ve homojenlik arz eden modeller kullanılmaktadır [99]. Ancak, doğada kaya kütleleri ideal ortamda bulunmamakta ve çok sayıda süreksizlik içermektedir. Bu süreksizlikler genellikle farklı yönde ve doğrultuda rastgele bir dağılım sergileyebilmektedir. Süreksizliklerin mekanik etkileri eksiksiz bir biçimde modellenememektedir [100].

Fossum [101], doğadaki davranışa yakın bir model oluşturmak amacıyla jeolojik etkilerin gerçek verileri ve titiz bir mekanik teoriye dayalı olarak bazı çalışmalar yapmıştır. Bu bağlamda kaya kütlesinin mekanik özellikleri ve süreksizlik setlerinin beraber çalışabileceği yeni modeller oluşturulmuştur.

Oda [102], kaya kütlesinin geometrik yapısını tanımlamış ve daha sonra eklemlerin davranışı için kırılma mekaniği kullanarak bir gerilme-şekil değiştirme modeli oluşturmuştur. Kawamoto vd. [103] eklemlili kaya kütlesi için üç boyutlu bir eklem modeli geliştirmek amacıyla hasar tensörü (damage tensor) kavramını

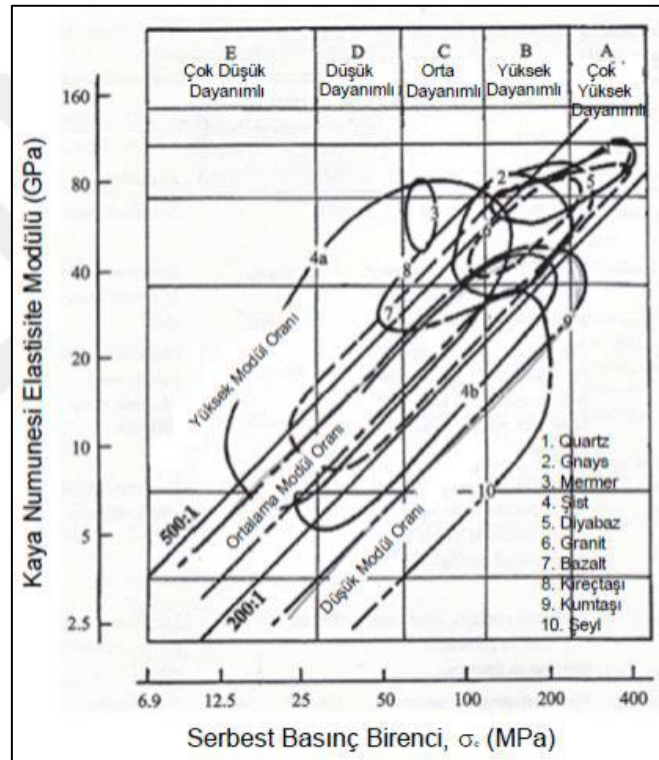
Kaya kütleleri arazide nadiren ideal elastik malzeme gibi davrandığından, elastiklik modülü gerilme-şekil değiştirme davranışına bağlıdır. Kaya kütlelerinin ileri derecede ayrılmış ve eklemli olması sebebiyle kütle davranışı ve kayaç davranışı birbirinden farklıdır. Eklem ve süreksizlik düzlemlerinde yer alan zemin suyu ve dolgu malzemesi, kütlenin mekanik ve fiziksel davranışlarını çok etkilemektedir. Laboratuarda kullanmak amacıyla kaya kütlelerinin herhangi bir bölgesinden alınan kayaç numuneleri kaya kütlelerinin bütün bir davranışı tam olarak temsil edememektedir (Şekil 4.17). Bu bağlamda kaya mekaniğinde incelenin kütlenin boyutu büyük önem arz etmektedir [107].



88

4.6.5.2 Kayaç Numunesinin Elastisite Modülünün Belirlenmesi

Kayaç numunelerinin mekanik özellikleri ve mukavemet parametreleri laboratuvar deneyleri ile belirlenebilmektedir. Kayaç numuneleri kullanılarak yapılan en yaygın deneyler, nokta yükleme deneyi ve tek eksenli basınç deneyleridir. Deere ve Miller [70] tarafından yapılan çalışmalarda tek eksenli basınç dayanımı ve elastisite modülü arasındaki bağıntı ortaya koyulmaya çalışılmıştır. AASHTO [93] tarafından da aynı bağıntıların kullanılması önerilmiştir (Eşitlik 4.16). Buna göre laboratuvar ortamında tek eksenli basınç dayanımları kullanılarak numunelerin elastisite modülleri Şekil 4.18'deki gibi elde edilmiştir.



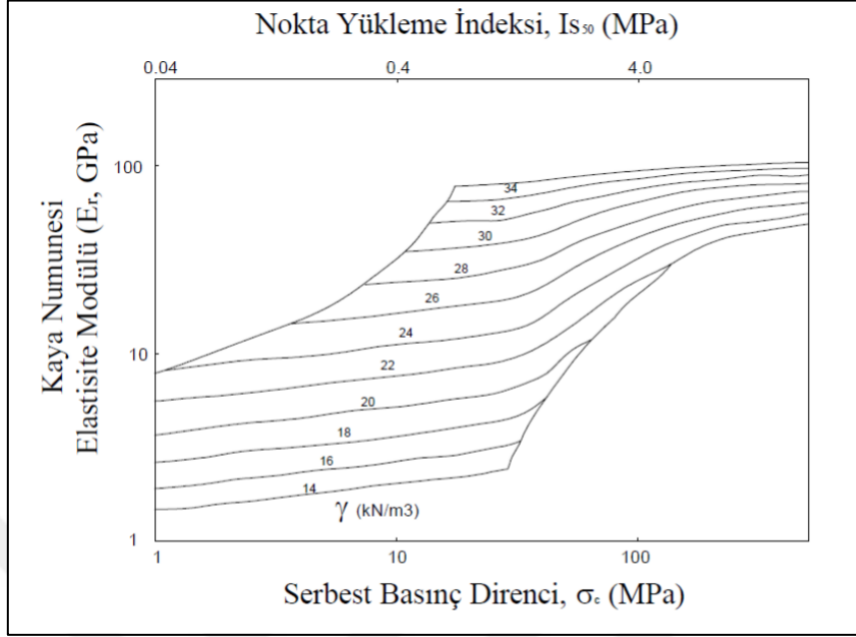
Şekil 4. 18 Serbest basınç dayanımı ve numune elastisite modülü ilişkisi [93]

Çeşitli kaya birimleri için önerilen elastisite modülü, kumtaşı birimlerin sahip olduğu ortalama kaya numunesi basınç dayanımı kullanılarak aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$E_r = 200\sigma_c \text{ (MPa)} \quad (4.16)$$

Sönmez vd. [108] ise 600 adetten fazla kaya numunesi üzerinde yaptıkları deneysel çalışmaların sonuçlarını irdelemiş ve yapay sinir ağları metodu ile bazı korelasyonlar geliştirmişlerdir. Buna göre nokta yükleme indisi (Is_{50}), tek eksenli

basınç dayanımı (σ_c), birim hacim ağırlık (γ) ve elastisite modülü (E_r) değerlerinin birbiri ile olan ilişkisi Şekil 4.19'da ortaya koyulmuştur.



Şekil 4. 19 Kayaç numune parametreleri korelasyonu [108]

Dobrin ve Savit [109], sismik hızlar (V_p ve V_s), yoğunluk (ρ), poisson oranı (μ) ve elastisite modülü değerlerinin birbiri ile ilişkili olduğunu ortaya koymuşlardır. Buna göre kayaç numunesine ait elastisite modülü değeri aşağıdaki gibi verilmiştir.

$$E_r = 2\rho V_s^2(1 + \mu) \text{ (MPa)} \quad (4.17)$$

4.6.5.3 Kaya Kütlesinin Elastisite Modülünün Belirlenmesi

Eklemlili kaya kütlelerinin mekanik özelliklerini belirlemek amacıyla çeşitli arazi deneyleri ve korelasyonlar geliştirilmiştir. Arazide presiyometre deneyi ile elastisite modülü belirlenebilmektedir. Ayrıca tek eksenli basınç deneyi, RQD, RMR ve GSI sınıflaması ve arazide elde edilen sismik deney sonuçları ve çeşitli korelasyonlar kullanılarak elastisite modülü hesaplanabilmektedir.

Rowe ve Armitage [110] zayıf dayanımlı kayalar üzerinde pek çok arazi deneyi yapmışlardır. Arazi deneylerinde elde edilen tek eksenli basınç dayanımı (σ_c) değeri korele edilerek formül haline getirilmiştir (Eşitlik 4.18). Radhakrishnan ve Laung [111] ayrışmış sedimenter kayalarda yaptığı arazi deneyleri ile aynı bağıntıyı doğrulamışlardır.

$$E_m = 215\sqrt{\sigma_c} \text{ (MPa)} \quad (4.18)$$

Hoek ve Brown [112] pratik arazi gözlemleri ve derin kazı çalışmalarından elde edilen verileri kullanarak $\sigma_c < 100$ MPa olan zayıf kayalarda Eşitlik 4.19 kullanılmasını önermişlerdir.

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \times 10^{(GSI-10)/40} \text{ (GPa)} \quad (4.19)$$

Hoek [113], yaptığı çalışma sonucunda GSI ve elastisite modülü arasındaki ilişki için Eşitlik 4.20'de ki bağıntıyı önermiştir.

$$E_m = 0.33e^{0.064GSI} \text{ (GPa)} \quad (4.20)$$

Gökçeoğlu vd. [114] 115 deney sonucunu incelemiş ve RMR, GSI sınıflaması ile elastisite modülü ilişkisini Eşitlik 4.21 ve Eşitlik 4.22 ile tanımlamışlardır.

$$E_m = 0.0736e^{0.0755RMR} \text{ (GPa)} \quad (4.21)$$

$$E_m = 0.1451e^{0.06554GSI} \text{ (GPa)} \quad (4.22)$$

Hoek ve Diederich [115], kaya kütlesi üzerinde yaptıkları arazi deneylerinden elde ettikleri verilere göre elastisite modülü ve GSI ilişkisini Eşitlik 4.23'de tanımlamışlardır.

$$E_m = 100 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{(75+25D-GSI)/11}} \right) \text{ (GPa)} \quad (4.23)$$

Beiki vd. [116] elastisite modülünü belirlemek amacıyla 150 farklı veri ile yaptıkları sayısal analizlerde kaya kütlesinin elastisite modülünü Eşitlik 4.24 ve Eşitlik 4.25 ile tanımlamışlardır.

$$E_m = \tan(\ln(GSI)) \log(\sigma_c) (RQD)^{1/3} \text{ (GPa)} \quad (4.24)$$

$$E_m = \tan(\sqrt{1.56 + (\ln(GSI))^2} (\sigma_c)^{1/3} (GPa) \quad (4.25)$$

Barton [97] , sismik dalga hızı (V_p , km/saniye) ve elastisite modülünü Eşitlik 4.26'da önerildiği gibi tanımlamıştır.

$$E_m = 10 \times 10^{(V_p - 3.5)/3} (GPa) \quad (4.26)$$

Arazide zayıf kaya kütesinin elastisite modülünün belirlenmesinde kullanılan en yaygın yöntem presiyometre deneyidir. Presiyometre deneyi, silindir bir probun sondaj kuyusu içerisinde yerleştirilmesi ve şişirilmesi ile yapılır. Deney sonucunda kaya kütesinin doğrudan elastisite modülü belirlenebilir.

4.6.5.4 Kayaç Numune ve Kaya Kütesi Elastisite Modülü İlişkisi

Kayaç numunenin elastisite modülü (E_r) eklem takımı ve süreksizlik setlerinden etkilenmez. Kaya kütesinin elastisite modülü (E_m) ise kütenin içindeki tüm eklemlerden ve eklemlerdeki malzemeden etkilenmektedir. Kayaç numune ve kaya kütesi elastisite modülü arasında bir çok korelasyon geliştirilmiştir. Bu korelasyonlarda RMR ve GSI sınıflaması, RQD değerleri ve sismik hızlar (V_p ve V_s) kullanılmaktadır. Buna göre elastisite modülleri arasındaki bağıntı Eşitlik 4.27 ile ifade edilmektedir.

$$\alpha = \frac{E_m}{E_r} \quad (4.27)$$

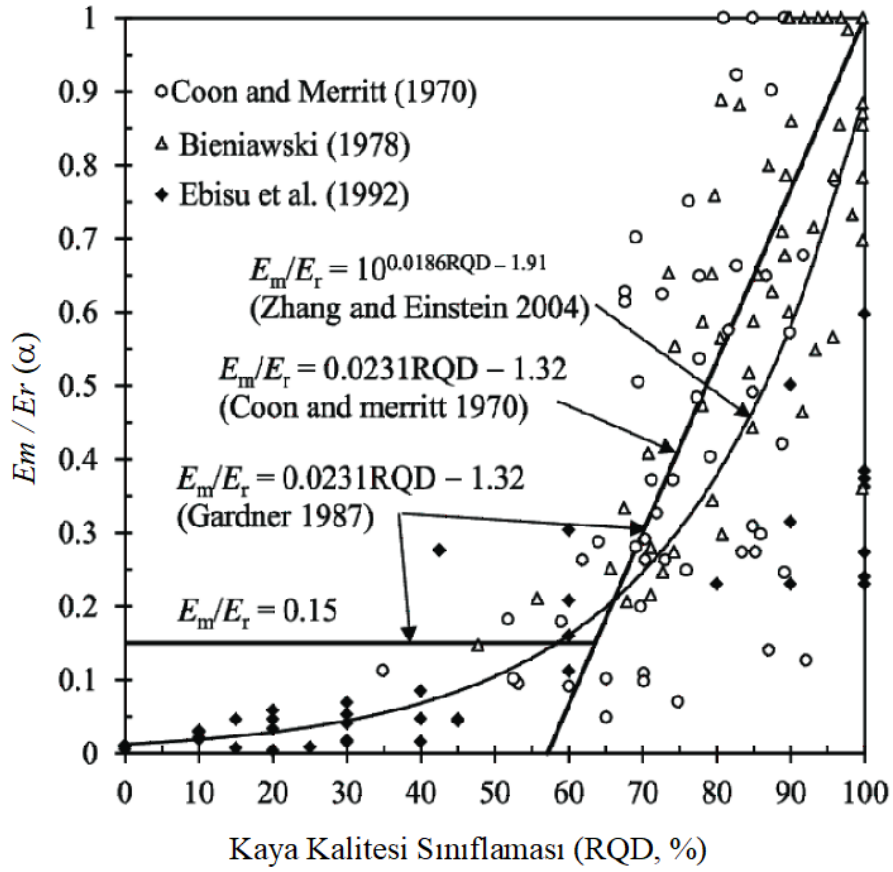
Deere vd. [70] RQD ve kaya kütesi elastisite modülü arasındaki ilişki üzerine çalışmalar yapmışlardır. Coon ve Merit [117] aynı çalışma üzerinden bazı geliştirmeler yaparak RQD ve α arasındaki ilişki için Eşitlik 4.28'de ki bağıntıyı önermişlerdir.

$$\alpha = 0.231(RQD) - 1.32 \geq 0.15 \quad (4.28)$$

AASHTO [93], RQD>%57 için Eşitlik 4.28'i; RQD<%57 için ise $\alpha=0.15$ değeri önermektedir. RQD değerinin %100 olması durumunda kaya numunesi ve kaya kütesinin elastisite modülü aynı alınabilir. Ancak, RQD değeri %100 olsa bile kütle

içerisinde eklem ve süreksizliklerin bulunabileceği ve bu nedenle kütle davranışının numune davranışından farklı olabileceği belirtilmiştir [91].

Zhang ve Einstein [107] önceki çalışmalardan da yararlanarak Şekil 4.20'de verilen korelasyonu ortaya koymuşlardır.



Şekil 4. 20 RQD- α ilişkisi [107]

Carter ve Kulhawy [118] α katsayısını belirlemek için çeşitli deneysel yöntemleri kullanmış ve değişik RQD değerleri Tablo 4.11'deki değerleri önermişlerdir.

Tablo 4. 11 RQD ve α ilişkisi

RQD (%)	α	
	Süreksizlik Düzlemi Kapalı	Süreksizlik Düzlemi Açık
100	1.00	0.60
70	0.70	0.10
50	0.15	0.10
20	0.05	0.05

Mitri vd. [119] çeşitli deney sonuçlarını kullanarak Eşitlik 4.29'da ki bağlantıyı ortaya koymuşlardır.

$$\alpha = \frac{1 - \cos \left(\pi \times \frac{RMR}{100} \right)}{2} \quad (4.29)$$

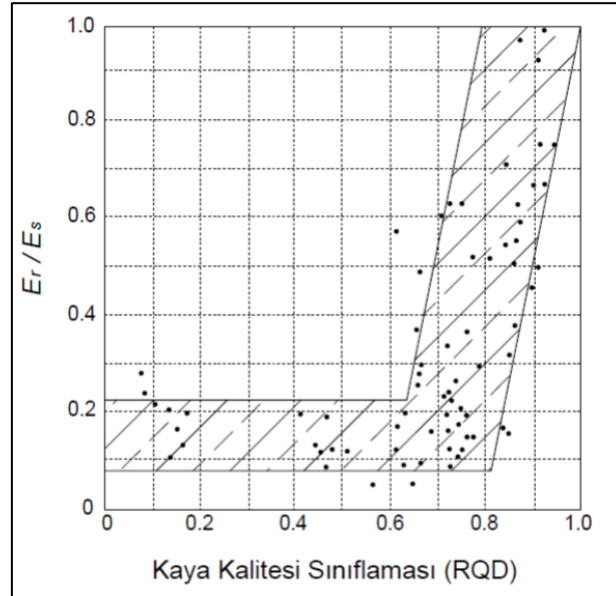
Hoek ve Diederichs [115] ise genellikle tünel ve patlatma mühendisliğinde kullanılan α ile GSI arasındaki ilişkiyi belirten bağıntıyı ortaya koymuşlardır (Eşitlik 4.30). Bu bağıntıda bulunan değişen etki katsayısı (D), patlatma ile oluşan deformasyonların büyüklüğüne bağlı olmakla birlikte 0 ile 1 arasında değişmektedir. Patlatma ve gçmede oluşacak zararların minimum olması durumunda D değeri 0, maksimum olması durumunda 1 olarak kabul edilir.

$$\alpha = \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left(\frac{60 + 15D - GSI}{11} \right)}} \right) \quad (4.30)$$

Sönmez vd. [108] farklı kayaç örnekleri üzerinde yaptıkları deneyler ile RMR ve α arasındaki bağıntıyı irdelemişlerdir (Eşitlik 4.31)

$$\alpha = 10^{[(((RMR-100)(100-RMR))/4000) \exp \left(-\frac{RMR}{100} \right)]} \quad (4.31)$$

Deere [70] arazide gerçekleştirilen sismik deneyler sonucu hesaplanan elastisite modülü (E_s) ve laboratuarda yapılan deneylerden hesaplanan elastisite modülünün (E_r) RQD değeri ile ilişkisini ortaya koymuştur (şekil 4.21).



şekil 4. 21 Sismik ve statik elastisite modülü ilişkisi [120]

Arazide gerçekleştirilen sismik deneylerde hesaplanan elastisite modülü değerleri gerçek değerinden yüksek olabilmektedir. Bunun nedeni, deneylerde düşük gerilmeler ve kısa dalga boylarının kullanılmasıdır. Ölçümlerde zayıf kayalarda ($RQD < \%60$) bu farkın daha da büyük olduğu tespit edilmiştir [120].

Durgunoğlu ve Yılmaz [121] sismik deneylerde elde edilen elastisite modüllerini, arazide yapılan presiyometre deneyleri ile kıyaslamak için grovak birimlerde araştırmalar yapmışlardır. İncelenen örneklerde sismik elastisite modülü (E_s) ve presiyometre deneyinden (E_m) elde edilen elastisite modülleri arasındaki ilişki ortaya çıkarılmıştır. Poisson oranının (ν) sabit kabul edildiği koşullarda, aynı ilişkinin tüm birimlerin elastisite modülleri için de geçerli olacağını belirtmişlerdir (Tablo 4.12).

Tablo 4. 12 Sismik ve statik elastisite modülleri arasındaki ilişki [121]

Birimin Özelliği	Modül Oranı (E_s/E_m)	Referans
Gevşek ve Orta Sıkı Kum ($D_r = \%30-75$)	10-20	Seed ve Idriss, 1970
Sıkı Kum ($D_r = \%75-100$)	20-25	Seed ve Idriss, 1970
Çimentolu Kum	30-50	Wang, 1986
Yumuşak Kaya	30-50	Durgunoğlu ve Yılmaz (2007)
Sert Kaya	50-200	Durgunoğlu ve Yılmaz (2007)

Araştırma sonucunda, sismik deneylerden bulunan elastisite modülü değerlerinin aslında dinamik elastisite modülü olduğu belirtilmiştir. Bu modülün yapı temeli ve iksa hesaplarında kullanılmaması gerektiği vurgulanmıştır.

4.6.6 Sayısal Modellemeler İçin Göçme Kriterleri

Sayısal modelleme yöntemleri, kaya mühendisliği problemlerinin çözümünde çok çeşitli uygulamalar için yaygın olarak kullanılmaktadır. Sayısal yöntemler sonlu elemanlar ve ayrık elemanlar olarak sınıflandırılmaktadır [122]. Bu konu hakkında detaylı bilgi ilerleyen bölümlerde verilmiştir.

Sayısal analiz yöntemleriyle, iyi bir şekilde tanımlanmış eklemlı kaya kütlelerinin mukavemetleri ve deformasyon durumları ortaya koyulabilmektedir. Sayısal çözümlemelerin verimliliği bilgisayar tabanlı hesaplama kabiliyetinin gelişimi ile birlikte eklemlı kayaların matris ve geometrilerinin hassas bir şekilde karakterize edilmesi sayesinde gerçeğe daha yakın sonuçlar elde edilebilmektedir.

Mevcut çeşitli sayısal modelleme yöntemleri arasında, sonlu elemanlar yöntemi (FEM) eklemli kaya kütesinin mukavemetini belirlemek amacıyla yaygın bir biçimde kullanılmaktadır. Ayrıca sonlu elemanlar yöntemi, eklemli kaya kütesinin mekanik davranışını ortaya koymak amacıyla da tercih edilmektedir [123, 124].

Eklemli kaya kütleleri için gerilme-şekil değiştirme davranışını belirlemek adına hatasız sonuç veren teorik bir yaklaşım bulunmamaktadır. Bu bağlamda, elde edilen veriler ışığında farklı kaya kütlelerinin mukavemetlerini belirlemek amacıyla ampirik yaklaşımlar ve formüller geliştirilmiştir. Kaya kütesi arasındaki kayaçların yüzeyleri irdelenerek ampirik çalışmalar yapılmıştır. Asal gerilmeler arasındaki ilişkilere veya kayma mukavemeti ile normal gerilme arasındaki ilişkiler tanımlanmaya çalışılmıştır. Sheory [125], Mohr-Coulomb (MC) ve Hoek-Brown (HB) yenilme kriterlerinin en yaygın kullanılan kriterler olduğunu belirtmiştir (Şekil 4.22).

4.6.6.1 Mohr Coulomb (MC) Göçme Kriteri

Mohr Coulomb göçme kriteri doğrusal (lineer) bir yenilme kriterini ifade eder (Eşitlik 4.32).

$$\tau_{max} = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (4.32)$$

τ_{max} : kayma mukavemeti

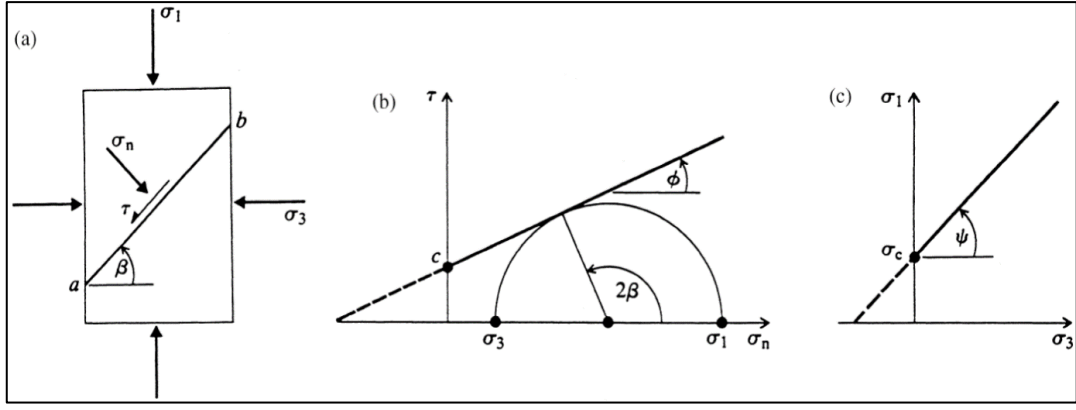
σ_n : normal gerilme değeri

c: kohezyon

φ : içsel sürtünme açısı değeri

Mohr Coulomb yenilme kriteri aynı zamanda asal gerilmeler olarak ifade edilebilmektedir (Eşitlik 4.33)

$$\sigma_1 = \frac{2c \times \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} + \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \times \sigma_3 \quad (4.33)$$



Şekil 4. 22 MC yenilme kriteri. a) ab düzlemindeki kayma yenilmesi, b) kayma ve normal gerilme mukavemet zarfı, c) asal gerilmelerin mukavemet zarfı [126].

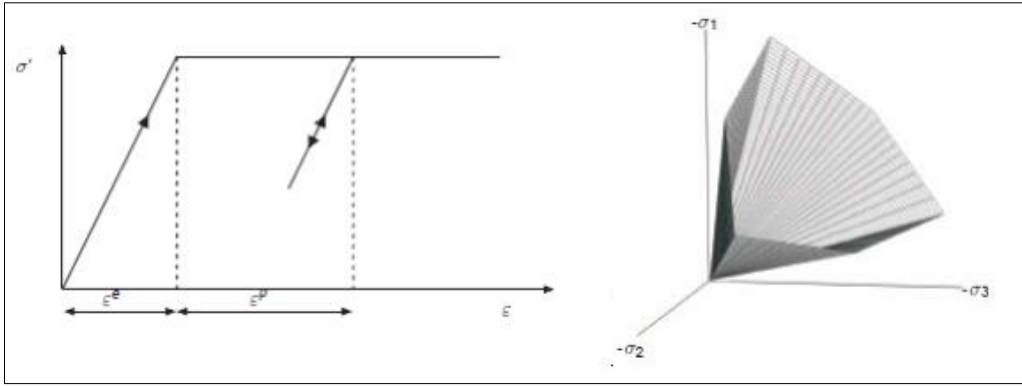
Burada:

σ_1 : yenilmedeki veya elastik mukavemetin asal gerilmesi,

σ_3 : minör asal gerilme veya çevre basıncıdır.

Mohr Coulomb yenilme kriteri hem sağlam kayalar hem de kayaçlar için uygulanabilir. Sayısal analizlerde zemin veya kaya kütlesi için elastisite modülü (E), içsel sürtünme açısı (ϕ), poisson oranı (ν), kohezyon (c) ve dilatansi açısı (ψ_i) olmak üzere beş girdi parametresi gerekir. Elastisite modülü (E) ve kohezyon (c) değerleri genel olarak bir zemindeki gerilme seviyesi ile tutarlı, temsili bir değer olarak seçilir. Ek olarak, daha fazla derinlikteki artışı hesaba katmak gerekir. Bununla birlikte, derinlikle doğrusal bir artışla hem rijitliği hem de kohezyonu modellemek de mümkündür.

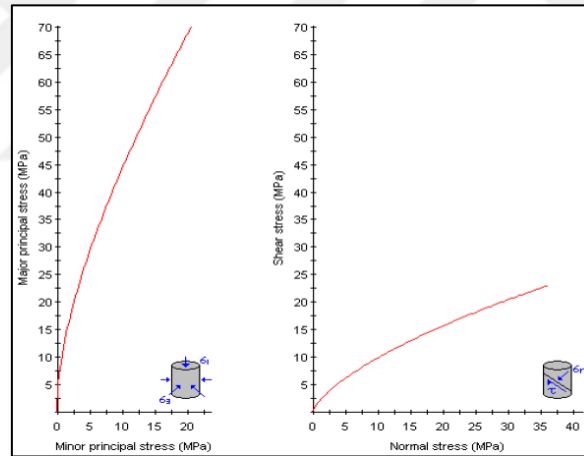
Mohr Coulomb modeli farklı elastik davranışları dikkate almamaktadır ve bu nedenle zeminin gerçek davranışını belirlemekte zayıf kalabilmektedir. Mohr Coulomb malzeme bünye modelinde derinlikle doğrusal olarak artış gösteren rijitlik tahmini yapılsa da gerilme ve anizotropik gerilmeye bağlı rijitlik tahmin edilmemektedir. Bu bağlamda efektif içsel sürtünme açısı ve efektif kohezyon parametreleri ile göçme durumundaki efektif gerilme koşulları yeterli bir şekilde öngörülebilmektedir [127]. Mohr Coulomb modelde gerilme şekil değiştirme eğrisi ve asal gerilme uzayında akma düzlemi Şekil 4.23'te ki gibidir.



Şekil 4. 23 Mohr Coulomb gerilme-şekil değiştirme eğrisi ve asal gerilme uzayında akma yüzeyi [127]

4.6.6.2 Hoek Brown (HB) Göçme Kriteri

Hoek Brown göçme kriteri ampirik olarak geliştirilmiş ve kaya kütlelerinin doğrusal olmayan (non-linear) davranışını inceleyen bir yöntemdir [128] (Şekil 4.24).



Şekil 4. 24 Hoek Brown yenilme kriterinin iki tipik örneği. a) asal gerilme düzlemi, b) kayma gerilme düzlemi [129].

Hoek Brown malzeme modelinde kaya kütlelerinin gerilme-şekil değiştirme ilişkisini belirlemek için altı adet girdi parametresine ihtiyaç vardır. Bu parametreler; sağlam kayanın tek eksenli basınç dayanımı (σ_{ci}), kaya kütlelerinin elastisite modülü (E), poisson oranı (ν), örselenme faktörü (D), jeolojik dayanım indisi (GSI) ve sağlam kayanın ampirik model parametresi (m_i)'dir. Eşitlik asal gerilmeler cinsinden aşağıda ifade edilmiştir [129].

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 - |\sigma_{ci}| + (m_b \frac{-\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s)^a \quad (4.34)$$

Eşitlik 4.35’de kaya süreksizlik içeriğine bağlı kaya katsayısı olan m_b değerini veren denklem verilmiştir.

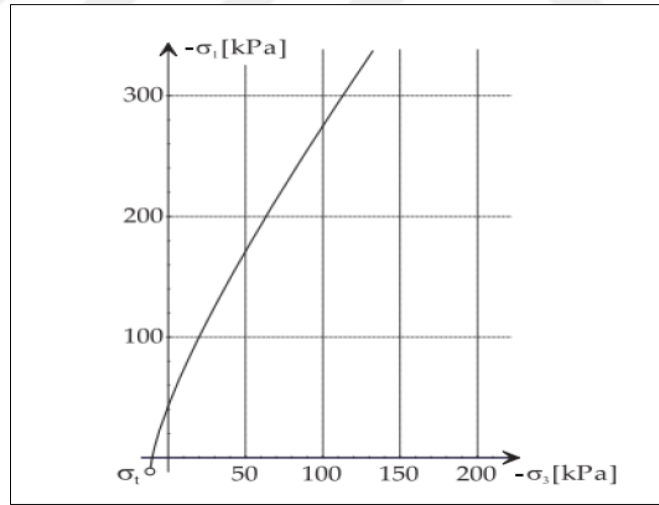
$$m_b = m_i \times e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)} \quad (4.35)$$

Yardımcı parametreler olan s ve a değerleri sırasıyla Eşitlik 4.36 ve Eşitlik 4.37’de verilmiştir.

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \quad (4.36)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} + [e^{\left(\frac{-GSI}{15}\right)} + e^{\left(\frac{-20}{3}\right)}] \quad (4.37)$$

Asal gerilmeler cinsinden Hoek Brown bünye modelinin akma kriteri Şekil 4.25'te ki gibidir.



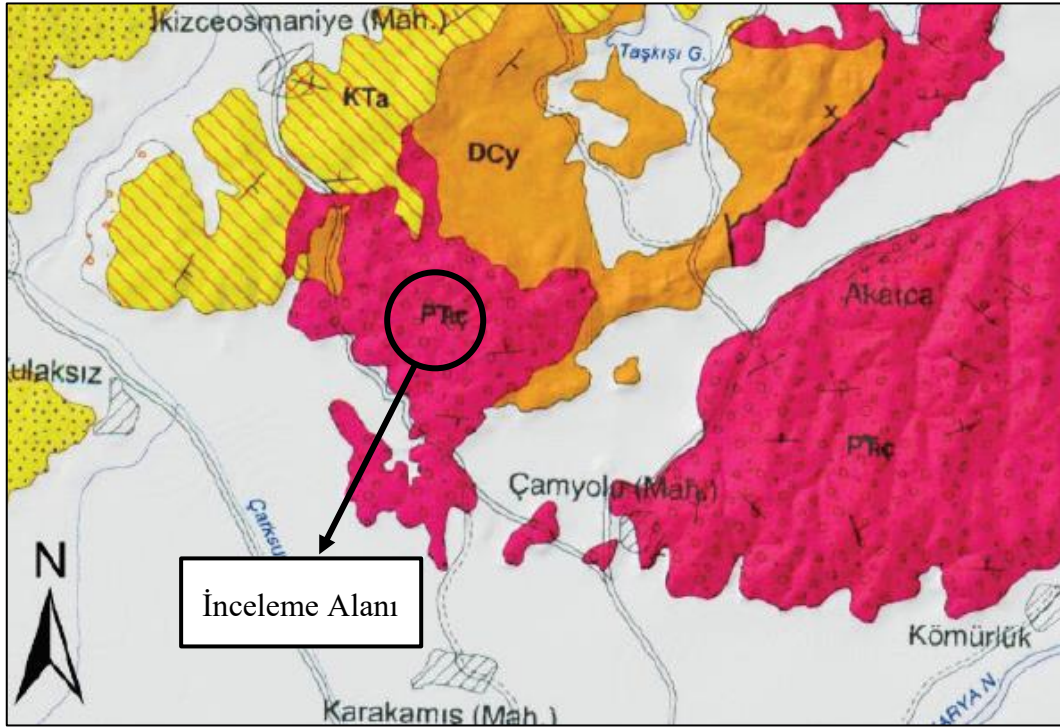
Şekil 4. 25 Hoek-Brown bünye modeli göçme kriteri [129]

4.7 Model Deney Alanının Jeolojisi

Tez kapsamında yapılan 1:1 ölçekli saha deneyleri, Sakarya ili Adapazarı İlçesi sınırlarında gerçekleştirilmiştir. Sakarya İli, Kuzey Batı Anadolu’da bulunan Karadeniz Sıradağları’nın batısında yer alır. Sakarya sınırları içerisinde bulunan temel jeolojik birimler, İstanbul, Armutlu-Almacık ve Sakarya zonları içerisinde

tanımlanır. Bu üç zona ait kayaç grupları Kuzey Anadolu Fay Hattı (KAFZ) boyunca bir araya gelmiştir [130].

İstanbul zonu tortul kayalardan, Sakarya zonu ise metamorfik bir temel ve tortul bir örtüden oluşmuştur [131]. Erken Eosen'den itibaren çökelen birimler bu birimleri örtmektedir. İnceleme alanında; İstanbul zonuna ait Çakraz Formasyonu (PTrç) karasal kırıntıları ve Yılanlı Formasyonu (DCy) kireçtaşı gözlenmiştir (Şekil 4.26)



Şekil 4. 26 İnceleme alanı genel jeoloji haritası [132].

KAFZ'ın kuzey ve güney kolunun çatallandığı bölgede bulunan Sakarya'da, son yüzyıl içinde 1943 yılında Adapazarı-Hendek, 1957 yılında Bolu-Abant, 1967 yılında Adapazarı, 1999 yılında Kocaeli ve Düzce depremleri başta olmak üzere birçok yıkıcı deprem meydana gelmiştir. Ayrıca son üç asır içinde $M \geq 6$ 'dan olan 9 adet deprem meydana gelmiştir [133].

Model deneyin gerçekleştirildiği sahada yer alan jeolojik formasyonların özelliklerine ilişkin literatür bilgileri aşağıda sunulmuştur.

4.7.1 Yılanlı Formasyonu (DCy)

Adapazarı'nın kuzeyinde, Taşkısı Gölü'nün çevresinde yüzlek veren Yılanlı Formasyonu, şelf ortamında depolanmış gri-siyah renkli, orta-kalın tabaka yapısına sahip lamine kireçtaşı, dolomit ve dolomitik kireçtaşlarının ardalanması ile

oluşmaktadır. Birimin alt seviyeleri fosil içeriği ile Orta Devoniyen yaşı verirken, inceleme alanında yüzlek veren kalın orta-üst kesimleri Orta-Üst Devoniyen ile Alt Karbonifer aralığında depolanmıştır. Birim üstte Permien-Triyas yaşlı Çakraz Formasyonu ile aşıl uyumsuz ilişkilidir.

4.7.2 Çakraz Formasyonu (PTrç)

Stolle [134] tarafından güncel çalışmalarda Çamdağ çevresinde yer alan kilaşlarında yürütölen palinoloji çalışmasından elde edilen polenler bu birimin Orta-Geç Permien yaşımda olduğunu ortaya koymuştur. Ayrıca formasyonun Çakraz yakınlardaki kırmızı kumtaşı fasiyeslerinde Permien döneminde yaşamış tetrapod sınıfına ait iz fosilleri tanımlanmıştır [135]. Bu verilerle birlikte birim Permien-Triyas yaşımda kabul edilmektedir. Çakraz Formasyonu üstte Geç Kretase yaşlı Akveren Formasyonu ile uyumsuz olarak örtölmektedir.

Akyol ve diğ., [132] tarafından Çakraz Köyü çevresindeki mostralara dayandırılarak "Çakraz Kumtaşı" olarak isimlendirilen birimler, daha sonra Çakraz Formasyonu olarak adlandırılmıştır. Bu formasyonun ayırt edici özelliğı kızıl görünümdür ve dolayısıyla tamamen karasal çökellerden oluşmaktadır. Kumtaşı, kilaşı ve çakilaşları başlıca litolojiyi oluşturmaktadır. Çakilaşları, stratigrafik olarak en alt seviyeyi oluşturmakla beraber; kızıl renkli, alacalı, yuvarlak taneli, kötü boylanmış bir yapıdadır. Formasyonun üst seviyelerinde çakilaşları azalır; kumtaşı ve kilaşı istifleri daha belirgin hale gelmektedir. Çakraz Formasyonu, yer yer laminasyonlu kırıntılar da içermektedir. Sahada elde edilen el numunelerinde herhangi bir fosil içeriğine rastlanmamıştır. Çakraz Formasyonu üstte Geç Kretase yaşlı Akveren Formasyonu ile uyumsuz olarak örtölmektedir.

İnceleme alanının üst seviyelerinde Çakraz Formasyonu'na ait kaya niteliğindeki birimlerin ayrışma zonu yer almaktadır. Birim, kızılımsı kahverengi renkli, yer yer tamamen killeşmiş-zeminleşmiş ileri derece altere, yer yer çakıl içerikli kil niteliğindedir. Ayrışma Zonu kalınlığının 2,0-13,5 m arasında değıştığı görölmüştür.

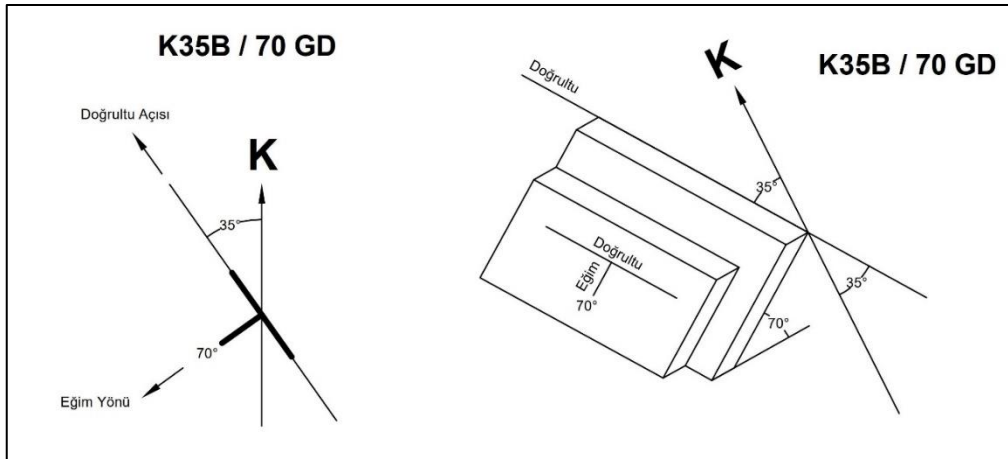
Ayrışma zonu devamında; kızıl renkli, kil ara dolgulu, yer yer masif, yer yer çok süreksizlikli çakıl boyutunda kumtaşı niteliğinde Çakraz Formasyonuna ait karasal kırıntılılar yer almaktadır. Kumtaşları; ince daneli olup bazı seviyelerde silttaşı, bazı seviyelerde ise kilaşı olarak kendini göstermektedir. Ayrıca bazı sondajlarda

Kumtaşları altında, kırmızı renkli, az süreksizlikli, süreksizlik zonları kil dolgu, yuvarlak kumtaşı çakıl ve kil matriksten oluşan konglomera birimi gözlenmiştir.

Arazideki birimlerin tektonik aktifliğin işaretlerini taşıdığı, tabakaların yer yer dik ya da devrik pozisyonda durduğu izlenmiştir. Model deney alanı yüzleklerinde birimlerin tabaka doğrultu ve eğimi ölçülmüş (Şekil 4.27) ve K35B/70GD olduğu gözlenmiştir (Şekil 4.28).



Şekil 4. 27 Model aynasında tabaka eğim ve doğrultu ölçümü



Şekil 4. 28 Model aynasında ölçülen tabaka eğim ve doğrultu yönleri

4.7.2.1 Çakraz Formasyonu'nun Geoteknik Özellikleri

Model deneyin yapıldığı alanda bulunan Çakraz Formasyonu'na ait geoteknik özelliklerin belirlenmesi için sondaj ve sismik etütleri içeren bir dizi saha

Ayrıca elek analizi deneyleri ile çakıl, silt-kil oranları belirlenmiştir. Laboratuarda yapılan deneylerin sonuçları Tablo 4.13'te verilmiştir.

Tablo 4. 13 Deney sahasında yapılan laboratuvar deneyi sonuçları

Sondaj No	Derinlik (m)	Su İçeriği (w, %)	Birim Hacim Ağırlık	Atterberg Limitleri			Elek Analizi		Sınıf
			γ	LL	PL	PI	Çakıl	Silt-Kil	USCS
			(kN/m ³)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	
SK3	1,5-4,5	11,60		31,0	12,0	19,0	44,74	21,23	GC
SK4	3,0-4,5	20,10		26,4	9,80	17,0	18,40	42,86	SC
SK5	9,5-10,0	19,30		29,4	10,0	19,0	4,90	47,62	SC
SK10	1,5-4,5	12,39		28,6	12,0	17,0	13,71	48,02	SC
SK12	3,0-7,5	14,39		27,7	9,50	18,0	39,20	25,54	GC
SK12	10,5-12,0	13,02		32,9	14,0	20,0	4,88	81,21	CL
SK13	1,5-4,5	11,90		27,5	10,0	17,0	52,94	14,06	GP-GC
SK14	2,5-3,0	14,70	17,60	28,2	12,0	16,0	2,38	68,12	CL
SK16	1,5-4,5	14,40	17,80	28,0	12,0	16,0	0,00	71,88	CL

Deney sonuçlarına göre su içeriği % 11,60 ile %20,10 arasında değişkenlik göstermektedir. Birim hacim ağırlık değeri 17,60 ile 17,80 kN/m³ değerleri arasında değişmekte olduğu belirlenmiştir. Atterberg deneyleri sonuçlarına göre LL değeri % 26,40 ile % 32,90 arasında; PL değeri % 9,50 ile 14,00 arasında; PI değeri ise % 16,00 ile 20,00 arasında değişmektedir. Elek analizi sonuçlarına göre çakıl oranı % 0,00 ile % 52,94 arasında değişmektedir. Silt-kil oranı ise % 14,06 ile % 81,21 arasında değişmektedir.

Deney sahasından alınan kaya numuneleri üzerinde yapılan laboratuvar deneyi sonuçları aşağıdaki gibidir (Tablo 4.14 ve 4.15).

Tablo 4.14 Laboratuvar deneylerinde elde edilen mukavemet parametreleri
değerleri

Sondaj No	Derinlik (m)	Birim Hacim Ağırlık	Tek Eksenli Basınç Dayanımı	Üç Eksenli Basınç Dayanımı		Nokta Yüklemeye Deneyi
		γ_n	q_u	c	ϕ	I_{S50}
		kN/m ³	MPa	MPa	°	MPa
ES 3	8,7	24,0				3,7
	10,0	25,7	3,07			
	16,0	24,2				2,25
	20,0	23,4				4,94
	22,5	26,4		1,24	41,94	
	25,5	26,3		2,03	56,44	
ES 4	8,3		17,94			
	14,7	21,0				2,14
	18,2	23,8				0,68
	19,8	27,9				0,64
	23,5	23,6	18,69			1,58
ES 6	7,5	25,6				2,19
	15,0	26,3				0,71
	22,5	27,0				5,87
SK 1	5,5-6,0					0,70
	9,0-10,5	25,0		4,1	41,01	
	9,0-10,5	25,9	40,35			
	10,3-10,5	27,4	22,83			
SK 2	4,5-6,0					0,71
	8,3-8,8	27,2		2,23	56,81	
SK 3	7,5-8,0					1,13
	8,4-8,9	26,7	5,06			
SK 4	9,7-10,0	28,0	44,78			
SK 5	1,5-4,5					1,27
	5,3-5,4					3,31
	10,0-15,0	24,8	4,39			

Tablo 4.15 Laboratuvar deneylerinde elde edilen mukavemet parametreleri
değerleri (devamı)

SK 6	8,00-11,00	26,1	23,32			
	10,50-13,00	26,3	23,77			
SK 7	8,00-8,30	26,2		5,95	38	
SK 8	15,00-18,00	25,6	5,71			
SK 10	15,00-18,00					1,06
SK 11	7,50-9,00					0,65
SK 12	14,00-15,00	26,6	16,14			
SK 13	7,50-9,00	25,5	4,51			
SK 13	12,00-13,50	23,3				
SK 14	2,50-3,00	17,6		5,8	48,06	
SK 14	13,50-16,50	24,9	17,47			
SK 15	3,00-6,00	23,4	5,2			
	7,50-9,50					1,13
	15,00-16,50	25,3				2,01
	17,00-18,00	26,2	17,66			
SK 16	1,50-2,00	18,82	1,18			
	6,00-9,00	25,5	40,37			
	12,00-13,50	26,7	39,25			
	15,00-16,50	26,9	48,34			
SK 17	0,00-1,50	26,6				2,36
	4,50-6,00	27,0	13,79			
	12,00-13,50	27,0	10,99			
SK 18	6,00-7,50	25,6				1,02
	15,50-16,00	21,2				0,77
SK 19	8,00-9,00	24,7				1,54
	15,00-16,00	26,8	24,79			
SK 20	0,00-1,50	21,5				0,94
	5,60-6,00	24,8				0,41
	12,50-14,00	22,0				0,05

Deney sahasındaki sondajlarda yapılan presiyometre deneyleri ile hesaplanan elastisite modülleri Tablo 4.16’da ki gibidir.

Tablo 4. 16 Presiyometre deneylerinde elde edilen Elastisite Modülleri

Sondaj No	Derinlik (m)	Kot	Net Limit Basınç (MPa)	Elastisite Modülü (MPa)	Sondaj No	Derinlik (m)	Kot	Net Limit Basınç (MPa)	Elastisite Modülü (MPa)
SK-1	6,0	+116.40	3,07	152,31	SK-11	4,0	+126.00	3,17	205,11
	10,0	+112.40	3,18	343,09		10,0	+120.00	3,18	237,8
	15,5	+106.90	0,73	370,74	SK-12	3,0	+127.00	3,17	168,09
SK-2	4,0	+118.80	3,16	154,67		8,0	+122.00	3,18	218,64
	8,0	+114.80	3,08	189,24	SK-13	3,0	+130.25	2,04	32,03
	15,0	+107.80	3,18	214,74		10,0	+123.25	3,18	249,92
SK-3	3,0	+116.40	0,43	10,14	SK-14	20,0	+113.25	3,08	255,39
	7,0	+112.40	3,07	179,56		4,0	+118.80	3,39	158,88
	16,0	+103.40	3,08	289,12	SK-15	10,0	+112.80	3,39	259,8
SK-4	3,0	+113.35	0,68	19		5,0	+113.75	3,08	193,96
	7,0	+109.35	3,08	202,26	SK-16	9,0	+109.75	3,08	252,4
SK-5	4,0	+112.20	3,08	179,74		3,0	+102.00	1,09	10,08
	9,0	+107.20	3,08	268,92	SK-17	5,0	+100.00	3,18	322,06
SK-6	3,0	+130.80	0,76	18,03		8,0	+97.00	3,18	350,14
	6,0	+127.80	3,09	141,12	SK-18	3,0	+109.00	3,4	208,86
	11,0	+122.80	3,07	188,64		7,0	+105.00	3,39	222,85
SK-7	8,0	+125.46	3,07	192,26	SK-19	4,0	+126.00	3,37	186,63
	11,0	+122.46	3,07	179,88		8,0	+122.00	3,39	221,04
SK-8	6,0	+137.00	3,39	255,33	SK-20	7,0	+132.85	3,4	180,94
	17,0	+126.00	3,38	190,06		17,0	+122.85	3,39	221,04
SK-9	5,0	+138.45	3,08	264,62	SK-20	3,0	+113.00	3,39	178,95
	10,0	+133.45	3,17	247,58		8,0	+108.00	3,4	203,07
	18,0	+125.45	3,08	232,59	SK-10	12,0	+104.00	2,47	32,45
SK-10	6,0	+135.40	3,08	237,93		15,0	+101.0	3,41	256,73
	17,0	+124.40	3,08	241,78					

Yukarıda detayı verilen arazi araştırmaları kullanılarak model deneyin gerçekleştirildiği alan için hesaplanan geoteknik bilgiler Bölüm 5’te verilmiştir.

ZAYIF KAYADA ÇİVİLİ KAZI DENEY MODELİ

5.1 Giriş

Kırıklı-çatlaklı kumtaşı, kıltaşı (grovak) gibi zayıf kaya tabir edilen birimlerde uygulanan çivili iksa sistemlerinin davranışının incelenmesi için bir dizi saha deneyi yapılmıştır. Deneylerde çivi/jeolojik ortam etkileşimi, çivilerin toptan stabiliteye etkisi ve çivili sistemin çalışma mekanizmasının incelenmesi amaçlanmıştır. Bu kapsamda kırıklı-çatlaklı kumtaşı, kıltaşı (grovak) ardalılarına sahip Adapazarı sınırları içindeki bir arazide 1:1 ölçekli model deneyleri yapılmış ve bu deneylerin sayısal analizleri gerçekleştirilmiştir.

Sahanın değişik noktalarında, değişik çap ve boylardaki çiviler üzerinde çekme deneyleri yapılarak zemin/çivi arasındaki sürtünme direnci belirlenmiştir. Ayrıca 1:1 ölçekli model deney yapılarak zayıf kayalarda çivili iksa davranışı incelenmiştir. Deneyde kazı yüksekliği 8,4 m olup deney kesiti düşeyde 5, yatayda 7 sıra çiviye sahiptir. Çiviler kademeli kazı yapılarak yerleştirilmiş ve nihai kazı derinliğine ulaşıldıktan sonra kesit üzerine sürşarj uygulanmıştır. Çivilerin gövdelerine şekil değiştirme ölçerler (strain gauge), kafa bölgelerine yük hücreleri (load cell), kesit üzerine düşey inklinometreler ve shotcrete kaplama üzerine topoğrafik ölçüm için reflektörler yerleştirilmiştir. Kademeli kazı ve yükleme süresince tüm ekipmanlardan ölçümler alınmış, alınan ölçümler ile tablo ve grafikler oluşturularak değerlendirilmiştir. Yapılan bu değerlendirmeler ile çivilerin ve zayıf kaya ortamının kazı ve sürşarj etkisinde davranışı belirlenmiştir.

5.2 Deney Sahası Zemin Araştırmaları

İnceleme sahası Sakarya İli, Adapazarı İlçesi, Taşkısığı Mahallesinde yer almaktadır. Model deneylerin gerçekleştirildiği alan %25 eğimde bir topoğrafyaya sahiptir.



Şekil 5. 1 İnceleme alanı uydu görüntüsü

İnceleme alanında 2018 ve 2019 yılında farklı iki firma tarafından jeolojik ve geoteknik etüd yapılmış ve bu kapsamda çeşitli zemin araştırmaları gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmalar sonucunda hazırlanan raporlara göre bölgede hakim formasyon Çakraz Formasyonudur (PTrç). Bütünüyle karasal çökellerden oluşan Çakraz Formasyonu, ayırtman kırmızı rengi ile tanımlanmaktadır. Birimin başlıca litolojisi karasal çakıltaşı, kumtaşı ve çamurtaşlarıdır [137]. İnceleme sahasının genel jeolojisi hakkında detaylı bilgi 4. Bölümde yer almaktadır.

Sahada 2018 ve 2019 yıllarında yapılan zemin etüd çalışmaları incelendiğinde model deneylerin yapıldığı bölgede 20,0 m derinlikte SK-18 sondajı ve 3 numaralı sismik ölçümün yapıldığı görülmektedir. SK-18 sondajında presiyometre deneyi yapılmış ve numuneler alınmıştır. SK-18 sondajına göre deney sahasında ayrışma derecesi farklı kumtaşı birimler yer almaktadır. Sondajın üst seviyesinden itibaren 4,0 m kalınlığında W5, bunun altında 8,0 m kalınlığında W2-W3 ve sonrasında W1-W2 ayrışma derecesine sahip kumtaşı birimler görülmüştür. Sondaj W1 ayrışma derecesine sahip kızıllımsı kumtaşı birimlerde sonlandırılmıştır.

Sismik deneylerde ilk tabaka için $V_{s30}=287$ m/sn ve sonraki tabaka için $V_{s30}=570$ m/sn olarak ölçülmüştür. Jeofizik deneylere göre 3 farklı tabaka görülmüştür. Sismik hızlara göre yapılan sınıflamaya göre 6,1 m derinliğe kadar zayıf ortam, 9,5

m derinliğe kadar orta ortam ve sonrasında sağlam ortam yer almaktadır. Model deney alanındaki kaya durumu göstermek üzere SK-18 nolu sondajın sandığının fotoğrafı Şekil 5.2’de sunulmuştur.

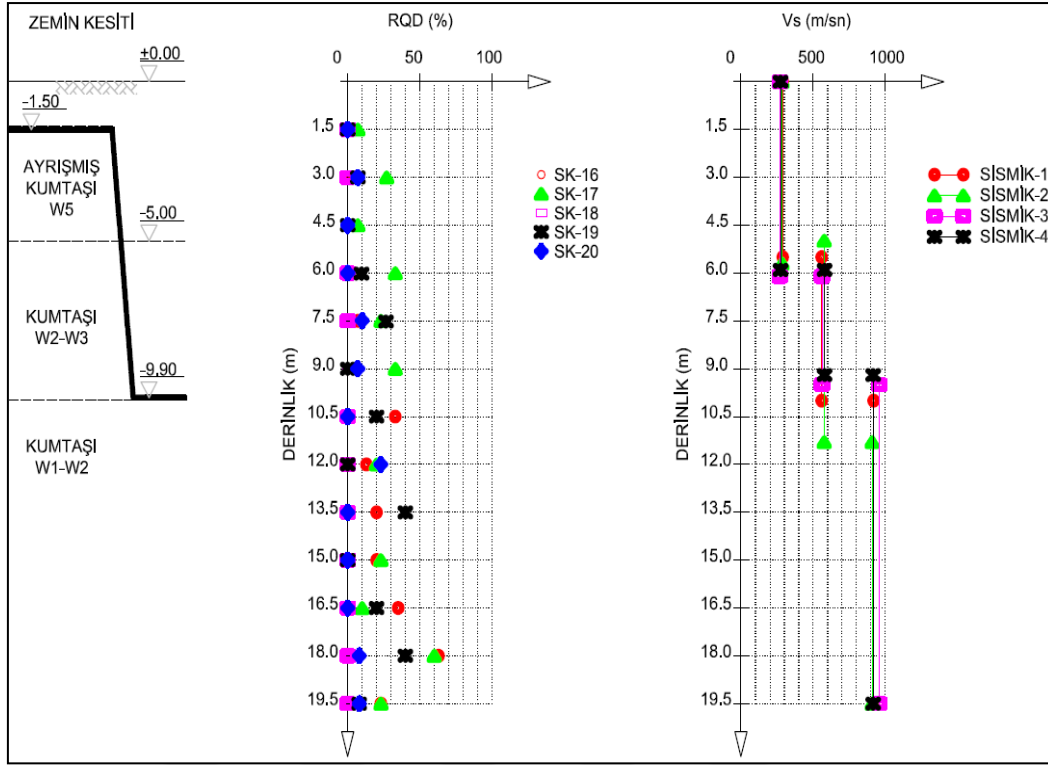


Şekil 5. 2 Model deney alanındaki SK-18 sondajının karot sandığı [138]

Model deneylerin yapıldığı bölgeye yakın sondajlardan alınan numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri ile sismik deneylerden elde edilen kaya parametreleri Tablo 5. 1’de ve idealize zemin profili Şekil 5.3’te sunulmuştur.

Tablo 5. 1 Deney alanında yapılan zemin etüd çalışmaları özet tablosu [137]

Sondaj No	Kot (m)	Derinlik (m)	RQD (%)	γ (kN/m ³)	$I_{s,50}$ (MPa)	q_u (MPa)	E_s (MPa)	V_s (m/sn)
SK-17	112,0	0,0-4,0	14	26.6	2.36		208.86	287
		4,0-8,0	33	27.0		13.79	222.85	500
SK-18	130,0	0,0-4,0	0				186.63	287
		4,0-8,0	0	25.6	1.02		222.85	500
SK-19	139,9	0,0-4,0	2				180.94	287
		4,0-8,0	12	24.7	1.54			500
SK-20	116,0	0,0-4,0	2	21.5	0.94		178.95	287
		4,0-8,0	3	24.8	0.41		203.07	500



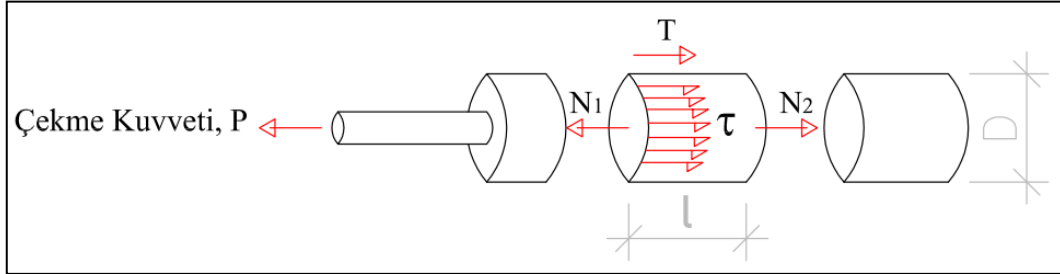
Şekil 5.3 İdealize zemin profili

5.3 Zayıf Kayada Çivi Çekme Deneyleri

Zemin veya kaya çivisi, şevleri stabilize etmek ve kaya bloklarını sabitlemek için yaygın olarak kullanılmaktadır. Çivilerde hedeflenen tasarım yükünün düşük deplasman mertebelerinde ve yeterli güvenlikle sağlandığını göstermek için çiviler üzerinde testler yapılmaktadır. Testler aynı zamanda yüklenicinin delgi, enjeksiyon ve diğer operasyonlarının doğrulamasını da sağlamaktadır. Uygulama sırasında delgi veya enjeksiyon yöntemlerinin değişmesi durumunda seçilen yönteme göre testler yapılarak çivilerin performansı tahmin edilebilir. Genelde her kademe çivide testler yapılarak bir sonraki kazı kademesine geçilir. Mevcut kademe testlerde başarısız olunması halinde delgi yöntemi veya enjeksiyon yöntemi değiştirilebilir [139].

Zemin/kaya-enjeksiyon ara yüzünün sürtünme direnci, çivili şevlerin veya duvarların tasarımında önemli bir parametredir ve sahada çivi çekme deneyleri ile belirlenebilmektedir. Sürtünme direnci, zemin tipi, delme yöntemi, enjeksiyon özellikleri, düşey toprak basıncı, toprak yoğunluğu, toprak genleşmesi ve doygunluk derecesi gibi bir dizi faktörden etkilenmektedir [140].

Çekme deneylerinde değişik derinliklere yerleştirilen gerinim ölçerler (strain gauge) sayesinde çivi ucundan uygulanan aksel çekme kuvveti altında zemine gömülü çivi boyunca oluşan aksel kuvvet (N), kayma kuvveti (T) ve kayma gerilmeleri (τ) hesaplanabilir.



Şekil 5. 4 Çekme kuvveti uygulanan çivide yük ve gerilme oluşumu

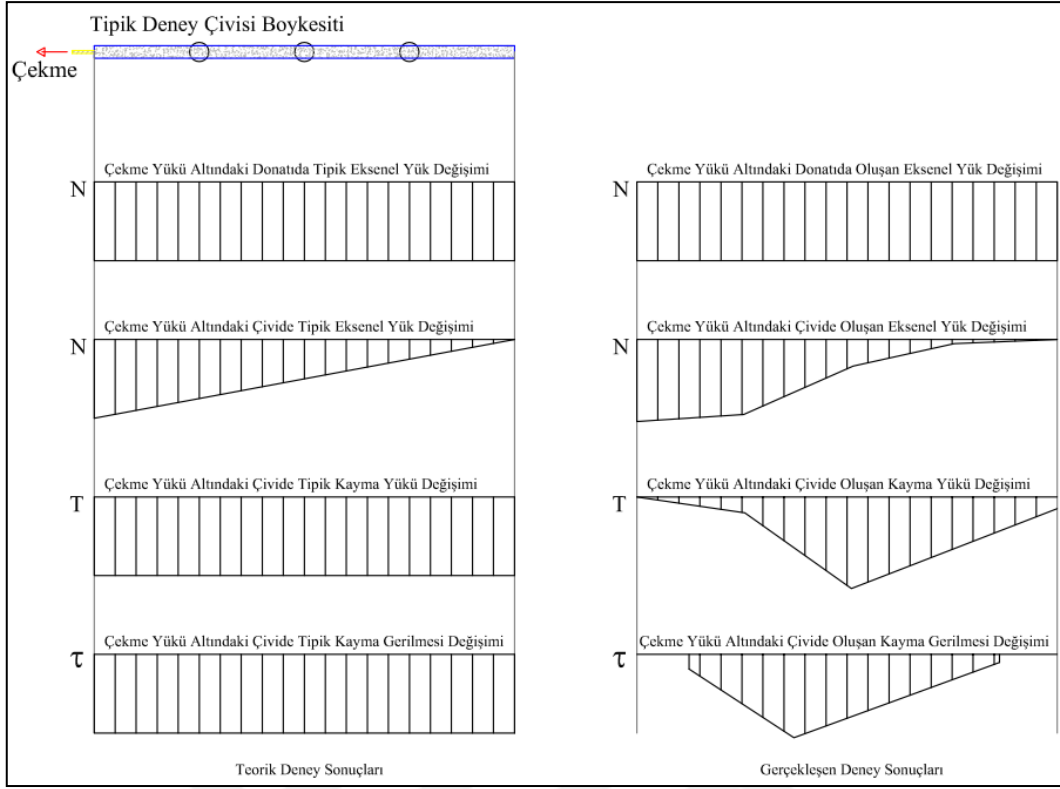
D çapında ve l boyundaki çiviye uygulanan P çekme kuvveti dikkate alınarak, çivinin l boyunda oluşan aksel kuvvetler N_1 ve N_2 , kayma kuvveti T ve kayma gerilmesi τ aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$T = N_1 - N_2 \quad (5.1)$$

$$\tau = \frac{T}{\pi D l} \quad (5.2)$$

Zemin ve kaya ortamlarda yapılan çivi çekme deneyleri ile ilgili literatürde oldukça geniş bilgilendirmeler yer almaktadır. Lum, W. [141] rezidüel zeminlerde imal edilen ve üzerlerine strain gauge yerleştirilen çivilerde aksel çekme deneyleri yapmıştır. Çiviler üzerinde oluşması muhtemel teorik yük dağılımları ile deneyler sonucunda gerçekleşen yük dağılımlarını karşılaştırmıştır. Buna göre rezidüel zemine gömülü çivi boyunca oluşan kuvvet ve gerilmeler üniform şekilde değil, gömülü çivi boyunca oluşan zemin direncine ve hissedilen aksel yüke göre değişmektedir.

Çivi çekme deneyleri ile çivilerin gerçek aksel kapasiteleri belirlenmekte ve tasarımda dikkate alınan çivi kapasiteleri kontrol edilmektedir. Zhang, L. L. [142] ayrılmış granit birimlerde yaptığı 167 adet çivi çekme deneyinde literatürde önerilen ve Tablo 3.9’da verilen çivi-zemin/kaya arasındaki sürtünme değerlerinin çok üzerinde değerler elde etmiştir.



Şekil 5. 5 Teorik ve uygulamalı çivi çekme deneyi sonuçlarının karşılaştırması
[141]

Ayrıca deneylerde çivi/kaya arasındaki sürtünme direncinin gömülü çivi derinliği ve efektif toprak basınçlarından etkilenmediğini belirtmiştir. Kılıç, A. [143] 7 ayrı tür kaya birimde yaptığı kaya bulonu çekme deneylerinde çivi-kaya arasındaki sürtünme direncinin lüteratürde önerilen değerlerin üzerinde olduğunu ve $\tau=400-3600$ kPa arasında değiştiğini belirtmiştir. Briaud [144] sert kil birimlerde yaptığı ankraj çekme deneylerinde ankraj kök kapasitelerinin enjeksiyonlu kök boyu ile doğru orantılı olmadığını hatta kök boyu arttıkça ankraj kökünde çekme yüklerinden kaynaklanan kılcal çatlakların oluşacağını ve kapasite kaybına neden olacağını savunmuştur. Ayrıca kök boyunun uzun olmasının ankrajın uzun vadeli krip davranışına olumsuz etki doğurabileceğini belirtmiştir.

Literatürde geniş yer bulan çivi çekme deneyleri üç ana başlıkta incelenebilir:

- 1) Doğrulama veya Nihai Yük Deneyi
- 2) Kanıt Deneyi
- 3) Akma Deneyi

Bu deneylere ilişkin açıklamalar aşağıda yapılmıştır.

5.3.1 Doğrulama veya Nihai Yük Deneyi

Doğrulama testleri çivi çekme kapasitesini belirlenmesi ve tasarımda kabul edilen sürtünme direncinin doğrulanması için kullanılır. Deney genelde göçme olana kadar veya minimum güvenlik katsayısı kullanılarak yapılmaktadır. Deney sayısı projenin büyüklüğüne ve zemin tabakalarının sayısına göre değişebilir. Değişen her zemin tabakasında en az iki adet doğrulama testi yapılması önerilmektedir. Doğrulama testleri projede kullanılmayacak ilave çiviler üzerinde gerçekleştirilir [139].

5.3.2 Kanıt Deneyi

Kanıt testleri uygulama devam ederken rastgele seçilen proje çivileri üzerinde uygulanmaktadır. Genelde toplam çivilerin %5'inde kanıt testi yapılmaktadır. Bu testler yüklenicinin yapım yönteminin iş boyunca sabit kaldığını kanıtlamak için yapılmaktadır. Kanıt testlerinde çivi üzerine genelde proje yükünün %150'sine kadar yük uygulanmaktadır [139].

5.3.3 Akma Deneyi

Akma testi, doğrulama ve kanıt testlerinin bir parçası olarak yapılmaktadır. Bu testte sabit yük altında çivideki uzama miktarı ölçülmektedir. Bu test ile çivinin tasarım yükünün tasarım ömrü boyunca güvenli şekilde taşındığı ispatlanmaktadır [139].

5.3.4 Test Ekipmanları

Çivi çekme deneyleri çivinin kafasına eksenel çekme yükü uygulanarak yapılmaktadır. İçi boş hidrolik piston yardımıyla çiviye kafa bölgesinden eksenel yük verilirken reaksiyon ise shotcrete yüzeyden alınmaktadır (Şekil 5.6). Çivinin kafa bölgesindeki reaksiyon gerilmelerinin çivinin gövdesindeki gerilmeleri etkilemesini önlemek için çivilerin ilk 1,0 m'si enjeksiyon yapılmayarak serbest boy olarak boş bırakılmalıdır.

Çivi çekme deneyinde aşağıdaki ekipmanlar kullanılmaktadır;

- 1 adet hidrolik piston ve yükleme ünitesi;
- 1 adet sehpa;

– En az 2 adet 0.01 mm hassasiyete sahip komparatör.

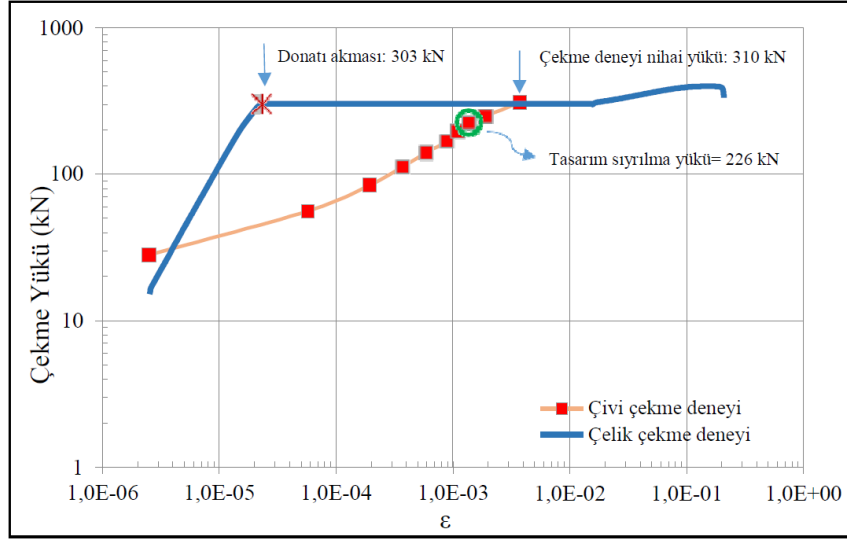


Şekil 5. 6 Çivi çekme deneyi düzeneği [145]

5.3.5 Kayada Çivi Çekme Deneyleri

Tez kapsamında gerçekleştirilen çivili derin kazıda kullanılan çivilerin enjeksiyonu ve zayıf kaya arasındaki sürtünme direncinin yerinde belirlenmesi için inceleme sahasının değişik noktalarında 15 adet çivi çekme deneyi yapılmıştır. Çekme deneyleri doğrulama testi prosedürüne göre, çivide göçme gerçekleşene kadar çekme yükü uygulanarak gerçekleştirilmiştir. Deneyde çivi donatısı için $D=28$ mm, 32 mm ve 40 mm çapında S420 sınıfı nervürlü inşaat demirleri seçilmiştir. Çivi delgileri $D=125$ mm çapında ve kuyu içi tabanca kullanılarak imal edilmiştir. Çivilerde ağırlıkça 2/3 su/çimento oranına sahip enjeksiyon kullanılmıştır. Çivilerin enjeksiyonlu kısımları 1,0 m ve 4,0 m olarak seçilmiştir.

Yapılan tüm deneylerde kaya/enjeksiyon arasındaki sürtünme yenilmeden önce nervürlü donatı kopmuştur. Dolayısıyla zayıf kaya ve çivi enjeksiyonu arasındaki sürtünme direnci tam olarak ölçülememiştir. Sahada yapılan SG-1 Deneyi grafiği ve sadece çivi donatısının akma grafiği örnek olması açısından aşağıda aynı ölçekte sunulmuştur (Şekil 5.7).



Şekil 5. 7 SG-1 çivisi çekme deneyi grafiği

Sahada yapılan tüm deneylere ait veriler Tablo 5.2’de verilmiştir.

Tablo 5. 2 Zemin çivisi çekme deneyi sonuçları

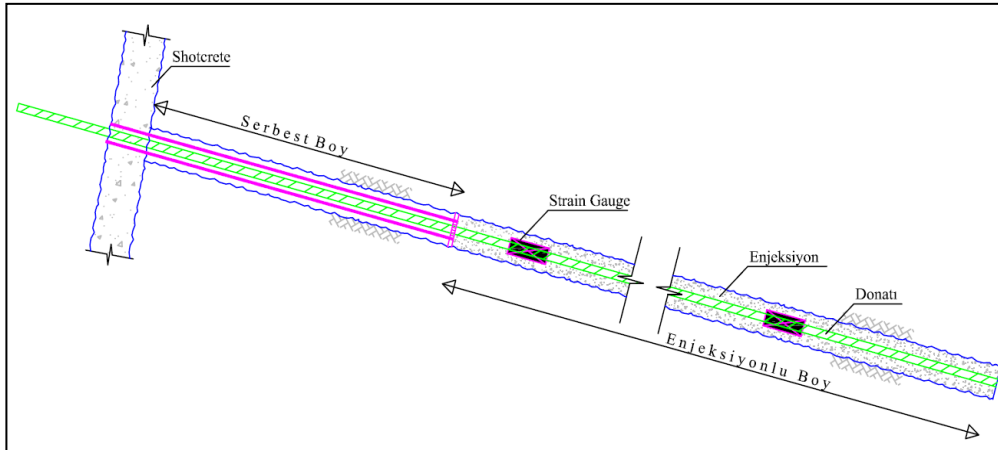
Deney No	Tarih	Çivi No	Enjeksiyon Boyu, L_{enj} (m)	Donatı Çapı, D (mm)	Delgi Çapı, D_{enj} (mm)	Nihai Eksenel Yük, T_{ult} (kN)	Sonuç
1	15.01.2020	1-3-1	1,0	28	125	307,0	Demir Kopma
2	25.01.2020	SG-1	4,0	28	125	310,0	Donatı Kopma
3	1.02.2020	1-3-2	1,0	28	125	-	Yapılamadı
4	17.02.2020	1-3-3	1,0	28	125	310,0	Donatı Kopma
5	10.02.2020	1-3-4	1,0	28	125	260,0	Donatı Kopma
6	20.02.2020	1-3-5	1,0	28	125	260,0	Donatı Kopma
7	28.02.2020	1-3-6	1,0	32	125	440,0	Donatı Kopma
8	13.03.2020	1-3-7	1,0	32	125	360,0	Donatı Kopma
9	13.03.2020	1-3-8	1,0	28	125	260,0	Donatı Kopma
10	1.06.2020	FG-2	1,0	28	125	260,0	Donatı Kopma
11	1.06.2020	SG-2	4,0	40	125	720,0	Donatı Kopma
12	22.06.2020	3-6-1	1,0	28	125	290,0	Donatı Kopma
13	11.09.2020	3-6-7	1,0	28	125	260,0	Donatı Kopma
14	11.09.2020	3-6-8	1,0	28	125	290,0	Donatı Kopma
15	20.09.2020	3-6-4	1,0	28	125	300	Donatı Kopma

Sahada yapılan iki çekme deneyinde zemin çivisi üzerine değişik derinliklerde strain gauge (birim şekil değiştirme ölçer) yerleştirilmiş ve çekme deneyi boyunca çivi gövdesindeki eksenel yük değişimi irdelenmiştir. Strain gaugeler kaynaklı tip seçilmiş ve çivilerin üzerine kaynakla tutturulmuştur (Şekil 5.8).



Şekil 5. 8 Zemin çivisi üzerinde kaynaklı strain gauge düzeneği

Gerinim ölçer kullanılarak yapılan çekme deneyinin sistem detayı Şekil 5.9’da verilmiştir.



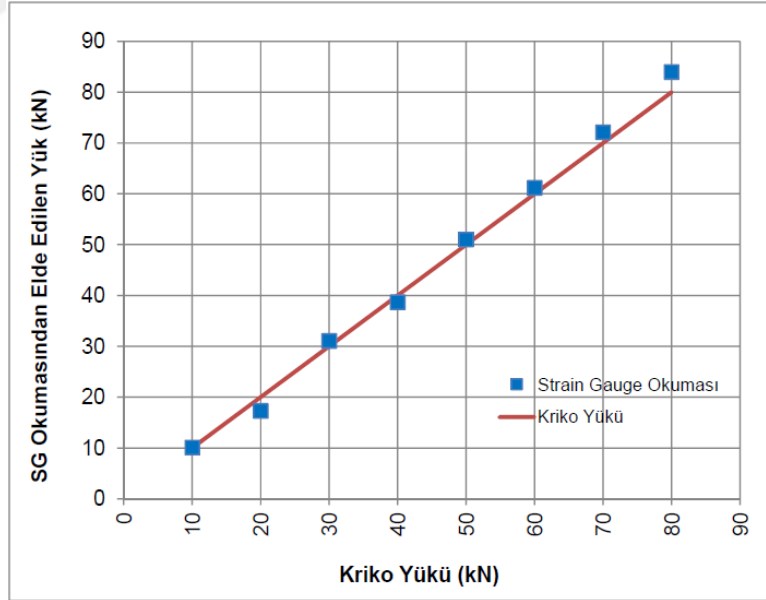
Şekil 5. 9 Çivi çekme deneyi detayı

Kullanılan strain gaugelerin tamamının kalibrasyon sertifikaları bulunmaktadır. Ancak strain gaugelerin doğru çalıştığının kontrol edilmesi için Yıldız Teknik Üniversitesi yapı laboratuvarında ilave testler yapılmıştır (Şekil 5.10).



Şekil 5. 10 Strain gauge doğrulama testi yapılışı

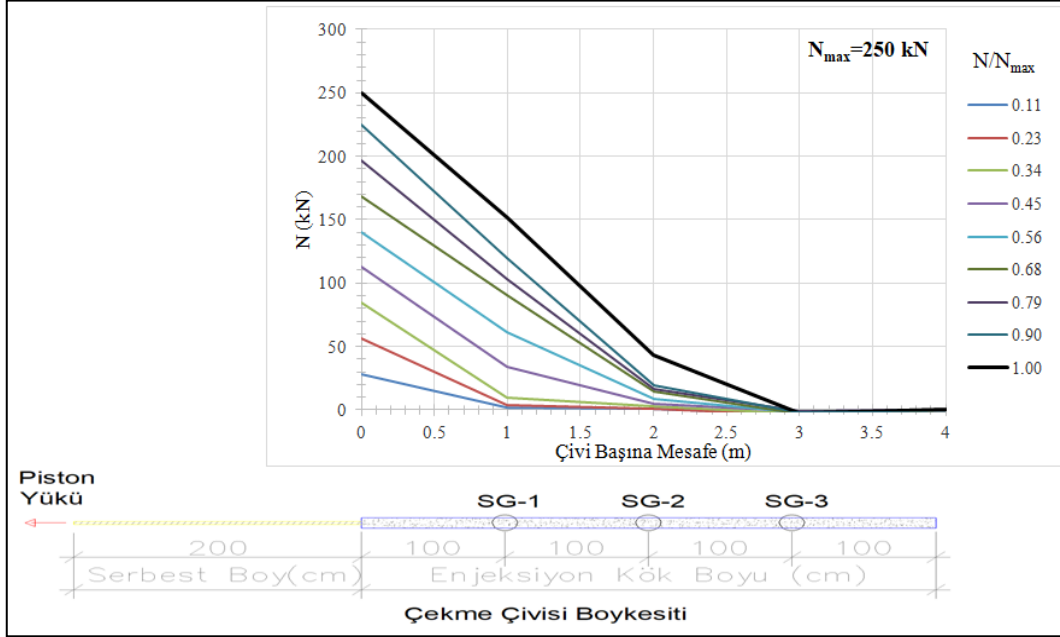
Testlerde üzerine strain gauge kaynatılan $D=14$ mm çapındaki nervürlü donatı akma dayanımına kadar çekmeye maruz bırakılmış, donatının akma eğrisi ile strain gaugelerin yük alma eğrisi karşılaştırılmıştır (Şekil 5.11). Deney sonucunda strain gaugelerin yükleme boyunca doğru değer verdiği görülmüştür.



Şekil 5. 11 Strain gauge doğrulama testi sonucu

Strain gauge kullanılarak yapılan çekme deneylerinde çivinin kafasından uygulanan eksenel kuvvetin çivi boyunca değişimi ölçülen eksenel şekil değiştirmelerden hesaplanmıştır (Şekil 5.12). Buna göre krikodan uygulanan 250 kN çekme yükü

enjeksiyonlu çivi bölgesinde hızlıca sönümlenmiş ve 3,0 m geride eksenel yük hissedilmemiştir.



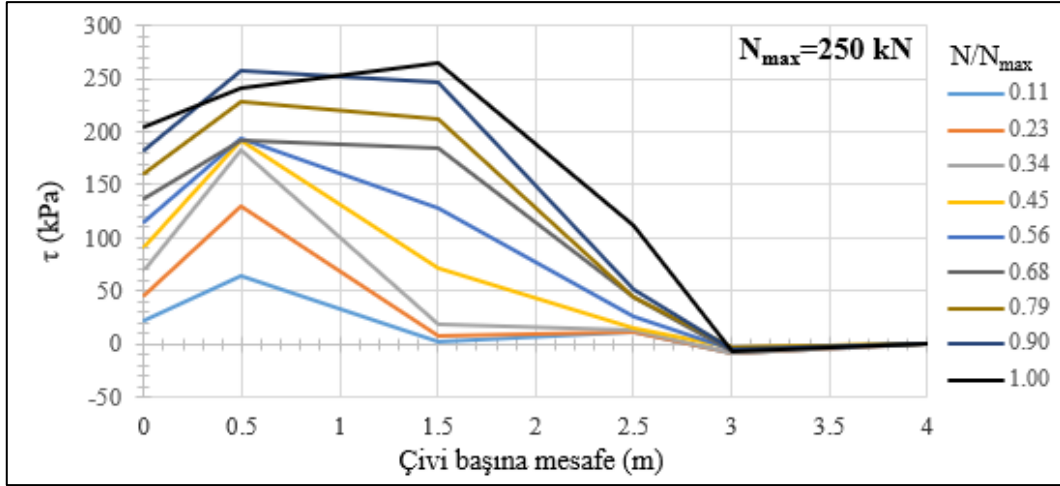
Şekil 5.12 Çekme deneyinde eksenel yükün çivi boyunca değişimi

Strain gauge kullanılarak yapılan deneylerde deney aletlerinden şekil değiştirmeler ölçülmekte ve buradan eksenel yüklerdeki değişimler hesaplanabilmektedir. Eşitlik 5.3'ü kullanarak çiviye çevreleyen kaya ve çivi enjeksiyonu ara yüzeyindeki kayma gerilmesi (τ) hesaplanabilir:

$$N = \pi D \int_0^L \tau dl \quad (5.3)$$

Eşitlikteki L çivi boyu ve N ise Şekil 5.10'da ki eksenel yük değeridir. Buradan L ve N kullanılarak her yük kademesindeki τ değeri Şekil 5.13'te ki gibi hesaplanmıştır.

Şekil 5.13'te gösterilen ve çivide yapılan çekme ile oluşan kayma gerilmeleri çivi boyunca literatüre uygun şekilde değişmiştir. Kayma gerilmelerinin çivi başından çivi sonuna gidildikçe azaldığı ve yaklaşık 3,0 m geride sıfırlandığı görülmektedir. Grafikte çivi başındaki kayma gerilmesi (bond stress, τ) hesaplanırken $dl=3,0$ m kabul edilmiştir. Buna göre çivi donatısı kopma yüküne kadar çekmeye maruz bırakıldığında çivi boyunun 2/3'lük kısmının bu yükü almaya yeterli olduğu söylenebilir.



Şekil 5.13 Kaya ve enjeksiyon ara yüzündeki kayma gerilmesi değişimi

İnceleme alanındaki kumtaşı birimde S420 tipi donatı ile imal edilen çivi akma dayanımına ulaşmış ancak çivi enjeksiyonu ile kaya arasında sıyrılma olmamıştır. Ayrıca çivi kafasından uygulanan yükün artması ile birlikte çivinin kafa bölgesinde hissettiği yükün daha gerilere aktarıldığı da grafiklerden net olarak görülmektedir.

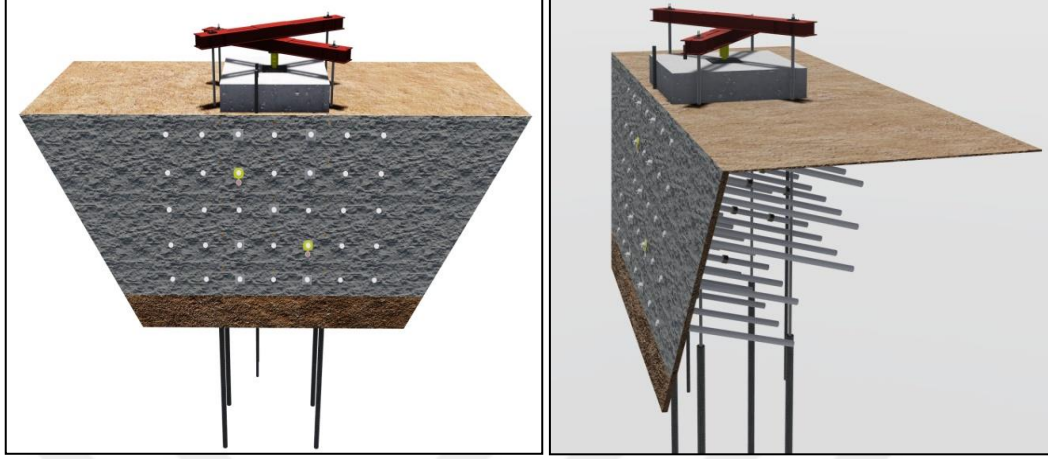
Deney sonucunda en büyük kayma gerilmesi 265 kPa olarak hesaplanmıştır. Bu değer literatürde kumtaşı birimler için önerilen sürtünme direnci ($q_s=200-300$ kPa) ile uyumlu bulunmuştur [15]. Ancak burada daha yüksek mukavemetli donatı ile deney yapılması halinde daha yüksek kayma gerilmelerinin elde edilebileceği de unutulmamalıdır. Sahada yapılan 1:1 ölçekli model deney tasarlanırken sürtünme direnci 200 kPa olarak öngörülmüştür. Seçilen sürtünme direnci deney sonucunda elde edilen en büyük sürtünme direncinden daha düşük öngörülmüştür.

5.4 1:1 Ölçekli Çivili Kazı Deneyi

5.4.1 Deney Modeli

Zayıf kayalarda yapılan çivilerin davranışının incelenmesi için inceleme sahasında 1:1 ölçekli çivili iksa deneyi yapılmıştır. Deneyde her biri 1,4 m derinliğinde 6 kademe kazı yapılmıştır. Yaklaşık kazı yüksekliği 8,4 m olup deney kesiti düşeyde 5, yatayda 7 sıra çiviye sahiptir (Şekil 5.12). Her kazı kademesinde çivi delgisi yapılmış, çiviler enjeksiyonlanmış, kazı yüzeyine hasır çelikler döşenmiş ve kuru karışım shotcrete betonu atılmıştır. Nihai kazı derinliğine ulaşıldıktan sonra yaklaşık 1 ay beklenecek ölçümler tekrarlanmıştır. Sonrasında ise kurulan özel yükleme düzeneği ile deney kesiti 300 ton eksenel yük ile yüklenmiştir. Çivilerin

gövdelerine şekil değiştirme ölçerler (strain gauge), kafa bölgelerine yük hücreleri (load cell), kesit üzerine düşey inklinometreler ve shotcrete kaplama üzerine topoğrafik ölçüm için reflektörler yerleştirilmiştir.



Şekil 5.14 1:1 Ölçekli yükleme deneyi boykesit ve kesit görüntüsü

Kademeli kazı ve yükleme süresince tüm ekipmanlardan ölçümler alınmış, alınan ölçümler ile tablo ve grafikler oluşturularak değerlendirilmiştir. Yapılan bu değerlendirmeler ile çivilerin ve zayıf kaya ortamının kazı ve sürşarj etkisinde davranışı belirlenmiştir. Sahada gerçekleştirilen tüm deney adımları Tablo 5.3'te sunulmuştur.

Tablo 5.3 Sahada yapılan deneylerin aşamaları

Sıra	Deney Aşamaları	Kazılan kalınlık (m)	Kazı Derinliği (m)	Ölçümler			
				İnklinometre	Şekil Değiştirme	Optik Ölçüm	Yük Hücresi
1	1. Kademe kazı	1,4	1,4	✓			
2	2. Kademe kazı	1,4	2,8	✓	✓		
3	3. Kademe kazı	1,4	4,2	✓	✓		✓
4	4. Kademe kazı	1,4	5,6	✓	✓		✓
5	5. Kademe kazı	1,4	7,0	✓	✓		✓
6	6. Kademe kazı	1,4	8,4	✓	✓		✓
7	Bekleme (30gün)		8,4	✓	✓		✓
8	Sürşarj		8,4	✓	✓	✓	✓

5.4.2 Deney Yerinin Belirlenmesi

Zayıf kayada yapılacak 1:1 ölçekli saha deneyi için sahanın özellikle “zayıf kaya” olarak adlandırılabilir, ayrışmış ve zayıf-orta dayanımlı (%RQD=25-50) kumtaşı birimlerinin olduğu bölge tercih edilmiştir. Ayrıca sahada sürdürülen inşaat faaliyetlerinden etkilenmeyecek ve inşaat sürecini de olumsuz etkilemeyecek bir lokasyon tercih edilmiştir. Kesit davranışına etkisi olmaması için deney alanında yüzeyde bulunan nebati toprak sıyrılmış ve eğimli saha düz hale getirilmiştir. Deney için 20,0 m uzunluğunda ve 8,5 m genişliğinde bir alan tahsis edilmiştir (Şekil 5.15).



Şekil 5. 15 1:1 Ölçekli yükleme deneyi alanı

5.4.3 İnklinometre ve Reaksiyon Ankrajlarının Delgisi

Kazıya başlamadan önce kazıda oluşacak yatay deplasmanların ölçülmesi için kazı bölgesine 3 adet inklinometre kuyusu imalatı yapılmıştır. İnklinometre kuyuları sırasıyla kazı ön yüzünün 0,25 m, 1,25 m ve 4,75 m gerisine gelecek şekilde imal edilmiştir. İnklinometrelere kuyularının boyu 13,0 m olarak seçilmiştir.

Ayrıca daha sonra yapılacak eksenel dış yükü zemine aktarmak için başlık kirişinin 4 köşesine gelecek şekilde reaksiyon ankrajları yapılmıştır. Ankrajlara sabitlenecek deney kirişleri ve kirişler altına koyulacak hidrolik krikolar ile zemine eksenel yük uygulanacaktır. Öngermeli ankrajlar, serbest boyu 11,0 m ve kök boyu 8,0 m olarak imal edilmiştir. Ankrajlarda 4 adet 0,6 inç öngermeli halat kullanılmıştır. Şekil

5.16’da inklinometre kuyuları ve reaksiyon ankrajlarının yerleri ile makine ile delgi imalatının fotoğrafı verilmiştir.



Şekil 5. 16 İnklinometre kuyuları ve reaksiyon ankrajları delgisi

5.4.4 İlk Kademe Kazı Yapılması

Çivili iksalarda kademeli olarak açık kazı yapılarak ilerlenmektedir. Uygulamalarda genelde kazı kademe yükseklikleri hasır çelik yüksekliği olan 2,0-2,1 m olarak tercih edilmektedir. Kazı kademelerinde delgi makinesinin belirli açıda delgi yapabilmesi için kazı kademesinin çivinin en az 50-75 cm altına kadar yapılması gereği göz önüne alınarak ilk kademe kazısı yapılmıştır. Kazı, projesinde belirtildiği şekilde kazı yüzeyi şevi 10:1 Eğimde düzenlenmiştir (Şekil 5.17).



Şekil 5. 17 İlk kademe kazı yapılması

5.4.5 Çivi Delgisi ve Enjeksiyonlanması

Çivi delgileri sahadaki kayanın sertliği ve ayrışma derecesine göre şekilde seçilen 5 inç çapında havalı makine (tabanca) ile yapılmıştır. Çivi delgilerinin projesine uygun açıda yapılabilmesi için terazi ile iki yönlü ölçüm yapılmıştır (Şekil 5.18).



Şekil 5. 18 Çivi delgisi ve terazi işlemi

Çiviler yatay düzlem ile 15° açı yapacak şekilde imal edilmiştir. Deney sahasındaki çiviler $D=14$ mm çapında, B420C (S420) tipi nervürlü donatıdan oluşturulmuştur. Çiviler üzerine, çivi boyunca aksenal kuvvetleri ölçmek için değişik derinliklere şekil değiştirme ölçerler (strain gauge) yerleştirilmiştir. Strain gaugeler kaynaklanabilir tipte seçilmiş ve çivi donatısı üzerine kaynaklanarak sabitlenmiştir. Çivilerin kuyuya yerleştirilmesi sırasında zarar görmemeleri için sadece strain gauge kısımları yumuşak plastik kaplama ile kapatılmıştır (Şekil 5.19).



Şekil 5. 19 Çivilerin kuyuya yerleştirilmesi

Çivilerde ağırlıkça su/çimento oranı 2/3 olan PÇ42,5 tipi çimento kullanılmıştır. Enjeksiyonlama işlemi düşük basınçlı pompalar ile kuyu içinden yapılmıştır (Şekil 5.20).



Şekil 5. 20 Enjeksiyon seti

Kullanılan enjeksiyondan numuneler alınmış ve üzerinde tek eksenli basınç deneyleri yapılmıştır. Deneylerden elde edilen serbest basınç dayanımı ve elastisite modülleri Tablo 5.4'te ki gibidir.

Tablo 5. 4 Numunelerin laboratuvar deneyi sonuçları

Numune No	Gün	Serbest Basınç Dayanımı, q_u (MPa)	Elastisite Modülü, E (GPa)	Poisson Oranı	Birim Hacim Ağırlığı, γ (kN/m ³)
1-1	7 Gün	12,69	4,28	0,29	17,3
1-2	14 Gün	14,46	5,00	0,20	16,7
2-1	7 Gün	11,91	3,00	0,40	17,8
2-2	14 Gün	24,28	6,00	0,30	17,1
3-1	7 Gün	9,58	1,62	0,20	16,2
3-2	14 Gün	10,74	5,33	0,13	17,8
4-1	7 Gün	8,09	2,66	0,23	17,3
4-2	14 Gün	9,16	2,50	0,40	16,8

5.4.6 Hasır Çelik Döşenmesi ve Püskürtme Beton Uygulanması

Çivilerin enjeksiyonlanmasından sonra kazı yüzeyine projesine uygun hasır çelikler yerleştirilir. Hasır çeliklerin düşeyde ve yatayda birleşim noktalarında en az 2 göz bindirme yapılmasına dikkat edilmelidir. Deney sahasında 2 sıra Q221/221 Tipi hasır çelik kullanılmıştır. Hasır çeliklerin zemine temasını engellemek ve birbirinden ayrı kalmasını sağlamak için özel plastik pas payları kullanılmıştır (Şekil 5.21).



Şekil 5. 21 Hasır çelik yerleştirilmesi

Çivilerin kafa bölgesine yiv (diş) açılarak somunlu birleşim yapılması sağlanmıştır. Hasır çelikler üzerine yerleştirilen açılı ve düz plakalar çivilere sıkılan somun sayesinde çiviye bağlanmış ve hasır çelik-çivi bağlantısı yapılmıştır. Püskürtme beton uygulanmadan önce kazı yüzeyi basınçlı hava kullanılarak toz ve çamurdan arındırılmıştır. Püskürtme beton uygulaması 450 dozlu (450 kg/m³ çimento miktarı) kuru karışım beton kullanılarak yapılmıştır (Şekil 5.22).

Bir sonraki kademenin kazısına geçmek için püskürtme betonun yeterli priz almasını beklenmiştir. Püskürtme beton uygulamasından 3 gün sonra bir sonraki kademenin kazısı yapılmıştır.



Şekil 5. 22 Püskürtme beton uygulanması

Sonrasında nihai kazı kotuna kadar delgi, enjeksiyon, hasır döşeme ve shotcrete atma işlemleri tekrarlanmıştır. Deney sahasında 1,4 m yüksekliğinde toplam 6 kademe kazı yapılmıştır. Nihai kazı kademesinde deplasmana ve/veya göçmeye izin vermek için çivi ve püskürtme beton uygulaması yapılmamıştır (Şekil 5.23 ve 5.24).



Şekil 5. 23 Deney sahası nihai kazı durumu önden görünüşü



Şekil 5. 24 Deney sahası nihai kazı durumu üstten görünüşü

5.4.7 Yükleme Deneyinin Yapılması

Yaklaşık 8,4 m yüksekliğindeki çivili kazı tamamlandıktan sonra yükleme deneyi hazırlıkları yapılmıştır. Bu kapsamda kesitin üzerine 4,2 m x 4,2 m boyutlarında yükleme başlık plağı inşa edilmiştir. Başlık plağı eksenel yük altında rijit davranacak şekilde donatılandırılarak 1,0 m yüksekliğinde yapılmıştır (Şekil 5.25).



Şekil 5. 25 Betonarme başlık plağı yapımı

Yükleme deneyi düzeneği 300 ton kapasiteli hidrolik piston, 2 adet yükleme kirişi, 2 adet 0,01 mm hassasiyetli komparatör kullanılarak oluşturulmuştur. Daha önceden imal edilen 11,0 m serbest boya sahip öngermeli ankrajlara sabitlenen çelik

reaksiyon kirişleri ile başlık plağı arasına hidrolik piston yerleştirilmiştir. Hidrolik piston elektrikli güç ünitesi ile beslenerek uzama yapmış, reaksiyon kirişleri ve başlık plağı arasında sıkışan piston sayesinde pistona verilen yük başlık plağına ve zemine aktarılmıştır (Şekil 5.26).



Şekil 5. 26 Yükleme deneyi düzeneği

Eksenel yük belirli bir programa göre uygulanmış ve boşaltılmıştır. Uygulanan yük ve bekleme süreleri Tablo 5.5'teki gibi programlanmıştır.

Tablo 5. 5 Yükleme deneyi programı

Basınç (Bar)	Yük Oranı (%)	Yük (ton)	Bekleme Süresi (dakika)
25	5	15	30
55	10	30	60
165	25	75	60
330	50	150	60
500	75	225	60
670	100	300	120
330	50	150	60
165	25	75	60
25	5	15	60

Her yük kademesinde tüm aletsel gözlem noktalarından ölçümler alınmış ve raporlanmıştır (Şekil 5.27).



Şekil 5. 27 Yükleme deneyi ölçümleri

5.5 Deneyde Yapılan Ölçümler

Saha deneyi zayıf kayalarda çivili iksa sisteminin davranışının incelenmesi için yapılmıştır. Saha deneyinde yapılan ölçümler; kazı kademeleri boyunca yapılan ölçümler ve yükleme deneyi sırasında yapılan ölçümler olarak ikiye ayrılabilir.

5.5.1 İnklinometre Ölçümleri

Derin kazılarda kazı sırasında oluşan yatay deplasmanın ölçülmesi için fiziksel ve geomatik yöntemler geliştirilmiştir. Fiziksel yöntemler ekstansometre, yük hücreleri, reflektörler, çatlak ölçerler ve inklinometrelerdir. Geomatik yöntemler ise nivelman, geomatik ağ yöntemi ve aliyman yöntemlerden oluşur. Fiziksel yöntemlerden olan ve sıkça kullanılan inklinometre, içinden geçtiği plastik veya metal borunun eksenine dik doğrultudaki hareketleri ölçen elektronik ünitelerden oluşur. İnklinometreler genel olarak üç bölümden oluşurlar (Şekil 5.28). Metal veya plastikten yapılan, kazıya başlamadan önce iksa hattının arkasına yerleştirilen ve içinde kanallar olan kılavuz borusu. Kazı derinliğinden daha aşağı inecek şekilde delinen deliklere, kalıcı olarak zeminde kalacak olan boru yerleştirilir ve bütün inklinometre okumaları bu borunun içerisinden yapılır. Elektronik ölçümler çelik muhafazalı sonda aleti ile yapılır. Ölçümlerde ölçeklendirilmiş kabloya bağlı ve bir

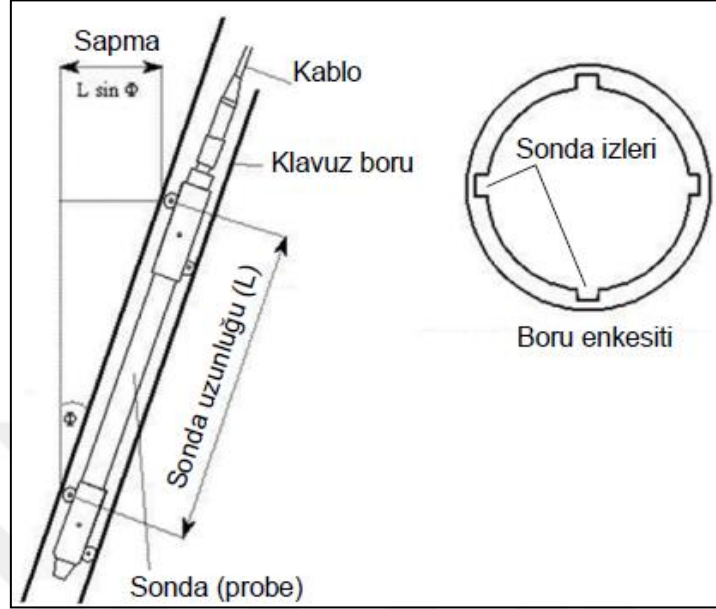
transdüserü olan seyyar prob kullanılır. Boru içine yerleştirilen prob ile her 50 cm ara ile okumalar alınır. Taşınabilir el bilgisayarı ve kullanılan yazılım ile kuyudaki sondanın eğimi elektronik olarak algılanır, derinliğe bağlı olarak yatay deplasmana çevrilir ve kaydedilir.



Şekil 5. 28 İnklinometre kuyusu kılıfları, prob, makara ve kablosu ile veri toplama el bilgisayarı

İnklinometrelerden ölçüm alınırken, elektronik prob ilk olarak en derin noktaya indirilir ve okuma buradan başlatılır. Kablo yukarı doğru çekilirken 50 cm veya 100

cm aralıklarla okumalar alınır ve probun o noktadaki eğimi ölçülür. Ölçülen eğim (ϕ) ve probun uzunluğu (L) kullanılarak okuma alınan her derinlikteki yatay deplasmanlar hesaplanır (Şekil 5.29).



Şekil 5. 29 İnklinometre çalışma mekanizması

Deney sahasında kazı kademeleri boyunca her kazı kademesinde ve yükleme deneyi sırasında her yük kademesinde inklinometrelerden deplasman ölçümleri yapılmıştır (Şekil 5.30).



Şekil 5. 30 İnklinometre okuma yapılması

5.5.2 Strain Gauge (Gerinim veya Birim Şekil Değiştirme Ölçer) Ölçümleri

Deney sahasında kullanılan 9 adet zemin çivisi üzerine toplam 32 adet birim şekil değiştirme ölçer konumlandırılmıştır. Gömülü yapılarda ve donatıya kaynak yapılması gereken durumlarda genellikle kaynaklı tip (weldable type) gerinim ölçerler kullanılmaktadır (Şekil 5.31). Gerinim ölçer, gerinim ölçümünün gerekli olduğu uygulama alanlarında titreşim tel (vibrating wire) teknolojisini kullanarak basınç ve çekme geriliminin büyüklüğü ve dağılımı hakkında bilgi verir. Tüm ölçüm cihazları, kullanıma hazır ve önceden gerilmiş titreşimli tele sahiptir.



Şekil 5. 31 Çiviye kaynaklı gerinim ölçer (Strain Gauge)

Kaynak yapılan, kuyuya yerleştirilen ve enjeksiyonu yapılan çivilerde enjeksiyon prizini tamamladıktan sonra tüm gerinim ölçerlerden okuma alınmakta ve bu okuma referans okuması olarak kaydedilmektedir. Kazı yapıldıktan sonra veya yükleme yapıldıktan sonra yapılan diğer okumalar referans okuması ile karşılaştırılmakta ve aradaki fark gerinim değişimi olarak kaydedilmektedir. Okumalarda elde edilen ‘+’ değerler çekme, ‘-’ değerler ise basınç gerilmesi olduğunu gösterir. Çivilerde zamana bağlı veya yüklemeye bağlı olarak deformasyonlar oluşmakta ve bu deformasyonlar titreşim teller sayesinde frekansa dönüştürülerek el bilgisayarı (data logger) ile okunmaktadır. Kazı sırasında her kazı kademesinde tek kanallı data logger kullanılarak veriler okunmuştur (Şekil 5.32).



Şekil 5. 32 Tek kanallı veri toplama sistemi

Ölçümlerde kullanılan el bilgisayarı ile titreşim tellerin frekansı (Hz), doğrusal sabit (B), sıcaklık (C) ve R sabiti gibi farklı değerler okunmaktadır. Her gerinim ölçer kendine has bir kalibrasyon faktörüne sahiptir. Cihazda okunan frekans değerlerinin gerilmeye çevrilebilmesi için bu kalibrasyon değerleri ve gerinim ölçerin içinde bulunduğu ortamın rijitliğinden (E) faydalanılır. Ham verilerin dönüştürülebilmesi için mikro gerilmeler, mühendislik birimlerine dönüştürülür. Her cihazın kalibrasyon değeri kutusu ile beraber kullanıcıya sunulmaktadır.

Sahada elde edilen ham frekans birimi (Hz) veya doğrusal rakam (B) değerleri ile mikro gerilme değişimi ($\Delta\mu\epsilon$) Eşitlik 5.4'te verilen formül ile mühendislik birimlerinde gerilmeler elde edilir.

$$B = \frac{Hz^2}{1000} \quad (5.4)$$

Sensördeki gerilme değişimi Eşitlik 5.5'te gösterilmiştir;

$$\Delta\mu\epsilon = B_f - B_i \times C_f \times G_f \quad (5.5)$$

$\Delta\mu\epsilon$: Mikro gerilme değerindeki değişim

B_f : Nihai B değeri (data logger çıktısı)

B_i: İlk B değeri (data logger çıktısı)

C_f: Kalibrasyon faktörü (cihaz sertifikasından edinilir)

G_f: Enjeksiyon faktörü

Enjeksiyon faktörü hesabı Eşitlik 5.6'da gösterilmiştir.

$$G_f = \frac{A_g}{E_{ave}} \quad (5.6)$$

A_g: Enjeksiyon kesit alanı

A_r: Çivi donatısı kesit alanı

E_g: Enjeksiyon elastisite modülü

E_r: Donatı elastisite modülü

E_{ort}: Ortalama Elastisite modülü olmak üzere;

Ortalama Elastisite modülü hesabı Eşitlik 5.7'de gösterilmiştir.

$$E_{ort} = \frac{A_r}{A_g} \times E_r + \left(1 - \frac{A_r}{A_g}\right) \times E_g \quad (5.7)$$

Her kazı kademesinde ve yükleme deneyi sırasında her yükleme kademesinde strain gaugelerden ölçüm yapılarak çivilerin üzerindeki birim şekil değiştirmeler ölçülmüş ve buradan eksenel kuvvetler hesaplanmıştır. Yükleme deneyi sırasında tüm ölçümler için çok kanallı veri toplama sistemi (data logger) kullanılmıştır (Şekil 5.33). Çivilere bağlı strain gaugelerden gelen tüm veriler kablolar vasıtasıyla data logger'a aktarılmış ve eş zamanlı bilgisayar programı ile veriler işlenerek kaydedilmiştir.



Şekil 5. 33 Çok kanallı veri toplama sistemi (data logger)

5.5.3 Reflektör Ölçümleri

Yükleme sırasında shotcrete kaplama yüzeyde oluşacak deplasmanları ölçmek için değişik kademelere toplam 30 adet reflektör yerleştirilmiştir (Şekil 5.34a). Her yük kademesinde topoğrafik ölçüm yapılarak her kademedeki reflektörde ölçülen x,y,z koordinatları değişimi kaydedilmiştir (Şekil 5.34b). Kademelere göre koordinatlardaki değişim miktarı hesaplanarak shotcrete yüzeyde oluşan deplasmanlar belirlenmiştir.



Şekil 5. 34 (a) Reflektörler ve (b) Topoğrafik ölçüm yapılması

Yükleme deneyi sırasında yapılan ölçümlerde sahada hazır bulunan topoğraftan faydalanılmıştır. Sahanın uygun yerine konumlandırılan total station aleti ile topoğrafik okumalar gerçekleştirilmiştir.

5.5.4 Load Cell (Yük Hücresi) Ölçümleri

Kazı sırasında ve yükleme deneyi boyunca çivilerin kafasında oluşacak eksenel yük değişimlerini ölçebilmek için iki adet çivinin kafa bölgesine load cell yerleştirilmiştir (Şekil 5.35). Load cell shotcrete kaplama yapıldıktan sonra altına ve üstüne çelik plaka gelecek şekilde çivi kafasına yerleştirilmiş ve somun yardımıyla sabitlenmiştir. Ölçümlerde 80 ton kapasiteli Hidromekanik marka hidrolik load cell tercih edilmiştir.



Şekil 5. 35 Çivi kafasına yerleştirilen yük hücresi (Load Cell)

5.5.5 Başlık Plağı Düşey Deplasman Ölçümleri

Yükleme deneyi sırasında başlık plağında oluşabilecek deplasmanları ölçmek için iki farklı noktada 0.01 mm hassasiyetli komparatörler ile düşey deplasman ölçümleri yapılmıştır (Şekil 5.36).

Deplasman ölçümü için kullanılan komparatörler 10,0 m uzunluğunda, yükleme plağından etkilenmemek için en uç bölgesinden yere sabitlenen bir demir profil üzerine mıknatıs ile yerleştirilmiştir. İki farklı noktadan deplasman okuması alınmış ve ortalaması başlık plağı deplasmanı olarak kabul edilmiştir.

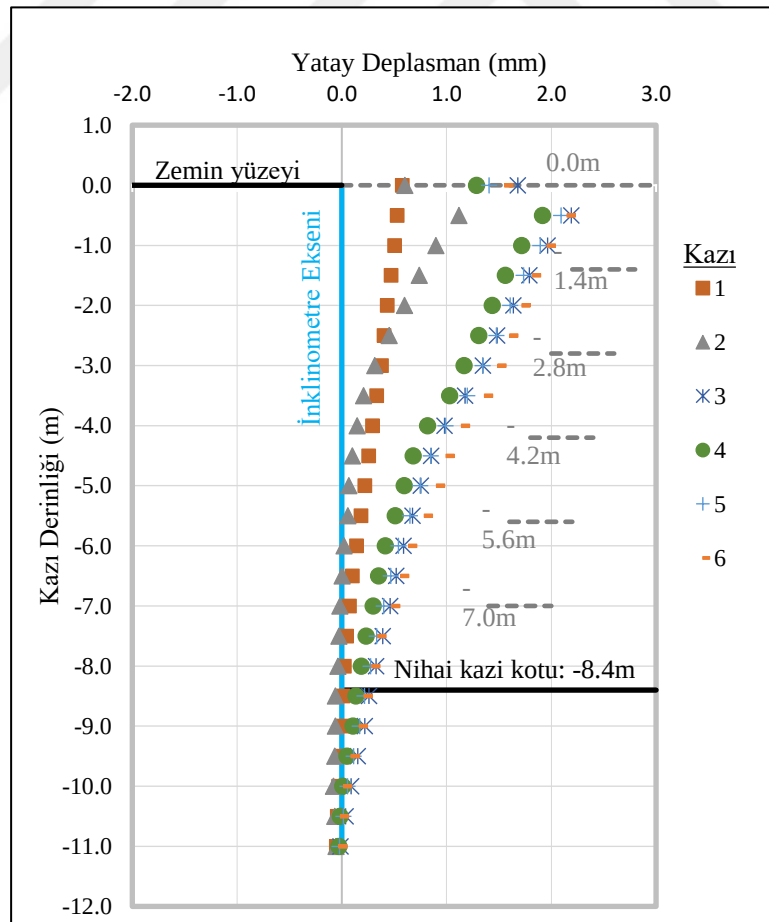


Şekil 5. 36 Başlık plağı deplasmanını ölçen komparatörler

5.5.6 Deney Sonuçları

5.5.6.1 İnklinometre Ölçüm Sonuçları

Kazı kesitinde 3 farklı noktada yer alan inklinometrelerden kazı sırasında ve yükleme sırasında deplasman ölçümleri yapılmıştır. İnklinometrelerde okunan değerler grafik olarak Şekil 5.37’de verilmiştir.



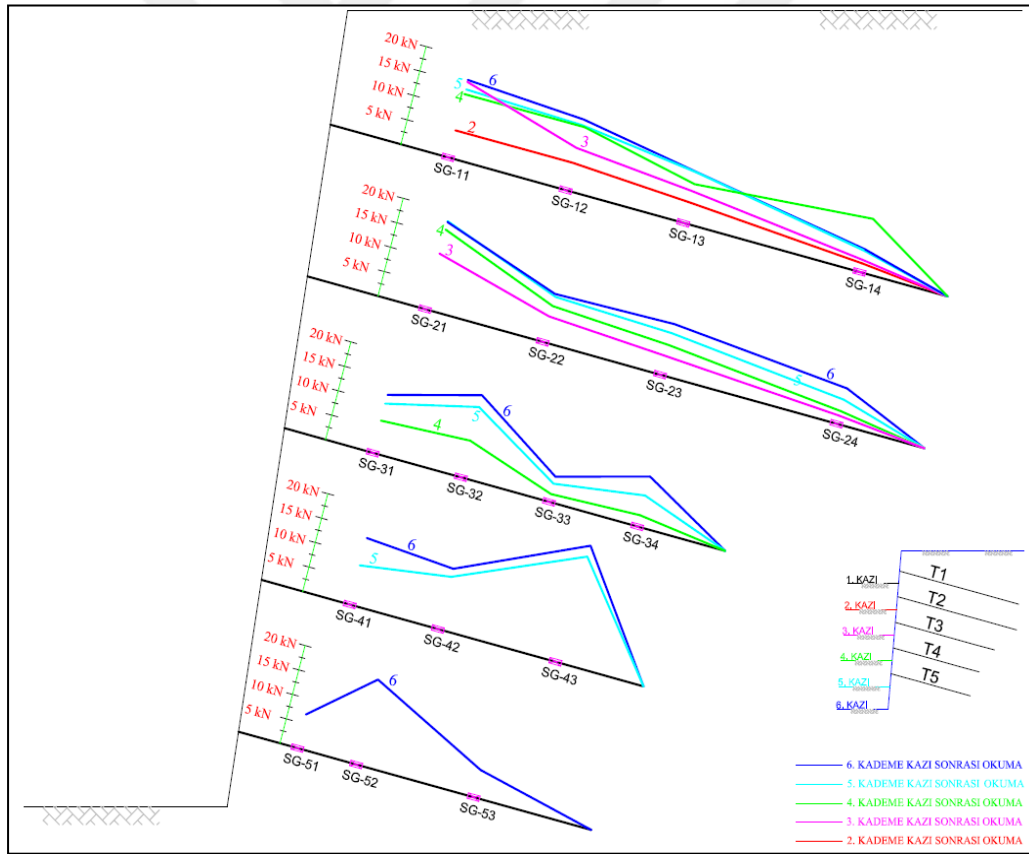
Şekil 5. 37 İnklinometre ölçüm sonuçları

Nihai kazı kademesinde 2 mm mertebesinde yatay deplasman ölçülmüştür. Ayrıca kazı sonrasındaki yaklaşık 1 aylık bekleme süresince ve sürşarj uygulanması sırasında inklinometrelerde herhangi bir değişim olmamıştır.

Kazı boyunca inklinometrelerden ölçülen yatay deplasmanlar literatürde yer alan deplasman/derinlik oranı (deformasyon) sınırının ($\Delta y = \%(0.1-0.5)H$) çok altında ($\Delta y = \%0.02H$) çıkmıştır [13].

5.5.6.2 Strain Gauge (Birim Gerinim Ölçer) Ölçümleri Sonuçları

Çiviler üzerine yerleştirilen gerinim ölçerlerden alınan okumalar değerlendirilerek kazı boyunca çivilerin gövdelerinde oluşan aksel kuvvet değişimleri takip edilmiştir. Kazı kademeleri sırasında gerinim ölçerlerden okunan şekil değiştirmeler kullanılarak hesaplanan normal kuvvetlerin (N) değişimi Şekil 5.38’de ki gibidir.

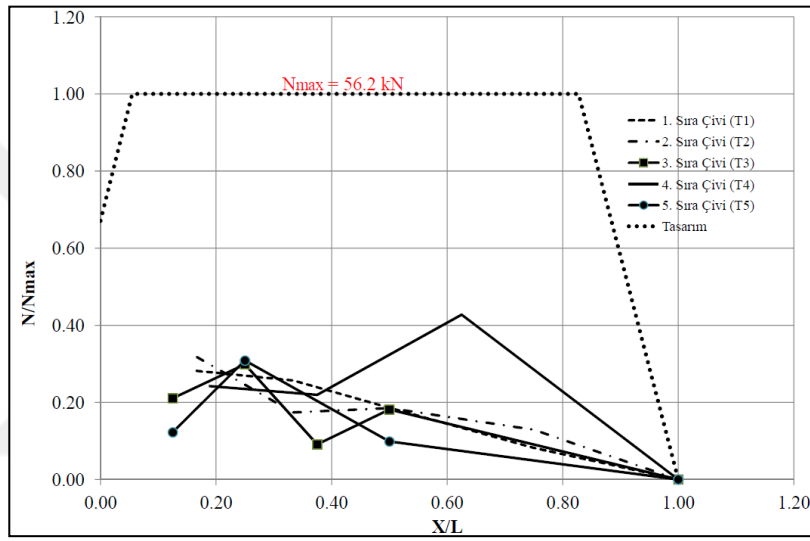


Şekil 5. 38 Çivilerde ölçülen kazı kademesine bağlı aksel yük değişimi

Şekil 5.38’de görüldüğü gibi çivilerde oluşan aksel kuvvetler çivinin konumuna, boyuna ve derinliğine bağlı olarak değişim göstermektedir. Grafığe göre kazı derinliği arttıkça oluşan yanal toprak itkilerine bağlı olarak çivilerin üzerinde etkili

olan eksenel kuvvetlerin (N) de arttığı görülmektedir. Bu durum beklenildiği şekilde kazı derinliğinin artması ile birlikte yatay deplasmanların oluştuğunun ve çivilerin çalışmaya başlayarak yüklendiğinin bir göstergesidir. Çivilerin kazı yüzeyinde yer alan püskürtme beton yüzeye bağlı kafa bölgelerinde daha fazla eksenel yük oluştuğu ve geriye doğru gidildikçe eksenel yüklerin azaldığı görülmektedir.

Nihai kazı kotunda çiviler üzerinde etkili olan eksenel yüklerin tasarım aşamasında kabul edilen eksenel yükler ile karşılaştırılması Şekil 5.39’da verilmiştir. Burada eksenel yükler çivi tasarım yükü (N_{max}) ile normalize edilerek gösterilmiştir.



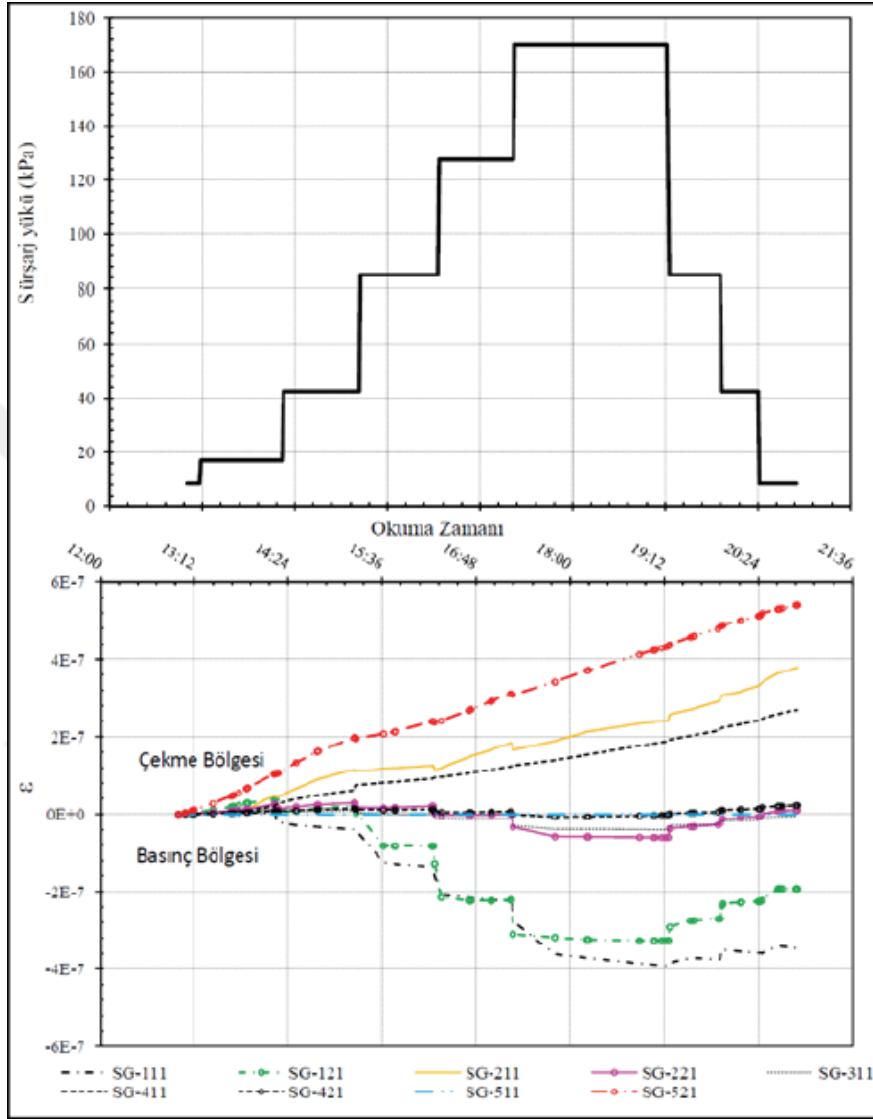
Şekil 5. 39 Nihai kazı durumunda çivilerdeki en büyük eksenel yük

Buna göre;

- Nihai kazı kotunda 1. ve 2. Sıra çivilerde çivi kafasında eksenel yükler daha fazladır,
- 3. ve 5. Sıra çivilerde çivi uzunluğunun kafadan itibaren 1/4'ünde eksenel yükler daha fazladır,
- 4. Sıra çivide kafadan itibaren çivi uzunluğunun 2/3'ünde en büyük eksenel yük görülmektedir,
- Ölçülen maksimum yük 4. Sıra çivi üzerinde ölçülmüştür ve çivi tasarım yükünün yaklaşık %40'ı büyüklüğündedir.

Tüm kazı tamamlandıktan sonra yaklaşık bir ay boyunca kazı yapılmadan bekleme yapılmış ve çivilerin eksenel yük değişimleri takip edilmiştir. Daha sonra deney kesiti üzerindeki 4,2x4,2 m boyutlarındaki başlık plağına 300 t düşey yük

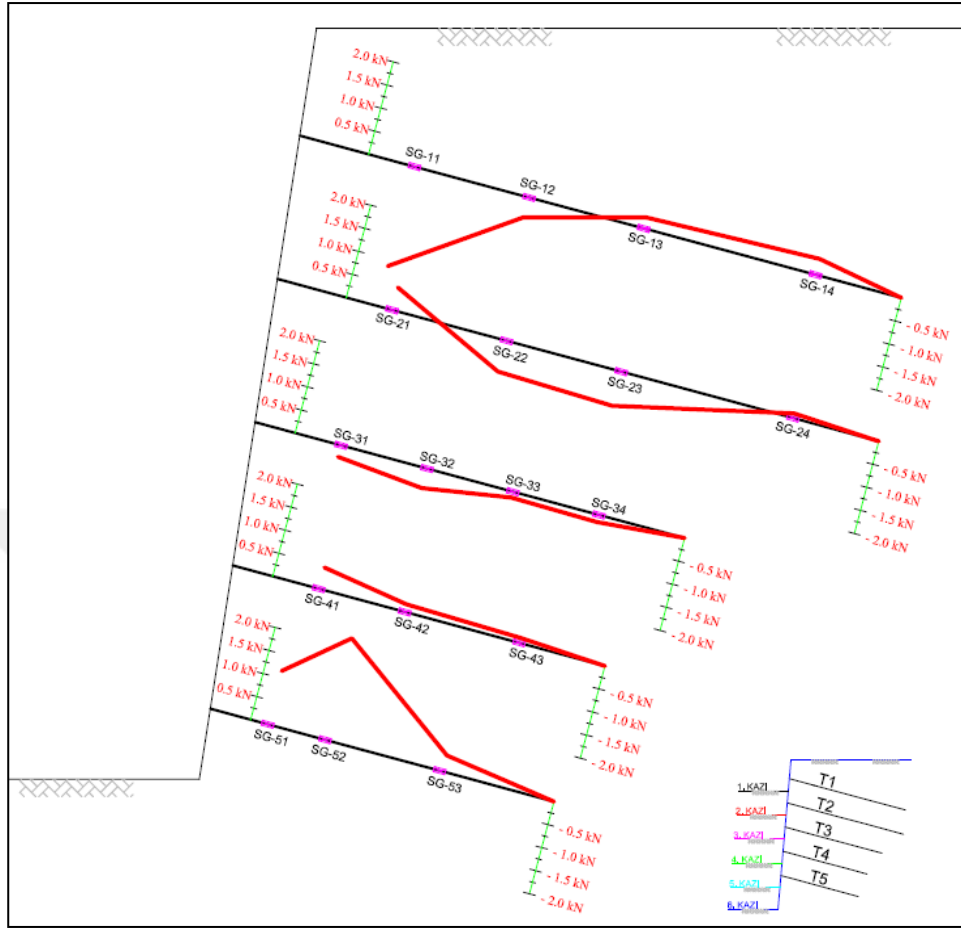
uygulanarak kesit üzerinde sürşarj basıncı oluşturulmuştur. Eksenel yük ile plak altında oluşturulan 170 kPa mertebesindeki sürşarj basıncı altında çivili iksanın davranışı incelenmiştir. Sürşarj kademeli olarak uygulanmış, 6 kademe yükleme ve 4 kademe boşaltma yapılarak yükleme sonlandırılmıştır (Şekil 5.40).



Şekil 5. 40 Sürşarj yükleri ve çivi kafalarında ölçülen şekil değiştirmeler

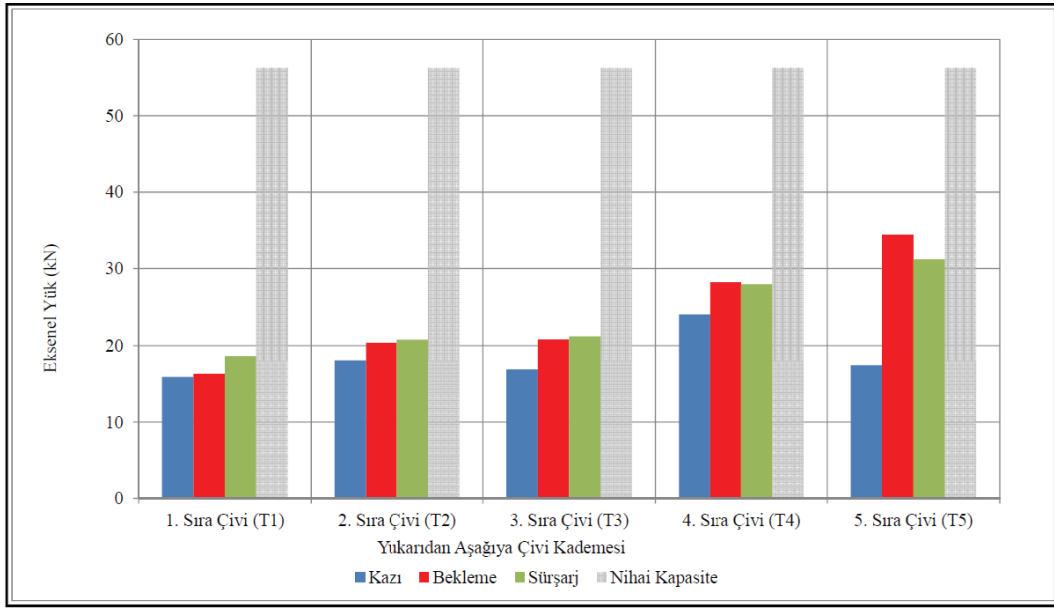
Şekil 5.38 incelendiğinde yüzeye yakın çivilerin kafa bölgelerinde negatif şekil değiştirmeler görülmektedir. Buradan hareketle özellikle 1 ve 2 numaralı çivilerin (SG-111 ve SG121) sürşarj basıncı altında kısaldığını ve çiviler üzerinde basınç kuvveti oluştuğunu söylenebilir. Sürşarj basıncı altında çivi boyunca ölçülen şekil değiştirmeler ve buradan hesaplanan normal kuvvet değişimleri Şekil 5.41’de verilmiştir. Bu değerler yalnızca sürşarj yüküne bağlı olarak gelişmiş ve kazı kademelerinden dolayı oluşan eksenel yükleri içermemektedir. Yükleme sırasında

yüzeye yakın çivilerde eğilmeye bağlı olarak basınç kuvvetlerinin oluşabileceği görülmektedir.



Şekil 5.41 Sürşarj yüklemesi sonucu oluşan ilave çivi yükleri

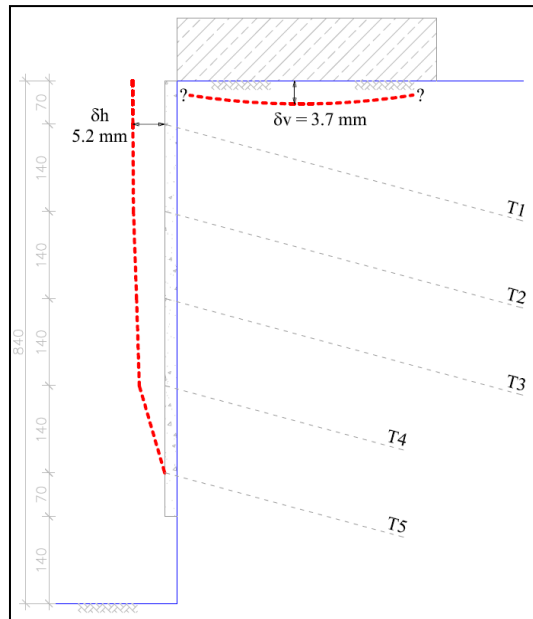
Çivilerde kazı, bekleme ve sürşarj etkisinde oluşan maksimum normal kuvvetlerin nihai kapasite de dikkate alınarak karşılaştırılması Şekil 5.42’de verilmiştir. Bu şekilden görüldüğü gibi çivilerin kazı ve sonrasındaki bekleme süresi ile 170 kPa sürşarj yüklemesi altında maruz kaldıkları toplam normal kuvvetler tasarımda dikkate alınan değerlerin altında kalmıştır.



Şekil 5. 42 Nihai kazı, bekleme süresi ve sürşarj sırasındaki çivilerde oluşan en yüksek toplam eksenel yükler

5.5.6.3 Reflektör Ölçümleri Sonuçları

Sürşarj yükleme sırasında shotcrete yüzeyde oluşacak deplasmanları ölçmek için 30 farklı noktada topoğrafik ölçüm alınmıştır. Sürşarj basıncı arttıkça püskürtme beton üzerinde yer alan reflektörlerden okunan yatay deplasmanların da arttığı görülmüştür (Şekil 5.43).



Şekil 5. 43 Sürşarj altında oluşan yatay ve düşey yer değiştirmeler

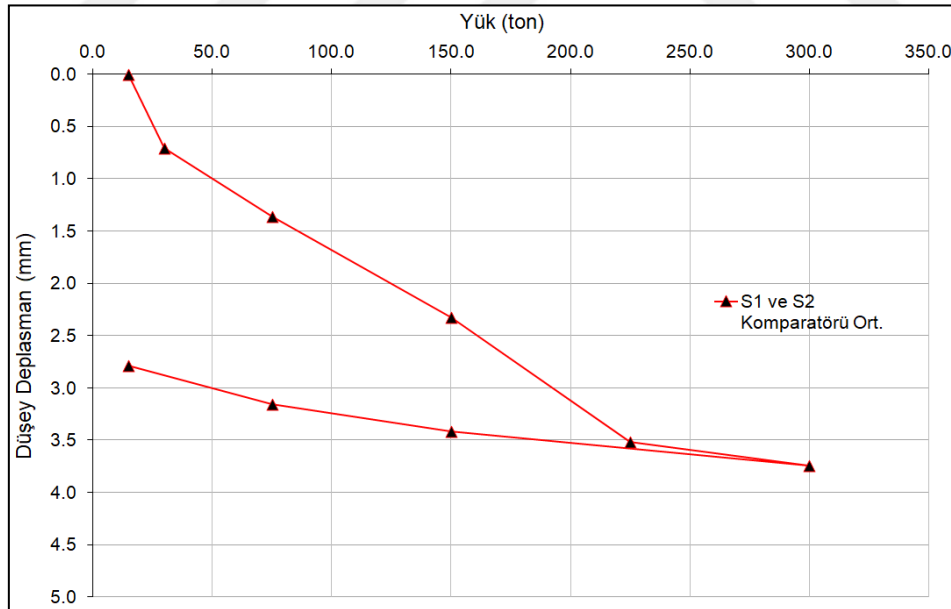
Kazı yüzeyine yakın bölgelerde püskürtme beton yüzeyinde 5 mm mertebesinde yatay yer değiştirme ölçülmüştür. Yükleme sırasında kazı tabanına yakın yüzeylerde yatay deplasman oluşmamıştır.

5.5.6.4 Load Cell (Yük Hücresi) Ölçümleri Sonuçları

Kesitte yer alan iki çivinin kafasına load cell yerleştirilmiş ve ölçümler alınmıştır. Kazı kademeleri yapılırken ve sürşarj uygulanırken her kademede yük hücrelerindeki (load cell) yük değişimleri okunmuştur. Kazı kademeleri sırasında veya sürşarj basıncı uygulanırken yük hücrelerinde yük değişimi gözlenmemiştir. Yük hücrelerinin hidrolik tip seçilmesi ve düşük yüklere karşı yeterli hassasiyette olmaması nedeniyle yük değişimlerinin ölçülemediği düşünülmektedir.

5.5.6.5 Başlık Plağı Düşey Deplasman Ölçümleri Sonuçları

Sürşarj sırasında her yük kademesinde başlık kirişinde iki adet komparatör ile düşey deplasman ölçümü yapılmıştır. Yükleme sırasında maksimum 3,7 mm deplasman oluşmuştur. Boşaltma sonrasında 2,8 mm kalıcı deplasman ölçülmüştür (Şekil 5.44).



Şekil 5. 44 Sürşarj yükleme kademelerine göre ölçülen düşey yer değiştirmeler

6

GERİ ANALİZLER

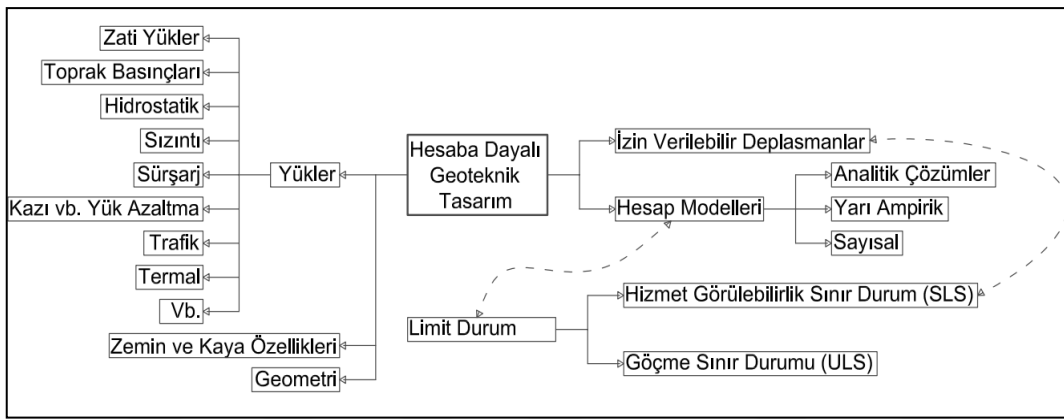
6.1 Giriş

Kazı destekleme sistemlerinin tasarımında jeolojik ortam, yeraltı suyu, çevre yapılar, trafik ve sürüş yükleri dikkate alınarak destekleme elemanlarının boyutlandırılması yapılır. Bu etkiler kazı ve inşaa adımlarına göre değişken olduğundan tasarımda dikkate alınmaktadır. Bu etkilerden dolayı destekleme sisteminin şekil değiştirmesi tasarımda dikkate alınması gereken diğer önemli bir olgudur. Destekleme sisteminin kazı ve inşaa durumuna göre hareketi çevre yapılar açısından son derece önemlidir. Kazı dolayısı ile çevre yapılarda meydana gelecek yer hareketleri onların zarar görmeyeceği seviyelerde olmalıdır. Bu durum tasarım sırasında destekleme sisteminin yer değiştirme miktarının ve buna bağlı olarak çevre yapıların altında oluşabilecek yer hareketlerinin hesaplanması ile tahmin edilebilir. Bu yer hareketleri ampirik bağıntılarla veya şekil değiştirme analizleri ile belirlenebilir. Şekil değiştirmelerin gerilme şekil değiştirme analizleri ile belirlenmesi durumunda destekleme elemanlarının kesit tesirleri de hesaplandığından tüm inşaa adımları dikkate alınarak sistem boyutlandırması bütünlük olarak yapılabilir. Böylesi detaylı bir hesap, sayısal analiz yaklaşımı ile kodlanmış bir yazılım kullanılarak gerçekleştirilebilir. Bu tasarım yaklaşımı için ticari yazılım paketleri geliştirilmiştir. Bu ticari paketler genellikle sonlu elemanlar veya sonlu farklar yöntemi ile jeolojik ortamın nonlinear malzeme gerilme şekil değiştirme davranışı, yer altı suyu, yapısal elemanlar, yapı zemin etkileşimini dikkate alarak kararlı ve kararsız statik ve dinamik analizleri bütünlük olarak yapabilmektedir. Bu tez kapsamında böyle bir ticari yazılım paketi olan Plaxis 2D tercih edilmiştir.

Zemin ve kaya çivilerinin tasarımında genellikle limit dengeye dayalı çözümler tercih edilmektedir. Bunun nedeni çivili desteklemenin çoğunlukla yer değiştirme probleminin olmadığı projelerde kullanılmasıdır. Serbest şev stabilitesi tasarımlarında yıllarca kolay olması bakımından ampirik bağıntılar tercih edilmiştir. Daha sonraları bilgisayar programlarının gelişimi ile beraber yaklaşık sonuç veren ampirik bağıntılar yerini daha doğru sonuçlar veren nümerik analizlere bırakmıştır. Son yıllarda tasarımlarda toptan göçme durumunu inceleyen “göçme

sınır durumu” (Ultimate Limit State – ULS) ve daha çok deplasmanları ve yapı elemanlarının durumunu inceleyen “hizmet görülebilirlik sınır durumu” (Serviceability Limit State – SLS) kavramları geliştirilmiştir [146].

Göçme Sınır Durumu (ULS), incelenen yapının tamamının veya elemanlarının göçme durumuna yaklaşacak kadar aşırı şekil değiştirmelerine sebep olacak mekanizmaları tanımlar. Hizmet Görülebilirlik Sınır Durumu (SLS) ise incelenen yapının ve/veya elemanlarının tamir gereksinimi duyulmadan kullanılabilecek durumdaki deplasman seviyelerini ifade eder [15]. Geoteknik tasarımda Şekil 6.1’de gösterilen bir dizi süreç yer almaktadır.



Şekil 6. 1 Hesaba dayalı geoteknik tasarım süreci

Literatürde sayısal analiz yöntemleri kullanılarak yapılan birçok çalışma yer almaktadır. Ma vd. [147], bir su yapısı projesi kapsamında kaya şevlerinin stabilitesini incelemiş, sismik gözlemler yapmış ve bunları 3D sayısal analizler ile modellemiştir. Lin P. vd. [148] bilgisayar temelli yapay sinir ağı teknolojisi kullanılarak çivilerin davranışını incelemiştir. Bilgisayar programları kullanılarak iksa tasarımı için yapılan çalışmalar her geçen gün artarak devam etmektedir. Zheng vd. [149], süreksizlikler barındıran kaya şevlerde yapılacak donatı tasarımı için bir yaklaşım geliştirmiştir. Çalışmada kaya bulonları ile güçlendirilen şevlerin analizi limit denge yöntemi ile çözülmüş ve teorik bir yöntem geliştirilmiştir.

Bu bölümde tez kapsamında sahada gerçekleştirilen 1:1 ölçekli model deneyin geri analizleri ele alınmıştır. Geri analizler kapsamında limit denge ve sonlu elemanlar analizleri yapılmıştır. Yapılan bu analizlerde kaya çivileri ile destekli bir kazının davranışı ve stabilitesi ile çivilerin performanslarının incelenmesi amaçlanmıştır.

Sahada yapılan 1:1 ölçekli deney modelinde göçme oluşmamıştır. Ancak geri analiz ile kazı sırasında sahada gerçekleşen deplasman ve çivi yüklerine benzer sonuçları veren zemin parametreleri belirlenmiştir. Model deney elastik zemin bünye modeli ile modellenerek zayıf kaya tabakaların elastisite modülü (E) tahmin edilmiştir. Stabilitate analizleri sayesinde ise tabakaların mukavemet parametreleri (c , ϕ) belirlenmiştir.

Bu bölümde çivili destekleme sistemlerinin sayısal analizleri ele alınmıştır.

6.2 Çivi ile Desteklenen Kazıların Tasarımında Kullanılan Hesap Yöntemleri

Yukarıda belirtildiği şekilde destekli derin kazıların tasarımında toptan göçme durumunu inceleyen göçme sınır durumu (ULS) ve yapısal elemanlarda hasar durumunu veya deplasmanı dikkate alan hizmet görebilirlik sınır durumunu (SLS) dikkate alınabilir. Bu iki temel mühendislik yaklaşımına göre derin kazı destekleme sistemlerinin projelendirilmesi için aşağıda verilen hesap yaklaşımlarından yararlanılabilir:

- Limit dengeye dayalı analizler
- Ampirik bağıntılar
- Elastik zemine oturan kiriş yöntemi
- Sayısal analizler

Bu analiz yaklaşımlarının ayrıntıları aşağıda verilmiştir.

6.2.1 Limit Dengeye Dayalı Analizler

Limit dengeye dayalı analizlerde destekleme sistemine etkiyen toprak basınçları, destek elemanlarının taşıma güçleri ve kazının toptan göçme durumu için stabilite tahkiki yapılır. Başka bir deyişle sistemin yerel ve genel stabilitesi limit denge durumu dikkate alınarak hesaplanır. Kuvvet dengesine dayalı bu yaklaşımda yerel ve genel stabiliteler ayrı hesaplar ile belirlenir. Bu yaklaşımda kazı ortamının, çevre yapıların ve destekleme elemanlarının yer değiştirmeleri belirlenemez. Limit denge yaklaşımının diğer olumsuz yanı kazı ortamındaki gerçek yer değiştirmeleri göz ardı ederek limit denge durumunu sağlayan yer değiştirmeler için toprak basınçlarının belirlenmesidir. Bu sebeple öngerme ankrajlar veya içten desteklerin

olduğu bir destekleme sisteminde toprak basınçlarının belirlenmesi için ampirik bağıntılar veya sayısal analizler kullanılır.

Limit denge yaklaşımı ile yapılan toptan göçme analizlerinde kama tipi veya dairesel bir kayma yüzeyi varsayımı yapılarak kazıyı göçmeye zorlayan ve göçmeye karşı koyan kuvvet ve momentlerin dengesi dikkate alınarak şevli ortamın göçmeye karşı güvenlik sayısı hesaplanır. Limit denge analizlerinde göçmenin belirli bir hat üzerinde oluşacağı kabul edilir. Göçme hattı üzerinde kayan kütle dilimler halinde veya bütün olarak ele alınır. Göçme hattı boyunca oluşacak gerilmeler ile göçmeye karşı koyan kayma mukavemetleri kıyaslanır. Analizlerin temelinde Mohr-Coulomb göçme modeli ile şevlerin denge şartı aranmaktadır [150]. Yıllar içerisinde birçok araştırmacı tarafından limit denge prensibine dayalı çeşitli yaklaşımlar önerilmiş ve geliştirilmiştir. Bu yöntemlerden bazıları Fellenius (1936) Yöntemi, Bishop (1955) Yöntemi, Morgenstern-Price (1965) Yöntemi, Spencer (1967) Yöntemi ve Janbu (1973) Yöntemi olarak sıralanabilir. Singh vd. [151], bazı sınırlamaları olmasına rağmen limit denge yöntemlerinin genelde güvenilir sonuçlar verdiğini belirtmiştir. Ancak analizlerde bir anda tüm kayma mukavemetinin mobilize olması nedeniyle olduğundan daha düşük güvenlik katsayıları verebileceği de vurgulanmıştır.

Limit denge yöntemi, sadece zeminin dayanım bilgilerini gerektirdiği ve basit olduğu için tercih edilmektedir. Ancak bu yöntemde yapı zemin etkileşimi, deplasmanlar ve kazı öncesi durum hakkında yeterli bilgi elde edilemez. Yöntemde ayrıca sadece iki boyutlu analizler yapılabilir.

Bu tez kapsamında yapılan limit denge analizlerinde limit denge yöntemi ile çözüm yapan Talren 4 v2.03 ticari yazılımı kullanılmıştır [152]. Talren programı donatılı veya donatısız şevlerin stabilitesini araştırmak için hazırlanmış bir paket programdır. Program, dairesel veya düzlemsel olası göçme daireleri üzerinde moment (Bishop veya Fellenius) ve kuvvet eşitliğine bakarak güvenlik katsayısı hesaplamaktadır. Aynı zamanda akma dayanımı tasarımı (yield design) yaparak logaritmik kayma düzlemine sahip şevler için de hesaplama yapabilmektedir. Talren programında çivilerin çekme, kesme, basınç kuvvetleri ve eğilme momentleri rahatlıkla hesaplanabilmektedir. Tez çalışmalarında Bishop Yöntemi kullanılarak değişik zemin ve ayrılmış kaya ortamlarda stabilite analizleri yapılmıştır.

6.2.2 Ampirik Bağıntılar

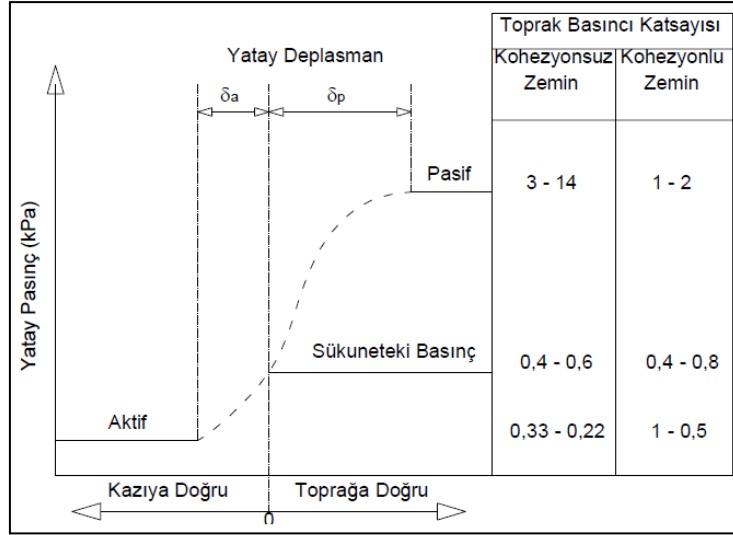
İksalı derin kazıların ampirik bağıntılar ile çözülmesine yönelik çeşitli bağıntılar 3. Bölümde verilmişti. Bu bölümde genel olarak iksalı derin kazıların hesaplarında kullanılan yanal toprak basınçları ve özellikle çivili iksa sistemlerinde çivi kapasitesini tayin etmek için kullanılan ampirik bağıntılar üzerinde durulmuştur.

6.2.2.1 İksa Sistemlerine Etkiyen Yanal Toprak Basınçları

İksa sistemlerine etkiyen yanal toprak basınçları, sükunetteki zemin danelerinin, kazı ve sıkıştırma gibi hareketlere maruz kalarak harekete zorlanması ile gelişir. Yatay toprak basıncı düşey toprak basıncına bağlı bir gerilme türüdür. Derin kazılar tasarlanırken seçilecek iksa elemanları için çeşitli yanal yük kabullerinden faydalanılır [27]. Tasarım yapılırken yanlış yük kabulü yapılması güvensiz veya aşırı güvenli çözümler doğurabilir. Derin kazı destekleme sistemlerinde kullanılan yük kabullerinde, zeminin özelliği, iksanın ömrü, iksanın kullanım amacı, deplasman hassasiyeti vb. birçok değişken etkilidir. Yanal toprak basınçları genelde, Mohr kırılma zarflarından elde edilen yöntemler kullanılarak ön görülmektedir.

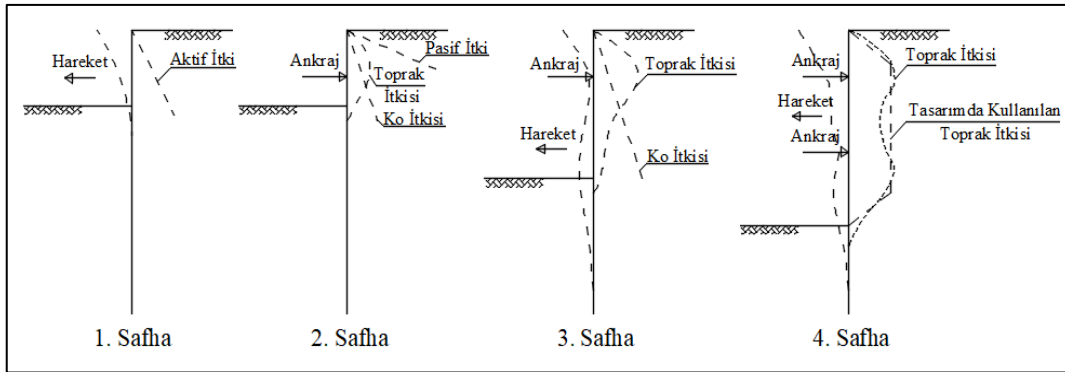
Genel olarak yatay toprak basıncı zeminin hareketine bağlı oluşmaktadır. Kazıda herhangi bir hareket yok ise bu değer referans değer olarak kabul edilir ve sükunetteki toprak basıncı olarak adlandırılır. Toprak hareketi kazı çukuru içine doğru olursa zeminde gevşeme olur ve toprak basıncı azalır. Bu durumda kazı aynası arkasında aktif toprak basıncı gelişir. Zemindeki hareket ters yöne doğru olursa zemin sıkışarak toprak basınçları artacaktır. Bu durumda ise pasif toprak basıncı oluşur (Şekil 6.2).

Derin kazılarda yatay toprak basınçları genelde Coulomb ve Rankine Teorisi baz alınarak hesaplanır. İksalı derin kazılarda değişik etkiler nedeniyle toprak basınçları konsol kazılardan farklı olmaktadır. İksa yöntemi, oluşan deplasman, kazı kademelerinin sayısı gibi birçok faktör toprak yüklerinin oluşumunu etkilemektedir.



Şekil 6. 2 Harekete bağlı yatay toprak basınçları [27]

Bilindiği üzere Coulomb ve Rankine Teorisi rijitliği yüksek dayanma yapılarında geçerli olmaktadır. İstinat duvarları ile kıyaslandığında iksalı kazılardaki elemanların daha narin olduğu ve deplasman şekillerinin farklı olduğu söylenebilir. Düşey iksa elemanının her kazı kademesindeki deplasmanı ile arkasındaki toprak itkisi değişmektedir. İksalı kazılarda gelişen yatay toprak itkileri Şekil 6.3'te gösterilmiştir.

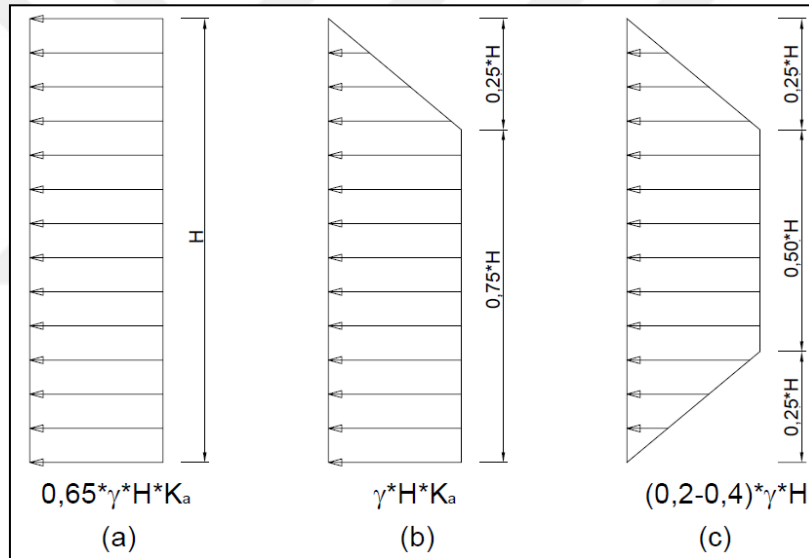


Şekil 6. 3 İksalı derin kazılardaki yatay toprak itkilerinin oluşumu [149]

İksalı derin kazı yapılırken ilk kademe kazıldığında (1. Safha) düşey eleman konsol çalışır ve aktif toprak itkisi oluşur. Bu kademede yapılan ankraj ile yanal yüklerin alınması amaçlanır (2. Safha). Ankraj elemanına uygulanan germe yükü oluşan yanal itkidenden daha fazla olursa iksa duvarı arkasında pasif toprak itkisi oluşabilir. Ankraj germe ve sonraki kazı kademesinden sonra toprak yükleri tekrar değişecektir. Bu aşamada ikinci kademe kazı sebebiyle toprak yüklerinde tekrar

düşme olacak ve kazı tabanında minimuma inecektir (3. Safha). Daha sonra ikinci kademe ankraj gerildiğinde üst kademedeki ankrajın yükünün azalması beklenir. Bu kademedeki ankrajın arka bölgesinde de üst kademedeki ankraj gibi pasif toprak itkisi oluşabilir. Böylece sırasıyla kazı ve ankraj yapıldıkça trapez şeklinde yük dağılımı oluşacaktır (4. Safha). Daha sonra yapılacak kazı ve ankrajlarda da ilk kademelerde oluşan yüklere benzer itkiler oluşacaktır [21].

İksalı kazılarda oluşan gerçek yanal toprak yüklerinin tam olarak anlaşılammaması sebebiyle birçok araştırmacı tarafından çeşitli toprak yükü dağılımı kabulleri yapılmıştır. İksalı kazılarda kazı derinliğine bağlı olarak gelişen yatay toprak basınçları için ilk çalışmalar Tarzaghi (1943) ve sonrasında Terzaghi ve Peck (1967) [3] tarafından yapılmıştır (Şekil 6.4).



Şekil 6. 4 Peck (1969) tarafından önerilen toprak yükü dağılımı

Bu öneride kohezyonsuz zeminler için (Şekil 6.4-a);

$$\sigma_a = 0.65\gamma HK_a \quad (6.1)$$

yumuşak ve orta katı killer için (Şekil 6.4-b);

$$\sigma_a = \gamma HK_a \quad (6.2)$$

eşitliği kullanılmaktadır. Yumuşak ve orta katı killerde aktif toprak itkisi katsayısının (K_a) bir m faktörü ile azaltılabileceği önerilmektedir.

$$K_a = 1 - m \frac{4c_u}{\gamma H} \quad (6.3)$$

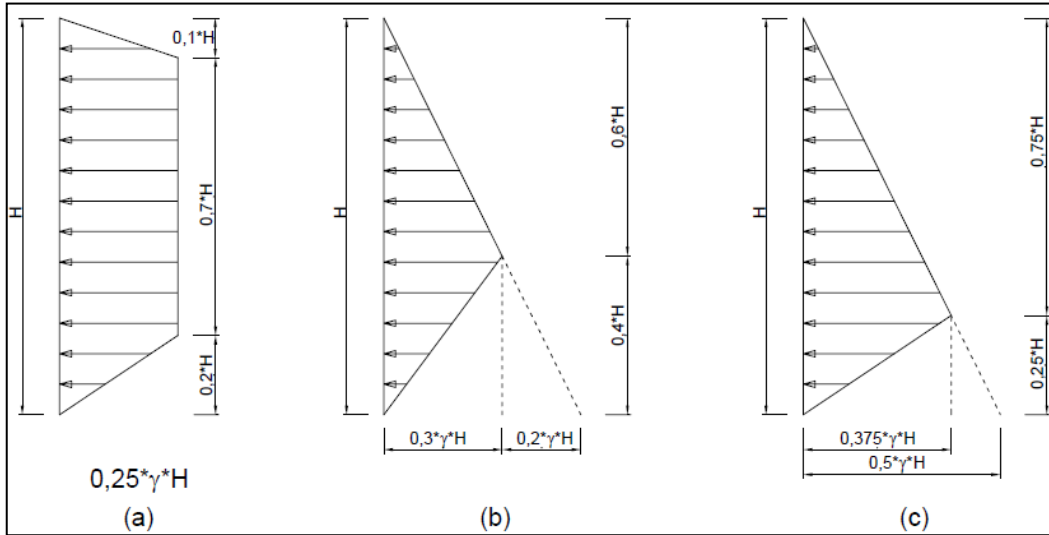
Denklemden kullanılan m katsayısı, yumuşak killerde 0,4 iken katı killerde 1,0 alınabilir.

Katı ve fisürlü killerde (Şekil 6.4-c);

$$\sigma_a = (0.2 \sim 0.4)\gamma H \quad (6.4)$$

bağıntısı kullanılmaktadır. Bu bağıntıda geçici kazı ve deplasman hassasiyetinin az olduğu durumlar için 0,2, diğer durumlar için 0,4 katsayısı kullanılabilir.

Tschebotarioff (1973) yatay toprak itkilerinin belirlenmesi için birçok çalışma yapmış ve yük dağılımları önermiştir. Bu yük dağılımı (Şekil 6.5) genel olarak derinliği 16,0 m'den fazla olan kazılarda daha doğru sonuçlar vermektedir [27].



Şekil 6. 5 Tschebotarioff (1973) tarafından önerilen toprak yükü dağılımı

Bu öneride kohezyonsuz zeminler için (Şekil 6.5-a);

$$\sigma_a = 0.25\gamma H \quad (6.5)$$

katı killerde yapılan geçici iksalar için (Şekil 6.5-b);

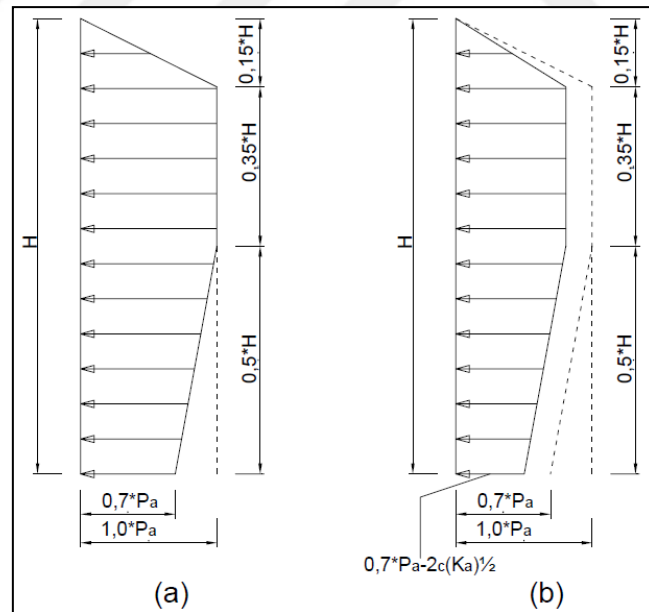
$$\sigma_a = 0.3\gamma H \quad (6.6)$$

ve orta katı killerde yapılan kalıcı iksalar için (Şekil 6.5-c);

$$\sigma_a = 0.5\gamma H \quad (6.7)$$

bağıntılarının kullanılması önerilmektedir.

Lehman yaptığı çalışmalarda yatay toprak basıncı değişiminin derinlik ile değişiminin daha fazla olacağını savunmuştur. Buna göre yatay toprak yükleri derinlikle azalacak ve parabolik yapıda olacaktır (Şekil 6.6) [27].



Şekil 6. 6 Lehman tarafından önerilen yanıl toprak basıncı dağılımı

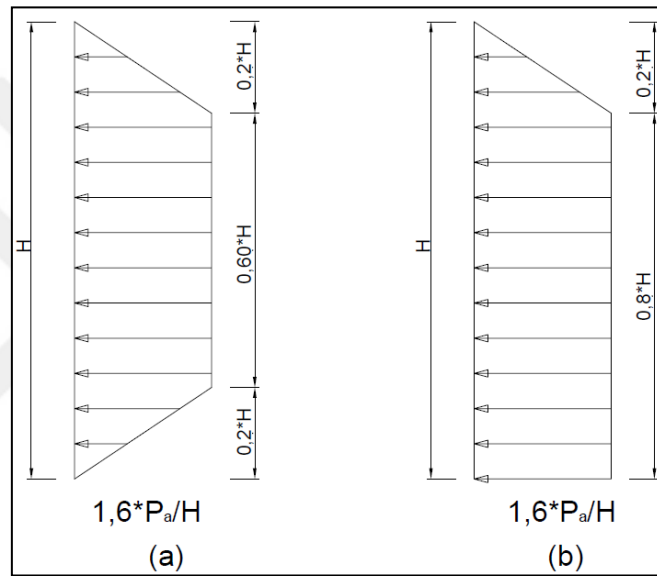
İksa sistemlerine etkiyen yanıl toprak itkileri birçok ülke ve kuruluşların standartlarında da yer almaktadır. Örneğin, İsveç yapı yönetmeliği (1974)

tarafından kohezyonsuz zeminler için önerilen yatay toprak itkileri Şekil 6.7’de yer almaktadır [27].

Bu öneride kohezyonsuz zeminler Şekil 6.6-a’da, kohezyonlu zeminler için ise Şekil 6.6-b’de toprak basıncı dağılımları gösterilmektedir. Genel olarak;

$$\sigma_a = 0.6\gamma HK_a \quad (6.8)$$

bağıntısının kullanılması önerilmektedir.



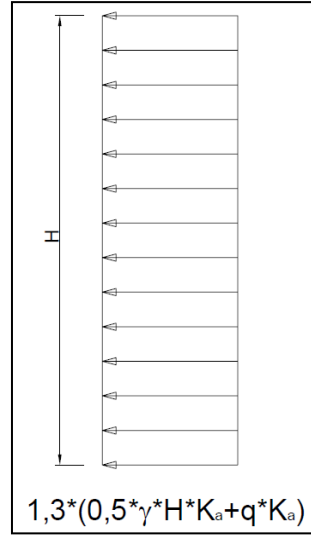
Şekil 6. 7 İsveç yapı yönetmeliğinde yer alan yatay toprak itkileri

Şekil 6.7’ de sıkı (a) ve gevşek (b) kohezyonsuz zeminler için ayrı ayrı yük dağılımı kabulü gösterilmiştir. İsveç yapı yönetmeliğine göre yanal toprak basıncı;

$$\sigma = 1,6 \frac{P}{H} \quad (6.9)$$

olarak hesaplanabilir. Burada P değeri iksa aynası boyunca hesaplanan toplam aktif toprak basıncı olarak ele alınmaktadır.

İsviçre zemin ankrajları standardı (SIA-191) tarafından kohezyonsuz zeminler için önerilen toprak basıncı dağılımı da Şekil 6.8’deki gibidir [27].



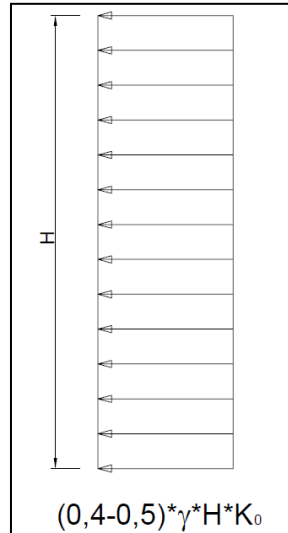
Şekil 6. 8 İsviçre zemin ankrajları standardında yer alan yatay toprak itkileri

Burada q değeri kazı aynası üzerinde yer alan sürşarj yükünü göstermektedir. Kazı aynasında oluşacak yanıl toprak itkisi;

$$\sigma_a = 1.3(0.5\gamma H K_a + q K_a) \quad (6.10)$$

bağıntısı ile hesaplanmaktadır.

Navfac tarafından çeşitli zeminler için önerilen yanıl toprak basıncı dağılımı ise Şekil 6.9 ve 6.10'daki gibidir [149].

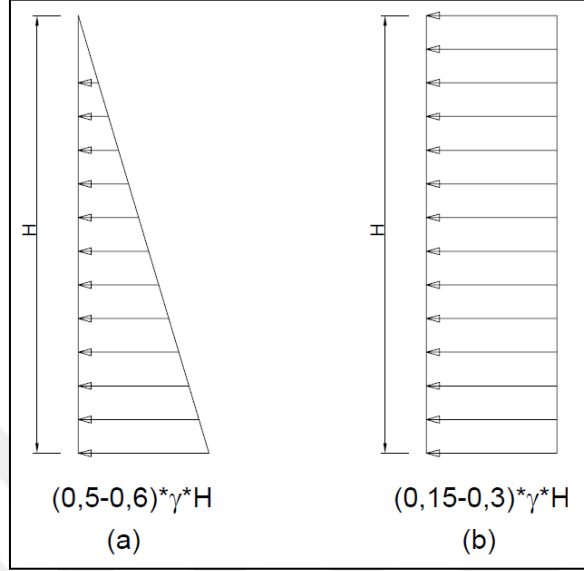


Şekil 6. 9 Navfac tarafından kohezyonsuz zeminler için önerilen toprak basıncı dağılımı [153]

Kohezyonsuz zeminler için önerilen;

$$\sigma_a = (0.4 \sim 0.5)\gamma HK_0 \quad (6.11)$$

bağıntısında yer alan 0,4 ve 0,5 katsayılarının, sırasıyla sıkı ve gevşek kum zeminler için kullanılması önerilmektedir.



Şekil 6. 10 Navfac tarafından kohezyonlu zeminler için önerilen toprak basıncı dağılımı [153]

Navfac tarafından kullanılması önerilen bu dağılımlarda, yumuşak ve orta katı killer için (Şekil 6.10-a);

$$\sigma_a = (0.5 \sim 0.6)\gamma H \quad (6.12)$$

katı ve çok katı killer için (Şekil 6.10-b);

$$\sigma_a = (0.15 \sim 0.3)\gamma H \quad (6.13)$$

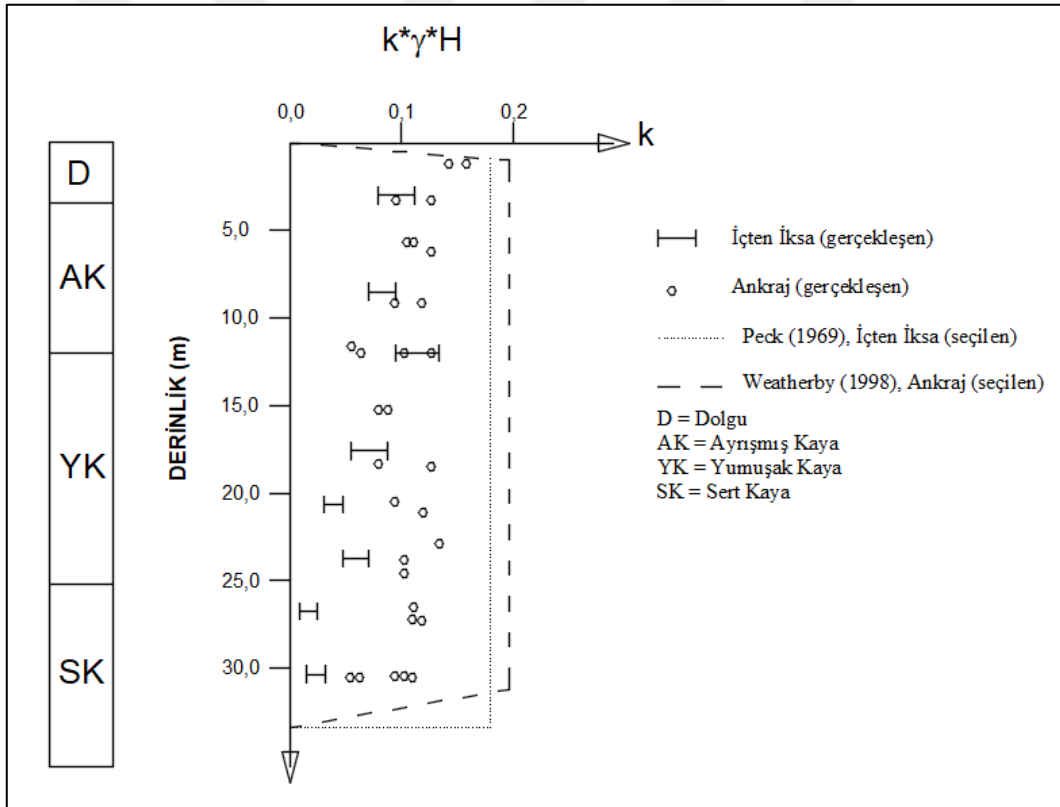
bağıntılarının kullanılması önerilmektedir. Katı ve çok katı killer için önerilen 0,15 ve 0,3 katsayıları zeminin kohezyonuna bağlı bir katsayı (N_0) olarak değişmektedir.

$$N_o = \gamma \frac{H}{c} \quad (6.14)$$

N_0 değerinin 4,0 ve üzeri olması durumunda 0,3 katsayısının ve tersi durumda 0,15 katsayısının kullanılması önerilmektedir.

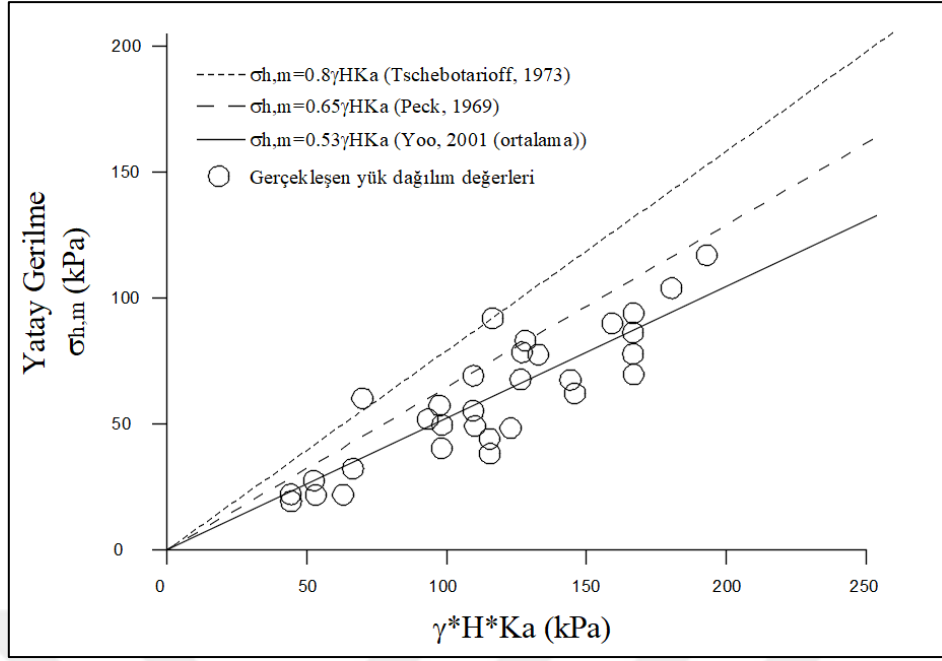
Bahsi geçen bu araştırmacıların yanında, Bjerrum ve Kirkedam (1958), Lambe (1970), Golder (1970), Swatek ve Klenner (1972) gibi birçok araştırmacı yanal toprak basınçları ile ilgili çeşitli çalışmalar yapmış ve öneriler sunmuşlardır [28].

Yapılan çalışmalar ve sunulan önerilerin birçoğu içten iksalı kazılar için geçerli olsa da ankraj destekli kazılarda da bu önerilerin kullanılması mümkündür [153]. Son yıllarda yapılan güncel çalışmalar daha önce önerilen yanal toprak basınçlarının gerçek değerlerden daha yüksek olduğunu ortaya koymaktadır. Özellikle uygulaması yapılan iksalarda yapılan deplasman ölçümleri ile yapılan geri analiz ve saha ölçüm teknikleriyle yapılan analizlerde ekonomik tasarıma uygun olmayan toprak itkilerinin seçildiği anlaşılmaktadır. Örneğin kohezyonlu ve kohezyonsuz zemin kabulü ile yapılan yük dağılımı tercihlerinin, sert kil veya yumuşak kaya zeminlerde gerçekleşenin çok üstünde yanal yük hesaplamasına yol açtığı bilinmektedir [154]. Ayrışmış ve zayıf kaya ortamlarda yapılan 60 adet iksalı kazıda, tasarımda seçilen ve sahada gerçekleşen yanal toprak itkilerinin değeri Şekil 6.11’te sunulmuştur [154].



Şekil 6. 11 Çeşitli iksalı kazılarda seçilen ve gerçekleşen yük dağılımları

Ayrıca ankrajlı iksalı kazılarda gerçekleşen yanal toprak basıncının, değişik araştırmacıların önerdiği değerlerle olan ilişkisini gösteren grafik Şekil 6.12’de sunulmuştur [154].



Şekil 6. 12 Ankrajlı iksalarda önerilen ve gerçekleşen yükler

Şekil 6.12 incelendiğinde Peck ve Tschebotarioff tarafından önerilen ve sıkça kullanılan yük dağılımlarının aşırı güvenli tarafta kaldığı söylenebilir. Özellikle kaya ortamlarda yapılan derin kazılarda yatay toprak basınçlarının literatürde zeminler için önerilen değerlerin oldukça altında gerçekleşmesi beklenmektedir. Ancak derin kazının gerçekleştirildiği yere göre jeolojik yapı değişeceği için seçilecek yük dağılımı her proje için ayrıca değerlendirilmelidir.

6.2.2.2 Çivi Taşıma Gücü İçin Ampirik Bağlımlar

Çivilerin nihai sıyrılma dirençleri (adezyon/sürtünme), zemin ve kaya tipinin kayma mukavemetine, kuyu çeperinin pürüzlülüğüne, yeraltı suyunun varlığına, delme ve enjeksiyon yöntemi gibi birçok değişkene bağlıdır. Çivinin nihai sıyrılma direnci, zemin ve enjeksiyon ara yüzünde oluşan ortalama kayma direnci olarak adlandırılabilir. Bu değer ince daneli zeminlerde enjeksiyonlu bölgenin üzerinde yer alan geostatik basınçtan etkilenmez. Bu birimlerde sıyrılma direnci adezyon olarak kabul edilebilir. Kaba daneli zeminlerde zemin ve enjeksiyon arasındaki sürtünme geostatik basınçlardan etkilenmektedir. Zemin çivilerinde zemin ve enjeksiyon arasındaki sıyrılma direnci çeşitli yöntemler ile belirlenir [15].

- Ampirik yöntemler
- Etketif gerilme yöntemleri
- Toplam gerilme yöntemleri

- Çivi çekme deneyleri

Tasarımda kullanılacak güvenilir sıyrılma direnci (adezyon/sürtünme), yukarıda sıralanan yöntemler ile hesaplanan karakteristik sıyrılma direncinin Tablo 6.1’de ki güvenlik katsayılarına bölünmesi ile belirlenir.

Tablo 6. 1 Adezyon için önerilen güvenlik katsayıları [15]

Nihai adezyon/sürtünme direncinin belirlenme yöntemi τ_{bu}	Nihai adezyon/sürtünme değerlerinden karakteristik değerlerin bulunması için faktörler $\tau_{bk} = \tau_{bu}/\gamma_k$	Karakteristik adezyon/sürtünme değerlerinden tasarım değerlerin bulunması için faktörler $\tau_{bd} = \tau_{bk}/\gamma_{tb}$
Ampirik çekme deneyi verileri	$\gamma_k = 1.8$	$\gamma_{tb} = 1.1$
Efektif gerilmeler Not: τ_{bu} , ϕ' karakteristik değeri kullanılarak belirlenir.	$\gamma_k = 1.35$	$\gamma_{tb} = 1.1$
Toplam gerilmeler Not: τ_{bu} , c_u karakteristik değeri kullanılarak belirlenir.	$\gamma_k = 1.8$	$\gamma_{tb} = 1.1$
Çekme deneyleri	$\gamma_k = 1.1 - 2.0$	Kaba daneli zeminler $\gamma_{tb} = 1.3$
		Orta ve yüksek plastisiteli zeminler $\gamma_{tb} = 1.7$

Çivili duvar tasarımında kullanılan nihai birim adezyon/sürtünme dirençleri literatürde verilen ve daha önceki denemelerle bulunan ampirik tablolardan ve saha çekme deneylerinden elde edilebilir. Ayrıca kohezyonlu zeminlerin drenajsız mukavemetinin (c_u) bir faktör (α_a) ile azaltması ve kohezyonsuz zeminlerde efektif basınç altındaki sürtünme değerleri ile de sürtünme direnci hesaplanabilir.

Kohezyonlu zeminlerde,

$$\alpha_a = 0,25-0,75 \quad (6.15)$$

alınması, kumlu ve siltli killerde bu değerler biraz daha yükseltilebileceği belirtilmektedir. Katı ve sert killerde ise bu değerlerin alt sınırının kullanılabileceği belirtilmiştir.

Kohezyonsuz zeminlerde,

$$\tau_{bu} = (0,75 - 1,0) \cdot \tan \phi \quad (6.16)$$

aralığı önerilmektedir. Burada ϕ , daneli zeminin kayma direnci açısıdır. Ayrıca presiyometre deneyi limit basınçları daneli zeminlerin birim sürtünme değerlerini tahmin etmede ampirik yöntem olarak kullanılabilir.

Kaya ortamlar için nihai kaya-enjeksiyon adezyonu 4 MPa ile limitli olmak üzere serbest basınç mukavemetinin %10'u olarak alınmalıdır.

Çeşitli referanslarda verilen birim nihai sıyrılma dirençleri ön tasarım için kullanılmalı ve uygulama projelerinde tasarım parametreleri çekme deneyleri ile mutlaka kontrol edilmelidir. Tablo 3.9'da çeşitli birimler için nihai birim adezyon/sürtünme değerleri gösterilmiştir.

Tablo 3.9'da verilen değerler kullanılarak çiviler için tasarım taşıma kapasitesi P_d 5. Bölümde verilen bağıntıya benzer şekilde (Eşitlik 5.1) aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\tau_{bk} = \tau_{bu} / \gamma_k \quad (6.17)$$

$$\tau_{bd} = \tau_{bk} / \gamma_{\tau b} \quad (6.18)$$

$$P_d = \tau_{bd} \pi D L_b \quad (6.19)$$

Burada D , çivi enjeksiyon gövdesinin çapı ve L_b ise çivinin etkili uzunluğudur. Çiviler boyutlandırılırken bir diğer önemli kriter de çivi oluşturulan çelik malzemesinin taşıma kapasitesidir. Analizlerden elde edilen veya analizlerde kullanılacak maksimum tasarım yükü $T_{d,maks}$ ve tasarım çekme mukavemeti R_{td} aşağıdaki koşulu sağlamalıdır.

$$T_{d,maks} \leq R_{td} \quad (6.20)$$

$$R_{td} = R_{tk} / \gamma_s \quad (6.21)$$

$$T_{d,maks} = \gamma * T_{maks} \quad (6.22)$$

$$R_{tk} = A_{s,nom} * f_{yk} \quad (6.23)$$

Burada;

R_{tk} : çelik çubuğun karakteristik çekme mukavemeti,

γ_s : çekme mukavemetine uygulanan kısmi güvenlik faktörü,

f_{yk} : çelik çubuğun karakteristik akma mukavemeti,

$A_{s,nom}$: çelik çubuğun nominal alanıdır.

γ : statik yükler için 1,35 ve dinamik yükler için 1,0 alınır. Kısmi malzeme faktörü γ_s olarak aşağıdaki değerler kullanılacaktır:

$\gamma_s = 1,15$ (kalıcı ve geçici yükleme durumları için tasarımda)

$\gamma_s = 1,0$ (arazi deneyleri yapılırken).

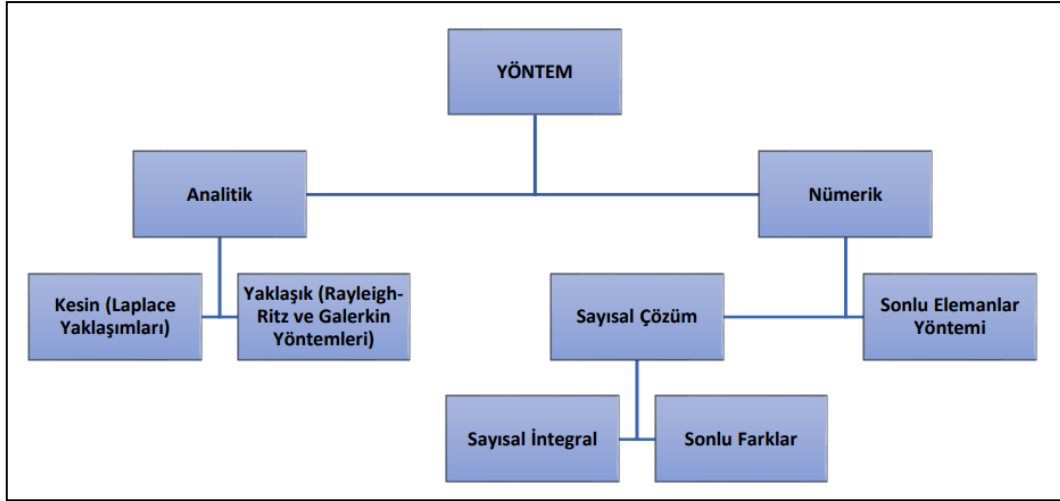
6.2.3 Elastik Zemine Oturan Kiriş Yöntemi

Elastik zemine oturan kiriş veya döşeme yöntemi elastik zemine oturan kiriş veya döşeme elemanlarının elastik zemin tarafından yataklandığı ve bu elemanlardan aktarılan yük ile zeminde meydana gelecek yer değiştirmeler arasında sabit bir oran olduğu esasına dayanır [20]. Bu sabit orana yatak katsayısı (k_s) denilmektedir. Bu yöntemde zemin yay ile, yapısal elemanlar ise bir kiriş eleman ile modellenmektedir. Derinlikle birlikte zeminin rijitliği yani yay katsayısı artmaktadır. Aktif ve pasif toprak basınçları maksimum ve minimum yay kuvvetleri olarak tanımlanmaktadır. Analizlerde yapısal elemanın yer değiştirmesi ve üzerindeki moment değeri hesaplanabilirken yapısal eleman etrafındaki zeminin deplasmanı hesaplanamamaktadır [146].

6.2.4 Sayısal Analizler

Sayısal analiz bir diferansiyel denklemin kapalı (kesin) çözümü yerine onu lineer denklem takımları ile çözülmesini sağlayan bir matematiksel yaklaşımdır. Bu matematiksel çözüm yaklaşımında diferansiyel ifadeler yerine aritmetik işlemleri içeren lineer denklem takımları kullanıldığından diferansiyel denklemin bilgisayarla çözümü için çok uygundur. Bu sebeple bilgisayarların gelişimine paralel mevcut sayısal analiz yöntemleri geliştirilmiş ve yeni yeni yöntemler bulunmuştur. Bu yöntemler aşağıda Şekil 6.13'te verilmiştir.

Geoteknik mühendisliğinde genelde sonlu elemanlar ve sonlu farklar yöntemi kullanılmaktadır. Bu tez kapsamında yapılan sayısal analizlerde sonlu elemanlar yöntemi tercih olunmuştur. Bu yöntemin temeli fiziksel bir problemin matematiksel olarak ifade edilmesine dayanır.



Şekil 6. 13 Nümerik analiz yöntemleri [155]

Başka bir deyişle, karmaşık ve değişik geometriye sahip sistemler, çok sayıda ve basit geometriye sahip parçacığa bölünerek ve parçacıklar ayrı ayrı analiz edilerek sonuca ulaşılır. Sonlu elemanlar yöntemi inşaat mühendisliği alanında ilk olarak 1950’li yılların başında kullanılmaya başlamıştır. Bu yöntem, geliştirildiği günden beri birçok mühendislik problemine çözüm getirmiştir. İlk olarak Clough ve Duncan (1971) tarafından bir istinat yapısının modellenmesi için kullanılan bu yöntem daha sonraları Clough ve Tsui (1974), Bolton ve Powrie (1987) ve Powrie ve Li (1991) tarafından ankrajlı perdelerin tasarımı için kullanılmıştır. Bilgisayar teknolojilerinin gelişmesiyle dünya genelinde yaygın olarak kullanılmaya başlamıştır. Sonlu elemanlar yönteminin ilk denemelerinde düzenli düğüm noktaları bulunması nedeniyle düzensiz süreklilikleri bulunan kaya mekaniğinde kullanımı yetersiz kalmıştır. Daha sonraları Goodman vd. [156] tarafından heterojen, non-lineer ve kompleks sınır koşulları üzerine yapılan geliştirmeler sonucunda kaya mühendisliğinde daha gerçekçi sonuçlar alınmasını sağlamıştır. Ou vd. [157] killi zeminlerde gerçekleştirilen bir iksa kazısını üç boyutlu modelleyerek köşe bölgelerinde oluşan deplasmanları sahada ölçülen deplasmanlar ve iki boyutlu analiz sonuçları ile karşılaştırmışlardır. Şenol A. vd. [158] kayan bir şevin iki boyutlu limit denge ve sonlu elemanlar modelini oluşturarak geri analizler yapmış, iyileştirme için kullanılacak zemin parametrelerini belirlemişlerdir. Olia A. vd. [159] killi zeminlerde, zemin çivili iksa projesinde çiviler üzerine strain gauge, iksa kesitine inklinometreler yerleştirilerek sahada ölçülen değerleri sonlu elemanlar analizleri ile karşılaştırmıştır. Bozkurt S. vd. [160] Ankara kilinde yapılan bir derin

kazı projesini sonlu elemanlar yöntemi ile modelleyerek hassaslık analizi yapmış ve sahada ölçülen verileri de kullanarak zemin parametreleri hakkında öneride bulunmuştur. Çınar A. [28], İstanbul grovaklarında yapılan derin kazılarda ölçülen yatay deplasmanları sonlu elemanlar çözümleri ile hesaplanan deplasmanlar ile kıyaslamıştır.

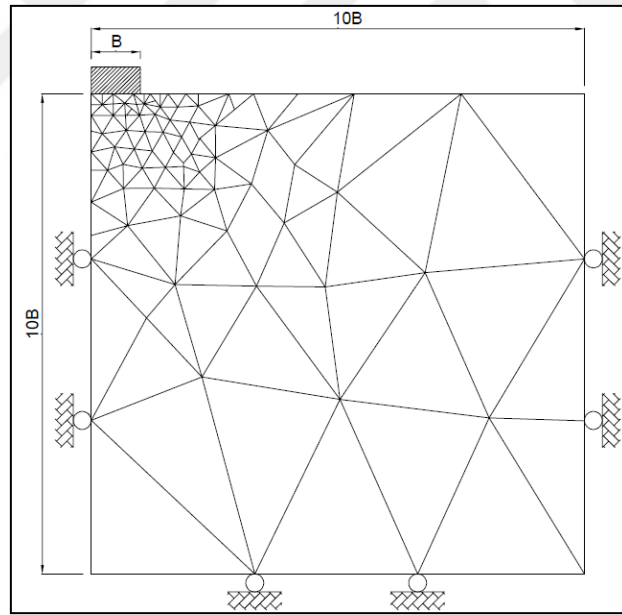
Geoteknik mühendisliğinde sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak boşluk suyu etkileri, sınır durum koşulları, gerilme ve şekil değiştirme ilişkisi ve deplasmanlar hakkında bilgi edinilmektedir. Bu nedenle sonlu elemanlar yöntemi özellikle derin kazıların tasarımı için sıklıkla kullanılmaktadır. Sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak belirlenen yer değiştirmeler ve kesit tesirleri seçilen sonlu elemanların özelliklerine, iksa geometrisine, zemin parametrelerine ve yöntemde kullanılan malzeme modellerine göre elde edilmektedir [161]. Sonlu elemanlar ile analiz yaparken öncelikle problemin ne olduğunun belirlenmesi gerekmektedir. Sonrasında sırasıyla zemin özellikleri, yeraltı suyu varlığı ve seviyesi, probleme uygun zemin modelinin seçilmesi, sınır koşullarının belirlenmesi, inşa aşamalarının tanımlanması, belirlenen tüm koşulların sonlu elemanlar yöntemine göre oluşturulması ve analiz edilmesi ile prosedür sonlandırılmaktadır [19]. Sonlu elemanlar yönteminde esas olan verilerin bilgisayara doğru girilmesidir. Elde edilen sonuç verilerin doğruluğuna bağlı olarak değişebilmektedir. Bilgisayarla yapılan hesaplamalar basit yöntemler ile yeniden çözülmeli ve sonuçlar merteye olarak karşılaştırılmalıdır.

Sonlu elemanlar yöntemi ile karmaşık kazı geometrileri ve kompleks yapı elemanlarına sahip projeler rahatlıkla modellenabilmektedir. Analizlerde yapı-zemin etkileşimini dikkate almak mümkündür, bu da çözümün her aşamasının detaylı olarak görülebilmesini sağlamaktadır. Sonlu elemanlar yöntemi sayesinde iki boyutlu ve üç boyutlu çözümler yapılabilmektedir. Yöntemi detaylı veri girişi nedeniyle uzman kişilerin kullanması gerekmektedir. Çıkan sonucun yorumlanması ve doğruluğunun kontrolü önemlidir.

Bu tezde yapılan sonlu elemanlar analizlerinde Plaxis 2D v.22 [162] ticari yazılımı kullanılmıştır. Yapılan geri analizler ile sahada yapılan deneyde elde edilen deplasman ve çivi yüklerine yakın değerler veren zemin parametreleri belirlenmiştir.

6.2.4.1 Plaxis 2D Yazılımı

Plaxis yazılımı, sonlu elemanlar yöntemi ile geoteknik problemlerin analizi için geliştirilmiştir. Bu yazılım ile statik ve dinamik yükler altında zemin veya kaya ortamların gerilme şekil değiştirme ve sızma analizleri yapılabilmekte ve zemin yapı etkileşimi modellenenbilmektedir. Zemin ve kaya ortamlarının yük altındaki non-lineeer gerilme şekil değiştirme davranışı farklı bünye modelleri ile dikkate alınabilmekte ve stabilite analizleri yapılabilmektedir. İlk olarak yumuşak zemin üzerindeki nehir dolgularının sonlu elemanlar yöntemi ile kolay bir şekilde analiz edilebilmesi için 1987 yılında Hollanda Delfth Teknik Üniversitesi tarafından tasarlanmıştır. Program, taşıma kapasitesi, oturma, şev stabilitesi, konsolidasyon gibi temel geoteknik problemlerini elasto-plastik davranışa uygun analiz etmek için geliştirilmiştir. Program, veri tabanına tanımlanan geometri ve yapısal elemanları, iki veya üç boyutlu olarak ve her boyutta çoklu ağlara bölerek çözmektedir. İki boyutlu tipik bir ağ sistemi Şekil 6.14'te gösterilmektedir [28].



Şekil 6. 14 İki boyutlu tipik sonlu elemanlar ağı

Programda kullanılan sonlu elemanlar ağ sistemi üçgen elemanlardan oluşmaktadır. Üçgen elemanlar ise dörtgen elemanların kısa köşegenlerle ikiye bölünmesi ile oluşmaktadır. Ağ elemanlarının temel işlevi tanımlanan düzlemi yeterince küçük parçalara bölerek her bölümde ayrı hesaplamalar yapılmasını ve oluşacak hataların minimuma indirgenmesini sağlamaktır. Her bir ağ elemanı 6 veya 15 noktadan

oluşmaktadır. Bu noktalarda şekil değiştirmeler, gerilmeler ve boşluk suyu basıncı gibi parametreler hesaplanabilir. İleri seviyede geoteknik analizler yapan programda, kazık, temel ve perde gibi yapısal elemanlar kiriş (beam) eleman olarak, ankraj, içten iksa ve çivi gibi elemanlar ise geogrid, gömülü kiriş (embedded beam row) ve ankraj seçenekleri ile tanımlanabilmektedir. Programda zemini temsilen üçgen ağ sistemi kullanılırken, yapı ve zemin arasındaki etkileşimi tanımlamak için ara yüzey elemanları (interface) tanımlanabilmektedir.

Plaxis programında kullanılan perde, kazık, temel gibi yapısal elemanlar, eğilme ve uzama rijitlikleri girilerek tanımlanırlar. Önceki versiyonlarında ankraj veya çivi elemanları uzama rijitlikleri ile tanımlanırlarken yeni versiyonlarda yatay iksa elemanları da yapısal elemanlar gibi eksenel rijitlikleri ile tanımlanabilmektedir. İki boyutlu analiz yapan programlarda kullanılan elemanların rijitlikleri birim metre genişlik için tanımlanmaktadır.

Anizotrop ve non-lineer yapıda bulunan zeminde gerilme-şekil değiştirme analizi yapmak için ilk olarak geometri ve zemin modeli programa tanımlanmalıdır. Zemin programa tanımlanırlarken birim hacim ağırlık, kohezyon, kayma mukavemeti açısı, elastisite modülü ve poisson oranı gibi parametreler kullanılır. Lineer elastik model kullanılması durumunda sadece birim hacim ağırlık, elastisite modülü ve poisson oranının tanımlanması yeterlidir. Ancak anizotrop yapıdaki değişken birimlere sahip zeminlerde lineer elastik hesap modeli gerçeği tam yansıtmamaktadır. Plaxis, Mohr-Coulomb, Hoek Brown, Jointed Rock gibi birçok malzeme bünye modeli ve kırılma modelini kullanarak elasto-plastik analizler yapmakta ve gerçeğe yakın sonuçlar verebilmektedir.

Geoteknik problemlerin çözümünde sıkça kullanılan sonlu elemanlar analizlerinde izlenecek yol aşağıdaki gibidir [28].

- Problemin tanımlanması
- İdealize zemin profilinin tanımlanması
- Kullanılacak malzeme bünye modelinin seçilmesi
- Sonlu elemanlar sınırlarının ve görünümünün seçilmesi
- Başlangıç koşulları ve inşa kademelerinin belirlenmesi
- Analizlerin yapılması

- Sonuçların değerlendirilmesi

6.2.4.2 Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Geri Analizler

Deney sahasında inşa edilen H=8,4 m yüksekliğindeki kaya çivili iksa sisteminin sonlu elemanlar modeli kurularak yapılan analizlerden elde edilen sonuçlar ile saha ölçümleri karşılaştırılmıştır. Yapılan bu geri analizler ile sahadaki gerçek davranışı veren malzeme bünye modeli ve malzeme parametrelerinin bulunması amaçlanmıştır. Bu analizlerde lineer elastik, Mohr Coulomb ve Hoek Brown bünye modelleri dikkate alınmıştır.

- **Sonlu elemanlar modeli**

Model deneyin gerçekleştirildiği proje alanında yapılan jeolojik ve geoteknik etüd çalışmaları değerlendirilerek sahanın geoteknik modelinin 3 tabaka ile temsil edilmesi uygun bulunmuştur. Sayısal analizler için bu tabakaların malzeme özellikleri Bölüm 5’de belirtildiği şekilde RocLab yazılımı kullanılarak belirlenmiştir (Tablo 6.2)

Tablo 6. 2 Kaya tabakaları kütle sınıflandırma ve malzeme özellikleri

Tabaka Adı	B.H.A. (kN/m ³)	Poisson Oranı (ν)	Kohezyon (kPa)	İçsel S. Açısı (°)	σ_{ci}^* (MPa)	m_i	GSI*	D
Kumtaşı-1	25,5	0,27	20	38	15	17	22	0,7
Kumtaşı-2	25,5	0,27	42	38	20	17	22	0,7
Kumtaşı-3	25,5	0,27	80	38	25	17	22	0,7

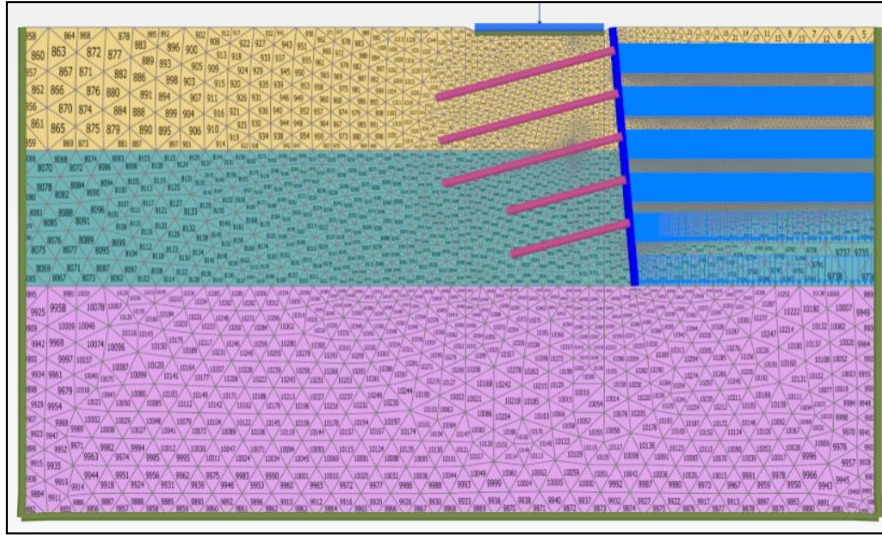
*Hoek Brown çivili modelde bu değerler iki kat arttırılarak kullanılmıştır.

Analizlerde zayıf kaya için farklı malzeme bünye modelleri kullanılmış, saha davranışını en iyi temsil eden bünye modeli belirlenmiştir. Model deneyde adımsal kazılar sonrası ölçülen çok düşük yer ve şekil değiştirmeler göz önünde bulundurularak kaya ortamı birinci aşamada lineer elastik davranışı ile analizler yapılmış ve saha ölçümleri ile karşılaştırılmıştır. İkinci aşama analizlerde ise kaya ortamının elasto-plastik davranabilme durumunu belirlemek ve daha gerçekçi bir davranış elde etmek için Mohr Coulomb Model (MC) ve Hoek Brown Model (HB) malzeme modellerin kullanıldığı analizler gerçekleştirilmiştir. Tüm bu analizlerde kaya çivisini modellemek için düzlem şekil değiştirme idealizasyonuna göre Plaxis yazılımının gömülü kiriş eleman (Embedded Beam Row), çekme elemanı

(Geogrid) ve plak (Plate) eleman seçenekleri kullanılarak bunların çiviyi modelleme performansları araştırılmıştır. Toplamda 3 farklı malzeme modelinde, 3 ayrı çivi malzemesi kullanılarak toplam 9 sonlu elemanlar analizi yapılmıştır. Yapılan her analizde her kazı kademesinin yatay deplasman miktarları arazide ölçülen inklinometre deplasmanları ile kıyaslanmıştır. Arazide ölçülen 3 adet inklinometrede çok küçük (~ 2 mm) deplasmanlar olduğu için sayısal analizler iksa yüzeyine en yakın olan ve en fazla deplasmanı veren İnklinometre-1 deplasmanları ile kıyaslanmıştır. Sayısal analizlerde oluşan deplasmanlar programda İnklinometre-1'in olduğu bölgeden alınan kesitten alınarak değerlendirilmiştir. Ayrıca her kademede kaya çivilerinde oluşan eksenel kuvvetler arazide ölçülen (strain gaugelerden elde edilen strainler ile hesaplanan) eksenel kuvvetler ile kıyaslanmıştır.

Deney sahasında yürütülen kaya çivili iksa çalışmaları ve bu çalışmalar için seçilen zemin parametreleri model deney sahası için de başlangıçta baz alınmıştır. Daha sonra geri analizler ile zemin parametreleri yeniden tahmin edilmiştir. Başlangıçta sahada hali hazırda uygulanan projenin parametreleri ile modellenen kesit için Basitleştirilmiş Bishop Dilim Yöntemi ile limit denge analizleri yapılmış ve çivili kesitin sürşarj yükü altında güvenlik sayısı $FS=0,97$ hesaplanmıştır. Buna göre deney sonunda sürşarj yükü uygulanarak kesitin göçürülmesi hedeflenmiştir. Başlangıç aşamasında kesitin kazı stabilitesini artırmak için yapılan analizler sonucunda çapı 14 mm olan nervürlü inşaat çeliğinden yapılan çivilerin 1,4 m yatay ve düşey aralıklar ile kazı derinliğince 5 sıra tatbik edilmesi uygun bulunmuştur. Yapılan ön analizlerde yeterli güvenliği sağlamak için çivi boyları üstteki üç sıra çivide 6,0 m ve alttaki iki sıra da ise 4,0 m seçilmiştir. Geri analizlerde de başlangıçta seçilen bu kesitin tasarımı baz alınmıştır.

Düzlem şekil değiştirme idealizasyonu ile yapılan sayısal analizler için Şekil 6.15'te verilen sonlu elemanlar ağı kurulmuştur. Bu ağda yaklaşık 85000 adet düğüm noktası ve 10500 adet sonlu eleman bulunmaktadır. Zayıf kaya ortamı 15 düğüm noktalı olarak modellenmiştir. Çiviler gömülü kiriş (EBR), geogrid ve plak (plate) elemanların performanslarını araştırmak için bu seçeneklerle ayrı ayrı modellenmiştir. Püskürtme beton yüzey plak (plate) eleman olarak modellenmiştir. Modellerde çivilerin püskürtme beton plaka ile ankastre bağlantı (rigid) yaptığı kabul edilmiştir.



Şekil 6. 15 Sayısal analizlerde kullanılan sonlu elemanlar ağı

Başlangıç koşullarını modellerken ağ sisteminde tanımlanan tüm elemanlar pasif durumdadır. Bu aşamada kesitte etkili olan gerilmeler sükunetteki gerilme davranışında (K_0 condition) olduğu gibi derinlikle birlikte artmaktadır. Sonlu elemanlar modelinde kazı kademeleri 1,4 m derinliğinde tanımlanmıştır. Başlangıçta düz olarak tanımlanan kazı geometrisi toplam 6 kazı kademesi ile nihai kazı kotuna ulaştırılmıştır. Her kazı kademesinde önce kazı yapılmış sonra kaya çivisi ile shotcrete kaplama tanımlanmıştır. Kazı yüzeyi 85° eğimli tanımlanmıştır. Özellikle Mohr-Coulomb modelde kazı tabanında kazı ile birlikte oluşan ve gerçeği yansıtmayan kabarmayı önlemek için kazı tabanına kazılan toprak basıncı kadar sürşarj uygulanmıştır. Nihai kazı kademesinde sahada yapıldığı şekilde deplasmanları arttırmak ve olası göçmeyi hızlandırmak için püskürtme beton kaplama tanımlanmamıştır.

Analiz sonuçları her bünye modeli için ayrı ayrı verilmiştir. Sayısal analizlerde püskürtme beton (shotcrete) kaplama için kullanılan malzeme özellikleri Tablo 6.3'te verilmiştir.

Tablo 6. 3 Shotcrete kaplama malzeme özellikleri

Malzeme Adı	B.H.A. (kN/m^3)	Eksenel Rijitlik, EA (kN/m)	Eğilme Rijitliği, EI (kNm^2/m)	Poisson Oranı (ν)
d=15 cm Shotcrete	25,0	4,8e6	9000	0,15

Kaya çivilerinin farklı modelleme durumları için sayısal analizlerde göz önüne alınan mekanik parametreleri Tablo 6.4'te sunulmuştur.

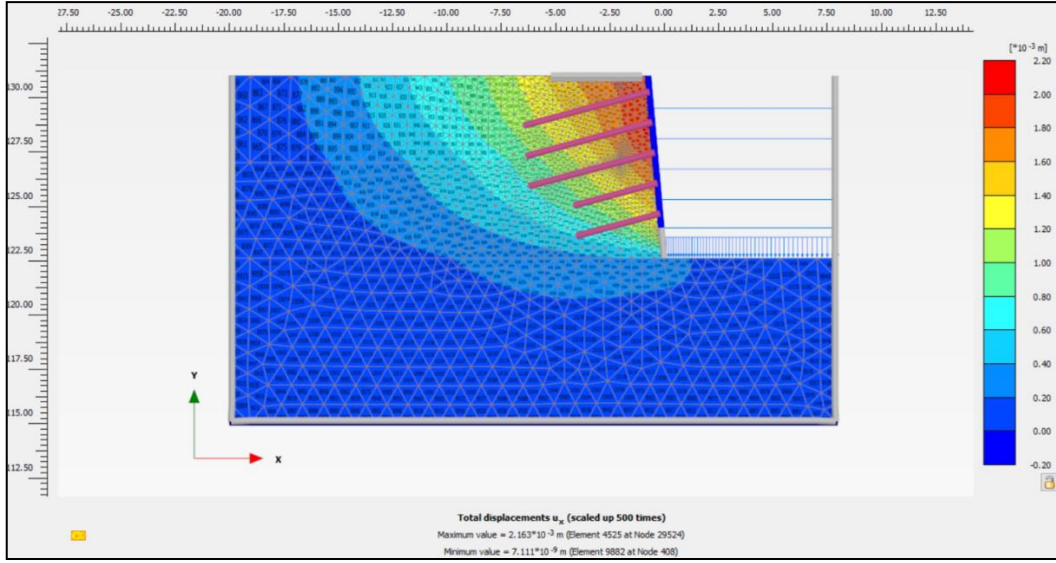
Tablo 6. 4 Çiviler için göz önüne alınan mekanik parametreler

Çivi Modeli	Yatay Aralık (m)	Çap (m)	Elastisite Modülü (MPa)	Eksenel Rijitlik EA (kN/m)	Eğilme Rijitliği EI (kNm ² /m)	Çevre Sürtünmesi (kN/m ²)
Gömülü Kiriş	1.4	0.13	6.08e3	-		265
Geogrid	1.4	-	-	57.6e3	-	-
Plaka (Plate)	1.4	-	-	57.6e3	60.8	-

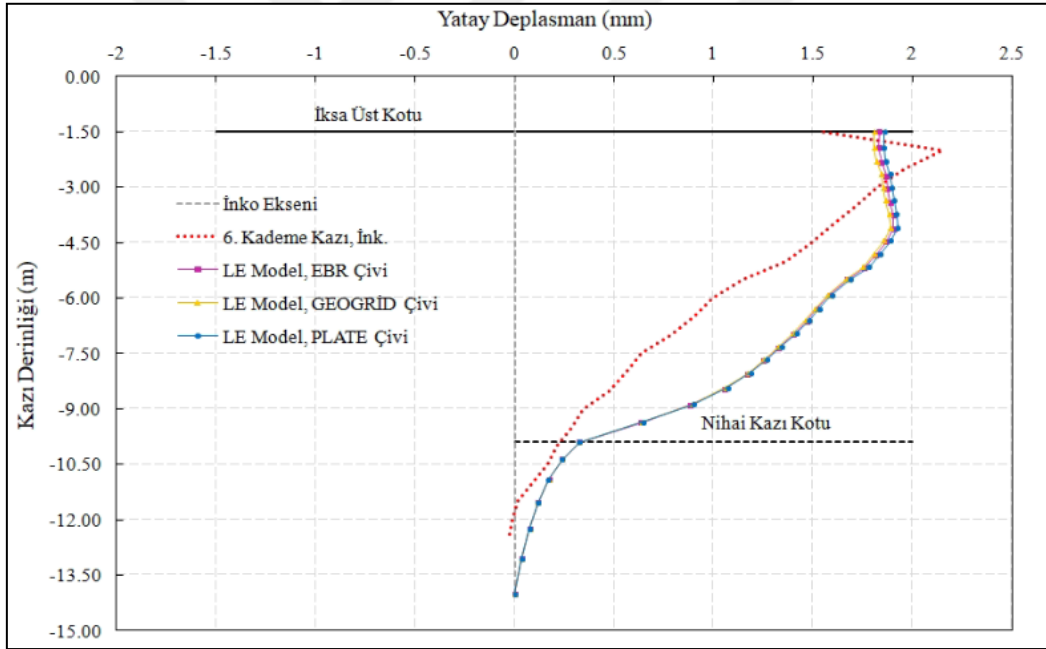
Çiviler için tanımlanan çevre sürtünmesi değeri (q_s) sahada yapılan kaya çivisi çekme deneylerinden elde edilmiştir. Analizlerde, sahadaki modelin inşa adımları dikkate alınarak 6 adet kazı-imalat (plastic) ve 1 adet stabilite (safety) safhası tanımlanmış ve ardışık çözümler yapılmıştır.

- **Lineer Elastik (LE) Bünye Modeli Analizleri**

Lineer elastik bünye modeli (Lineer elastic model) ve gömülü kiriş elemanlar ile yapılan adımsal analizler sonucunda sayısal modelde hesaplanan bileşke (toplam) yer değiştirme değerlerinin değişimi Şekil 6.16'da gösterilmiştir. Bu şekle göre en büyük yer değiştirmeler kazı yüzeyinde olup derinlikle azalmaktadır. Kazı dolayısı ile kazı yüzeyinde oluşan yanal yer değiştirmelerin derinlikle değişimi farklı çivi sonlu eleman tipine göre inklinometre ölçümü ile karşılaştırılarak Şekil 6.17'de verilmiştir. Farklı çivi sonlu eleman tipine göre yapılan analizlerden elde edilen maksimum yanal yer değiştirmeler ile arazide ölçülen maksimum değer ise Tablo 6.5'te birlikte verilmiştir.



Şekil 6. 16 Lineer elastik analiz sonucu nihai kazı kademesinde oluşan sonlu elemanlar yatay deplasman görüntüsü



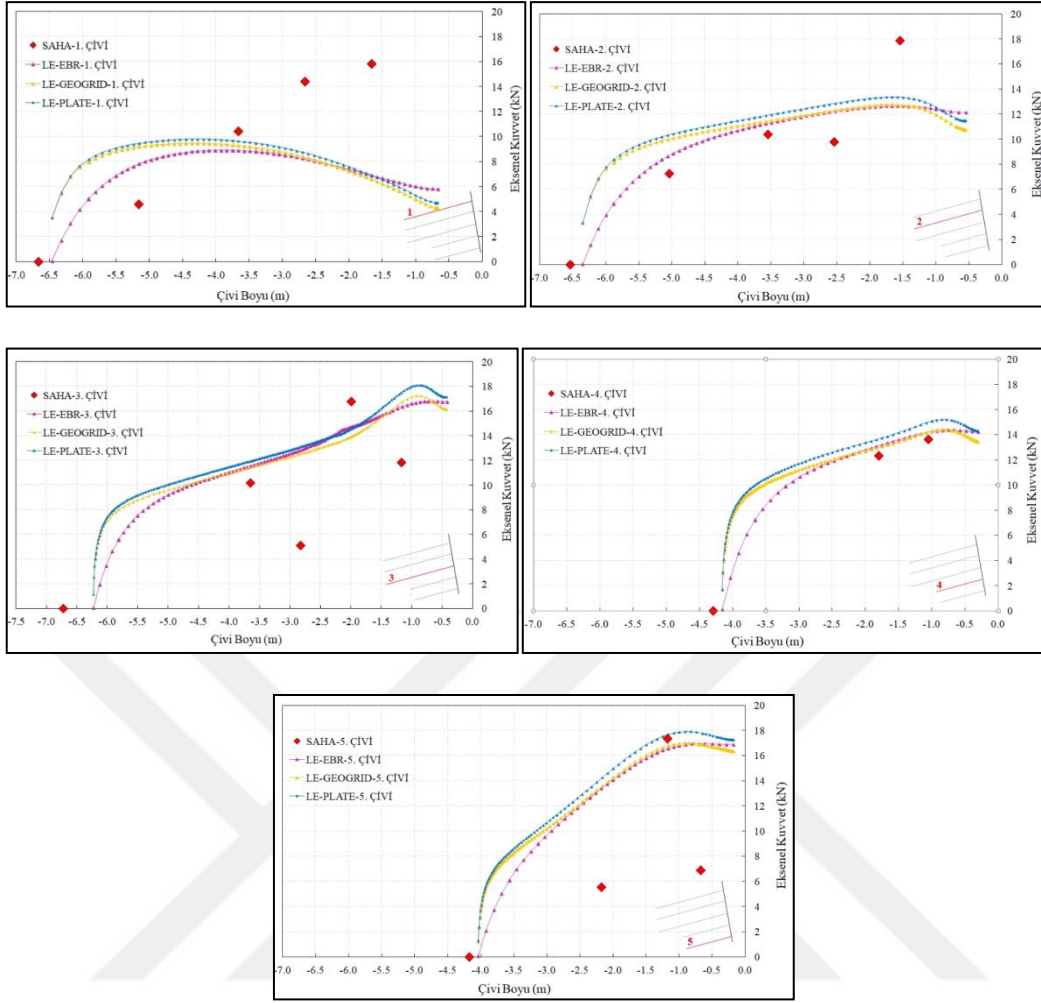
Şekil 6. 17 Kazı ortamının Lineer Elastik Bünye Modeli ve farklı çivi sonlu eleman tipine göre analizleri sonucunda elde edilen yatay yer değiştirmelerin inklinometre ölçümü ile karşılaştırılması

Tablo 6. 5 LE model analiz sonucu yatay deplasman değerleri

Malzeme Bünye Modeli	ivi Modelleme Durumu	u_{max} (mm)
Lineer Elastik (LE)	Gömülü Kiriş (EBR)	1,89
	Geogrid	1,89
	Plaka (Plate)	1,93

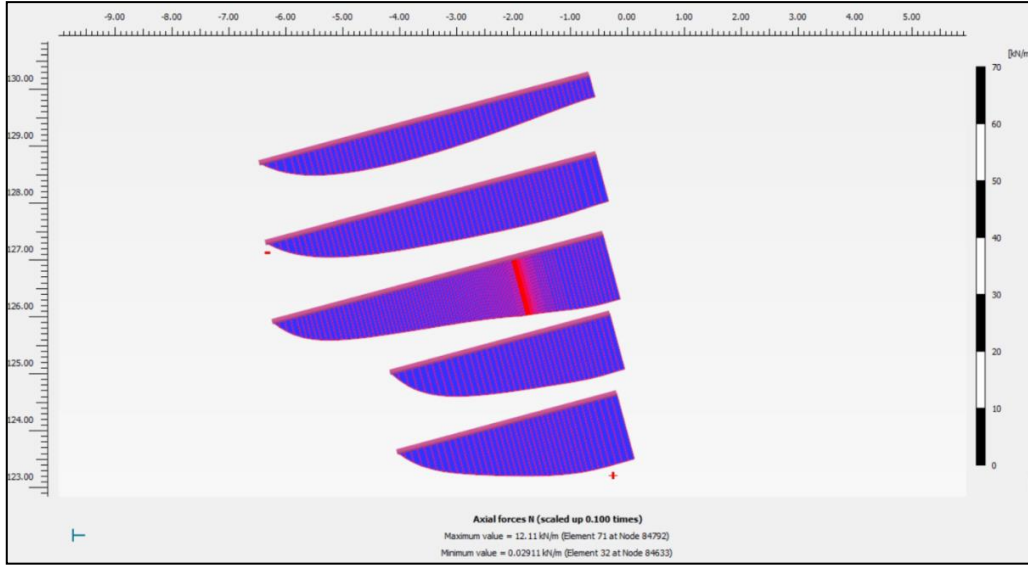
Lineer elastik modelde yapılan analizlerden elde edilen yatay deplasmanlar ve sahada ölçülen yatay deplasmanlar karşılaştırıldığında kazı tabanı ve altında çok benzer deplasmanların olduğu görülmüştür. Kazı aynası ortasında sayısal modellerden elde edilen yatay deplasmanların sahada ölçülen yatay deplasmandan daha fazla olduğu ve kazı st kotunda tüm deplasmanların birbirine yaklaştığı görülmüştür. Kazı st kotunda inklinometre ölçümlerinde görülen ani deplasman değişiminin yüzeyde bulunan hareketli yüklerden kaynaklandığı düşünülmektedir. Lineer elastik bünye modelinde çivi malzemesi olarak seçilen EBR, Geogrid ve Plaka malzeme seçeneklerinin yatay deplasman etkisi çok sınırlı olmuş, tüm çivi seçeneklerinde birbirine çok yakın deplasman oluşmuştur.

Kazı kesitinde yer alan 5 sıra çivi üzerinde hesaplanan eksenel yüklerin gerinim ölçerlerden hesaplanan eksenel yükler ile karşılaştırmaları şekil 6.18’de verilmiştir. Sahada iki kesit boyunca yer alan çivilerden ölçülen strain değerlerinin ortalaması alınarak tek kesite indirgenmiştir. Buna göre LE modelde çivilerin sırasıyla EBR, Geogrid ve Plaka eleman olarak modellenmesi durumunda nihai kazı kotunda, her kademe vide hesaplanan çivi eksenel yükleri 4. seviye vide llenler ile çok uyumlu iken diğer vilerde bu uyum tam elde edilememiştir. Bu durum vinin çevresindeki ortamın lineer elastik davranış göstermemesi yanında vinin püskürtme betonla mesnetlenme durumunun sayısal modellenmesinin sahadaki ile uyumlu olmamasına bağlı olduğu anlaşılmaktadır.

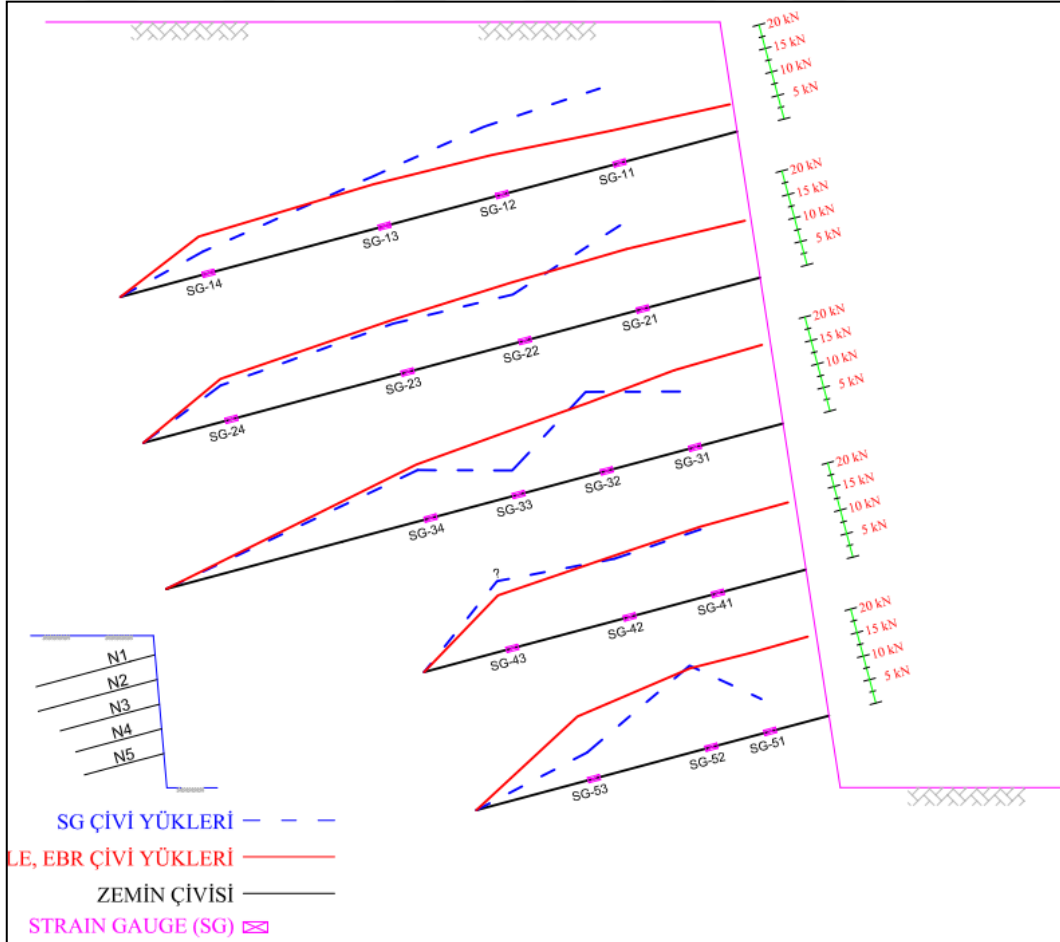


Şekil 6. 18 Lineer elastik analiz sonucu nihai kazı kademesinde oluşan çivi eksenel yükleri. a) 1.Seviye, b) 2. Seviye, c) 3. Seviye, d) 4. Seviye, e) 5. Seviye

Farklı çivi sonlu eleman tipine göre hesaplanan çivi eksenel yüklerinin birbirine yakın olduğu görülmekle birlikte saha ölçümlerine en yakın sonucu EBR'nin (embedded beam row) verdiği görülmektedir. EBR elemanları çivileri bireysel olarak modellemekte ve sıyırılma kapasitelerini dikkate aldığından beklenildiği şekilde plate ve çekme elemanlarından daha gerçekçi sonuç vermiştir. EBR dikkate alınarak yapılan analizlerde nihai kazı kotunda çivilerde oluşan eksenel yüklerin çivi boyunca değişimi Şekil 6.19'da verilmiştir. Bu eksenel yük değişimlerinin arazi ölçümleri ile karşılaştırılması ise Şekil 6.20'de sunulmuştur.



Şekil 6. 19 LE model, EBR çivi analizi eksenel yükleri (nihai kazı kotu)



Şekil 6. 20 LE model, EBR çivi analizi ve sahadan ölçülen eksenel yükler (nihai kazı kotu)

Nihai kazı kotunda çivilerden ölçülen eksenel yükler ile EBR çivi malzemesinin kullanıldığı sayısal analizlerden elde edilen eksenel yükler birbirine oldukça yakın çıkmıştır. Burada 1 nolu çivinin kafa bölgesinde sahada ölçülen eksenel yüklerin daha fazla olması, yüzeyde oluşan hareketli yükler nedeniyle oluşan ani deplasmanların çivide ilave yük oluşturması olarak yorumlanmıştır. 4 nolu çivi üzerinde bulunan SG-4-3 numaralı strain gaugeden ölçüm alınamadığı için grafiğe tahmini değer işlenmiştir.

Kazı adımları dikkate alınarak yapılan sayısal analizlerde kazı dolayısı ile ortamda ve destekleme elemanlarında oluşan yer ve şekil değiştirmeler, gerilme ve kuvvetler hesaplanmıştır. Sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak kazının toptan göçme durumunun belirlenmesi de mümkündür. Bunun için gerilme şekil değiştirme analizi ile hesaplanan ortam gerilmeleri ve eleman kuvvetleri dikkate alınarak bir stabilite yaklaşımı ile ilave bir gerilme şekil değiştirme analizi yapılması gerekmektedir. Sayısal analizler ile yapılan stabilite analizlerinde yaygın olarak kullanılan yaklaşım mukavemet azaltma yöntemidir (ϕ -c reduction method) [163]. Bu yaklaşımda ortamın ideal plastik davranış gösterdiği kabul edilerek denge durumunu sağlayan en küçük kayma mukavemeti parametreleri belirlenmekte ve bu değerlerin mevcut kayma mukavemeti parametrelerine oranı güvenlik sayısını vermektedir. Bu yaklaşımda kuvvet ve moment dengesini dikkate alarak geliştirilmiş limit dengeye dayalı dilim yöntemlerinden çok farklı bir hesap yaklaşımı izlense de oldukça uyumlu sonuçlar elde edilmektedir.

Lineer elastik modelde mukavemet parametreleri kullanılmadığı için stabilite analizi yapılmamıştır.

- **Mohr Coulomb (MC) Bünye Modeli Analizleri**

Mohr-Coulomb Bünye Modeli malzemenin yük altındaki davranışını ideal plastik olarak modelleyen bir bünye modelidir. Sayısal analizlerde ideal plastik malzeme davranışının modellenmesinde akma durumu yaygın olarak Mohr-Coulomb Göçme Kriterine dayalı akma kuralı ile belirlendiği için ideal plastik model yerine Mohr Coluomb Bünye Modeli ismi verilmektedir. Bu model zemin ve kaya davranışını birinci mertebe teorisine göre matematiksel modelini temsil eder. Az sayıda malzeme parametresi kullanması, hızlı çözüme ulaşılması ve Mohr-Coulomb Kriterinin yaygın olarak bilinmesi dolayısı ile geoteknik problemlerin ön

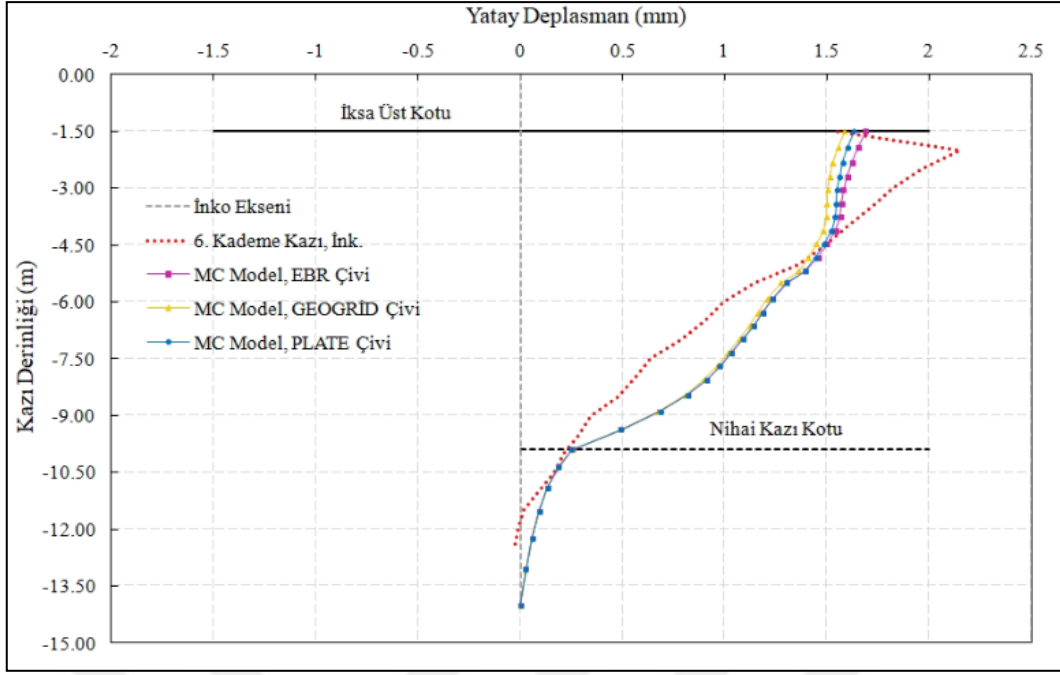
analizlerinde kullanımı daha uygundur. Bu bünye modelinde malzeme rijitiği çevre gerilmesinden bağımsız olduğundan genellikle zemin ortamlarının modellenmesinde gerçekçi yer ve şekil değiştirme değerleri elde edilemez [162].

Mohr Coulomb Bünye Modeli ile yapılan analizlerde kazı tabanında saha ile uyumsuz şekilde kabarmalar elde olunmuştur. Gerçek dışı bu kabarmaları önlemek için her kazı kademesinde kazı tabanına kazıdan kaldırılan malzeme basıncı kadar sürşarj etkitilmesi yoluna gidilmiştir. Ayrıca derinlik ile ortamın mukavemetindeki artışı modelleyebilmek için her tabakada kohezyon değeri derinlikle lineer artırılmıştır. Mohr-Coulomb Bünye Modeli ile yapılan analizlerde kullanılan malzeme parametreleri Tablo 6.6’da verilmiştir.

Tablo 6. 6 Mohr-Coulomb Bünye Modeli ile yapılan analizlerde kullanılan malzeme parametreleri

Tabaka Parametreleri	Değer	Birim
Elastisite Modülü (E_1, E_2, E_3)	100, 300, 1000	[GPa]
Poisson Oranı (ν)	0,27	[-]
İçsel Sürtünme Açısı (ϕ)	38	[°]
Kohezyon (c_1, c_2, c_3)	20, 42, 80	[kN/m ²]
Dilatasyon (Kabarma) Açısı (Ψ)	8	[°]

Mohr-Coulomb modelde tabakalar için daha önce Lineer Elastik modelde yapılan geri analizlerde kullanılan ve inklinometre ölçümlerine en yakın deplasmanı veren elastisite modülleri kullanılmıştır. Modelde orta tabaka için RMR sınıflaması ve RocLab yazılımı ile elde edilen mukavemet parametreleri ($c=42$ kPa ve $\phi=38^\circ$) kullanılmıştır. 1. ve 3. Tabaka için ise yapılan geri analizler ile saha ölçümlerine yakın sonuç veren parametreler bulunmuştur. Buna göre 1. Tabaka için $c_1=20$ kPa, 3. Tabaka için $c_3=80$ kPa alınması uygun olmaktadır. Tüm tabakalarda $\phi=38^\circ$ kullanılmıştır. Saha davranışını daha iyi temsil edebilmek için tabakalarda derinlik boyunca kohezyon lineer şekilde arttırılmıştır. Bu değerlere göre yapılan sonlu elemanlar analizi sonucunda çivi malzemesine göre inklinometre kesitinde oluşan yatay deplasman ve inklinometreden okunan yatay deplasman Şekil 6.21’de ve en büyük deplasman değerleri Tablo 6.7’de verilmiştir.



Şekil 6. 21 Kazı ortamının Mohr Coulomb Bünye Modeli ve farklı çivi sonlu eleman tipine göre analizleri sonucunda elde edilen yatay yer değiştirmelerin inklinometre ölçümü ile karşılaştırılması

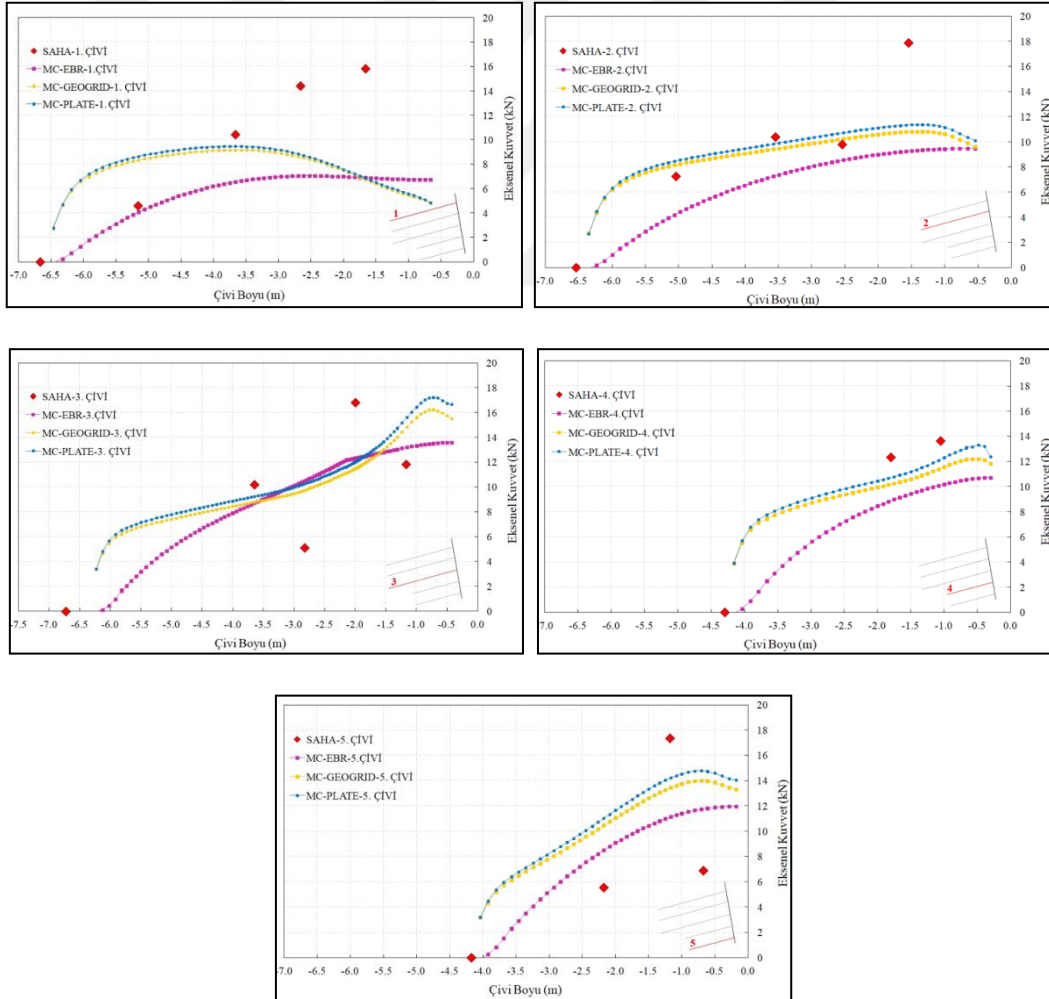
Tablo 6. 7 Mohr-Coulomb model analiz sonucu yatay deplasman değerleri

Malzeme Bünye Modeli	Çivi Modelleme Durumu	u_{max} (mm)
Mohr Coulomb (MC)	Gömülü Kiriş (EBR)	1,69
	Geogrid	1,59
	Plaka (Plate)	1,63

Analizlerden elde edilen yatay deplasmanlar ve sahada ölçülen yatay deplasmanlar karşılaştırıldığında kazı tabanı ve altında çok benzer deplasmanların olduğu görülmüştür. Kazı aynasında sayısal modellerden elde edilen yatay deplasmanların sahada ölçülen yatay deplasmandan daha fazla olduğu ve kazı üst kotunda tüm deplasmanların birbirine yaklaştığı görülmüştür. İnklinometrenin kafa bölgesinde muhtemelen hareketli yüzeysel yüklerden kaynaklı ani deplasman dikkate alınmaz ise tüm deplasmanların birbirine oldukça benzer olduğu söylenebilir. Analizlerde çivi malzemesinin EBR, Geogrid veya Plaka olması deplasmanları çok fazla değiştirmemekle birlikte EBR seçeneğinde diğerlerine göre bir miktar daha fazla

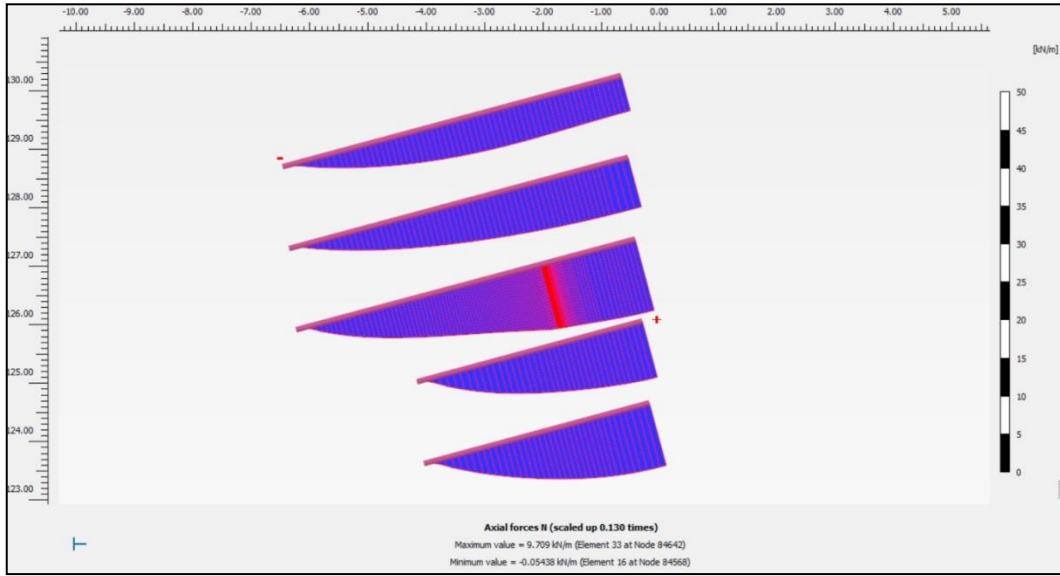
deplasman oluşmuştur. Tüm kazı yüksekliği boyunca oluşan ortalama deplasmanları baz aldığımızda MC Modelin inklinometre sonuçlarına yakın deplasman verdiği söylenebilir.

Analizlerde kazı kesitinde iki farklı kesitte gerinim ölçerlerden okunan ve ortalaması alınan 5 sıra çivi üzerindeki eksenel yükler ve analizlerden hesaplanan eksenel yükler karşılaştırılmıştır. Buna göre MC modelde çivilerin sırasıyla EBR, Geogrid ve Plaka eleman olarak modellenmesi durumunda, nihai kazı kotunda her kademe çivide hesaplanan çivi eksenel yükleri Şekil 6.22'de ki gibidir. Hesaplanan çivi eksenel yükleri genel olarak sahada ölçülenlerle yakın iken 1. ve 2. Seviye çivilerin kafa bölgelerinin püskürtme beton ile mesnetlenme durumunu sahadaki ile uyumlu modellenememesinden veya yüzeydeki hareketli yüklerin çivilerde doğurduğu ilave eksenel yüklerden kaynaklı olarak farklı olduğu görülmektedir.



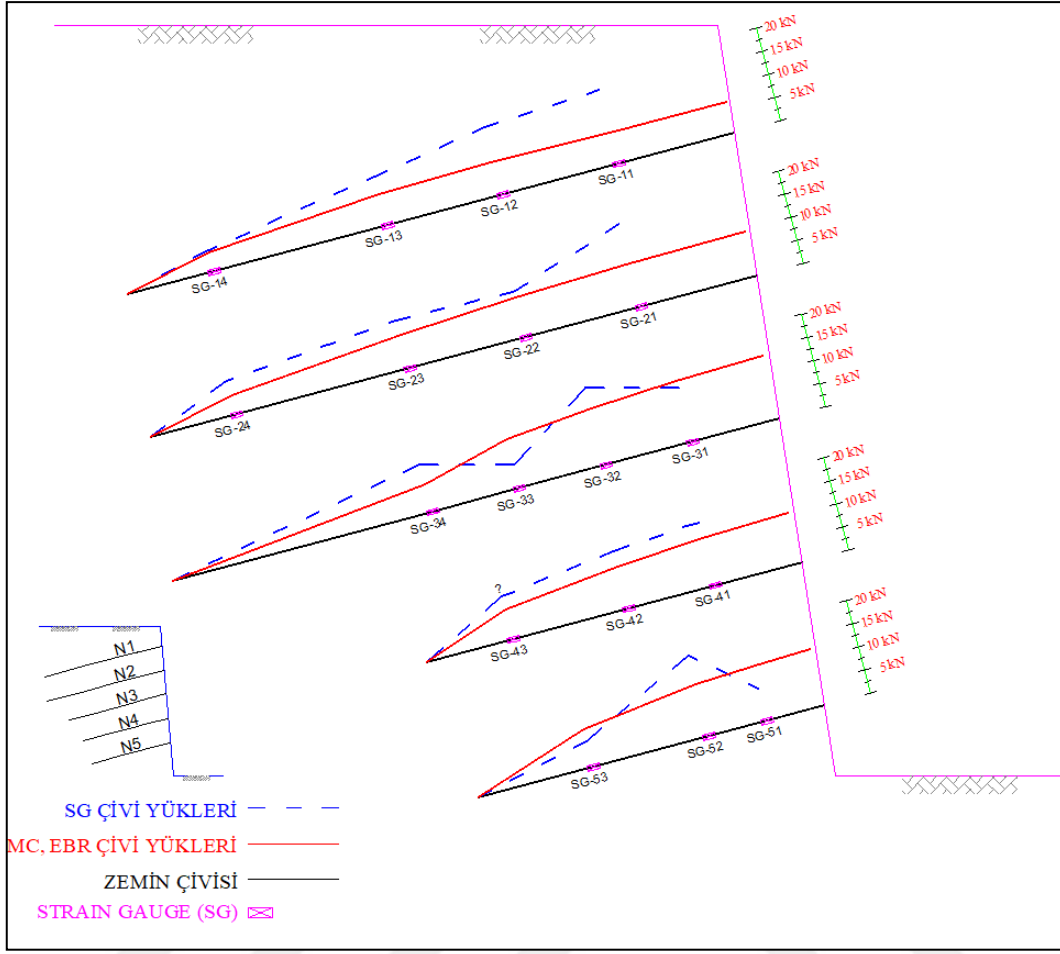
Şekil 6. 22 Mohr Coulomb analiz sonucu nihai kazı kademesinde oluşan çivi eksenel yükleri. a) 1. Seviye, b) 2. Seviye, c) 3. Seviye, d) 4. Seviye, e) 5. Seviye

Mohr Coulomb analizleri sonucunda çivi malzemesi türüne bağlı olarak elde edilen çivi eksenel yükleri incelendiğinde saha ölçümlerine en yakın değerleri veren ve çivi sonunda eksenel kuvvetin sıfırlanması ile sahada oluşan durumu en iyi yansıtan çivi malzemesi seçeneğinin EBR (embedded beam row) olduğu görülmektedir. EBR elemanları çivileri bireysel olarak modellemekte ve sıyrılma kapasitelerini dikkate aldığından beklenildiği şekilde plate ve geogrid elemanlardan daha gerçekçi sonuç vermiştir. EBR çivi malzemesi ile çözülen sonlu elemanlar modelinde nihai kazı kotunda çivilerde oluşan eksenel yüklerin çivi boyunca değişimi Şekil 6.23'te verilmiştir. Bu eksenel yük değişimlerinin arazi ölçümleri ile karşılaştırılması ise Şekil 6.24'te sunulmuştur.



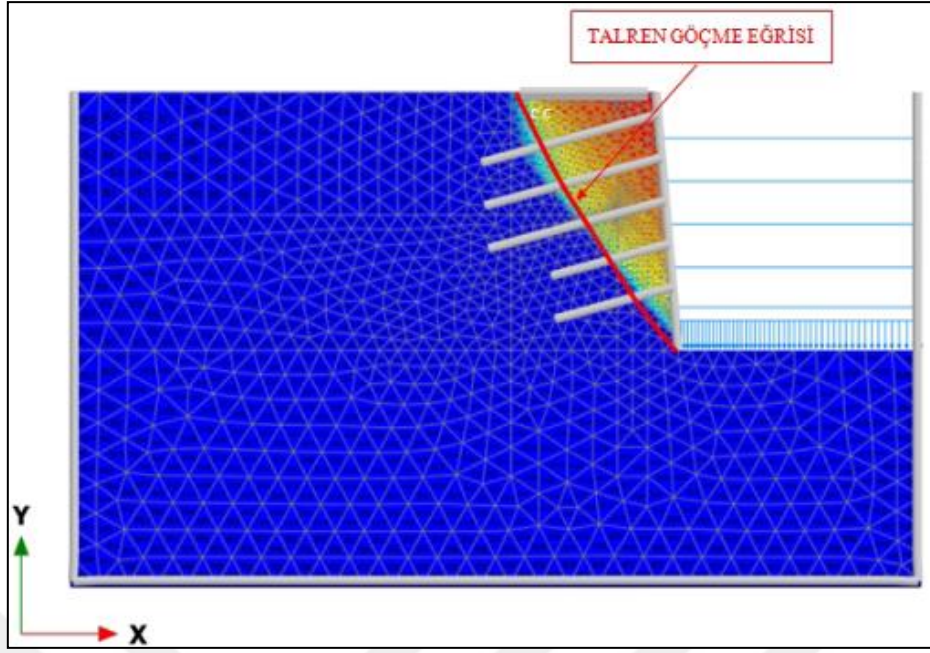
Şekil 6. 23 MC model, EBR çivi analizi eksenel yükleri (nihai kazı kotu)

Nihai kazı kotunda çivilerden ölçülen eksenel yükler ile sayısal analizlerden elde edilen eksenel yükler birbirine oldukça yakın çıkmıştır. 4 nolu çivi üzerinde bulunan SG-4-3 numaralı strain gaugeden ölçüm alınamadığı için grafiğe tahmini değer işlenmiştir. 1 nolu ve 2 nolu çivilerin kafa bölgelerinde sahada ölçülen eksenel yüklerin daha fazla olması, sahada yüzeysel hareketli yüklerden kaynaklanan deplasmanlara bağlı olarak çivilerin ilave yüklenme ihtimali veya çivilerin shotcrete yüzey ile mesnetlenme durumunun tam doğru temsil edilememesi olarak yorumlanmıştır.



Şekil 6. 24 MC model, EBR çivi analizi ve sahadan ölçülen eksenel yükler (nihai kazı kotu)

Sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak kesitin toptan stabilite analizleri de yapılmıştır. Analizlerde model deney kesiti çivisiz ve çivili olarak ayrı ayrı modellenmiştir. Özellikle çivisiz durumda sonlu elemanlar yöntemi ile elde edilen sonuçların limit denge yöntemi ile elde edilen sonuçlarla kıyaslanması ve sahaya en uygun yöntemin belirlenmesi hedeflenmiştir. Bu amaçla Mohr Coulomb modelde, nihai kazı kademesinde yapılan stabilite analizlerinde çivisiz durum için göçmeye karşı güvenlik sayısı, $FS=1,54$ çıkmıştır. Sonlu elemanlardan elde edilen göçme eğrisi ve limit denge yöntemi (Talren) ile elde edilen eğri Şekil 6.25'te birlikte verilmiştir. Limit denge analizlerinde (Talren) göçmeye karşı güvenlik katsayısı $FS=1,58$ çıkmıştır. Yapılan limit denge analizlerinin detaylarına sonraki bölümlerde değinilecektir. Çivisiz durumda sonlu elemanlar ve limit denge yöntemi analizleri sonuçları oldukça yakın çıkmıştır.



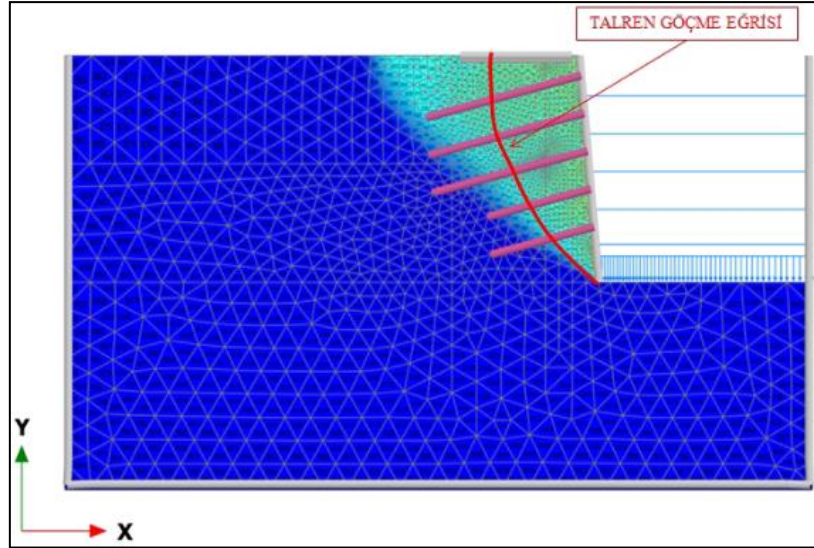
Şekil 6. 25 Mohr Coulomb model çivisiz durum stabilite analizi göçme eğrisi

Mohr Coulomb modelde ayrıca, nihai kazı kademesinde yapılan stabilite analizlerinde EBR, Geogrid ve Plaka çivi malzemeleri kullanılarak çivili durum için göçmeye karşı güvenlik sayısı hesaplanmıştır. Çivi malzemesine göre elde edilen güvenlik sayıları Tablo 6.8’de verilmiştir.

Tablo 6. 8 Mohr Coulomb modelde EBR, Geogrid ve Plaka çivilere göre stabilite analizi güvenlik sayıları

Malzeme Bünye Modeli	Çivi Modelleme Durumu	FS
Mohr Coulomb (MC)	Gömülü Kiriş (EBR)	2,06
	Geogrid	2,29
	Plaka (Plate)	2,48

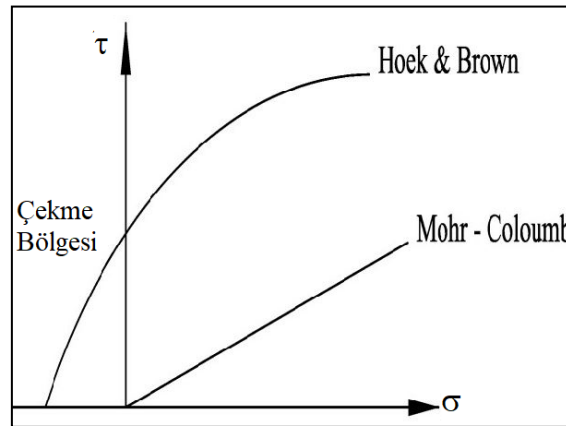
Çivili durum için yapılan limit denge analizlerinde (Talren) göçmeye karşı güvenlik sayısı, $FS=2,14$ çıkmıştır. Limit denge analizleri ile ilgili detaylar sonraki bölümlerde verilmiştir. Analizlere göre sonlu elemanlar analizi ile limit denge analizlerinin en yakın olduğu çivi malzemesi EBR çivi malzemesi olmuştur. Mohr Coulomb modelde EBR çivi kullanılarak yapılan stabilite analizinde elde edilen göçme eğrisi ve limit denge yöntemi (Talren) ile elde edilen eğri Şekil 6.26’da birlikte verilmiştir.



Şekil 6. 26 Mohr Coulomb model EBR çivi için yapılan stabilite analizi göçme eğrisi

- **Hoek Brown (HB) Bünye Modeli Analizleri**

Kaya birimler zemine göre daha sert ve daha güçlü yapıda olduğu için davranışları zemine göre farklılık gösterir. Kayaların sertliği derinlikle değişen düşey gerilmelerden neredeyse bağımsızdır ve derinlik boyunca sabit alınabilir. Ancak kayma mukavemeti derinlik doğrudan ilişkilidir. Bu bakımdan çok ayrılmış ve çatlaklı kayalar sürtünme malzemesi olarak değerlendirilebilir. Bu modelde ilk olarak Mohr Coulomb göçme kriteri kullanılarak kayanın kesme dayanımı modellenir. Ancak kaya mukavemetinin derinlikle artma ihtimali ve kayanın çekme dayanımı da alabilmesi Mohr Coulomb modelini yetersiz kılmaktadır. Bu bakımdan Hoek Brown modeli kayaların non-lineer dayanımı temsil etmek için daha iyi bir yaklaşımdır (Şekil 6.27).



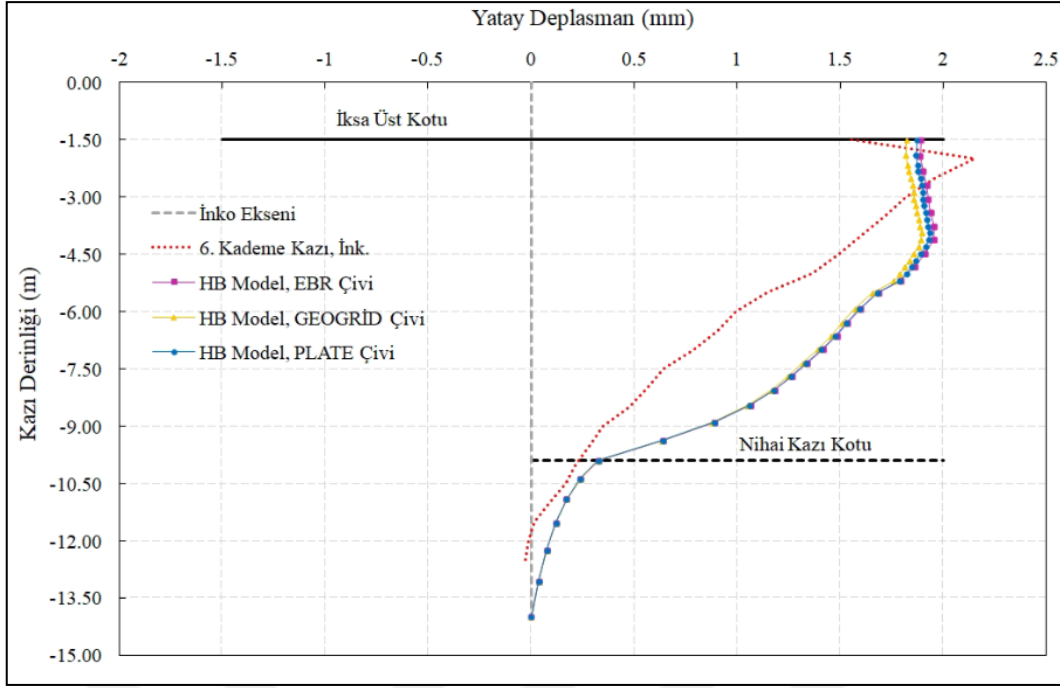
Şekil 6. 27 Mohr Coulomb ve Hoek Brown model karşılaştırması

İzotropik, lineer davranışı formüle eden Hooke Yasasının kaya davranışını temsil eden versiyonu da Hoek Brown modelidir [162]. Hoek Brown modelde tabakalar için daha önce Lineer Elastik modelde yapılan geri analizler ile tespit edilen elastisite modülleri kullanılmıştır. Tablo 6.2’de verilen parametreler kullanılarak yapılan sayısal analizlerde sahada elde edilen deplasman ve çivi yüklerine ulaşılammıştır. Saha deney sonuçları ve RocLab programı kullanılarak elde edilen Hoek Brown Modeli parametrelerinin kullanıldığı geri analizlerde ancak σ_{ci} ve GSI değerleri iki kat arttırıldığında sahada ölçülen verilere yakın sonuçlar elde edilebilmiştir. Buna göre serbest basınç dayanımı (σ_{ci}) ve modelde orta tabaka için RMR sınıflaması ile elde edilen GSI değeri tüm tabakalar için iki kat arttırılarak kullanılmıştır. Sağlam kaya parametresi, (intact rock) m_i için sedimenter kayalar için önerilen 17 değeri kullanılmıştır. Örselenme faktörü (D) için ise makine ile yapılan eğimli kazılar için önerilen 0,7 değeri kullanılmıştır. Yapılan analizlerde kazı tabanında saha ile uyumsuz şekilde kabarmalar görülmüştür. Gerçek davranış ile uyumsuz olan taban kabarmalarını önlemek için her kazı kademesinde kazı tabanına kazıdan kaldırılan malzemenin basıncı kadar sürşarj etkitilmiştir. Hoek Brown metodu ile yapılan analizlerde sahada ölçülen verilere yakın sonuçlar elde edebilmek için aşağıdaki değerler kullanılmıştır (Tablo 6.9).

Tablo 6. 9 Hoek Brown modelinde kullanılan kaya parametreleri

Tabaka Adı	B.H.A. (kN/m ³)	Poisson Oranı (ν)	σ_{ci} (MPa)	m_i	GSI	D
Kumtaşı-1	25,5	0,27	30	17	44	0,7
Kumtaşı-2	25,5	0,27	40	17	44	0,7
Kumtaşı-3	25,5	0,27	50	17	44	0,7

Bu değerler kullanılarak yapılan sonlu elemanlar analizi sonucunda seçilen çivi malzemesine göre kesitte oluşan yatay deplasman Şekil 6.28 ve Tablo 6.10’da verilmiştir.



Şekil 6. 28 Kazı ortamının Hoek Brown Bünye Modeli ve farklı çivi sonlu eleman tipine göre analizleri sonucunda elde edilen yatay yer değiştirmelerin inklinometre ölçümü ile karşılaştırılması

Yatay deplasmanlar incelendiğinde en büyük yatay yer değiştirmenin kazı yüzeyine yakın bölgede olduğu ve derinlikle azaldığı görülmektedir.

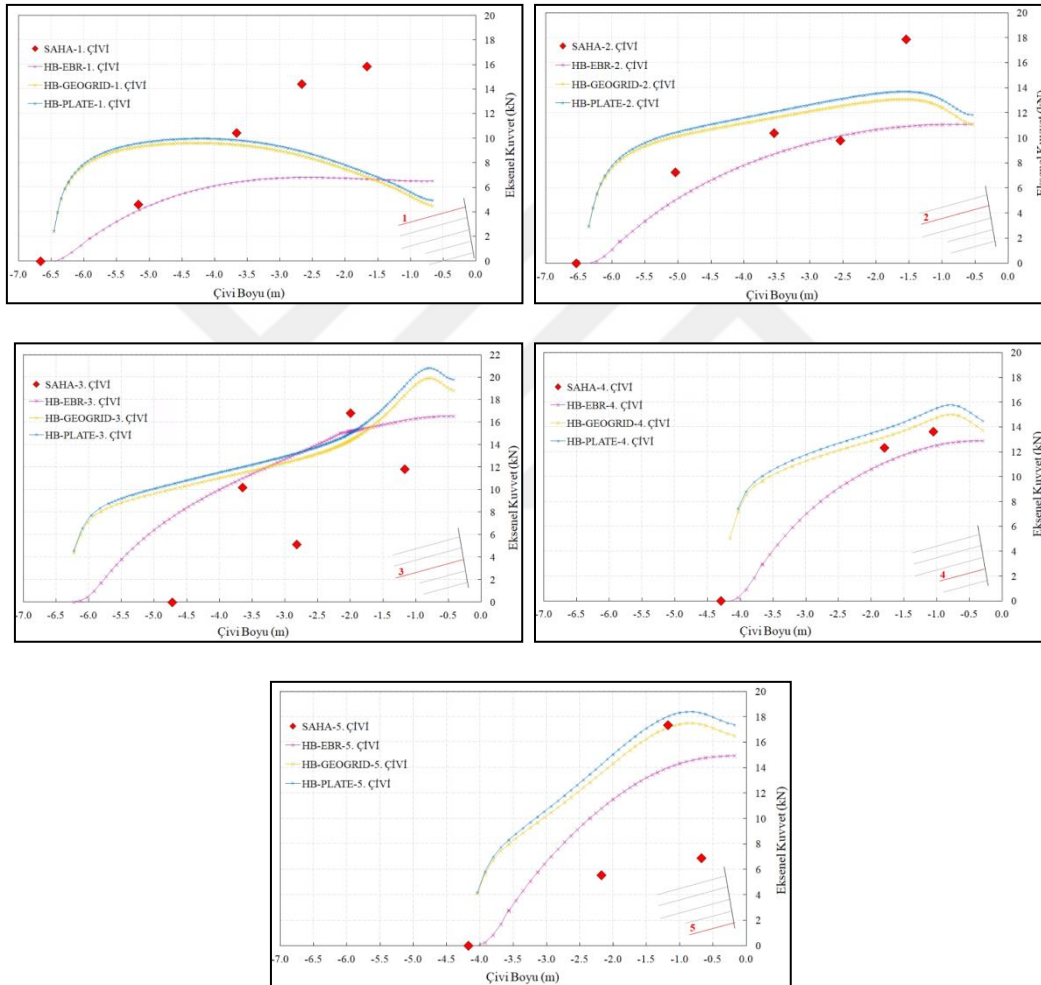
Tablo 6. 10 Hoek Brown model analiz sonucu yatay deplasman değerleri

Malzeme Bünye Modeli	Çivi Modelleme Durumu	u_{max} (mm)
Hoek Brown (HB)	Gömülü Kiriş (EBR)	1,90
	Geogrid	1,82
	Plaka (Plate)	1,87

Analizlerden inklinometre kesitinden elde edilen yatay deplasmanlar ve sahada inklinometre-1'den ölçülen yatay deplasmanlar karşılaştırıldığında kazı tabanı ve altında çok benzer deplasmanların olduğu görülmüştür. Kazı aynasında sayısal modellerden elde edilen yatay deplasmanların sahada ölçülen yatay deplasmandan daha fazla olduğu ve kazı üst kotunda tüm deplasmanların birbirine yaklaştığı görülmüştür. Analizlerde çivi malzemesinin EBR, Geogrid veya Plaka olması deplasmanları çok fazla değiştirmemekle birlikte EBR seçeneğinde diğerlerine göre bir miktar daha fazla deplasman oluşmuştur. Tüm kazı yüksekliği boyunca oluşan

ortalama deplasmanları baz aldığımızda HB Modelde literatür ve sahadan elde edilen malzeme parametrelerinin ancak 2 kat artırılması halinde inklinometre sonuçlarına yakın deplasman verdiği söylenebilir.

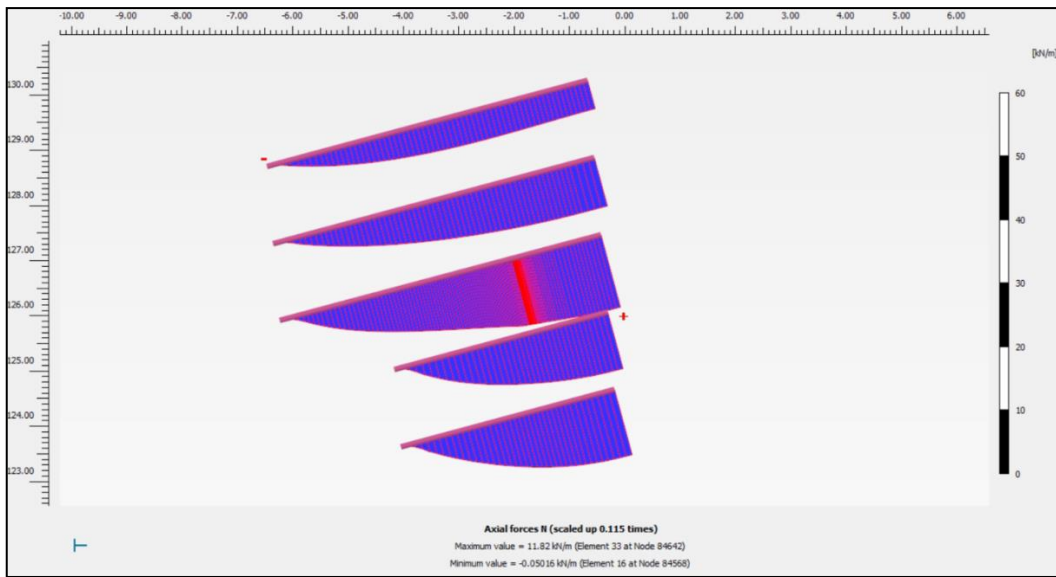
Analizlerde kazı kesitinde iki kesitteki gerinim ölçerlerden okunan ve ortalaması alınan 5 sıra çivi üzerinde hesaplanan eksenel yükler ve analizlerden elde edilen eksenel yükler karşılaştırılmıştır. Buna göre HB modelde çivilerin sırasıyla EBR, Geogrid ve Plaka eleman olarak modellenmesi durumunda her kademe çivide oluşan çivi eksenel yükleri Şekil 6.29'da ki gibidir.



Şekil 6. 29 Hoek Brown analiz sonucu nihai kazı kademesinde oluşan çivi eksenel yükleri. a) 1. Seviye, b) 2. Seviye, c) 3. Seviye, d) 4. Seviye, e) 5. Seviye

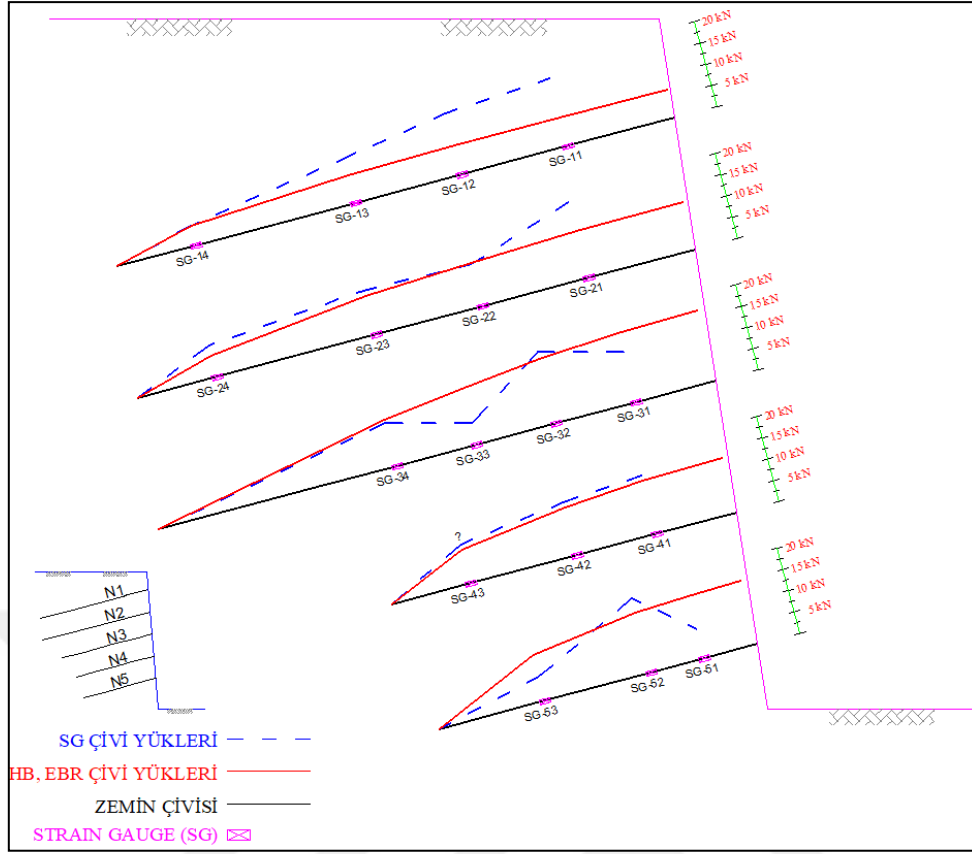
Hoek Brown analizleri sonucunda çivi malzemesi türüne bağlı olarak elde edilen çivi eksenel yükleri incelendiğinde saha ölçümlerine en yakın değerleri veren ve çivi sonunda eksenel kuvvetin sıfırlanması sebebiyle sahada oluşan durumu en iyi yansıtan çivi malzemesi seçeneğinin EBR (embedded beam row) olduğu

görülmektedir. Saha ölçümü ve sonlu elemanlar hesaplarından elde edilen çivi eksenel yükleri genel olarak birbirine yakın çıkmıştır. Özellikle 1. ve 2. Kademe çivilerin kafa kısmındaki farklılık çivi ve püskürtme beton mesnetlenme özelliğinin analizlere tam olarak yansıtılamaması veya sahada üst bölgelerde zamanla oluşan hareketli yüklerden kaynaklı üst çivilerin kafa bölgelerinin daha fazla zorlanması olarak yorumlanmıştır. EBR çivi malzemesi ile çözülen sonlu elemanlar modelinde nihai kazı kotunda çivilerde oluşan eksenel yüklerin çivi boyunca değişimi Şekil 6.30'da verilmiştir. Ayrıca analizden elde edilen eksenel yüklerin sahada hesaplanan ortalama eksenel yükler ile karşılaştırılması Şekil 6.31'de sunulmuştur.



Şekil 6. 30 HB model, EBR çivi analizi eksenel yükleri (nihai kazı kotu)

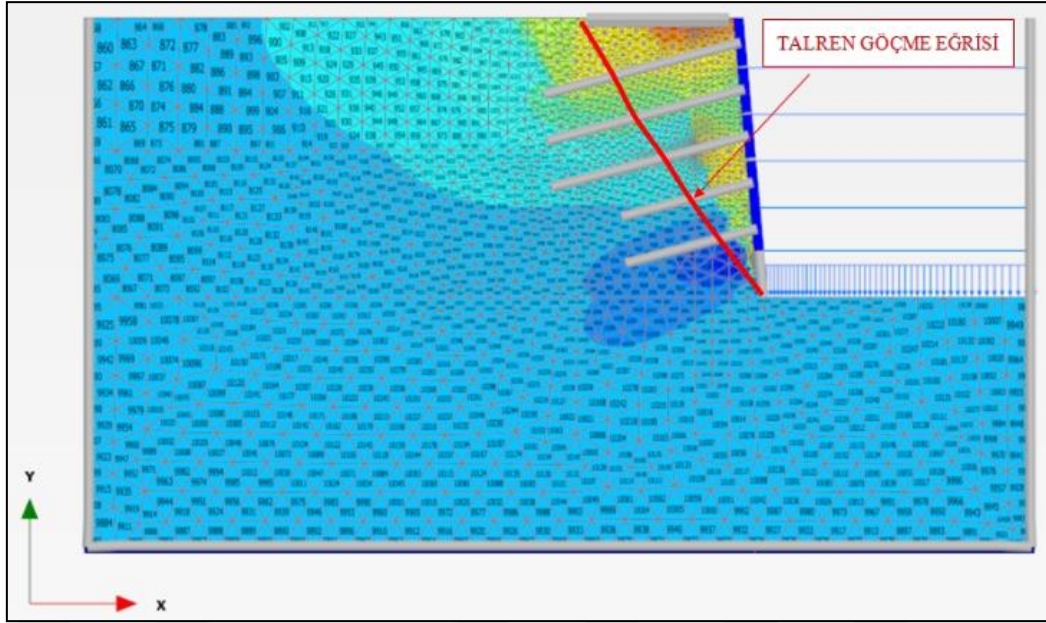
Nihai kazı kotunda çivilerden ölçülen eksenel yükler ile sayısal analizlerden elde edilen eksenel yükler birbirine oldukça yakın çıkmıştır. Ancak bu analizlerde literatürde önerilen ve sahadan elde edilen kaya malzeme parametrelerinin 2 kat artırıldığı unutulmamalıdır. 4 nolu çivi üzerinde bulunan SG-4-3 numaralı strain gaugeden ölçüm alınamadığı için grafiğe tahmini değer işlenmiştir. 1 nolu ve 2 nolu çivilerin kafa bölgelerinde sahada ölçülen eksenel yüklerin daha fazla olması, sahada yüzeysel hareketli yüklerden kaynaklanan deplasmanlara bağlı olarak çivilerin ilave yüklenmesi olarak yorumlanmıştır.



Şekil 6. 31 HB model, EBR çivi analizi ve sahadan ölçülen eksenel yükler (nihai kazı kotu)

Hoek Brown yönteminde sonlu elemanlar ile stabilite analizi yapılırken model deney kesiti çivisiz ve çivili olarak ayrı ayrı modellenmiştir. Bu modelde nihai kazı kademesinde yapılan stabilite analizlerinde çivisiz durum için analiz tamamlanamamış ve kesit göçmüştür ($FS < 1$). Sonlu elemanlar analizi sonucu elde edilen göçme eğrisi ve limit denge yöntemi (Talren) ile elde edilen eğri Şekil 6.32’de birlikte verilmiştir.

HB modelde parametrelerin 2 kat artırılması ile yapılan çivisiz durum sonlu elemanlar stabilite analizi sonucunda ise göçmeye karşı güvenlik sayısı, $FS=2,45$ çıkmıştır. Hoek Brown modelde ayrıca, nihai kazı kademesinde yapılan stabilite analizlerinde EBR, Geogrid ve Plaka çivi malzemeleri kullanılarak çivili durum için göçmeye karşı güvenlik sayısı hesaplanmıştır.



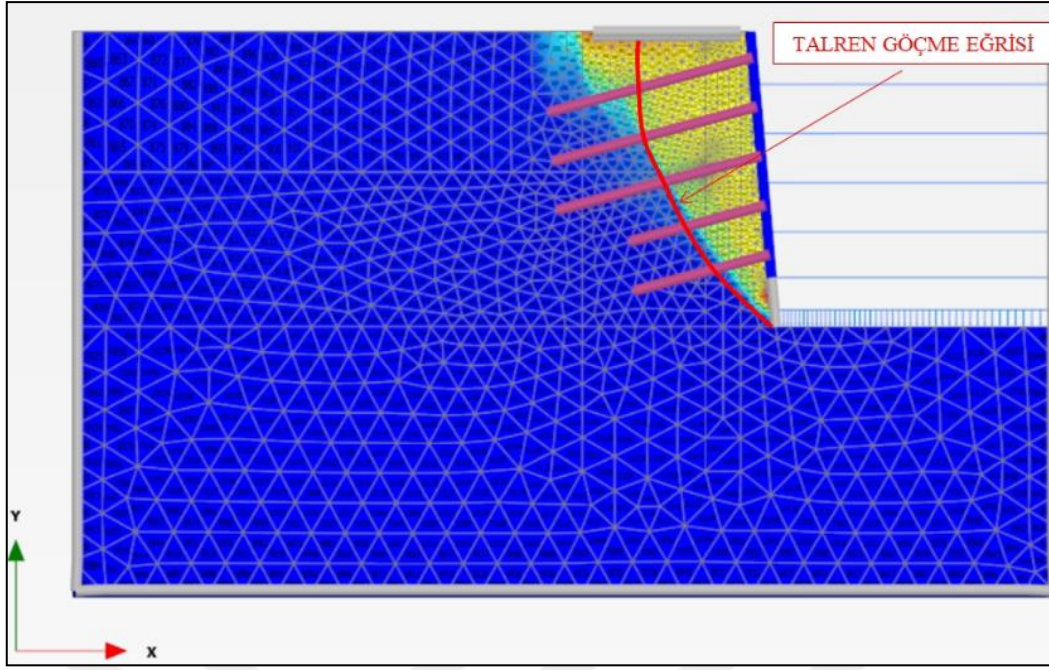
Şekil 6. 32 Hoek Brown model çivisiz durum stabilite analizi göçme eğrisi ($FS < 1$)

HB modelde 2 kat arttırılmış parametreler ile yapılan analiz sonucunda çivi malzemesine göre elde edilen güvenlik sayıları Tablo 6.11’de verilmiştir.

Tablo 6. 11 Hoek Brown modelde EBR, Geogrid ve Plaka çivilere göre stabilite analizi güvenlik sayıları

Malzeme Bünye Modeli	Çivi Modelleme Durumu	FS
Hoek Brown (HB)	Gömülü Kiriş (EBR)	3,28
	Geogrid	3,30
	Plaka (Plate)	3,54

Hoek Brown modelde yapılan sonlu elemanlar stabilite analizlerinde limit denge analizlerinden elde edilen göçme eğrisine yakın eğri elde edilmesine rağmen limit denge analizleri sonuçlarından oldukça farklı güvenlik katsayıları hesaplanmıştır. Sahadan elde edilen deplasman ve çivi yüklerine yakın değerler hesaplayabilmek için kaya malzeme parametrelerinin 2 kat arttırılması sebebiyle stabilite analizlerinde farklı sonuçlar elde edildiği düşünülmektedir. Hoek Brown modelde EBR çivi kullanılarak ve dayanım parametrelerinin 2 kat arttırılması ile yapılan sonlu elemanlar stabilite analizinde elde edilen göçme eğrisi ve limit denge yöntemi (Talren) ile elde edilen eğri Şekil 6.33’te verilmiştir.



Şekil 6. 33 Hoek Brown model EBR çivi için yapılan stabilite analizi göçme eğrisi

6.2.4.3 Limit Denge Analizleri

Limit denge analizlerinde Talren 4 v2.03 [152] ticari yazılımı kullanılmıştır. Talren programı, doğal veya yapay şevlerin, donatısız veya donatılı olarak stabilitesini inceleyen ve limit denge yöntemi ile çalışan bir yazılımdır. Terrasol firması tarafından geliştirilen yazılım stabilite analizlerinde Bishop, Fellenius, perturbation ve yield design yöntemlerini kullanarak çözüm yapmaktadır.

Tez kapsamında yapılan geri analizlerde hem kuvvet hem moment denge koşullarını sağladığı belirtilen [127] Bishop Yöntemi seçilmiştir. Bishop yöntemi kullanılarak tabakalı ayrılmış kumtaşı birimde çivisiz ve çivili durum için güvenlik sayıları tespit edilmiştir. Limit denge analizlerinde göçmenin belirli bir hat üzerinde gerçekleştirildiği kabul edilmiştir. Kayan kütle bir bütün olarak veya dilimlere ayrılarak, kayma yüzeyi boyunca oluşan gerilmeler ile kayma mukavemeti karşılaştırılmıştır.

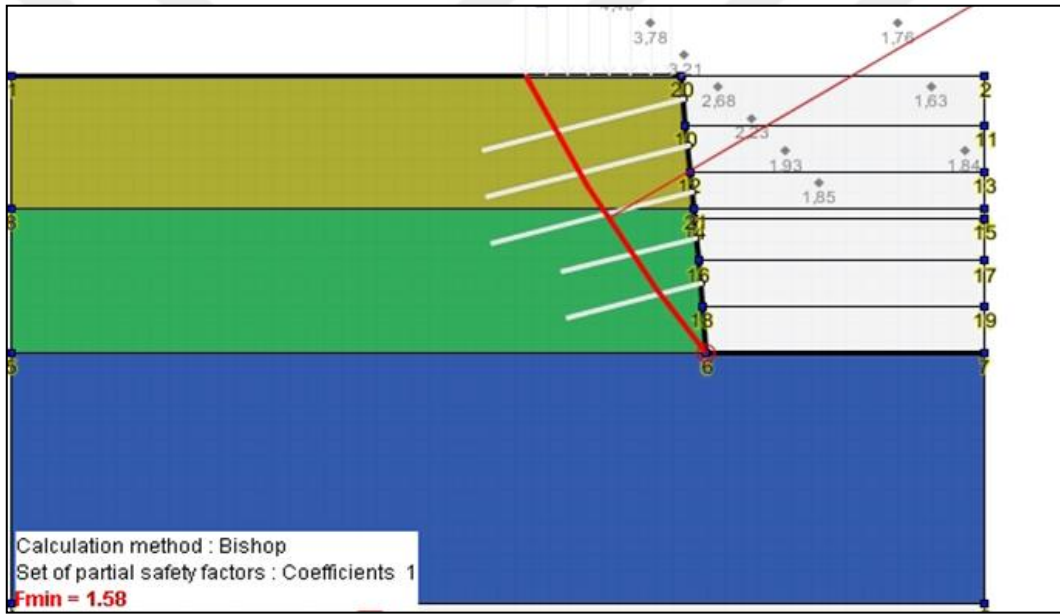
Analizlerde Tablo 6.2’de verilen kaya parametreleri ve Tablo 6.12’de verilen kaya çivisi parametreleri kullanılmıştır.

Tablo 6. 12 Limit denge analizinde çiviler için kullanılan mekanik parametreler

Çivi Modeli	Yatay Aralık (m)	Enjeksiyon Çapı (m)	Donatı Çapı (mm)	Akma Dayanımı (MPa)	Çivi Eğimi (°)	Çevre Sürtünmesi (kN/m ²)
Nail	1,4	0,125	14	365000	15	265

- **Çivisiz Durum için Stabilite Analizi**

Limit denge analizlerine basit olması ve sonlu elemanlar ile kolay karşılaştırılması açısından ilk olarak çivisiz, serbest şevli kazı modeli ile başlanmıştır. Bu modelde H=8,4 m yüksekliğinde ve 85° eğimli kazı kesiti çivisiz ve shotcrete kaplamasız olarak modellenmiş ve stabilite analizi yapılmıştır (Şekil 6.34).



Şekil 6. 34 Çivisiz durum limit denge analizi güvenlik sayısı

Çivisiz durumda yapılan stabilite analizinde, nihai kazı kotunda göçmeye karşı güvenlik sayısı FS=1,58 bulunmuştur. Çivisiz durumda yapılan sonlu elemanlar ve limit denge analizi sonucu elde edilen güvenlik sayıları Tablo 6.13'te toplu olarak verilmiştir.

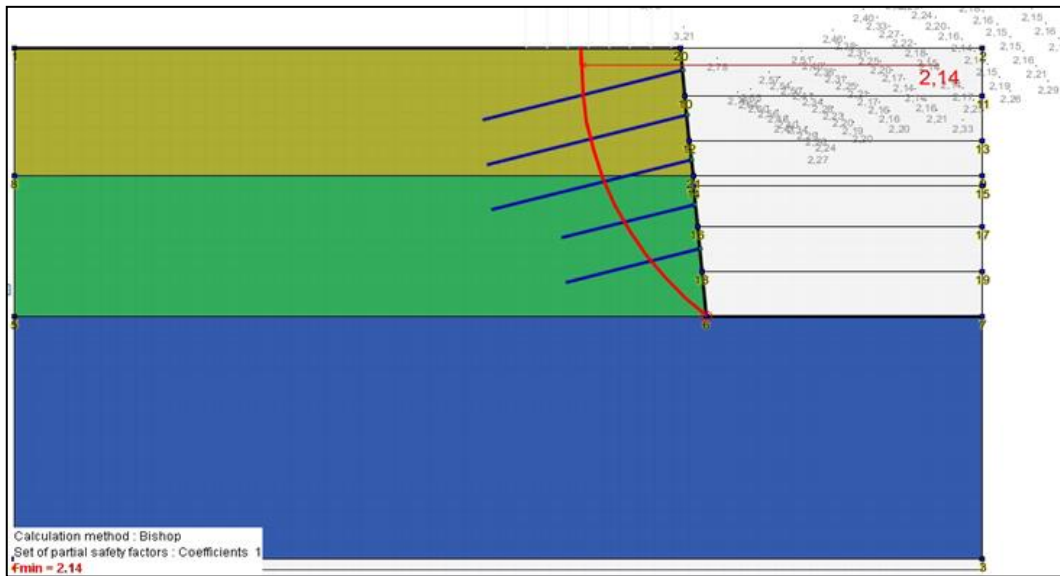
Çivisiz durumda yapılan stabilite analizlerinde Mohr Coulomb modeli ile limit denge yöntemi sonuçları oldukça yakın çıkmıştır. Stabilite analizlerinde Mohr Coulomb bünye modelinin tercih edilmesi uygun olacaktır.

Tablo 6. 13 Çivisiz durumda sonlu elemanlar ve limit denge analizi sonucu elde edilen güvenlik sayıları

Malzeme Bünye Modeli/Yöntem	FS
Mohr Coulomb (MC)/Plaxis	1,54
Hoek Brown (HB)/Plaxis (RocLab parametreleri)	<1,00
Hoek Brown (HB)/Plaxis (2 kat arttırılmış parametreler)	2,45
Limit Denge/Talren	1,58

- **Çivili Durum Stabilité Analizi**

Çivili kesit analizinde sahada deney model için oluşturulan kesitin limit denge analizi yapılmıştır. Bu analizde H=8,4 m yüksekliğinde ve 85° eğimli kazı kesiti, 1,4 m derinliğinde toplam 6 kademedeki kazılmış ve her kademedeki kaya çivisi imalatı yapılmıştır (Şekil 6.35).



Şekil 6. 35 Çivili durum limit denge analizi güvenlik sayısı

Çivili durumda yapılan stabilite analizinde, nihai kazı kotunda göçmeye karşı güvenlik sayısı FS=2,14 bulunmuştur. Çivili durumda yapılan sonlu elemanlar ve

limit denge analizi sonucu elde edilen güvenlik sayıları Tablo 6.14'te toplu olarak verilmiştir.

Çivili durumda yapılan stabilite analizlerinde Mohr Coulomb modeli ile limit denge yöntemi sonuçları oldukça yakın çıkmıştır. Özellikle çivili projelerin stabilite analizlerinde Talren programı bilinirliği ve basit kullanımı sebebiyle oldukça sık tercih edilmektedir. Sonlu elemanlar yöntemi ile limit denge analizlerinin desteklenmesi ve kontrol edilmesi projelerin doğruluğu açısından faydalı olmaktadır. Yapılan limit denge ve sonlu elemanlar stabilite analizlerinde Mohr Coulomb bünye modelinin limit denge analizi sonuçlarına yakın değerler verdiği görülmüştür.

Tablo 6. 14 Çivili durumda sonlu elemanlar ve limit denge analizi sonucu elde edilen güvenlik sayıları

Malzeme Bünye Modeli/Yöntem	Çivi Modelleme Durumu	FS
Mohr Coulomb (MC)/Plaxis	Gömülü Kiriş (EBR)	2,06
	Geogrid	2,29
	Plaka (Plate)	2,48
Hoek Brown (HB)/Plaxis (RocLab parametreleri)	Gömülü Kiriş (EBR)	1,05
	Geogrid	1,23
	Plaka (Plate)	1,45
Hoek Brown (HB)/Plaxis (2 kat arttırılmış parametreler)	Gömülü Kiriş (EBR)	3,28
	Geogrid	3,30
	Plaka (Plate)	3,54
Limit Denge/Talren	Soil Nail	2,14

Hoek Brown bünye modeli oluşturulurken geoteknik araştırmalarından elde edilen değerler RocLab programında kullanılmış ve program girdisi olarak gerekli parametreler elde edilmiştir. RocLab programından elde edilen parametrelerin kullanılması sonucu sonlu elemanlar ile hesaplanan yer değiştirmeler ve çivi yükleri sahada ölçülenlerden çok farklı çıkmıştır. RocLab programından elde edilen parametreler (σ_{ci} , GSI) 2 kat arttırılarak ancak sahada ölçülen yatay yer değiştirme

ve çivi eksenel yüklerine yakın değerler elde edilebilmiştir. Seçilen parametrelerin 2 kat artırılması nedeniyle yatay yer değiştirme ve çivi eksenel yükleri yakınsanırken stabilite analizinde limit denge ve MC model sonuçlarından uzaklaşmıştır.

Hoek Brown bünye modeli için kullanılan program girdileri RMR gibi saha gözlemi verilerine dayanmaktadır. Bünye modelinin doğru modellenebilmesi için saha gözlem ve deneylerinin doğruluğu ve kalitesi büyük önem taşımaktadır.



SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu doktora tezinde zayıf kaya olarak sınıflandırılan, kırıklı-çatlaklı kumtaşı biriminde çivilerle desteklenerek açılan bir derin kazının davranışı 1:1 ölçekli saha model deneyi ve sayısal analizler ile incelenmiştir. 1:1 ölçekli saha model deneyinde kademeli kazı yapılarak püskürtme beton ile kaplama ve çiviler imal edilmiş, her kazı-çivi imalatı kademesi sonunda aletsel ölçümler gerçekleştirilmiştir. Bu kapsamda çivi kafasında aksenal kuvvet, çivi boyunca şekil değiştirme ve kazı kesitinde yatay yer değiştirmeler ölçülmüştür. Deneyde nihai kazı kademesine ulaşıldıktan sonra kazı kesiti üzerine sürşarj uygulanmış ve sürşarj etkisinde kazının ve çivilerin davranışı gözlenmiştir. Çivilerin nihai taşıma gücü çivi çekme (sıyrılma) deneyi ile belirlenmiş ve elde edilen deneysel veriler ile 1:1 ölçekli modelin geri analizleri yapılmıştır. Farklı malzeme bünye modelleri ile yapılan bu sayısal analizlerde çiviler farklı sonlu eleman tipleri ile modellenerek analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Tez kapsamında gerçekleştirilen tüm bu çalışmaların ayrıntıları yukarıda verilmiş ve elde olunan bulgular değerlendirilmiştir. Yapılan bu değerlendirmeler ışığında aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

1. Model deney Çakraz Formasyonuna ait kırıklı-çatlaklı kumtaşı birimlerde gerçekleştirilmiştir. Bu birimler RQD değerlerine göre zayıf kaya olarak sınıflandırılmaktadır. 8,4 m derinlikte, kırıklı çatlaklı kumtaşı birimde yapılan çivi destekli derin kazı dolayısı ile dikkate değer şekil değiştirmeler meydana gelmemiş, herhangi bir yerel ve genel stabilite sorunu ile karşılaşmamıştır. Bu durum, göçme sınırına erişmesi planlanan model deneyde bu hedefe ulaşılmamasını sağlamakla birlikte yapılan çivi çekme deneyleri ve aletsel gözlemler ile zayıf kayada çivi ve çivili kazıların davranışına ilişkin aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır.
 - a. Kazı sırasında ölçülen yatay yer değiştirme (~ 2 mm) literatürde önerilen yatay yer değiştirme-derinlik oranının (deformasyon) ($\Delta y = \%(0.1-0.5)H$) oldukça altında ($\Delta y = \%0.02H$) gerçekleşmiştir [13].

- b. Çivilerdeki şekil değiştirme ölçerlerde kazı seviyesine bağlı olarak en fazla 300×10^{-6} birim eksenel şekil değiştirme (ϵ) ölçülmüş olup çivilerin bulunduğu seviyeye bağlı olarak en fazla 30 kN mertebelerinde eksenel yük aldığı tespit edilmiştir.
 - c. Kazı, bekleme ve yükleme sırasında çivilerde oluşan en büyük toplam eksenel kuvvet (~ 30 kN) güvenilir çivi kapasitesinin (~ 56 kN) ancak %50'sine ulaşabilmiştir.
2. Bu bulgular model deney tasarımında kırıklı çatlaklı kumtaşı birim için öngörülen kayma mukavemeti ve rijitlik parametrelerinin çok güvenli tarafta seçildiğini göstermektedir. Bu durum eldeki geoteknik araştırmaların nitelik ve sayısı ile kumtaşı birimin süreksizlik ve ayrışma durumunun göz önünde bulundurulmasından kaynaklanmıştır.
 3. Çivi çekme deneyinde belirlenen maksimum kayma gerilmesi güncel literatürde kumtaşı için önerilen sürtünme direnci $q_s = 200-300$ kPa aralığındadır [8]. Model deneyin tasarımında öngörülen çivi sürtünme direnci bu aralığın alt sınırında (200 kPa) olup ölçülen maksimum sürtünme direnci olan $q_s = 265$ kPa'ın altındadır. Sahadaki çatlaklı zayıf kaya için bu değer güvenli tarafta seçilmesinin uygun bir mühendislik yaklaşımı olduğu söylenebilir.
 4. Çivi çekme deneyleri eksenel çekme kapasitesinin çivi boyu ile doğru orantılı olmadığını göstermiştir. Çivilerdeki şekil değiştirmeler ve buna bağlı olarak hesaplanan eksenel kuvvetler çivi boyunca kafadan gömülü uca doğru gidildikçe azalmakta ve belirli bir mesafede sıfırlanmaktadır. Bu durum donatı/enjeksiyon ve enjeksiyon/kaya aderansının yüksek olduğunu ve çekme kapasitesinin donatı çekme kapasitesinin üzerinde olduğunu göstermektedir. Ayrıca bu durum çivi kapasitesinin çivi boyu ile doğru orantılı artmadığını ve efektif bir çivi uzunluğu olduğunu göstermektedir. Bu gözlem Briaud J. L. [144] tarafından sert killerdeki ankraj kök kapasiteleri üzerine yapılan gözlemler ile uyumludur.
 5. Çivilerin kazı ve/veya şev destekleme elamanı olarak kullanılmalarda durumunda çivi boyunca oluşan eksenel şekil değiştirmeler kazı derinliğine bağlı olarak artmaktadır. Bu tespit literatür ile uyumludur [164].
 6. Sürşarj yüklemesinde başlık plağında 3-4 mm mertebesinde düşey deplasman ve çivilerde 1-2 kN mertebesinde eksenel yük artışları

gözlenmiştir. Bu artışlar çivilerin konumlarına göre değişkenlik göstermektedir. Sürşarja yakın olan çivilerin kafa bölgelerinde aksel basınç oluştuğu görülmüştür.

7. Sürşarj yüklemesi sırasında yük kademeleri arttıkça püskürtme betonlu kazı yüzeyinde bulunan reflektörlerde deplasman artışları gözlenmiştir. Kazı yüzeyinin üst kotlarında püskürtme beton yüzeyde 5 mm mertebesinde yatay deplasman ölçülürken kazı tabanında deplasman gözlenmemiştir.
8. Yapılan geri analizler ile zayıf kaya için önerilen malzeme parametreleri elde edilmiştir. Bu analiz sonuçları, dikkate alınan saha için Mohr Coulomb bünye modeli ve gömülü kirişi elemanlar ile çivilerin modellenmesinin arazi ile uyumlu sonuçlar üretilebileceğini göstermektedir. Hoek-Brown model daha gelişmiş bir model olmakla birlikte çok sayıda malzeme parametresinin kullanılması ve parametrelerinin istatistiksel verilere dayanması yanında deneyim gerektirmektedir.
9. Bu çalışmada yapılan aletsel gözlemler ve gerçekleştirilen analizler ile bunlardan çıkarılan sonuçların kırıklı-çatlaklı kumtaşı için geçerli olduğu açıktır. Benzer çalışmaların farklı kaya formasyonları için gerçekleştirilmesine ihtiyaç vardır.

Sonuç olarak çatlaklı-eklemli zayıf kayalarda yapılan derin kazıların çiviler ile güçlendirilmesinin ekonomik ve güvenli bir mühendislik çözümü olduğu görülmektedir. Bu sonuçlara göre çivili derin kazılarda saha yer değiştirme ölçümleri ile çivi kuvvetlerinin ölçülmesinin kazı güvenliği yanında gelecek uygulamalara ışık tutacağından uygulanması önerilir.

- [1] French National Research Project Clouterre. "Recommendations Clouterre", vol.2, p.5, 1991.
- [2] S. Rabejac and P. Toudic, "Construction of a retaining wall between Versailles-Chantiers", vol.93, pp.232-237, 1974.
- [3] G. Gässler and G. Gudehus "Soil Nailing-Some Aspects of a New Technique," in Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3., Session 12, Stockholm, Sweden, 665-670, 1981.
- [4] R. J. Byrne, D. Cotton, J. Porterfield, C. Wolschlag and G. Ueblacker, "Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls," Report No. FHWA-SA-96-69R, Federal Highway Administration, Washington, DC, 1998.
- [5] P. J. Nicholson, "In Situ Earth Reinforcement at Cumberland Gap, U.S. 25E," in American Society of Civil Engineers and Pennsylvania Department of Transportation Joint Conference, Harrisburg, PA, 21, 1986.
- [6] V. Elias and I. Juran, "Soil Nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavations," Report No. FHWA-RD-89-198, Federal Highway Administration, Washington, DC, 1991.
- [7] J. A. Porterfield, D. M. Cotton and R. J. Byrne "Soil Nailing Field Inspectors Manual, Demonstration Project 103," Report No. FHWA-SA-93-068, Federal Highway Administration, Washington, DC, 1994.
- [8] C. A. Lazarte et al., "Geotechnical Engineering Circular No. 7: Soil Nail Walls-Reference Manual" Report No. FHWA-NHI-14-007, Federal Highway Administration, Washington, DC 20590, 2015.
- [9] A. T. Watkins & G. E. Powell, "Soil Nailing to Existing Slopes as Landslip Preventive Works" Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, Hong Kong, 1992.
- [10] J. Li; L. G. Tham; S. M. Junaideen; Z. Q. Yue; and C. F. Lee. "Loose Fill Slope Stabilization with Soil Nails: Full-Scale Test" DOI: 10.1061/_ASCE_1090-0241_2008_134:3_277
- [11] Y. Rogbeck et al., "Nordic Guidelines For Reinforced Soils And Fills". The Nordic Geotechnical Societies Nordic Industrial Fund, 2003.
- [12] H. T. Durgunoğlu, "Performance of Deep Soil Nailed Walls". International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 2008.
- [13] C. Y. Ou, "Deep Excavation, Theory and Practice". Vol. 3, p.57, Taipei, Taiwan, 2006.
- [14] K. Terzaghi and The Chicago Subway, ASCE Library, Engineering Issues: Journal Of Professional Activities. Vol. 101. Issue 4, 1975.
- [15] Kazı Destek Yapıları Tasarım ve Uygulama Esasları. T.C. Çevre ve İklim Değişikliği Bakanlığı, Ankara, 2022.
- [16] <https://www.geobos.com.tr/projelerimiz>
- [17] <https://www.deepexcavation.com/en/resources/excavations-support-systems>

- [18] R. Düzceer, “İstanbul Boğaziçi Kıyısında Bir Hibrit Kazı ve İnşaat Uygulaması”, Vaka Analizi. ZMGM18, Kayseri, 2022.
- [19] P. Xanthakos, “Ground Anchorages And Anchored Structures”, Washington, D.C., USA, 1991.
- [20] M. Berilgen, “Ankrajlı Perdelerde Yapı Zemin Etkileşiminin İncelenmesi”, Yıldız Teknik Üniversitesi FBE, Doktora Tezi, 1996.
- [21] P. J. Sabatini, D. Pass, R. C. Bachus, “Ground Anchorages And Anchored Systems”, FHWA Technical Report, FHWA-IF-99-015, June, 1999.
- [22] R. Düzceer vd., “Skyland İstanbul Projesi Derin Kazı İksa Sistemi Uygulamaları” Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 17. Ulusal Konferansı, İstanbul Üniversitesi, İstanbul, 2018.
- [23] T. H. Douglas, L. J. Arthur, “A guide to use of rock reinforcement in underground excavation”. Report 101, construction industry research and information assoc. (CIRIA), London, 1983.
- [24] Ö. Aydan, “Rock Reinforcement and Rock Support”. ISRM Book Series, 2018.
- [25] Design and Construction Criteria of Ground Anchors, Japanese Soil and Foundation Society. Japan, 1990.
- [26] Standard Specifications for Highway Bridges, Vol. 1., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C., USA, 1996.
- [27] J. E. Bowles, Foundation of Analysis and Design, USA, 1996.
- [28] A. Çınar, “Trakya Formasyonunda Yapılan Ankrajlı Derin Kazıların Sonlu Elemanlar İle Modellenmesi”, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ, İstanbul, 2010.
- [29] CICHE. Criteria and Descriptions for Design and Construction of Anchors. Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering, Taipei, 1998.
- [30] ASTM A416, Standard Specification for Low-Relaxation, Seven-Wire Steel Standard for Prestressed Concrete.
- [31] P. Guo, X. Gong, and Y. Wang. “Displacement and force analyses of braced structure of deep excavation considering unsymmetrical surcharge effect”. Computers and Geotechnics, 113: p. 103102, 2019.
- [32] W. Zhang, Z. Hou, A.T.C. Goh, and R. Zhang, “Estimation of strut forces for braced excavation in granular soils from numerical analysis and case histories”. Computers and Geotechnics, 106: p. 286-295, 2019.
- [33] M. Bahrami, M.I. Khodakarami, and A. Haddad, “Seismic behavior and design of strutted diaphragm walls in sand”. Computers and Geotechnics, 108: p. 75-87, 2019.
- [34] M. Bahrami, M.I. Khodakarami, and A. Haddad, “3D numerical investigation of the effect of wall penetration depth on excavations behavior in sand”. Computers and Geotechnics, 98: p. 82-92, 2108.
- [35] S. S. Chowdhury, K. Deb, and A. Sengupta, “Estimation of Design Parameters for Braced Excavation”: Numerical Study. International Journal of Geomechanics, 13(3): p. 234-247, 2013.
- [36] JSA, Guidelines of design and construction of deep excavation. JSA Tokyo, 1988.

- [37] B. M. Das, "Principles Of Foundation Engineering", 2016.
- [38] AISC, Manual of Steel Construction. Allowable Stress Design. Vol. 1. American Institute of Steel Construction, 2001.
- [39] D. Wyllie and C. Mah. Rock slope engineering 4th Edition. London, Spon Press, 2004.
- [40] S. G. Wright, Evaluation of soil shear strengths for slope and retaining wall stability analyses with emphasis on high plasticity clays, 2005.
- [41] S. Ullah, M. Khan and G. Rehman, A Brief Review Of The Slope Stability Analysis Method. China, 2020.
- [42] A. F. Villalobos, A. S. Villalobos. "Effect of nail spacing on the global stability of soil nailed walls using limit equilibrium and finite element methods". 2020.
- [43] N. T. Pham, P. Bing, N. V. Nguyen, "Study on the effect of some parameters of soil nails on the stability of vertical slopes". Vietnam, 2020.
- [44] İ. Ketin, İ. Genel Jeoloji. İTÜ VAKFI. s. 223. ISBN 975-7463-03-5, 1998.
- [45] J. S. Flett, "Petrology". In Chisholm, Hugh (ed.). Encyclopædia Britannica. Vol. 21 (11th ed.). Cambridge University Press. p. 327, 1911.
- [46] A. R. Philpotts, Ague, Jay J. Principles of igneous and metamorphic petrology (2nd ed.). Cambridge, UK: Cambridge University Press. ISBN 9780521880060, 2009.
- [47] E. Sirri. Jeomorfoloji I. DER YAYIN EVİ. s. 40. ISBN 978-9753532136, 2000.
- [48] T. Harvey and R. J. Tracy. Petrology, Second Edition. W.H.Freeman. s. 355. ISBN 0-7167-2438-3, 1996.
- [49] J. S. Monroe, The Changing Earth: Exploring Geology and Evolution (5th ed.). Belmont, CA: Brooks/Cole. p. 438. ISBN 9780495554806, 2008. Retrieved 13 April 2020.
- [50] S. Yıldırım, Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı (Üçüncü Baskı). İstanbul. Birsen Yayınevi, 2009.
- [51] A. Önalp ve E. Arel. Geoteknik Bilgisi II, Yamaç ve Şevlerin Mühendisliği, Birsen Yayınevi Ltd. Şti., İstanbul, 2004.
- [52] B. A. Uzuner. Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği. Derya Kitabevi, 2012.
- [53] D. P. Coduto, M. Mollamahmutoğlu, K. Kayabalı. Geoteknik mühendisliği: ilkeler ve uygulamalar. Gazi Kitabevi, 2006.
- [54] A. W. Skempton and J. Hutchinson. Stability of natural slopes and embankment foundations. Soil Mech & Fdn Eng Conf Proc/Mexico, 1969.
- [55] D. J. Varnes. Slope movement types and processes. Special Report, 176, 11-33, 1978.
- [56] B. B. Broms. Landslides. Foundation Engineering Handbook. Van Nostrand Reinhold Company, 1975.
- [57] R. Ulusay. Uygulamalı jeoteknik bilgiler. TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları, 38, 385, 2001.

- [58] R. E. Goodman and J. V. Bray. Toppling of Rock Slopes. Proceedings of the Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes, 2, 201-234, 1976.
- [59] E. Hoek and J. Bray. Rock Slope Engineering. Institution of Mining and Metallurgy, 1977.
- [60] R. Ulusay ve H. Sönmez. Kaya kütlelerinin mühendislik özellikleri, 2007.
- [61] M. Cai and H. A. Horii. A constitutive model of highly jointed rock masses. Mechanics of Materials. 13(3):217-246, 1992.
- [62] B. Amadei and W. Z. Savage. Anisotropic nature of jointed rock mass strength. Journal of Engineering Mechanics. 115(3):525-542, 1989.
- [63] B. Amadei. Importance of anisotropy when estimating and measuring in situ stresses in rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts. 33(3):293-325, 1996.
- [64] C. W. Duncan. Foundations on rock. 2nd Edt. E & FN Spon Energy in Sweden. Swedish Energy Agency, 1999.
- [65] C. W. Duncan. Rock slope engineering: civil applications. CRC Press, 2017.
- [66] E. T. Brown. Rock characterization, testing method and monitoring. ISRM Suggested Methods, 1981.
- [67] K. Terzaghi. Rock tunneling with steel supports, 1946.
- [68] A. Ertunç. Tünellerde yapılan kaya sınıflamaları. Tünelcilik Semineri, Ankara, Bildiriler Kitabı, 143-163, 1983.
- [69] G. E. Wickham et al. Support determinations based on geologic predictions. N Am Rapid Excav & Tunnelling Conf Proc, 1, 1972.
- [70] D. U. Deere and D. W. Miller. The rock quality designation (RQD) index in practice, classification systems for engineering purposes. Proc. Symp. Rock Classification Systems for Engineering Purposes, 91-101, 1967.
- [71] Z. T. Bieniawski. Engineering Rock Mass Classifications. Wiley, New York. 251, 1989.
- [72] N. Barton et al. Engineering of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Rock Mechanics, 189-236, 1974.
- [73] E. Hoek and E. T. Brown. The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 11(3), 445-463, 2019.
- [74] A. Palmstrom. Measurements of and Correlations between Block Size and Rock Quality Designation (RQD). Tunnelling and Underground Space Technology. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2005.01.005>, 2005.
- [75] P. J. Sabatini et al. Evaluation of Soil and Rock Properties, FHWA Technical Report, FHWA-IF-02-034, April, 2002.
- [76] D. Deere. The rock quality designation (RQD) index in practice. Rock classification systems for engineering purposes. ASTM International, 1989.
- [77] P. Marinos and E. Hoek. GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. ISRM International Symposium, 2000.

- [78] J. Sridevi and T. G. Sitharam. Analysis of strength and moduli of jointed rocks. *Geotechnical and Geological Engineering*. 18(1):3-21, 2000.
- [79] M. Oda. A method for evaluating the effect of crack geometry on the mechanical behavior of cracked rock masses. *Mechanics of Materials*. 2(2):163-171, 1983.
- [80] S. Y. Wang, S. W. Sloan, S. G. Fityus, D. V. Griffiths, C.A. Tang. Numerical Modeling of Pore Pressure Influence on Fracture Evolution in Brittle Heterogeneous Rocks. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 46(5):1165-1182, 2013.
- [81] J. Zhang, W. B. Standifird, J. C. Roegiers, Y. Zhang. Stress-dependent fluid flow and permeability in fractured media: from lab experiments to engineering applications. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 40(1):3-21, 2007.
- [82] B. H. G. Brady and E. T. Brown. *Rock mechanics: for underground mining*. Springer, 2004.
- [83] F. Oka. Validity and limits of the effective stress concept in geomechanics. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*. 1(2):219-234, 1996.
- [84] A. Baghbanan and L. Jing. Hydraulic properties of fractured rock masses with correlated fracture length and aperture. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 44(5):704-719, 2007.
- [85] E. Hoek and E. T. Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 106:(ASCE 15715), 1980.
- [86] B. M. Das. Evaluation of the point load strength for soft rock classification. In: *Proceedings of the Fourth International Conference Ground Control in Mining*, Morgantown, WV, pp. 220–226, 1985.
- [87] F. D. Patton. Multiple modes of shear failure in rock. In: *Proc. 1st Int. Cong. on Rock Mech.*, Lisbon. vol. 1, pp. 509–515, 1966.
- [88] J. C. Jaeger. Friction of rocks and the stability of rock slopes, Rankine Lecture. *Geotechnique* 21, 97–134, 1971.
- [89] N. Barton. The shear strength of rock and rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* 13, 255–279, 1976.
- [90] R. E. Goodman. The deformability of joints. Determination of the In-Situ Modulus of Deformation of Rock, ASTM Special Technical Publication No. 477, ASTM International, pp. 174–196, 1970.
- [91] Z. Lianyang. *Engineering Properties of Rocks*-Butterworth-Heinemann, 2016.
- [92] F. H. Kulhawy. Goodman, E.E. Foundations in rock. In: Bell, F.G. (Ed.), *Ground Engineer's Reference Book*. Butterworths, London, pp. 55/1–13, 1987.
- [93] AASHTO. *Standard Specifications for Highway Bridges*, 16th ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 1996.
- [94] E. Hoek, P. K. Kaiser and W. F. Bawden. *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. Balkema, Rotterdam, 1995.
- [95] E. Hoek, C. Carranza-Torres, B. Corkum. Hoek-Brown failure criterion—2002 edition. In: *Proc. 5th North American Rock Mechanics Symposium & 17th Tunneling Association of Canada Conference: NARMS-TAC 2002*. Mining Innovation and Tech., Toronto, pp. 267–273, 2002.

- [96] E. Grimstad, R. Bhasin. Stress strength relationships and stability in hard rock. Proc. Conf. on Recent Advances in Tunnelling Technology. New Delhi, India 1, 3–8, 1996.
- [97] N. Barton. Some new Q value correlations to assist in site characterization and tunnel design. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* 39, 185–216, 2002.
- [98] C. M. Gerrard. Equivalent elastic moduli of a rock mass consisting of orthorhombic layers. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 19 (1), 9–14. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(82\)90705-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(82)90705-7), 1982.
- [99] O. Saeidi, V. Rasouli, R. G. Vaneghi, R. Gholami, S. R. Torabi. A modified failure criterion for transversely isotropic rocks. *Geosci. Front.* 5 (2), 215–225, 2014.
- [100] H. Bao, Y. Zhai, H. X. Lan, K. K. Zhang, Q. Qi, C. G. Yan. Distribution characteristics and controlling factors of vertical joint spacing in sand-mud interbedded strata. *J. Struct. Geol.* 128, 103886, 2019.
- [101] A. F. Fossum. Effective elastic properties for a random jointed rock mass. *Int. J. Rock Min. Sci.* 22 (6), 467–470, 1985.
- [102] M. Oda. Similarity rule of crack geometry in statistically homogeneous rock masses. *Mech. Mater.* 3 (2), 119–129, 1984.
- [103] T. Kawamoto, Y. Ichkawa, T. Kyoya. Deformation and fracturing behavior of discontinuous rock mass and damage mechanics theory. *Int. J. Num. Methods Geomech.* 12 (1), 1–30, 1988.
- [104] J. A. Hudson, S. D. Priest. Discontinuity frequency in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* 20 (2), 73–89, 1983.
- [105] F. Q. Wu, S. J. Wang. A stress–strain relation for jointed rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 38 (4), 591–598, 2001.
- [106] X. Hu, F. Wu, Q. Sun. Elastic modulus of rock mass based on the two parameter negative-exponential (TPNE) distribution of discontinuity spacing and trace length. *Bull. Eng. Geol. Environ.* 70 (2), 255–263, 2011.
- [107] L. Zhang and H. U. Einstein. Using RQD to Estimate The Deformation Modulus of Rock Masses. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Technical Note, no. 41, pp. 337–341, 2004.
- [108] H. Sönmez, C. Gökçeoğlu, R. Ulusay. Indirect determination of the modulus of deformation of rock masses based on the GSI system. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 41, 849–857, 2004.
- [109] B. Dobrin and S. H. Savit. Assessments of Elastic Anisotropy of Banded Amphibolite as a Function of Cleavage Orientation Using S- and P-Wave Velocity. *Journal of Geoscience and Environment Protection*, Vol.3 No.5, 1988.
- [110] R. K. Rowe, H. H. Armitage. The Design of Piles Socketed into Weak Rock. Faculty of Engineering Science, the University of Western Ontario, London, Ont., Research Report GEOT-11-84, 1984.
- [111] R. Radhakrishnan and C. F. Leung. Load transfer behavior of rock-socketed piles. *J. Geotech. Eng. ASCE* 115 (6), 755–768, 1989.
- [112] E. Hoek and E. T. Brown. Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 34(8):1165–1186, 1997.

- [113] E. Hoek. Personal communication, 2004.
- [114] C. Gökçeoğlu, H. Sönmez, A. Kayabaşı. Predicting the deformation moduli of rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 40, 701–710, 2003.
- [115] E. Hoek, M. S. Diederichs. Empirical estimation of rock mass modulus. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 36, 203–215, 2006.
- [116] M. Beiki, A. Bashari, A. Majdi. Genetic programming approach for estimating the deformation modulus of rock mass using sensitivity analysis by neural network. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 47, 1091–1103, 2010.
- [117] R. F. Coon, A. H. Merritt. Predicting in situ modulus of deformation using rock quality indices. In: *Determination of the In Situ Modulus of Deformation of Rock*, ASTM STP 477, pp. 154–173, 1970.
- [118] F. H. Kulhawy, E. E. Goodman. Foundations in rock. In: Bell, F.G. (Ed.), *Ground Engineer's Reference Book*. Butterworths, London, pp. 55/1–13, 1987.
- [119] H. S. Mitri, R. Edrissi, J. Henning. Finite element modeling of cable-bolted stopes in hardrock underground mines. In: *SME Annual Meeting*, Albuquerque, New Mexico, pp. 94–116, 1994.
- [120] R. E. Hunt. *Practical rock engineering*, 2005.
- [121] H. T. Durgunoğlu and Ö. Yılmaz. An Integrated Approach For Estimation Of Modulus Of Degregation In Soft Rock. 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering June 25-28, 2007 Paper No. 1174, 2007.
- [122] L. Jing. A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 40(3):283-353, 2003.
- [123] Y. L. Yan, T. Xu, Y. J. Zhang, P. L. P. Wasantha. Numerical simulation of the Effect of Joint Orientation on the Failure Strength of Rock. *Applied Mechanics and Materials*. 477:577-581, 2014.
- [124] H. Zhang, J. Zhu, Y. Liu, B. Xu, X. Wang. Strength properties of jointed rock masses based on the homogenization method. *Acta Mechanica Solida Sinica*. 25(2):177-185, 2012.
- [125] P. R. Sheory. *Empirical rock failure criteria*. Rotterdam: A.A. Balkema, 1997.
- [126] J. Zhao. Applicability of Mohr-Coulomb and Hoek-Brown strength criteria to the dynamic strength of brittle rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 37(7):1115-1121, 2000.
- [127] R. B. J. Brinkgreve et al. Finite element-based reliability assessment of quay walls. DOI:10.1080/17499518.2020.1756344, 2017.
- [128] E. Hoek, E. T. Brown. Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 106:(ASCE 15715), 1980.
- [129] E. Hoek. Roclab 1.0: Rock mass strength analysis using the generalized Hoek-Brown failure criterion. Hoek's Corner, 2006.
- [130] A. M. Şengör and Y. Yılmaz. Tethyan evolution of Turkey: A plate tectonic approach. *Tectonophysics*, 75 (1981) 181-241. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1981.

- [131] Y. Yılmaz et al. Geology and tectonic evolution of the Pontides. In: Regional and Petroleum Geology of the Black Sea and Surrounding Region (ed. AG Robinson), Am. Assoc.Pet. Geol. Mem., 68, 183–266, 1997.
- [132] M. K. Erturaç. Sakarya'nın Fiziki, İktisadi ve Beşeri Coğrafya Özellikleri. Sakarya Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinatörlüğü, 2017-02-18-003, 2018.
- [133] E. Harman ve H. Küyük. Sakarya ili için olasılığa dayalı sismik tehlike analizi. Sakarya University Journal of Science, 20 (1) , 23-31. DOI: 10.16984/saufenbilder.10689, 2016.
- [134] E. Stolle. Çakraz Formation, Çamdağ area, NW Turkey: Early/mid-Permian age, Rotliegend (Germany) and Southern Alps (Italy) equivalent-a stratigraphic re-assessment via palynological long-distance correlation. Geological Journal. DOI:10.1002/gj.2620, 2014.
- [135] G. Gand et al. New Permian tetrapod footprints and macroflora from Turkey (Çakraz Formation, northwestern Anatolia): Biostratigraphic and palaeoenvironmental implications. DOI:10.1016/j.crpv.2011.09.002, 2001.
- [137] G. Kibaroglu ve O. Pekarun. “Sakarya Katı Atık İşleme Tesisi Projesi Zemin ve Temel Etüdü Veri Raporu”, Geobos zemin Güçlendirme Sistemleri Ltd. Şti., İstanbul, 2019.
- [138] L. Gençman ve H. Boysan. “Sakarya Katı Atık İşleme Tesisi Arazi Sondaja Dayalı Zemin Etüd Raporu”, Rumeli Zemin İnşaat Ltd. Şti., İstanbul, 2018.
- [139] C. A. Lazarte et al. “Geotechnical Engineering Circular No. 7: Soil Nail Walls” Report No. FHWA0-IF-03-017, Federal Highway Administration, Washington, DC 20590, 2003.
- [140] C. A. Lazarte, G. B. Baecher and J. L. Withiam. “New directions in LRFD for soil nailing design and specifications.” Proc., LSD 2003: Int. Workshop on Limit State Design in Geotechnical Engineering Practice, K. K. Phoon, Y. Honjo, and R. B. Gilbert, eds., World Scientific, 2003.
- [141] W. Lum. “Static Pullout Behaviour Of Soil Nails In Residual Soil”. A Thesis For The Degree Of Doctor Of Philosophy Department Of Civil Engineering National University Of Singapore, 2007.
- [142] L. L. Zhang et al. “Uncertainties of Field Pullout Resistance of Soil Nails”. Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2009.
- [143] A. Kılıç ve M. Anıl. “Dolgu Özelliklerinin Kaya Bulonu Taşıma Kapasitesine Etkisi”. Türkiye 16. Madencilik Kongresi, ISBN 975-395-310-0, 1999.
- [144] J. L. Briaud et al. “Should Grouted Anchors Have Short Tendon Bond Length?”. Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1998.
- [145] A. Çınar et al. “Determination of Soil Nail Capacity in Greywacke Formation.” Second International Conference, New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Near East University, Nicosia, TRNC, 2009.
- [146] A. R. Gaba et al. “Embedded retaining walls - guidance for economic design”. Construction Industry Research and Information Association (CIRIA) Funders Report FR/CP/96, London, (2002).

- [147] Z. Ma et al. "Rock burst assessment and prediction by dynamic and static stress analysis based on micro-seismic monitoring". *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2017.01.005>.
- [148] P. Lin et al. "Mapping soil nail loads using Federal Highway Administration (FHWA) simplified models and artificial neural network technique". *Canadian Geotech. J.* 00: 1–19 (0000) [dx.doi.org/10.1139/cgj-2019-0440](https://doi.org/10.1139/cgj-2019-0440).
- [149] H. Zheng et al. "A shear constitutive model and experimental demonstration considering dual void portion and solid skeleton portion of rock". *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2023.109066>.
- [150] N. A. Hammouri et al. "Stability analysis of slopes using the finite element method and limiting equilibrium approach". DOI 10.1007/s10064-008-0156-z. Springer-Verlag, 2008.
- [151] N. T. Singh et al. "Evaluating cut slope failure by numerical analysis—a case study". DOI 10.1007/s11069-008-9219-5. Springer Science+Business Media B.V., 2008.
- [152] Talren 4 v2.03, Terrasol Inc. Paris, France, www.terrasol.com, 2003.
- [153] Navfac, DM-7.1, Soil Mechanic Design Manual 7.1, USA, 1982.
- [154] C. Yoo. Behaviour of Braced and Anchored Walls in Soils Overlying Rock. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, Vol. 127, no. 22326, 2001.
- [155] J. F. Abel. Desai, C., S. "Comparison of finite elements for plate bending", *Journal of the Structural Division*, 1972 - cedb.asce.org, 1972.
- [156] R. E. Goodman and J. W. Bray. Toppling of rock slopes In: *Rock engineering for foundations and slopes; proceedings of a specialty conference*, Vol. 2 p201-233. *Am. Soc. Civ. Eng.. New York*, 1976.
- [157] C. Y. Ou. "Tehree dimensional finite element analaysis of deep excavation". *ASCE*, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1996\)122:5\(337\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:5(337)), 1996.
- [158] A. Şenol vd. "Şev stabilitesi analizinde geri hesap yöntemi kullanılarak bir vaka analizi: Göktürk kayması". *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onüçüncü Ulusal Kongresi* 30 Eylül - 1 Ekim 2010, İstanbul Kültür Üniversitesi, İstanbul.
- [159] A. Olia vd. "Numerical investigation of soil nail wall during construction". *Pan-Am Geotechnical Conferance*, Toronto, 2011.
- [160] S. Bozkurt vd. "Finite element-based geotechnical risk analysis for anchor-supported deep excavations". *Arabian Journal of Geosciences*, 2023.
- [161] R. J. Finno and M. Calvello. "Supported Excavations: The Observational Method and Inverse Modeling" *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 8, 1065-1085, 2005.
- [162] Plaxis 2D v.22, Bentley Co. Exton, USA. www.bentley.com, 2021.
- [163] F. Göktepe and I. Keskin. "A comparison study between traditional and finite element methods for slope stability evaluations", *Journal of the Geological Society of India*, 91(3), 373-379, 2019.

- [164] S. F. J. Alberto. “Design And Instrumentation Aspects Of A 40m High Nailed Slope”. International Conference on Soil mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 2005.



TEZDEN ÜRETİLMİŞ YAYINLAR

Konferans Bildirileri

1. A. Çınar vd. “Yumuşak Kayalarda Yapılan İksalı Kazı Davranışının Saha Deneyleri İle İncelenmesi”. Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 18. Ulusal Konferansı. Erciyes Üniversitesi, Kayseri, 2022

Makaleler

1. A. Çınar, H. Kılıç & M. M. Berilgen. “Zayıf Kayada Çivi Destekli Kazı Davranışının 1:1 Ölçekli Model Deneyi ile İncelenmesi”. Turkish Journal of Civil Engineering, 35(1), 63-84. <https://doi.org/10.18400/tjce.1283890>, 2024.

