
GAZİ ÜNİVERSİTESİ
Gazi
1926

HEYELAN MEYDANA GELMİŞ BİR PARKTA GÖÇME MEKANİZMASININ ARAŞTIRILMASI VE HEYELAN ÖNLEME TEDBİRLERİ

Selman AYDIN

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANA BİLİM DALI

GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

TEMMUZ 2022

ETİK BEYAN

Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Tez Yazım Kurallarına uygun olarak hazırladığım bu tez çalışmasında;

- Tez içinde sunduğum verileri, bilgileri ve dokümanları akademik ve etik kurallar çerçevesinde elde ettiğimi,
- Tüm bilgi, belge, değerlendirme ve sonuçları bilimsel etik ve ahlak kurallarına uygun olarak sunduğumu,
- Tez çalışmasında yararlandığım eserlerin tümüne uygun atıfta bulunarak kaynak gösterdiğimi,
- Kullanılan verilerde herhangi bir değişiklik yapmadığımı,
- Bu tezde sunduğum çalışmanın özgün olduğunu,

bildirir, aksi bir durumda aleyhime doğabilecek tüm hak kayıplarını kabullendiğimi beyan ederim.

Selman AYDIN
04/07/2022

HEYELAN MEYDANA GELMİŞ BİR PARKTA GÖÇME MEKANİZMASININ ARAŞTIRILMASI VE HEYELAN ÖNLEME TEDBİRLERİ

(Yüksek Lisans Tezi)

Selman AYDIN

GAZİ ÜNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Temmuz 2022

ÖZET

Bu çalışmada, Ankara ilinin Çubuk ilçesi sınırları içerisinde bulunan Adnan Menderes Parkında meydana gelen bir heyelan incelenmiş ve bu heyelanı durdurmak için yapılabilecek iyileştirme yöntemleri araştırılmıştır. Ankara Büyükşehir Belediyesi Fen İşleri Dairesi Başkanlığı Sanat Yapıları Proje Şube Müdürlüğünden temin edilen zemin etüt verileri kullanılarak idealize zemin kesiti çıkartılmış ve bu kesit üzerinde kısa süreli ve uzun süreli duraylılık analizleri gerçekleştirilmiştir. Şev duraylılık analizleri limit denge yöntemlerini esas alan Slide 8.0 kullanılarak yapılmıştır. İnklinometre verileri ve arazi gözlemlerine dayanarak belirlenen yenilme düzlemi kullanılarak geri analizler yapılmış, kayma yüzeyini temsil eden uzun süreli kalıcı zemin parametreleri bulunmuştur. Yapılan analizler neticesinde, yatay drenler ile yeraltı su seviyesinin düşürülmesi, şevin traşlanarak düzenlenmesi ve 120 cm çapında 300 cm ara ile çift sıra fore kazık ve bunları birbirine bağlayan 520x100 cm kesitinde başlık kirişi yapılması ve yol kotuna kadar toprakarme duvar yapılmasıyla heyelanın durdurulabileceği tespit edilmiştir. Limit denge yöntemi ile iyileştirilmiş modelin statik ve dinamik durumlar için güvenlik katsayısı kontrol edilmiş, sonlu elemanlar yöntemi ile şevdeki deformasyonlar kontrol edilerek yapısal elemanların tasarım değerleri elde edilmiştir.

Bilim Kodu : 91105

Anahtar Kelimeler : Şev duraylılığı, Heyelan iyileştirme, Geri analiz, Limit denge yöntemi, Sonlu elemanlar yöntemi, Uzun süreli duraylılık, Kısa süreli duraylılık, Heyelan tedbirleri

Sayfa Adedi : 103

Danışman : Prof. Dr. Mustafa ÖZER

INVESTIGATION OF FAILURE MECHANISM AND LANDSLIDE PREVENTION MEASURES IN A PARK WHERE LANDSLIDE HAS OCCURRED

(M. Sc. Thesis)

Selman AYDIN

GAZİ UNIVERSITY

GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES

July 2022

ABSTRACT

In this study, a landslide that occurred in Adnan Menderes Park, located within the borders of Çubuk district of Ankara province, was examined and remediation methods that could be done for the rehabilitation of this landslide were investigated. Using the soil investigation data obtained from Ankara Metropolitan Municipality Department of Science Affairs, Department of Engineering Project Structures, the idealized soil section was extracted and short period and long period stability analyses were carried out on this section. Slope stability analyses were performed using Slide 8.0, which is based on limit equilibrium methods. Back analyses were made using the failure plane determined based on inclinometer data and field observations, and long period residual soil parameters representing the sliding soil surface were found. As a result of the analyses made, it was determined that the landslide can be rehabilitated by lowering groundwater level with horizontal drains, arranging the slope by cutting off processes, constructing a double-row of bored piles with a diameter of 120 cm with 300 cm intervals and a section of 520x100 cm head beam connecting them, and building a reinforced earth retaining wall up to the road level. The safety factor of the improved model with the limit equilibrium method was checked for static and dynamic situations, and the design values of the structural elements were obtained by controlling the deformations in the slope with the finite element method.

Science Code : 91105

Key Words: : Slope stability, Landslide stabilization, Back analysis, Limit equilibrium method, Finite element method, Long period stability, Short period stability, Landslide prevention measures

Page Number : 103

Supervisor : Prof. Dr. Mustafa ÖZER

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans tez çalışmamın her aşamasında değerli görüş ve katkıları ile her zaman desteğini gördüğüm danışman hocam Sayın Prof. Dr. Mustafa ÖZER'e teşekkürlerimi ve en derin saygılarımı sunarım. Tez çalışmam sırasında sayısal analiz çalışmalarında gösterdikleri destek ve yardımlardan dolayı özel bir proje firmasında görev yapan jeoloji mühendisi Sayın Murat ERZENE' ye ve proje müellifi inşaat mühendisi Sayın Dr. Serkan UÇER'e teşekkürü bir borç bilirim. Okul hayatım boyunca maddi manevi desteğini hiç esirgemeyen ve beni sabırla destekleyen, her zaman yanımda olan canım anneme ve babama sevgi ve saygılarımı sunarım.

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET…….. iv

ABSTRACT…… v

TEŞEKKÜR…… vi

İÇİNDEKİLER…… vii

ÇİZELGELERİN LİSTESİ……. x

ŞEKİLLERİN LİSTESİ…….. xi

RESİMLERİN LİSTESİ……. xiii

HARİTALARIN LİSTESİ…….. xiv

SİMGELER VE KISALTMALAR……. xv

1. GİRİŞ…… 1

2. ARAZİ ÇALIŞMALARI……. 9

2.1. SPT Yapılması……. 9

2.2. İnklinometre Ölçümleri……... 14

3. LABORATUVAR ÇALIŞMALARI…… 15

4. TASARIMA ESAS ZEMİN PARAMETRELERİNİN VE İDEALİZE ZEMİN KESİTİNİN BELİRLENMESİ……. 19

4.1. Drenajsız Kayma Dayanımı (c_u) Belirlenmesi…… 19

4.2. Drenajlı İçsel Sürtünme Açısının (ϕ') Belirlenmesi…… 22

4.3. Drenajlı Kohezyon Değerinin (c') Belirlenmesi…….. 23

4.4. Drenajsız Deformasyon Modülünün (E_u) belirlenmesi……... 24

4.5. Drenajlı Deformasyon Modülünün (E') Belirlenmesi……. 25

5. ŞEV DURAYLILIĞI MEKANİZMASI VE ZEMİNLERDE KESME DAYANIMI…… 27

5.1. Şev Duraylılığının Temel Mekanizması……. 27

5.2. Zeminlerde Kesme Dayanımı……. 28

Sayfa

5.2.1. Sürtünme dayanımı……. 28

5.2.2. Kohezyonlu dayanım……..... 29

5.3. Mohr-Coulomb Yenilme Kriteri……..... 29

5.3.1. Efektif gerilme analizleri…… 30

5.3.2. Toplam gerilme analizleri……... 30

6. ŞEV STABİLİTESİ ANALİZ YÖNTEMLERİ……. 31

6.1. Limit Denge Analizi…… 31

6.2. Sonlu Elemanlar Analizi……..... 31

6.3. Sınır Denge Kavramı ve Güvenlik Katsayısı……..... 32

6.4. Duraylılık Koşulları……..... 33

6.4.1. Kısa süreli duraylılık koşulu……..... 34

6.4.2. Uzun süreli duraylılık koşulu……. 35

6.5. Geri Analiz Yöntemi…… 36

7. ŞEV DURAYLILIK ANALİZLERİ……. 37

7.1. Şevin Mevcut Durumunun Analizi……..... 37

7.2. Geri Analiz Yöntemiyle Zemin Parametrelerinin Belirlenmesi…….. 40

8. ŞEV İYİLEŞTİRME YÖNTEMİ VE ANALİZLERİ…….. 45

8.1. Statik Durum İçin İyileştirme Modelinin Analizi…… 46

8.2. Dinamik Durum İçin İyileştirme Modelinin Analizi……... 48

8.2.1. Yarı statik (psödo-statik) deprem analizi……..... 49

8.3. İyileştirilmiş Modelin Sonlu Eleman Yöntemi İle Analizi……. 53

9. SONUÇ VE ÖNERİLER……. 61

KAYNAKLAR……... 63

EKLER……..... 67

EK-1. Sondaj logları…… 68

Sayfa

EK-2. İnklinometre okumaları…… 83

EK-3. Yapısal elemanlara ait plaxis analiz sonuçları……. 91

ÖZGEÇMİŞ…… 103

ÇİZELGELERİN LİSTESİ

Çizelge **Sayfa**

Çizelge 2.1. Ham SPT sayısı (SPT-N) verileri…….. 11

Çizelge 2.2. Sondajların kot, derinlikleri ve Y.A.S.S. derinliği……. 12

Çizelge 2.3. SPT düzeltme katsayıları …….. 13

Çizelge 2.4. SPT-N_{60} verileri …… 14

Çizelge 3.1. Laboratuvar deney sonuçları ……. 15

Çizelge 4.1. İdealize zemin tabakaları ve mühendislik özellikleri …… 22

Çizelge 4.2. İdealize zemin tabakaları ve ϕ' değerleri …… 23

Çizelge 4.3. Çeşitli zemin türlerine göre *a* katsayısının olası değerleri …… 24

Çizelge 4.4. İdealize zemin tabakaları ve c' değerleri …… 24

Çizelge 4.5. Zemin katmanlarını temsil eden E_u değerleri ……. 25

Çizelge 4.6. Değişik zemin türleri için β' katsayıları ……. 25

Çizelge 4.7. Zemin katmanlarını temsil eden E' ve E_u değerleri …… 26

Çizelge 4.8. Zemin katmanlarını temsil eden idealize zemin parametreleri……... 26

Çizelge 6.1. Limit denge koşullarında önerilen Gk değerleri……. 33

Çizelge 7.1. Limit denge analizlerinden elde edilen Gk …… 40

Çizelge 8.1. Yapısal eleman parametreleri …… 46

Çizelge 8.2. Toprakarme panel ve dolgu özellikleri …….. 47

Çizelge 8.3. Sismik tehlike haritası özet durumu …….. 48

Çizelge 8.4. Analizlerde kullanılan zemin özellikleri …… 54

Çizelge 8.5. Analizlerde kullanılan yapısal malzeme özellikleri ……... 54

Çizelge 8.6. Yapısal elemanların hesap değerleri …….. 57

Çizelge 8.7. Yapısal elemanların tasarım değerleri …… 58

ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil **Sayfa**

Şekil 2.1. Sondaj vaziyet planı…… 10

Şekil 3.1. PI değerlerinin derinlikle birlikte değişimi; a) heyelanın tepe noktasında açılan sondajlar (SK-1 ila SK-5), b) topuk noktasında açılan sondajlar (SK-6 ila SK-8)…….. 17

Şekil 3.2. Likit limit değerlerinin derinlikle birlikte değişimi; a) heyelanın tepe noktasında açılan sondajlar, b) heyelanın topuk noktasında açılan sondajlar 17

Şekil 3.3. Plastik limit değerlerinin derinlikle birlikte değişimi; a) heyelanın tepe noktasında açılan sondajlar, b) heyelanın topuk noktasında açılan sondajlar 18

Şekil 3.4. Doğal su muhtevası değerlerinin derinlikle birlikte değişimi; a) heyelanın tepe noktasında açılan sondajlar, b) heyelanın topuk noktasında açılan sondajlar……. 18

Şekil 4.1. f_1 katsayısının plastisite indisine göre değişimini gösteren grafik ……. 20

Şekil 4.2. SPT-N_{60} sayılarının derinlikle birlikte değişimi; a) heyelanın tepe noktasında açılan sondajlar (SK-1 ila SK-5), b) topuk noktasında açılan sondajlar (SK-6 ila SK-8) ……...……. 21

Şekil 4.3. İdealize zemin kesiti ve Y.A.S.S tablası …… 22

Şekil 4.4. Plastisite indisi ile efektif içsel sürtünme açısı arasındaki ilişki …… 23

Şekil 5.1. Eğimli bir düzlem üzerinde duran bloğa etkiyen kuvvetler ……... 27

Şekil 5.2. Zemin danelerinin birbirine göre dönmesi ve kayması …….. 28

Şekil 5.3. Mohr -Coulomb dayanım denkleminin grafik olarak gösterimi ……. 30

Şekil 6.1. Kısa süreli duraylılık koşulu:(a) kil zemin üzerinde inşa edilen bir dolgunun kesiti ve (b) duraylılıkta zamana bağlı değişimi ……. 34

Şekil 6.2. Uzun süreli duraylılık koşulu: (a) kilde şev kazısı kesiti ve (b) duraylılıktaki zamana bağlı değişim ……. 35

Şekil 7.1. Spencer yöntemiyle gerçekleştirilen kısa süreli dairesel kayma yüzeyi analizinin sonucu …… 38

Şekil 7.2. Spencer yöntemiyle gerçekleştirilen uzun süreli dairesel kayma yüzeyi analizinin sonucu …… 39

Şekil 7.3. Spencer yöntemiyle gerçekleştirilen kısa süreli dairesel olmayan kayma yüzeyi analizinin sonucu …… 39

Şekil **Sayfa**

Şekil 7.4. Spencer yöntemiyle gerçekleştirilen uzun süreli dairesel olmayan kayma yüzeyi analizinin sonucu …… 40

Şekil 7.5. İnklinometre okumalarından elde edilen kayma yüzeyi ve şev modeli ……. 41

Şekil 7.6. Spencer yöntemiyle gerçekleştirilen geri analiz sonucu …… 42

Şekil 7.7. Slide programı ile gerçekleştirilen geri analiz sonucu $\phi' = 20^{o}$ değerinin hesaplanması …….. 42

Şekil 7.8. Plastisite indisi-efektif kayma derece açısı ilişkisi …… 43

Şekil 8.1. Heyelan alanı iyileştirme modeli …… 46

Şekil 8.2. Spencer yöntemiyle iyileştirilmiş modelin dairesel kayma yüzeyi analizi 47

Şekil 8.3. Spencer yöntemiyle iyileştirilmiş modelin dairesel olmayan kayma yüzeyi analizi ……..... 48

Şekil 8.4. Psödo-statik şev stabilite analizinde dairesel yenilme yüzeyinin üzerindeki dilime etkiyen kuvvetler ……..... 49

Şekil 8.5. K_v pozitif alınması halinde iyileştirilmiş modelin dairesel kayma yüzeyi için dinamik durum analizi …….…... 51

Şekil 8.6. K_v negatif alınması halinde iyileştirilmiş modelin dairesel kayma yüzeyi için dinamik durum analizi …… 51

Şekil 8.7. K_v pozitif alınması halinde iyileştirilmiş modelin dairesel olmayan kayma yüzeyi için dinamik durum analizi ……..... 52

Şekil 8.8. K_v negatif alınması halinde iyileştirilmiş modelin dairesel olmayan kayma yüzeyi için dinamik durum analizi ……..... 52

Şekil 8.9. Plaxis programı kayma dairesi aktifken deforme olmuş ağ analiz gösterimi 55

Şekil 8.10. Plaxis programı iyileştirilmiş modelin toplam deplasmanlar analizi gösterimi …….. 55

Şekil 8.11. Plaxis programı iyileştirilmiş modelin dinamik analiz sonucu deforme olmuş ağ gösterimi ……..…… 56

RESİMLERİN LİSTESİ

Resim **Sayfa**

Resim 1.1. Heyelan sonucunda; a) açığa çıkan istinat yapısının temellerinden bir görünüm, b) istinat yapısı perdelerinde meydana gelen deformasyonlardan bir görünüm……..... 6

Resim 1.2. Heyelan sonucunda; a) şevin taç kısmında meydana gelen oturmalardan bir görünüm, b) şevin topuk kısmında meydana gelen kabarmalardan bir görünüm……..... 7

Resim 1.3. Heyelan sahasının Alparslan Türkeş Caddesi üzerinden genel bir görünümü 7

Resim 2.1. Sondaj çalışmalarından görünümler; a ve b) Adnan Menderes Bulvarı üzerinde yapılan sondajlar; c ve d) Alparslan Türkeş Caddesi üzerinde yapılan sondajlar ……..…… 10

Resim 8.1. Kazık imalatları sırasında (Temmuz 2020) çekilmiş bir fotoğraf ……..... 59

Resim 8.2. İmalatlar tamamlandıktan sonra (Mart 2021) çekilmiş bir fotoğraf …… 59

HARİTALARIN LİSTESİ

Harita **Sayfa**

Harita 1.1. Adnan Menderes Parkı yer bulduru haritası……. 5

Harita 1.2. 2018 yılına ait heyelan alanının uydu görüntüsü……. 6

SİMGELER VE KISALTMALAR

Bu çalışmada kullanılmış bazı simgeler ve kısaltmalar, açıklamaları ile birlikte aşağıda sunulmuştur.

Simgeler	Açıklamalar
γ_n	Doğal birim hacim ağırlığı
γ_d	Doygun birim hacim ağırlığı
SPT-N	Ham standart penetrasyon testi darbe sayısı
SPT-N_{60}	Düzeltilmiş standart penetrasyon testi darbe sayısı
SPT-$N_{1,60}$	Efektif gerilme düzeltmesi yapılmış spt darbe sayısı
C_b	Sondaj (delgi) çapı düzeltme katsayısı
C_e	Enerji oranı düzeltme katsayısı
C_n	Jeolojik gerilme (derinlik) düzeltme katsayısı
C_r	Tij boyu düzeltme katsayısı
PI	Plastisite İndisi
LL	Likit limit
PL	Plastik limit
W_n	Doğal su muhtevası
S	Kesme dayanımı
τ	Kesme gerilmesi,
ϕ'	Drenajlı (efektif) içsel sürtünme açısı
c'	Drenajlı (efektif) kohezyon değeri
c_u	Drenajsız kayma dayanımı
c_t	Toplam kohezyon
ϕ_t	Toplam içsel sürtünme açısı
ϕ_u	Drenajsız içsel sürtünme açısı
σ	Kesme düzlemine etkiyen toplam gerilme
σ'	Kesme düzlemine etkiyen efektif gerilme
u	Boşluk suyu basıncı
E_u	Drenajız deformasyon modülü
E'	Drenajlı deformasyon modülü
S_{DS}	Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı

Simgeler	Açıklamalar
S_{D1}	1,0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı
S_S	Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı
S_1	1,0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı
k_h	Yatay yönde etkiyen eşdeğer deprem katsayısı
k_v	Düşey yönde etkiyen eşdeğer deprem katsayısı
F_h	Yatay yönde etkiyen yarı statik deprem kuvveti büyüklüğü
F_v	Düşey yönde etkiyen yarı statik deprem kuvveti büyüklüğü

Kısaltmalar	Açıklamalar
CD	Konsolidasyonlu Drenajlı
GK	Güvenlik Katsayısı
SK	Sondaj Kuyusu
SPT	Standart penetrasyon test
PGA	En Büyük Yer İvmesi
PGV	En Büyük Yer Hızı
TBDY	Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
UD	Örselenmemiş Numune
UU	Konsolidasyonsuz Drenajsız
Y.A.S.S.	Yer Altı Su Seviyesi

1. GİRİŞ

Heyelan, eğimli arazilerde kaya veya toprak birimlerin çeşitli nedenlerle kayma dayanımının aşılması sonucunda yer çekiminin etkisi ile eğim aşağı doğru hareket ederek şekil ve konumlarını değiştirmesidir. Heyelanların meydana geldiği doğal eğimli yüzeyler "yamaç", insan eliyle mühendislik amaçlarına yönelik olarak yapılmış olan eğimli yüzeyler ise "şev" olarak adlandırılmaktadır. Bu nedenle heyelan teriminin yanı sıra "şev duraysızlığı, şev kayması, yamaç duraylılığı" gibi terimler de yaygın olarak kullanılmaktadır.

Türkiye'nin iklimi, jeomorfolojik ve jeolojik özellikleri heyelanların oluşması için uygun koşullara sahiptir. Türkiye, çok yağışsız geçen bir dönemi bol yağışlı geçen bir dönemin izlediği kurak ve yarı kurak bir iklim bölgesinde bulunmaktadır. Bu durum, heyelanların meydana gelmesinde önemli bir etkendir. Kıyı şeridi ve vadi tabanlarındaki sınırlı düzlükler dışında bölgenin hemen her kesiminin dik ve sarp eğimli alanlardan oluşan, nemli iklime sahip olan, uzun süreli ve bol yağışın görüldüğü Karadeniz bölgesi de heyelanların çok sık görüldüğü bir bölgedir. Nitekim bu bölgede 1929, 1950, 1952, 1985, 1988, 1990 yıllarında büyük ölçüde can ve mal kaybına neden olan çok büyük heyelanlar meydana gelmiştir. Tortum, Geyve, Ayancık, Sinop, Of, Sürmene, Sera/Trabzon ve Maçka/Çatak heyelanları bu tarihlerde yaşanan heyelanlardan bazılarıdır [1].

Heyelanların yol açtığı can ve mal kayıplarına bakıldığında, geoteknik mühendisliğinin üzerinde önemle durulması gereken başlıca konulardan birisi olduğu anlaşılmaktadır. Örneğin 21 Haziran 1990 Günü şiddetli yağışa bağlı olarak Maçka/Çatak kesiminde görülen heyelanda 65 kişi yaşamını yitirmiş ve trilyonlara varan maddi kayıplar ortaya çıkmıştır. 13 Temmuz 1995 günü Senirkent'te (Isparta) yaşanan çamur akıntısı sonucunda 74 kişi hayatını kaybetmiş, yüzlerce konut akan çamurun altında kalmıştır. Türkiye genelinde 1970 –1995 yılları arasında, çamur akmaları da dâhil olmak üzere meydana gelen heyelanlar nedeniyle 236 vatandaşımız hayatını kaybetmiştir. 1971-1989 tarihleri arası 1960 bina ya kısmen hasar görmüş veya tamamen yıkılmıştır. 1958 yılı haziran ayında, Erzurum-Artvin kara yolu şiddetli yağmur sonucunda ortaya çıkan heyelan nedeniyle üç gün trafiğe kapalı kalmıştır [1]. 17 Mart 2005'te Sivas'ın Koyulhisar ilçesi yakınlarında meydana gelen Kuzulu heyelanında 15 kişi yaşamını yitirmiş, yaklaşık 30 ev moloz altında kalarak hasar görmüştür [2].

Dünya genelinde de heyelanların can ve mal kayıplarına yol açtığı çok sayıda vaka mevcuttur. Örneğin 1960 yılında İngiltere'nin Galler Bölgesi'ndeki Aberfan madencilik kasabasında pasa yığınlarının yerleşim yerine doğru kaymasıyla meydana gelen bir heyelanda bir okuldaki 116 öğrenci yaşamını yitirmiştir [3].

Heyelanların/şev kaymalarının meydana gelmesine yol açan etkenleri, doğal etkenler ve insandan kaynaklanan etkenler olmak üzere iki başlıkta toplamak mümkündür. Doğal etkenler: akarsu, göl veya deniz tarafından şevin (yamacın) topuğunun aşındırılması, sismik etkiler (deprem), volkanik aktiviteler, aşırı yağışlar ve/veya karın ani erimesi sonucunda yüzey sularının şevin içine sızması nedeniyle gözenek suyu basıncındaki artışlar, bozunma nedeniyle şevi oluşturan malzemelerin veya süreksizliklerin makaslama dayanımının azalması, şevdeki gerilme durumunun değişmesi olarak sıralanabilir. İnsandan kaynaklanan etkenler ise; şev üstüne dolgu yığılması, yapı inşa edilmesi, yol yapılması (trafik yükleri), şev topuğunda kazı yapılması, şevin içinden geçen temiz/pis su borularındaki sızıntılar, bitki örtüsünün tahrip edilmesi, şev yakınlarında patlatma yapılması şeklinde sıralanabilir. Bu etkenlerden bazıları, yamacı veya şevi oluşturan malzemenin kaymaya karşı direnç gösteren makaslama dayanımını azaltırken, bazıları ise kaymaya neden olan kuvvetlerin artmasına yol açarak duraysızlığı tetiklerler [3].

Şevlerin duraylılığı limit denge yöntemleri ve sonlu elemanlar analizleri ile belirlenebilmektedir. Limit denge yöntemlerinde kaymanın belli bir yüzey boyunca oluştuğu kabul edilir ve kayan kütle bütün olarak veya düşey yönde dilimlere ayrılarak, kayma yüzeyi boyunca kaymaya neden olan gerilmeler ile zeminin kayma mukavemeti karşılaştırılır. Zeminin kayma mukavemetinin kaymaya neden olan gerilmelere oranına güvenlik katsayısı (Gk) denir (Eş. 1.1).

$$\text{Gk} = \frac{\text{Zeminin kayma dayanımı}}{\text{Kaymaya neden olan gerilmeler (kayma gerilmesi)}} \qquad (1.1)$$

Güvenlik katsayısının 1 olması şevin denge sınırında olduğunu gösterir. Belli bir emniyet katsayısı da gözetilerek şevin güvenli olabilmesi için güvenlik katsayısının statik koşullarda 1,5'dan, dinamik koşullarda ise 1,1'den büyük olması istenir. Çeşitli varsayımlara dayanarak şevin güvenlik katsayını hesaplayan çok sayıda limit denge yöntemi bulunmaktadır. Bu yöntemlerden başlıcaları Fellenius (İsveç dilim yöntemi), Bishop, Janbu, Lowe ve Karafiath,

Spencer, Sarma, Morgenstern-Price yöntemleridir.

Bu yöntemlerin bazıları dilimlere etkiyen kuvvetlerin, bazıları momentlerin, bazıları ise her ikisinin dengesini birlikte dikkate alarak güvenlik katsayısı hesaplamaktadır. Yöntemler arasındaki bu farklılıklar birçok araştırmacının ilgisini çekmiş olup bu yöntemlerle hesaplanan güvenlik katsayıları çok sayıda araştırmacı tarafından karşılaştırılmıştır (Ör. [4], [5], [6], [7]).

Sonlu elemanlar yöntemi mühendislikte karşılaşılan diferansiyel denklemlerin veya sınır değer problemlerinin çözümünde kullanılan sayısal bir tekniktir. Sonlu elemanlar yöntemlerinin limit denge yöntemlerine göre üstünlüklerinden birisi analizlerde kritik kayma dairesinin şekli veya yeri için herhangi bir varsayıma ihtiyaç duyulmamasıdır. Bununla birlikte, sonlu elemanlar yöntemleriyle şevde oluşan gerilmeler, yer değiştirmeler, gözenek suyu basınçları, sızıntıdan kaynaklanan göçmeler ve ardışık gelişen göçmeler de hesaplanabilmektedir [8].

Şev duraylılık analizlerinin en önemli adımlarından birisi de yerindeki zemini temsil eden mukavemet parametrelerinin belirlenmesidir. Bunun için gerekli olan en önemli zemin parametreleri araziden alınan örselenmemiş numuneler (UD) üzerinde gerçekleştirilecek olan kısa süreli ve uzun süreli (drenajlı ve drenajsız) kesme kutusu deneyleri ile bulunan kohezyon (c_u, c') ve içsel sürtünme açısı (ϕ_u, ϕ') değerleridir.

Heyelan etmiş bir şevin/yamacın iyileştirilmesi ve duraylı hale getirilmesi için uygulanabilecek çok sayıda yöntem bulunmakta olup bunlardan başlıcaları; yük kaldırma, topuk dolgusu, drenaj, fore kazık, ankraj, zemin çivisi, geosentetiklerle ve/veya çelik şeritlerle güçlendirilmiş toprakarme duvar yapılması ve bitkilendirme gibi uygulamalardır.

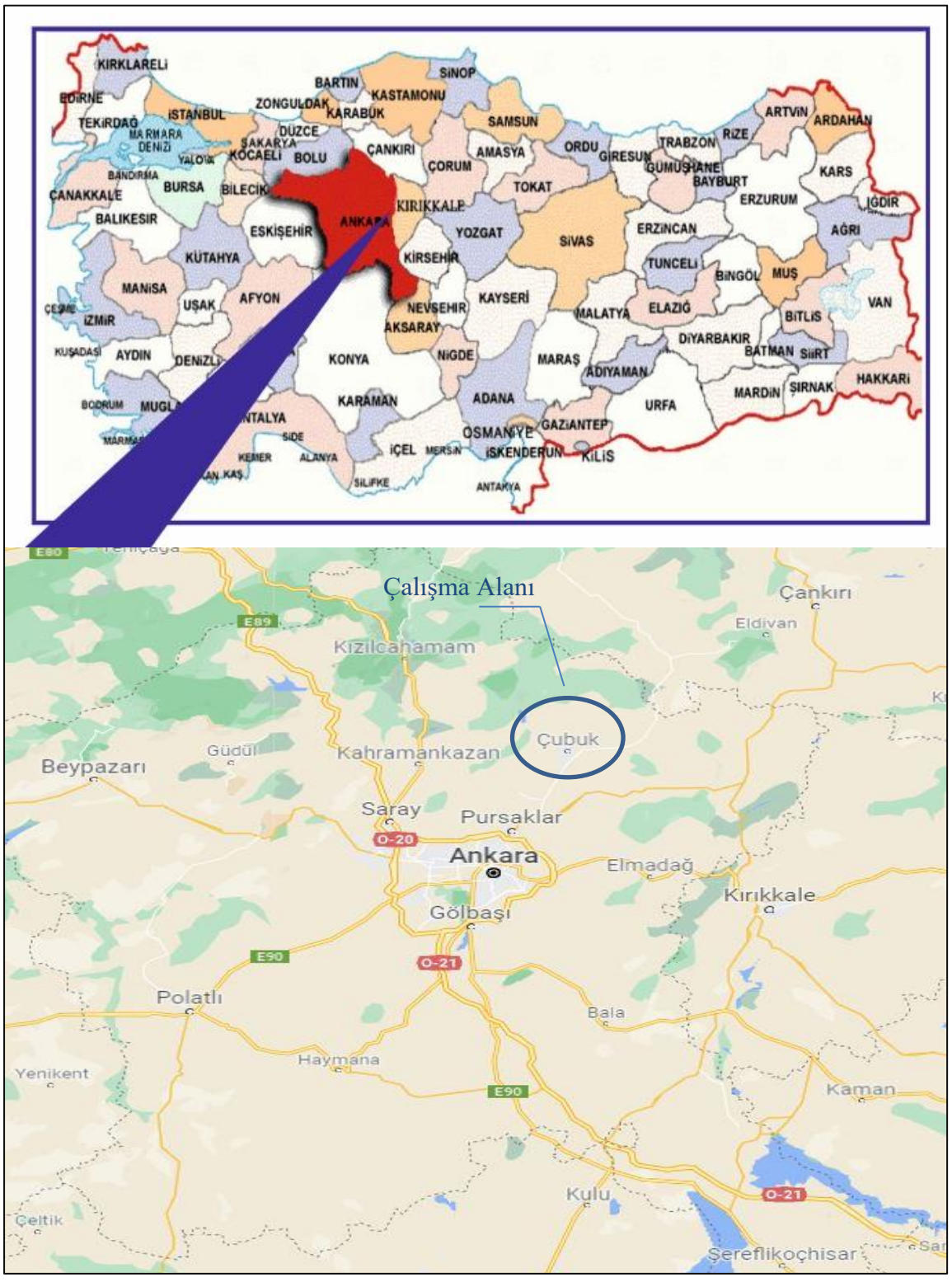
Bu çalışma kapsamında, Ankara ilinin Çubuk ilçesi sınırları içerisinde bulunan Adnan Menderes Parkında meydana gelen bir heyelan incelenmiş ve heyelanı durdurmak için yapılabilecek önleme/iyileştirme yöntemleri üzerinde çalışılmıştır. Heyelan alanına ait yer bulduru haritası ve uydu görüntüsü Harita 1.1 ve Harita 1.2'de sunulmuştur.

Arazinin geçmişini bilen bölge sakinleriyle yapılan görüşmeler neticesinde heyelan sahasının eskiden dolgu alanı olarak kullanıldığı, zamanla yeşillendirilerek park haline

getirildiği öğrenilmiştir. Park düzenleme çalışmaları 2012 yılında başlamış olup, 2013 senesinde tamamlanarak hizmete açılmıştır. Park düzenleme çalışmaları kapsamında Adnan Menderes Bulvarını genişletmek amacıyla parkın taç kısmına istinat duvarları da inşaa edilmiştir.

2016 yılında parkın 225 m uzunluğundaki bir kesiminde heyelan meydana gelmiş, bu heyelanın sonucunda bir kısım istinat duvarının temeli açığa çıkmış (Resim 1.1.a), istinat perdelerinde deformasyonlar oluşmuş (Resim 1.1.b), şevin taç kısmında bulunan Adnan Menderes Bulvarında oturmalar (Resim 1.2.a), topuk kısmında bulunan Alparslan Türkeş caddesinde ise kabarmalar meydan gelmiştir (Resim 1.2.b). Bunun üzerine Adnan Menderes Bulvarı beton bariyerler vasıtasıyla daraltılmış, Alparslan Türkeş Bulvarı ise trafiğe kapatılarak geçici güvenlik önlemleri alınmıştır. Heyelan sahasının Alparslan Türkeş Caddesi üzerinden genel görünümü Resim 1.3'de gösterilmiştir.

Şev duraylılığının sağlanması amacıyla Ankara Büyükşehir Belediyesi Fen İşleri Dairesi Başkanlığı tarafından 2017 yılında iyileştirme projesi hazırlatılarak 2020 yılında ihalesi yapılmış, aynı yıl imalatlar tamamlanmıştır.



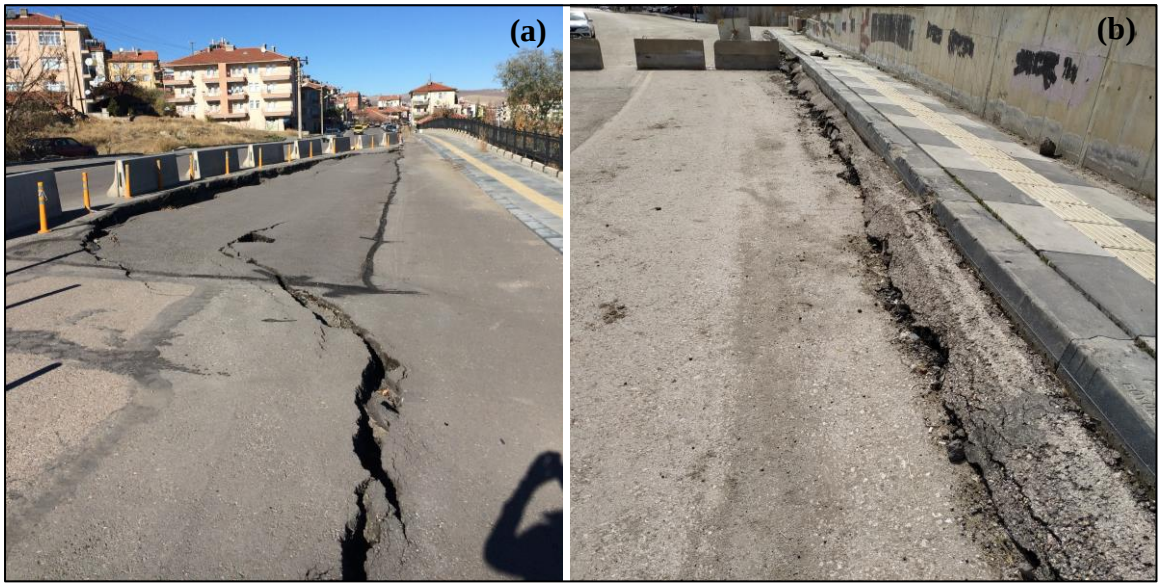
Harita 1.1. Adnan Menderes Parkı yer bulduru haritası



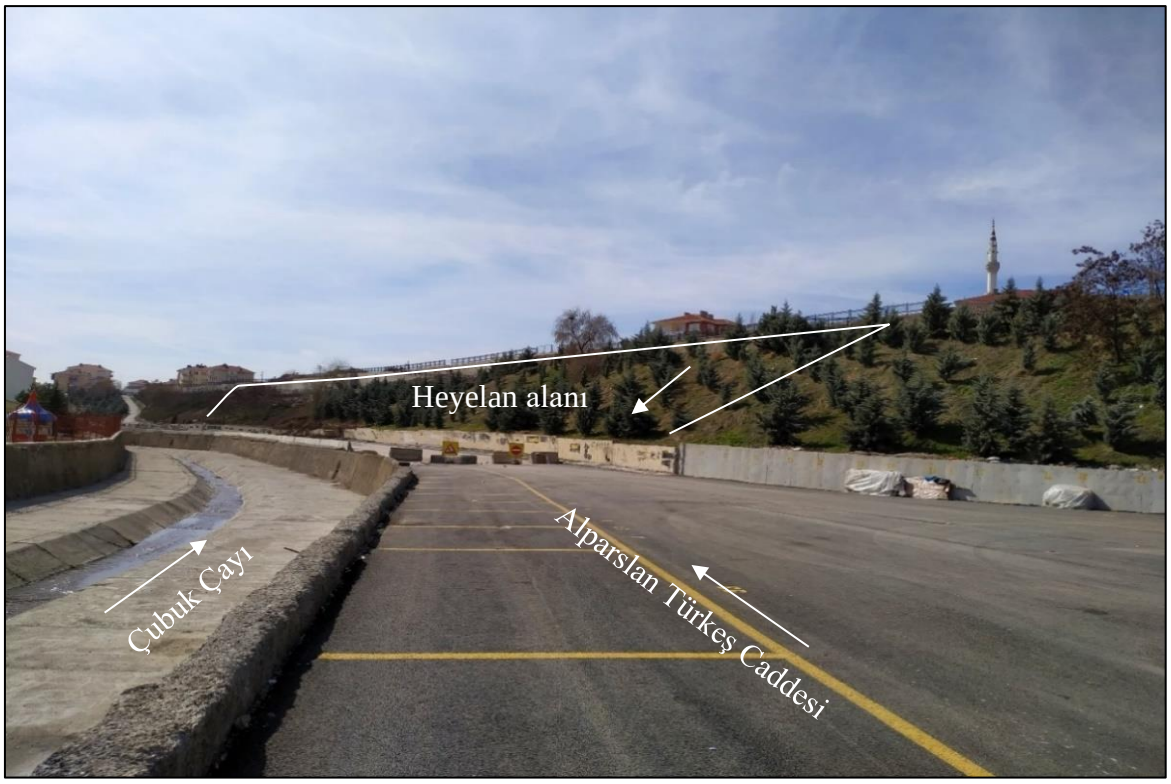
Harita 1.2. 2018 yılına ait heyelan alanının uydu görüntüsü



Resim 1.1. Heyelan sonucunda; a) açığa çıkan istinat yapısının temellerinden bir görünüm, b) istinat yapısı perdelerinde meydana gelen deformasyonlardan bir görünüm



Resim 1.2. Heyelan sonucunda; a) şevin taç kısmında meydana gelen oturmalardan bir görünüm, b) şevin topuk kısmında meydana gelen kabarmalardan bir görünüm



Resim 1.3. Heyelan sahasının Alparslan Türkeş Caddesi üzerinden genel bir görünümü

Şevin duraysızlığının ana nedenleri; Eski dolgu şevlerin üzerine dik açılarla ilave dolgu yapılarak yeni şevler oluşturulması, bulvarı genişletmek amacıyla yapılan istinat yapısının temelinin dolgu şevlerinin üzerine oturtulması ve şevin ilave dolgulardan ve istinat yapılarından kaynaklanan yeni yüklere maruz kalması, Çubuk Çayı'nın ıslahı için yapılan

betonarme kanallar neticesinde şevin topuk kısmında drenaj olanaklarının azalması ve şevin içinden geçen yer altı su seviyesinin yükselmesi olarak değerlendirilmiştir.

Bu tez çalışması kapsamında; Adnan Menderes Parkında meydana gelen heyelan alanı yeniden incelenmiş ve heyelanı durdurmak için yapılabilecek önleme/iyileştirme yöntemleri üzerinde çalışılmıştır. Çalışmada kullanılan sondaj logları, arazi ve laboratuvar deney sonuçları, vaziyet planı ve idealize zemin profilini gösteren şev kesiti Ankara Büyükşehir Belediyesi Fen İşleri Dairesi Başkanlığı Sanat Yapıları Proje Şube Müdürlüğünden temin edilmiştir.

Şev duraylılık analizleri, limit denge yöntemlerini esas alan Slide 8.0, yapısal elemanların analizleri ise sonlu elemanlar yöntemini esas alan Plaxis 8.2 kullanılmıştır.

2. ARAZİ ÇALIŞMALARI

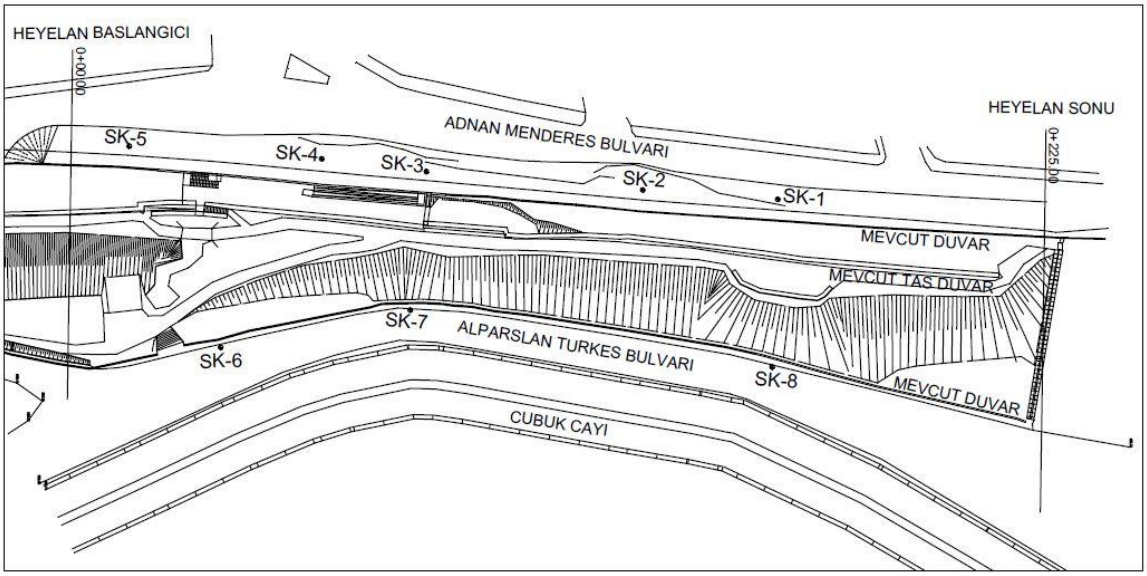
Arazi çalışmaları kapsamında, 5 tanesi heyelanın tepe bölgesinde (SK1 ila SK5), 3 tanesi ise topuk bölgesinde (SK6 ila SK8) olmak üzere toplam uzunluğu 200 m olan 8 adet geoteknik sondaj kuyusu (SK) açılmıştır. Zeminin mühendislik özelliklerinin yerinde belirlenmesi amacıyla SK-3 hariç diğer sondaj kuyularında standart penetrasyon test (SPT) deneyleri yapılmıştır. Ayrıca heyelanın mevcut kayma düzlemimin belirlenebilmesi amacıyla açılan her sondaj kuyusunda inklinometre ölçümleri alınmıştır. Arazi çalışmaları özel bir firma tarafından gerçekleştirilmiştir.

Sondaj çalışmaları esnasında çeşitli derinliklerden UD tüpleriyle 7 adet örselenmemiş numune ve SPT yardımıyla 38 adet örselenmiş numune alınmıştır [9].

2.1. SPT Yapılması

Sondajlarda her 1,5 m'de bir SPT deneyi yapılmıştır. Heyelanın tepe bölgesinde açılan SK3 isimli sondaj kuyusunda SPT yapılmamış olup karot numuneleri alınmıştır. Sondaj kuyularının yerlerini gösteren vaziyet planı Şekil 2.1'de, sondaj çalışmalarına ait bazı görüntüler ise Resim 2.1'de sunulmuştur. Sondajlar TSM750-AUGER-ROTARY tipi makine kullanılarak yapılmıştır. Sondaj loglarında ve geoteknik etüt raporunda SPT makinasının enerji oranı belirtilmemiş olup, fotoğraflardan ve sondaj makinasının modelinden bakılarak otomatik düşürmeli şahmerdan mekanizmasına sahip olduğu anlaşılan bu makinanın SPT enerji oranı, şahmerdan tipine bakılarak E_r = %73 olarak tahmin edilmiştir. Sondaj logları EK-1'de, ham SPT verileri ise Çizelge 2.1'de gösterilmiştir.

Sondaj çalışmalarının bitiş tarihleri itibariyle her sondaj kuyusunda yer altı su seviyesinin (Y.A.S.S.) derinliği ölçülmüştür. Sondajların kot ve derinlikleri ile birlikte Y.A.S.S. derinlikleri Çizelge 2.2'de sunulmuştur [9].



Şekil 2.1. Sondaj vaziyet planı [9]



Resim 2.1. Sondaj çalışmalarından görünümler; a ve b) Adnan Menderes Bulvarı üzerinde yapılan sondajlar; c ve d) Alparslan Türkeş Caddesi üzerinde yapılan sondajlar

Çizelge 2.1. Ham SPT sayısı (SPT-N) verileri

DERİNLİK (m)	Ham SPT darbe sayıları (SPT-N)						
	SK-1	SK-2	SK-4	SK-5	SK-6	SK-7	SK-8
1,50-3,00	9	6	11	8	6	8	7
3,00-4,50	10	11	7	8	8	10	9
4,50-6,00	10	12	12	12	11	10	11
6,00-7,50	14	12	R	12	24	10	13
7,50-9,00	20	21	R	26	28	24	21
9,00-10,50	28	32	R	29	32	28	23
10,50-12,00	30	32	43	32	29	22	28
12,00-13,50	35	62	43	38	31	30	31
13,50-15,00	36	62	57	46	33	33	35
15,00-16,50	46	48	51	50	41	35	37
16,50-18,00	53	41	55		40	38	37
18,00-19,50	42	53	52		35	34	40
19,50-21,00	53	45	60		39	36	43
21,00-22,50	54	42				38	
22,50-24,00	58	57				40	
24,00-25,50	57	65				42	
25,50-27,00	56	56					
27,00-28,50	53	60					
28,50-30,00	56	64					
30,00-31,50	61	61					
31,50-33,00		65					
33,00-34,50		64					
34,50-36,00		65					
36,00-37,50		71					
37,50-39,00		71					
39,00-40,50		71					

Çizelge 2.2. Sondajların kot derinlikleri ve Y.A.S.S. derinliği [9]

Sondaj No	Koordinatlar		Kot (m)	Sondaj derinliği (m)	YASS derinliği (m)
	X (kuzey)	Y (doğu)			
SK-1	502239	4455427	1042,3	30,5	10
SK-2	502208	4455429	1042,3	40,0	10
SK-3	502158	4455433	1042,2	30,0	10
SK-4	502134	4455436	1041,9	20,0	7
SK-5	502089	4455439	1041,3	15,0	8
SK-6	502110	4455393	1025,7	20,0	1,5
SK-7	502154	4455401	1027,7	25,0	1
SK-8	502238	4455388	1027,1	20,0	1

SPT-N verileri Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY) 2018'e göre Eş. 2.1'deki bağıntı kullanılarak düzeltilmiştir [10].

$$\text{SPT-N}_{1,60} = \text{SPT-N}\ C_E\ C_N\ C_R\ C_S\ C_B \tag{2.1}$$

$$C_E = \frac{E_{r\ (arazi)}}{E_{r\ (istenen)}} \tag{2.2}$$

TBDY-2018'e göre SPT sayılarının %60 enerji oranına göre düzeltilmesi istenmektedir. Bu çalışmada, arazide kullanılan sondaj makinasının enerji oranı E_r=%73 olarak tahmin edildiğinden enerji oranı düzeltme katsayısı (C_E) Eş. 2.2 kullanılarak aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$C_E = \frac{73}{60} = 1{,}2$$

Jeolojik gerilme (derinlik) düzeltme katsayısı (C_N) kohezyonsuz (kumlu-çakıllı) zeminlere uygulanmaktadır [10,11]. Bu çalışmada incelenen heyelan sahasındaki zeminler genellikle killi (kohezyonlu) zeminler olduğu için jeolojik gerilme (derinlik) düzeltme katsayısı C_N = 1 olarak alınmıştır.

Diğer düzeltme katsayılar için TBDY-2018'de önerilen ve Çizelge 2.3'de verilen değerlerler kullanılmıştır.

Çizelge 2.3. SPT düzeltme katsayıları [10]

Düzeltme Katsayısı	Değişken	Değer
C_R	3 m ile 4 m aralığında	0,75
	4 m ile 6 m aralığında	0,85
	6 m ile 10 m aralığında	0,95
	10 m'den derin	1,00
C_S	Standart numune alıcı (iç tüpü olan)	1,00
	İç tüpü olmayan numune alıcı	1,10-1,30
C_B	Çap 65mm-115 mm arasında	1,00
	Çap 150 mm	1,05
	Çap 200 mm	1,15
C_E	Güvenli tokmak	0,60-1,17
	Halkalı tokmak	0,45-1,00
	Otomatik darbeli tokmak	0,90-1,60

Bu çalışmada standart tip numune alıcı kullanılmış olup, sondaj (delgi) çapı 65-115 mm arasında açılmıştır. Bu durumda Çizelge 2.3'e göre $C_S = 1$, $C_B = 1$, C_R ise SPT deneyinde kullanılan tij uzunluğuna göre alınmıştır.

Belirtilen bu katsayılara göre düzeltilmiş SPT darbe sayıları ($SPT\text{-}N_{60}$) hesaplanmış ve Çizelge 2.4'de sunulmuştur.

Çizelge 2.4. SPT-N_{60} verileri

DERİNLİK (m)	Düzeltilmiş SPT darbe sayıları (SPT-N_{60})						
	SK-1	SK-2	SK-4	SK-5	SK-6	SK-7	SK-8
1,50-1,95	8	5	10	7	5	7	6
3,00-3,45	9	10	6	7	7	9	8
4,50-4,95	10	12	12	12	11	10	11
6,00-6,45	16	14	R	14	28	12	15
7,50-7,95	23	24	R	30	32	28	24
9,00-9,45	32	37	R	34	37	32	27
10,50-10,95	37	39	52	39	35	27	34
12,00-12,45	43	75	52	46	38	37	38
13,50-13,95	44	75	69	56	40	40	43
15,00-15,45	56	58	62	61	50	43	45
16,50-16,95	64	50	67		49	46	45
18,00-18,45	51	64	63		43	41	49
19,50-19,95	64	55	73		47	44	52
21,00-21,45	66	51				46	
22,50-22,95	71	69				49	
24,00-24,45	69	79				51	
25,50-25,95	68	68					
27,00-27,45	64	73					
28,50-28,95	68	78					
30,00-30,45	74	74					
31,50-31,95		79					
33,00-33,45		78					
34,50-34,95		79					
36,00-36,45		86					
37,50-37,95		86					
39,00-39,45		86					

2.2. İnklinometre Ölçümleri

Heyelanın mümkün kayma düzleminin belirlenmesi için 05.12.2016 ile 23.02.2017 tarihleri arasında belirli zaman aralıklarında her bir sondaj noktasında inklinometre okumaları alınmıştır. Ölçümlerinin sonuçları grafik halinde EK-2'de sunulmuştur [9].

3. LABORATUVAR ÇALIŞMALARI

Zeminlerin mühendislik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla arazide açılan sondajlarda 4 adet 2,50 – 3,00 m seviyesinden, 2 adet 5,50 – 6,0 m seviyesinden ve 1 adet 7,0 – 7,5 m seviyesinden UD numunesi alınmış ve bu numunelere konsolidasyonsuz drenajsız (UU) direk kesme deneyi, birim hacim ağırlık ve doğal su muhtevası deneyleri, SPT ile alınan örselenmiş numuneler üzerinde ise Atterberg limitleri ve elek analizi deneyleri yapılmış olup sonuçlar Çizelge 3.1.'de özet halinde sunulmuştur.

Çizelge 3.1. Laboratuvar deney sonuçları [9]

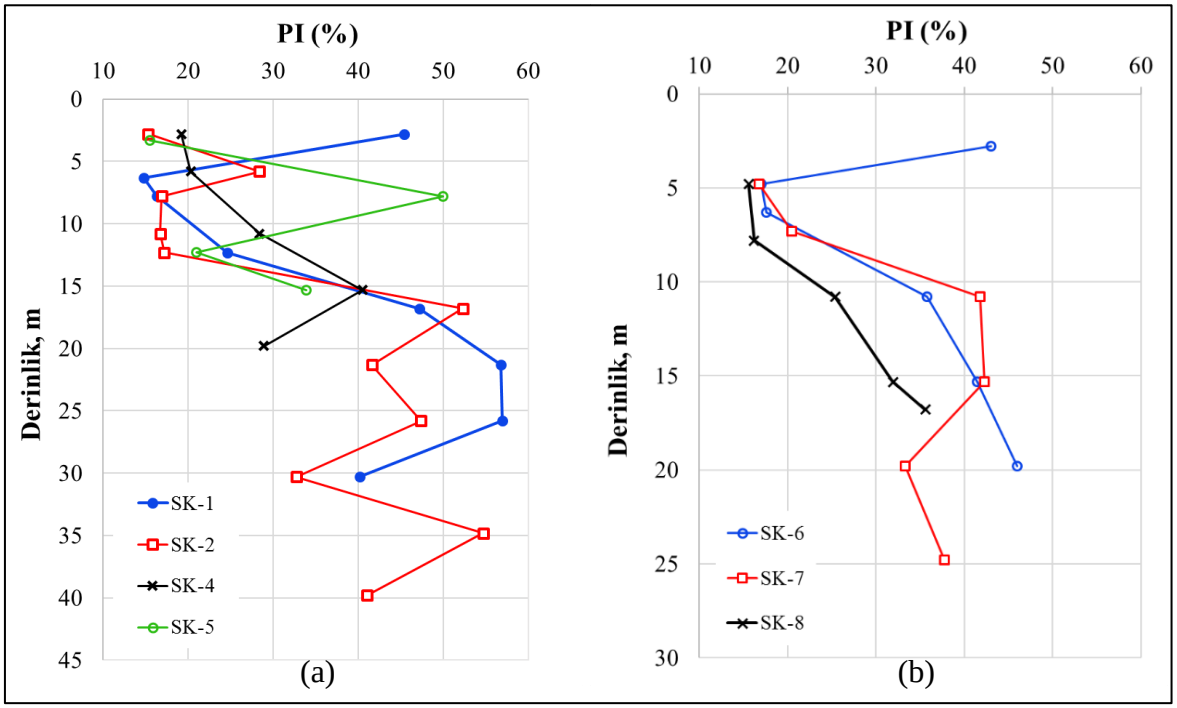
			Doğal Birim Hacim Ağırlık (γn)	Su muhtevası (Wn)	Atterberg Limitleri			Direkt Kesme Deneyi		4,75 mm (No:4) elekte kalan malzeme (%)	0,075 mm (No:200) elekten geçen (%)	USCS (Birleşik Zemin Sınıflaması)
NO	Derinlik (m)				Likit Limit (%)	Plastik Limit (%)	Plastisite İndisi (%)	c (kPa)	ø (˚)			
SK-1	UD-1	2,50-3,00	18,20	32,90	75,90	30,50	45,40	61,03	9,90	1,20	77,28	CH
	SPT-4	6,00-6,45		10,50	38,20	23,40	14,80			28,22	29,13	SC
	SPT-5	7,50-7,95		11,90	32,70	16,40	16,30			29,04	27,1	SC
	SPT-8	12,00-12,45		21,80	47,90	23,30	24,60			1,06	76,48	CL
	SPT-11	16,50-16,95		23,50	73,60	26,40	47,20			2,04	83,70	CH
	SPT-14	21,00-21,45		22,70	84,70	27,90	56,80			0,00	90,85	CH
	SPT-17	25,50-25,95		24,70	80,80	23,80	57,00			0,00	97,40	CH
	SPT-20	30,00-30,45		19,30	68,10	27,90	40,20			1,20	85,79	CH
SK-2	UD-1	2,50-3,00	18,47	9,80	35,60	20,30	15,30			28,44	19,60	SC
	UD-2	5,50-6,00	18,27	22,70	54,70	26,30	28,40	55,48	8,90	1,07	74,65	CH
	SPT-5	7,50-7,95		11,00	38,50	21,60	16,90			27,27	28,65	SC
	SPT-7	10,50-10,95		14,20	34,80	18,10	16,70			8,50	27,12	SC
	SPT-8	12,00-12,45		12,10	42,40	25,20	17,20			26,26	30,74	SC
	SPT-11	16,50-16,95		10,30	82,30	30.00	52,30			0,00	92,13	CH
	SPT-14	21,00-21,45		17,10	70,60	29,00	41,60			1,21	77,04	CH
	SPT-17	25,50-25,95		23,30	72,50	25,10	47,40			1,2	83,87	CH
	SPT-20	30,00-30,45		20,80	57,10	24,40	32,70			1,24	78,58	CH
	SPT-23	34,50-34,95		24,30	82,80	28,10	54,70			0,10	90,10	CH
	SPT-26	39,50-39,95		20,10	68,20	27,20	41,00			1,06	81,79	CH
SK-4	UD-1	2,50-3,00	18,11	20,60	44,30	25,10	19,20	51,05	7,90	2,10	62,30	CL
	UD-2	5,50-6,00	18,16	21,50	44,50	24,20	20,30	57,18	9.00	1,30	73,22	CL
	SPT-7	10,50-10,95		21,10	52,80	24,40	28,40			1,09	79,64	CH
	SPT-10	15,00-15,45		29,10	65,60	25,10	40,50			0,00	92,87	CH
	SPT-13	19,50-19,95		22,80	57,00	28,10	28,90			1,42	92,21	CH
SK-5	SPT-2	3,00-3,45		8,44	38,00	22,50	15,50			25,21	31,54	SC
	SPT-5	7,50-7,95		24,80	81,00	31,00	50,00			1,21	89,42	CH
	SPT-8	12,00-12,45		20,40	45,60	24,60	21,00			2,68	65,47	CL
	SPT-10	15,00-15,45		23,70	59,40	25,50	33,90			1,11	79,18	CH

Çizelge 3.1. (devam) Laboratuvar deney sonuçları [9]

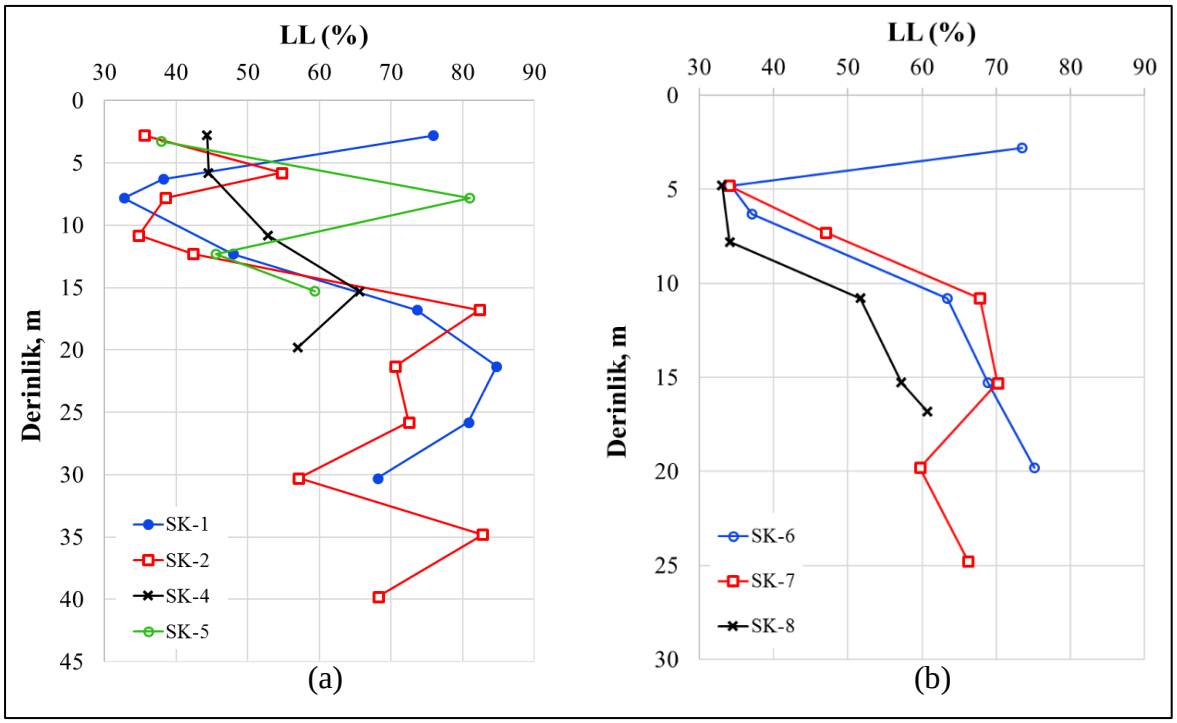
SK-6	UD-1	2,50-3,00	18,23	30,90	73,50	30,50	43,00	60,95	9.00	1,90	77,30	CH
	SPT-3	4,50-4,95		6,68	34,30	17,30	17,00			25,79	22,06	SC
	SPT-4	6,00-6,45		7,63	37,10	19,50	17,60			15,44	27,06	SC
	SPT-7	10,50-10,95		9,44	63,40	27,60	35,80			2,21	74,73	CH
	SPT-10	15,00-15,45		21,60	68,90	27,40	41,50			0,00	88,79	CH
	SPT-13	19,50-19,95		22,10	75,10	29,10	46,00			0,00	93,85	CH
SK-7	SPT-3	4,50-4,95		7,40	34,00	17,20	16,80			27,52	20,79	SC
	UD-1	7,00-7,50	18,2	24,50	47,00	26,50	20,50	54,68	9,20	2,01	69,37	CL
	SPT-7	10,50-10,95		25,20	67,80	26,00	41,80			1,34	84,69	CH
	SPT-10	15,00-15,45		20,40	70,20	27,90	42,30			1,30	85,49	CH
	SPT-13	19,50-19,95		24,90	59,70	26,40	33,30			1,60	82,22	CH
	SPT-16	24,50-24,95		20,00	66,20	28,40	37,80			2,40	81,19	CH
SK-8	SPT-3	4,50-4,95		7,82	33,10	17,50	15,60			27,51	25,59	SC
	SPT-5	7,50-7,95		11,50	34,10	17,90	16,20			24,40	32,04	SC
	SPT-7	10,50-10,95		31,40	51,70	26,30	25,40			2,40	65,66	CH
	SPT-10	15,00-15,45		26,10	57,30	25,40	31,90			2,21	86,89	CH
	SPT-13	19,50-19,95		31,80	60,70	25,10	35,60			1,08	83,49	CH

Çizelge 3.1'de sunulan sonuçlar incelendiğinde zeminin drenajsız kayma dayanımının ortalama c_u = 57 kPa, içsel sürtünme açısının ise ortalama ϕ_u = 9° olduğu görülmektedir. Bu sonuçlara göre kısa süreli şev stabilite analizlerinde en üstten 7,5 m'ye kadar olan dolgu zemin tabakasını temsilen c_u = 57 kPa, ϕ_u= 9° değerlerinin kullanılabileceği değerlendirilmiştir.

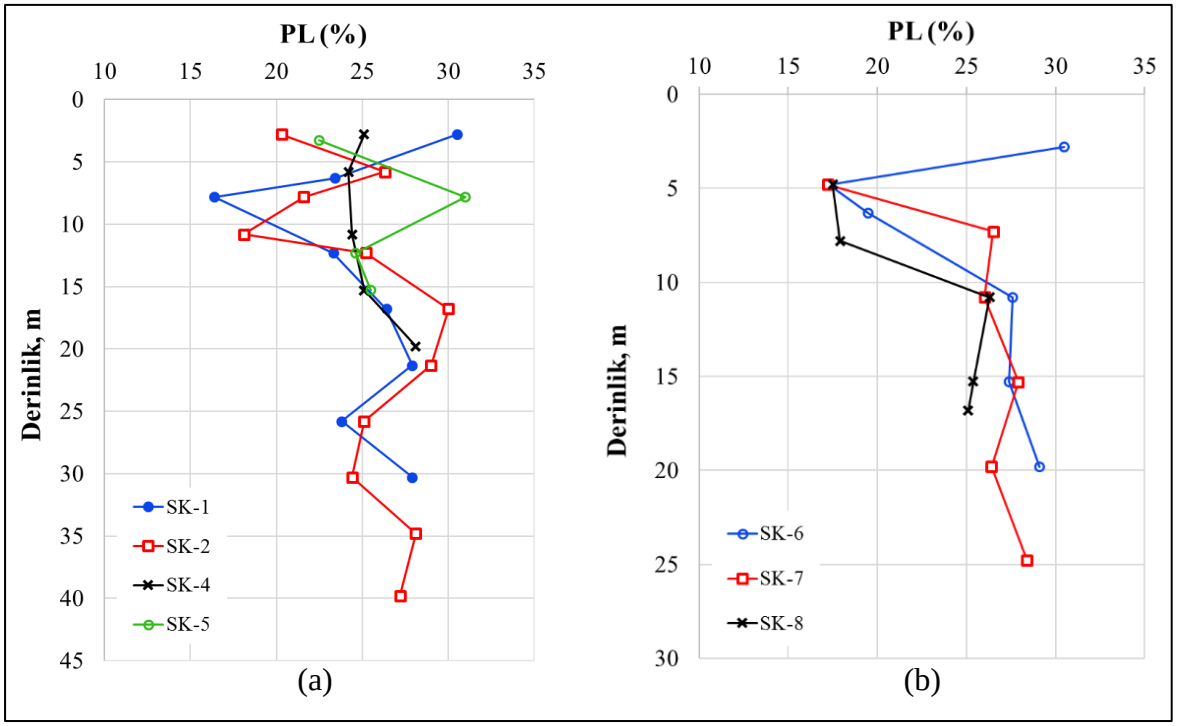
Zeminin indeks özelliklerinin belirlenmesi amacıyla alınan örselenmiş numuneler üzerinde yapılan Atterberg limitleri ve elek analizi deneyleri sonuçlarına göre likit limit değerlerinin %33 ile %85, plastik limit değerlerinin %16 ile %31, plastisite indisi değerlerinin %15 ile %57, tane boyutu olarak 0,075 mm (No 200) elekten geçen malzeme yüzdesinin %20 ile %97 arasında değiştiği ve USCS'ye göre zemin sınıfının CL, CH ve SC olduğu görülmüştür. Korelasyonlar vasıtasıyla zeminin mukavemet özelliklerinin belirlenmesinde yaygın olarak kullanılan plastisite indisi (PI) değerlerinin derinlikle birlikte değişimini gösteren grafik Şekil 3.1'de sunulmuştur. Zeminin likit limit (LL), plastik limit (PL) ve doğal su muhtevası değerlerinin ($W_{n)}$ derinlikle birlikte değişimini gösteren grafikler ise sırasıyla Şekil 3.2, Şekil 3.3 ve Şekil 3.4'de sunulmuştur.



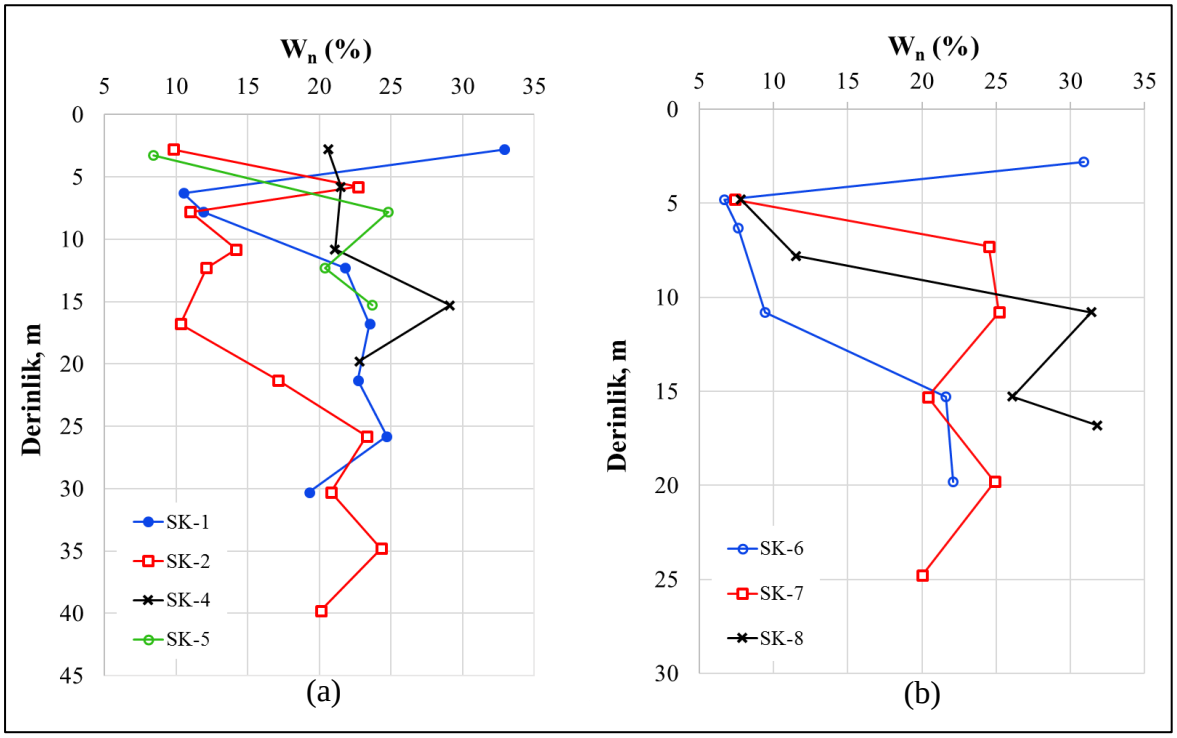
Şekil 3.1. PI değerlerinin derinlikle birlikte değişimi; a) heyelanın tepe noktasında açılan sondajlar (SK-1 ila SK-5), b) topuk noktasında açılan sondajlar (SK-6 ila SK-8)



Şekil 3.2. Likit limit değerlerinin derinlikle birlikte değişimi; a) heyelanın tepe noktasında açılan sondajlar, b) heyelanın topuk noktasında açılan sondajlar



Şekil 3.3. Plastik limit değerlerinin derinlikle birlikte değişimi; a) heyelanın tepe noktasında açılan sondajlar, b) heyelanın topuk noktasında açılan sondajlar



Şekil 3.4. Doğal su muhtevası değerlerinin derinlikle birlikte değişimi; a) heyelanın tepe noktasında açılan sondajlar, b) heyelanın topuk noktasında açılan sondajlar

4. TASARIMA ESAS ZEMİN PARAMETRELERİNİN VE İDEALİZE ZEMİN KESİTİNİN BELİRLENMESİ

Arazi çalışmaları esnasında UD numunelerinin genellikle dolgu zemin tabakasından alındığı, muhtemel kayma dairesinin geçtiği daha derinlerdeki tabii zemin tabakalarından UD alınmadığı görülmektedir. Ayrıca uzun süreli duraylılık analizleri için gerekli olan drenajlı dayanım parametrelerinin elde edilmesi için konsolidasyonlu-drenajlı direk kesme deneylerinin yapılmadığı, pik ve kalıcı parametrelerin elde edilmediği görülmektedir. Bu nedenle duraylılık analizlerinde kullanılmak üzere gerekli olan drenajlı ve drenajsız (kısa ve uzun süreli) zemin parametreleri, arazi deneylerine dayalı olarak literatürde genel kabul görmüş korelasyonlar yarımıyla elde edilmiştir.

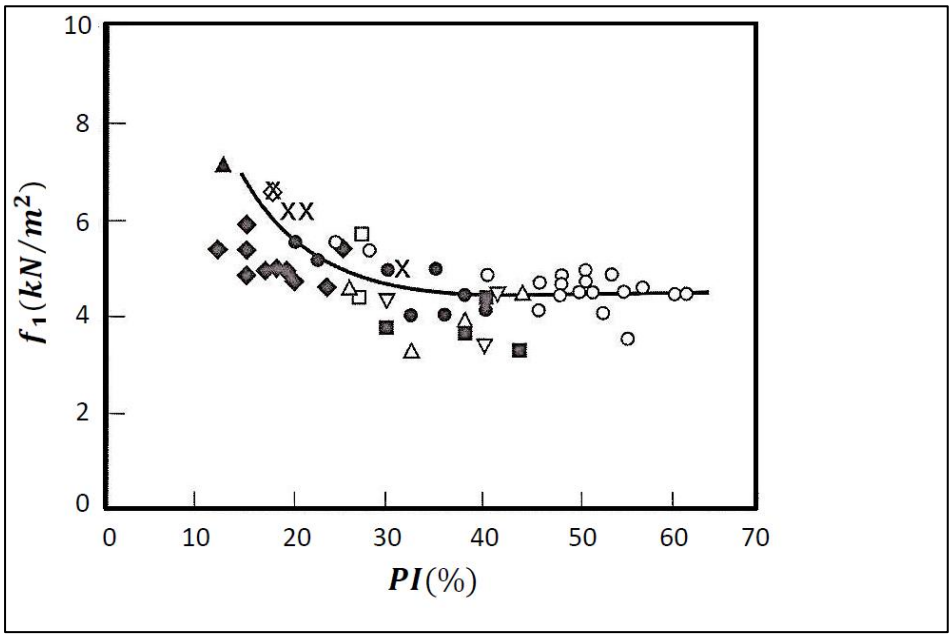
4.1. Drenajsız Kayma Dayanımı (c_u) Belirlenmesi

Laboratuvar verilerinin yetersiz olması nedeniyle zeminlerin drenajsız kayma dayanımı parametreleri arazide gerçekleştirilen SPT deney sonuçları kullanılarak literatürde genel kabul görmüş korelasyonlar yardımıyla belirlenmiştir. Literatürde, kohezyonlu zeminler için SPT deneylerinden zeminin drenajsız kayma dayanımının (c_u) elde edilmesine yönelik çok sayıda ilişki geliştirilmiştir. Bunlardan en yaygın olanlarından birisi Stroud (1974) tarafından geliştirilen ilişkidir.

Stroud (1974) kohezyonsuz zeminlerde SPT deneylerinden zeminin drenajsız kayma dayanımının (c_u) elde edilebilmesi için aşağıdaki eşitliği önermiştir [12].

$$c_u = f_1 \text{ x } \text{SPT-N}_{60} \qquad (4.1)$$

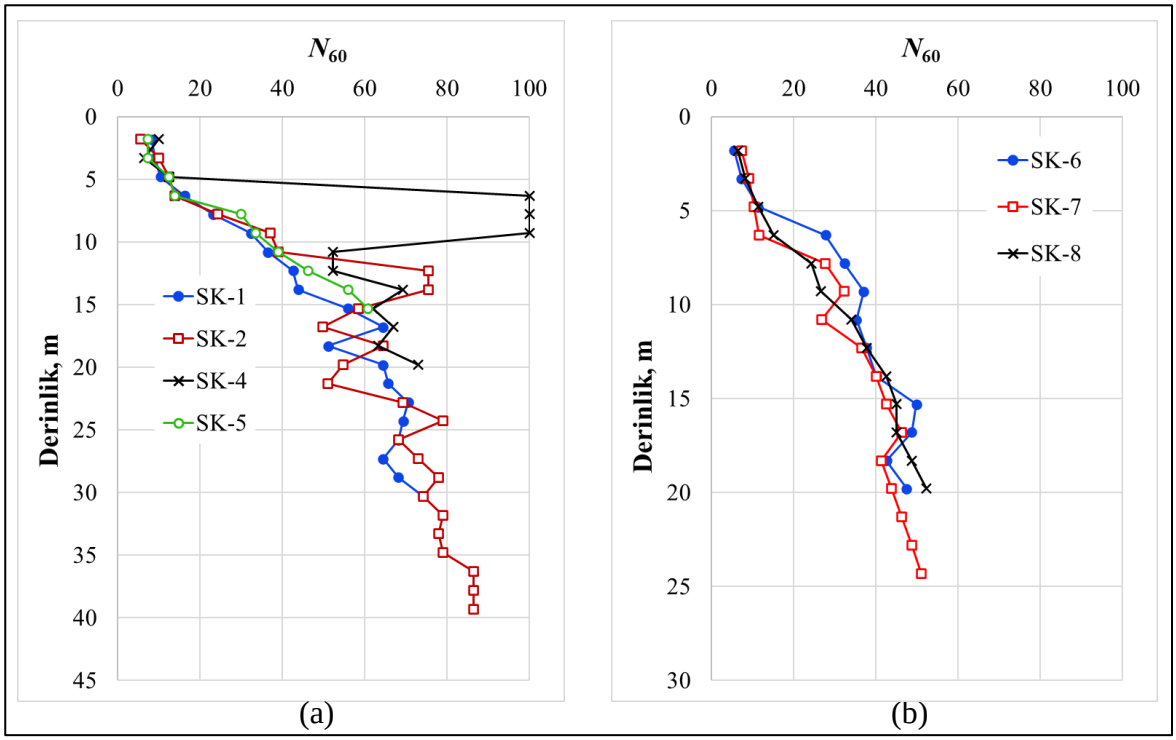
Bu bağıntıda; f_1 katsayısı Şekil 4.1'de verilen grafikten elde edilmektedir.



Şekil 4.1. f_1 katsayısının plastisite indisine göre değişimini gösteren grafik [12]

Şekil 4.1'de verilen f_1 katsayısının zeminin (PI) bağlı olduğu görülmektedir. Gerek SPT verileri gerek laboratuvar verileri incelendiğinde zeminin SPT sayılarının ve PI değerlerinin derinlikle birlikte değiştiği görülmektedir. Bu nedenle heyelan bölgesindeki zemin öncelikle SPT ve PI değerlerine göre makul bir şekilde tabakalara bölünmüş, daha sonra ise bu tabakaları temsil eden c_u parametreleri belirlenmiştir. Heyelanın üst (tepe/taç) ve alt (topuk) noktasında yaklaşık 16 m kot farkı olduğundan (Bkz. Şekil 4.3) zeminin tabakalara bölünmesinde heyelanın üst bölgesinde yapılan sondaj verileri ile alt bölgesinde yapılan sondaj verileri ayrı ayrı değerlendirilmiştir.

SPT-N_{60} değerlerinin (Bkz. Çizelge 2.4.) derinlikle birlikte değişimini gösteren grafikler Şekil 4.2'de sunulmuştur. Zeminin mühendislik özelliklerini karakterize edebilmek için Şekil 4.2'de heyelanın tepe noktasında açılan sondajlar ile (SK-1 ila SK-5) topuk noktasında açılan sondajlardan (SK-6 ila SK-8) elde edilen SPT-N_{60} verileri ayrı grafikler halinde sunulmuştur.

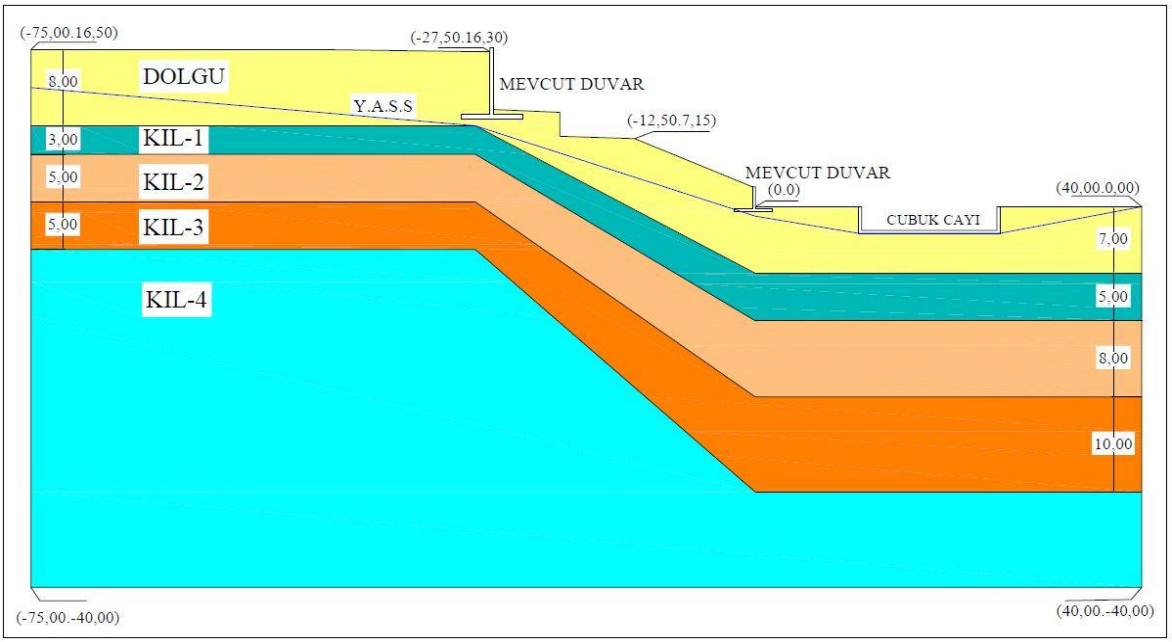


Şekil 4.2. SPT-N_{60} sayılarının derinlikle birlikte değişimi; a) heyelanın tepe noktasında açılan sondajlar (SK-1 ila SK-5), b) topuk noktasında açılan sondajlar (SK-6 ila SK-8). (SK-4 kuyusunda 6,00-10,50 m arasındaki SPT deneyleri beton tabakaya rastladığından refü vermiştir)

SPT ve PI değerlerinin derinlikle birlikte değişimini gösteren grafikler (Şekil 4.2 ve Bkz. Şekil 3.1) incelenerek zemin aşağıdaki gibi 5 tabakaya bölünmüştür. Şevin tepe bölgesindeki tabaka kalınlıkları ile topuk bölgesindeki tabaka kalınlıklarının birbirlerine düz bir çizgi ile bağlandığı kabul edilerek şevin içindeki tabakalar oluşturulmuştur. SK-4 kuyusunda 6,00 m ile 10,50 m arasındaki SPT sonuçları beton tabaka nedeniyle refü verdiğinden bu sonuçlar dikkate alınmamıştır. Bu şekilde oluşturulan kurgusal zemin tabakaları Şekil 4.3'de sunulmuştur. Modelde en üstte 7-8m kalınlığında kil karakterli dolgu yer almaktadır. Dolgunun altında kalan kumlu-siltli killer ise mukavemetlerine göre 4 tabakaya ayrılmıştır Bu tabakaları temsil eden SPT ve PI değerleri ve bu değerler kullanılarak Stroud (1974) tarafından geliştirilen abak yardımıyla belirlenen f_1 katsayısı ve Stroud (1974) tarafından önerilen Eş. 4.1 ile hesaplanan c_u değerleri Çizelge 4.1'de verilmiştir.

Çizelge 4.1. İdealize zemin tabakaları ve mühendislik özellikleri

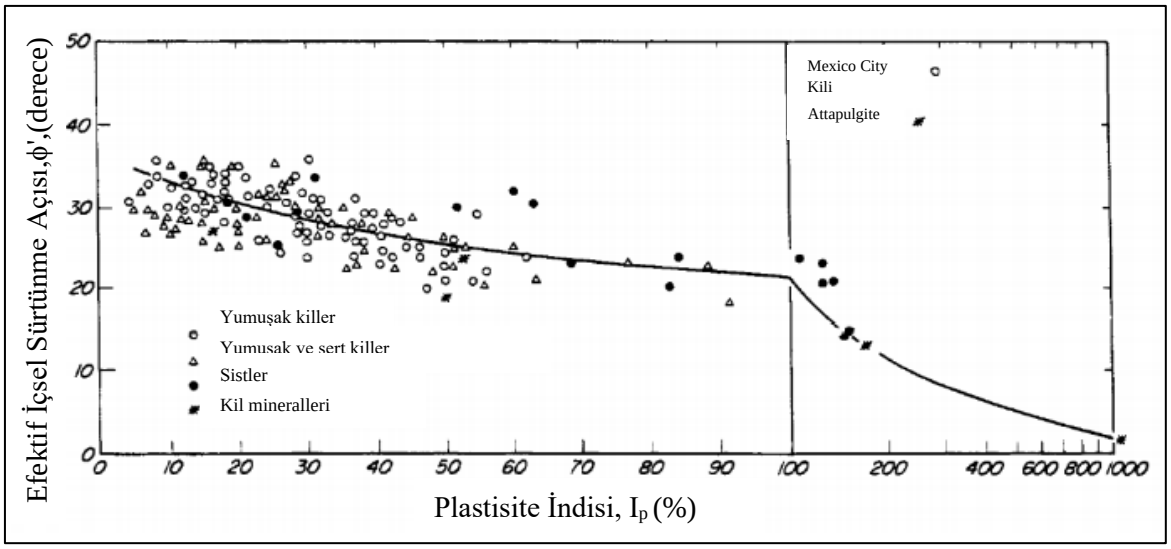
Tabaka No	Tabaka Tanımı	Tabaka Kalınlığı (m)	SPT-N_{60} (ortalama)	PI (ortalama)	f_1 katsayısı	Cu (kPa)
1	Dolgu	0-8	10	20	5,5	55
2	Kil-1	8-11	30	25	5	150
3	Kil-2	11-16	40	30	4,5	180
4	Kil-3	16-21	60	45	4,2	252
5	Kil-4	21-30	70	50	4,2	294



Şekil 4.3. İdealize zemin kesiti ve Y.A.S.S tablası

4.2. Drenajlı İçsel Sürtünme Açısının (ϕ') Belirlenmesi

Uzun süreli duraylılık analizlerinde kullanmak üzere gerekli olan uzun süreli drenajlı içsel sürtünme açısı değerleri (ϕ') zemin katmanlarını temsil eden PI değerleri kullanılarak Terzaghi-Peck ve Mesri (1996) tarafından önerilen abak (Şekil 4.4) yardımıyla bulunmuş ve sonuçları Çizelge 4.2'de sunulmuştur.



Şekil 4.4. Plastisite indisi ile efektif içsel sürtünme açısı arasındaki ilişki [13]

Çizelge 4.2. İdealize zemin tabakaları ve ϕ' değerleri

Tabaka No	Tabaka Tanımı	Tabaka Kalınlığı (m)	PI (ortalama)	ϕ' (°)
1	Dolgu	0-8	20	30
2	Kil-1	8-11	25	29
3	Kil-2	11-16	30	28
4	Kil-3	16-21	45	26
5	Kil-4	21-30	50	25

4.3. Drenajlı Kohezyon Değerinin (c') Belirlenmesi

Kil zeminlerin drenajlı kohezyon değeri (c') kuramsal olarak sıfır olması beklenir. Ancak laboratuvar tecrübelerine dayanılarak aşırı konsolide olmuş ve çimentolanma etkisinin bulunduğu zeminlerde drenajlı koşullarda da bir miktar kohezyon tespit edilebildiği bilinmektedir. Bu çalışmada zeminlerin drenajlı koşullardaki uzun süreli efektif kohezyon değerleri (c') Senneset vd. tarafından önerilen Eş. 4.2 kullanılarak elde edilmiştir.

$$c' = a \tan\phi' \qquad (4.2)$$

Senneset vd. *a* değerinin zemin cinsine göre Çizelge 4.3'den alınabileceğini belirtmiştir [14].

Çizelge 4.3. Çeşitli zemin türlerine göre *a* katsayısının olası değerleri [14]

Zemin Cinsi	*a*	tanϕ'
Yumuşak kil	5-10	0,35-0,45
Orta katı kil	10-20	0,40-0,55
Katı kil	20-50	0,50-0,60
Yumuşak silt	0-5	0,50-0,60
Orta katı silt	5-15	0,55-0,65
Katı silt	15-30	0,60-0,70

Eş. 4.2 kullanılarak hesaplanan zemin tabakalarını temsil eden c' değerleri Çizelge 4.4'de verilmiştir.

Çizelge 4.4. İdealize zemin tabakaları ve c' değerleri

Tabaka No	Tabaka Tanımı	Tabaka Kalınlığı (m)	ϕ′ (°)	tan ϕ′	c' (kPa)
1	Dolgu	0-8	30	0,58	5
2	Kil-1	8-11	29	0,55	5
3	Kil-2	11-16	28	0,53	10
4	Kil-3	16-21	26	0,49	13
5	Kil-4	21-30	25	0,47	15

4.4. Drenajsız Deformasyon Modülünün (E_u) Belirlenmesi

Sonlu elemanlar analizlerinde gerekli olan drenajsız deformasyon modülü (E_u) Butler tarafından önerilen eşitlik (Eş. 4.3) kullanılarak belirlenmiştir [15].

Butler, E_u ile SPT-N_{60} arasındaki oranın 1,00 ile 1,20 arasında değişen bir sayı ile ifade edilebileceğini belirtmiştir [15].

$$E_u \,/\, \text{SPT-}N_{60} = 1{,}00 - 1{,}20 \ (\text{MN/m}^2) \qquad (4.3)$$

Bu çalışmada zemini daha iyi karakterize edebilmesi amacıyla 1,20 katsayısı kullanılarak Eş. 4.3 ile her bir zemin tabakasını temsil eden E_u değerleri hesaplanmış ve sonuçları Çizelge 4.5'de sunulmuştur.

Çizelge 4.5. Zemin katmanlarını temsil eden E_u değerleri

Tabaka No	Tabaka Tanımı	Tabaka Kalınlığı (m)	SPT-N_{60} (ortalama)	E_u (MPa)
1	Dolgu	0-8	10	12
2	Kil-1	8-11	30	36
3	Kil-2	11-16	40	48
4	Kil-3	16-21	60	72
5	Kil-4	21-30	70	84

4.5. Drenajlı Deformasyon Modülünün (E') Belirlenmesi

Poulo ve Small [16], kohezyonlu zeminlerde uzun süreli drenajlı deformasyon modülü (E') ile E_u arasında Eş. 4.4'deki bağıntıyı önermiştir [16].

$$E' = \beta' E_u \tag{4.4}$$

Eş. 4.4'deki β' katsayısı zemin cinsine göre Çizelge 4.6'dan alınabilmektedir.

Çizelge 4.6. Değişik zemin türleri için β' katsayıları [16]

Zemin Türü	β′ katsayısı
Çakıl	0,9
Kum	0,8
Silt, siltli kil	0,7
Sert kil	0,6
Yumuşak kil	0,4

Laboratuvar deney sonuçları ve sondaj logları incelendiğinde tabii zemin katmanlarının silt, siltli kil ve sert kil birimlerden oluştuğu değerlendirilerek Çizelge 4.7'den β' = 0.667 alınarak E' değerleri hesaplanmış ve sonuçları Çizelge 4.7'de sunulmuştur.

Çizelge 4.7. Zemin katmanlarını temsil eden E' ve E_u değerleri

Tabaka No	Tabaka Tanımı	Tabaka Kalınlığı (m)	SPT-N_{60} (ortalama)	E_u (MPa)	E' (MPa)
1	Dolgu	0-8	10	12	8
2	Kil-1	8-11	30	36	24
3	Kil-2	11-16	40	48	32
4	Kil-3	16-21	60	72	48
5	Kil-4	21-30	70	84	56

İdealize zemin katmanları için ayrıntılı bir şekilde belirtildiği gibi arazi deneylerine ve literatürde genel kabul görmüş korelasyonlara dayanılarak elde edilen zemin parametreleri toplu halde Çizelge 4.8'de sunulmuştur.

Çizelge 4.8. Zemin katmanlarını temsil eden idealize zemin parametreleri

Tabaka No	Tabaka Tanımı	Doğal Birim Hacim Ağırlık (γ_n)	Doygun Birim Hacim Ağırlık (γ_d)	SPT- N_{60} (ortalama)	PI (ortalama)	c_u (kPa)	c' (kPa)	f′ (°)	E_u (MPa)	E' (MPa)
1	Dolgu	18	20	10	20	55	5	30	12	8
2	Kil-1	18	20	30	25	150	5	29	36	24
3	Kil-2	18	20	40	30	180	10	28	48	32
4	Kil-3	19	20,50	60	45	252	15	26	72	48
5	Kil-4	19	20,50	70	50	294	20	25	84	56

5. ŞEV DURAYLILIĞI MEKANİZMASI VE ZEMİNLERDE KESME DAYANIMI

5.1. Şev Duraylılığının Temel Mekanizması

Eğimli bir düzlem üzerinde α eğim açısına sahip ve ağırlığı W olan bloğa etki eden kuvvetler; kaymaya neden olan bileşen "Wsinα", blok tabanındaki normal bileşen "Wcosα" olup, kayma yüzeyine etkiyen normal gerilme (σ) Eş. 5.1'deki ifadeyle belirlenir [17].

$$\sigma=(W\cos\alpha)/A \tag{5.1}$$

A=Kayan bloğun alanı

Kayma yüzeyinin kesme dayanımı;

$$\tau=c+\sigma\tan\phi \tag{5.2.a}$$

$$\tau=c+[(W\cos\alpha)/A]\tan\phi \tag{5.2.b}$$

Kaymaya karşı koyan kuvvet ise;

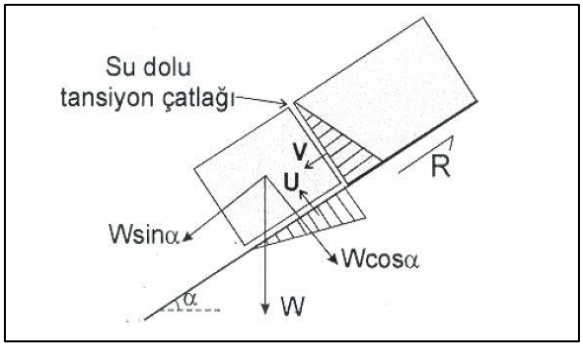
$$R=\tau A \tag{5.3.a}$$

$$R=cA+[(W\cos\alpha)]\tan\phi \tag{5.3.b}$$

eşitlikleriyle verilir. Kaymanın gerçekleştiği duruma limit denge koşulu denir ve bu koşul;

$$W\sin\alpha=cA+[(W\cos\alpha)]\tan\phi \tag{5.4}$$

Eş. 5.4'deki gibi ifade edilir.



Şekil 5.1. Eğimli bir düzlem üzerinde duran bloğa etkiyen kuvvetler [17]

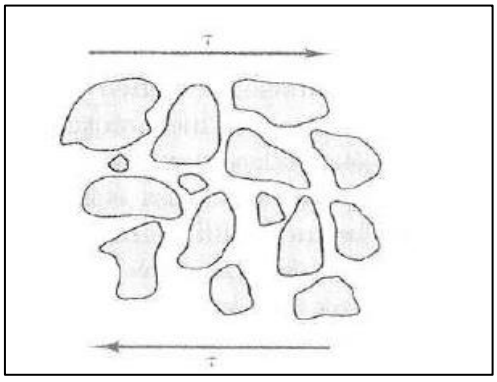
Şekil 5.1'de görülen bloğun gerisinde yer alan ikinci bir blok ile öndeki blok arasındaki boşlukta (gerçek şevlerde tansiyon çatlağı) ve bloğun tabanında suyun bulunması koşulunda Eş. 5.4'te verilen limit denge koşulu Eş. 5.5'teki ifadeye dönüşür [17].

$$W\sin\alpha+v=cA+[(W\cos\alpha-u)]\tan\phi \quad (5.5)$$

Şev duraylılığı; şevin geometrisine, dolayısıyla kayan kütlenin ağırlığına (W), zeminin kesme dayanımına (c, ϕ), su basıncına (v) ve yeraltı su durumuna (u) önemli derecede bağlıdır [17].

5.2. Zeminlerde Kesme Dayanımı

Bilinen birçok mühendislik malzemesinde yenilme, molekülleri bir arada tutan bağların kırılmasını gerektirir ve bu nedenle bağların dayanımına bağlıdır. Zeminde ise kesme dayanımı mekanizması farklılık göstermektedir. Zeminler partiküllü bir yapıdadır ve zeminde daneler Şekil 5.2'de gösterildiği gibi kayarak veya biri diğerinden yuvarlanıp geçecek şekilde olduğu zaman kesme yenilmesi meydana gelir. Yenilme esnasında partikül ezilmesi meydana gelse bile kesme dayanımı iç dayanımlarına değil de partiküller arası etkileşimlere bağlıdır. Bu etkileşimler sürtünme dayanımı ve kohezyon dayanımı olarak iki genel kategoriye ayrılır [18]. Kesme dayanımı sürtünme dayanımı ve kohezyonlu dayanımın bir fonksiyonudur.



Şekil 5.2. Zemin danelerinin birbirine göre dönmesi ve kayması [18]

5.2.1. Sürtünme dayanımı

Sürtünme dayanımı, sürtünme katsayısı kullanılmak yerine efektif sürtünme açısı (veya efektif içsel sürtünme açısı) ϕ' kullanılarak tanımlanır [18].

$$s=\sigma'\tan\phi' \quad (5.6)$$

Eş. 5.6'da toplam gerilme yerine efektif gerilme kullanılmasının nedeni dayanımın efektif gerilme cinsinden ifade edilmesidir. Bunun nedeni ise sürtünme dayanımına sadece katı partiküllerin katkıda bulunması (boşluk suyunun statik kesme dayanımı yoktur) ve efektif gerilmenin katı partiküller tarafından taşınan normal gerilme olmasıdır [18].

Bazı durumlarda $\phi=0$ alınarak hesap yapılmasına rağmen gerçekte tüm zeminler sürtünme dayanımına sahiptir. ϕ' değeri partiküllerin hem sürtünme özelliklerine hem de partiküller arasındaki kenetlenmeye bağlıdır.

5.2.2. Kohezyonlu dayanım

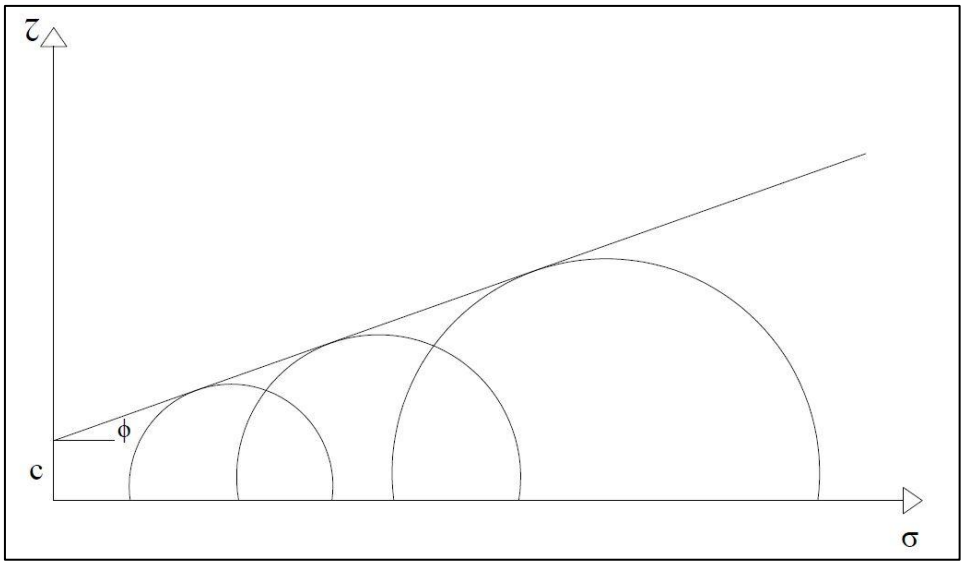
Zeminlerde efektif gerilme sıfır olduğu zaman (veya en azından sıfır gibi göründüğü zaman) dayanıma kohezyonlu dayanım denir ve c' değişkeni (efektif kohezyon) kullanılarak ($s=c'$) tanımlanır. Zemin hem sürtünmeli hem de kohezyonlu dayanıma sahipse kesme dayanımı (s) Eş. 5.7'deki bağıntı ile tanımlanır [18].

$$s= c'+ \sigma'\tan\phi' \quad (5.7)$$

Kohezyonlu dayanımın gerçek kohezyon ve görünür kohezyon olmak üzere iki çeşidi vardır. Gerçek kohezyon tamamen zemin partikülleri arasındaki bağın sonucudur. Görünür kohezyon ise zemin partikülleri arasındaki bağdan dolayı oluşan kesme dayanımı gibi görünse de, gerçekte görünmeyen sürtünme dayanımıdır [18].

5.3. Mohr-Coulomb Yenilme Kriteri

Hem sürtünme dayanımı hem de kohezyonlu dayanıma sahip zeminler için geoteknik analizlerin tamamına yakınında Mohr-Coulomb yenilme kriteri kullanılır. Buda, deney verilerinin mevcut veya planlanan saha koşulları analizlerine geri yansıtılması ile efektif gerilme analizleri veya toplam gerilme analizleri şeklindedir [18].



Şekil 5.3. Mohr -Coulomb dayanım denkleminin grafik olarak gösterimi

5.3.1. Efektif gerilme analizleri

Bir zeminde kesme dayanımı, su ve hava fazları kesme dayanımına sahip olmadığından sadece katı partiküller tarafından geliştirilir. Bu nedenle efektif gerilme (σ') toplam gerilmenin (σ) katı partiküller tarafından taşınan kısmı olduğundan, dayanım problemlerini efektif gerilmeyi kullanarak değerlendirmek daha uygundur. Eş. 5.7'de efektif gerilme koşullarında kesme dayanımı belirtilmektedir [18].

5.3.2. Toplam gerilme analizleri

Hidrostatik boşluk suyu basınçları mevcut olduğu zaman efektif gerilmeler hesaplanabilir olduğundan efektif gerilme analizi yapılabilir. Ancak, normal gerilmedeki değişimler nedeniyle oluşan aşırı boşluk suyu basınçları ve makaslaman dolayı oluşan aşırı boşluk suyu basınçlarının hesaplamak zordur. Bu güçlüklerden dolayı bazen problemlerin çözümünde efektif gerilmeler yerine toplam gerilmeler kullanılabilir. Bu yaklaşım laboratuvar verilerini toplam gerilme bakımından azaltmayı ve c_t ve ϕ_t parametrelerini kullanarak ifade etmeyi içerir. Kesme dayanımı toplam gerilme parametreleri cinsinden Eş. 5.8'daki gibi yazılır [18].

$$s=c_t+\sigma\tan\phi_t \tag{5.8}$$

6. ŞEV STABİLİTESİ ANALİZ YÖNTEMLERİ

Hammouri vd., elde edilen güvenlik sayılarının farklılıklarından dolayı kritik şevlerin analizinde sonlu elemanlar yöntemi ve limit denge yöntemlerinin birlikte kullanılmasını önermektedirler [8].

Şev stabilitesi analizlerinde yaygın olarak kullanılan limit denge analizi ile sonlu elemanlar analizi aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır.

6.1. Limit Denge Analizi

Limit denge analizleri, Mohr-Coulomb yenilme kriterini kullanarak şevin üç ana statik denge eşitliğinin ($\Sigma F_x=0$, $\Sigma F_y=0$, $\Sigma M=0$) arandığı mühendislik problemlerinin çözümlerinde yıllardır yaygın bir şekilde kullanılan bir yöntemdir. Bu analiz yönteminde kayan kütle bir bütün olarak veya dilimlere ayrılarak, kayma yüzeyi boyunca oluşan gerilmeler (τ) ile kayma mukavemeti (s) karşılaştırılır [8]. Hesaplamalardan elde edilen Gk sadece seçilen yüzey için geçerli olup en düşük Gk veren kayma yüzeyi bulunana kadar hesaplamalara devam edilir. Hesaplanan en küçük değer o şevin Gk olarak kabul edilir.

Singh ve diğ., 2008 yılında yaptıkları çalışmada limit denge metodlarının aynı anda tüm kesme dayanımının mobilize olduğu varsayıldığı için daha düşük Gk verdiğini ve içerdikleri sınırlamalara karşın nispeten güvenilir sonuçlar verdiğini belirtmişlerdir [19].

6.2. Sonlu Elemanlar Analizi

Sonlu elemanlar yönteminin temel yaklaşımı, zemin belirlenen sınır koşullarına göre elemanlara bölünür. Elemanların kesişim (düğüm) noktalarında uygulanan yük ve malzemenin elastik parametreleri kullanılarak (young modülü, poisson oranı vb.) yer değiştirme miktarları hesaplanır. Belirlenen yer değiştirmeler esas alınarak, her eleman için gerilmelerin ve birim deformasyonların yanı sıra, yenilmenin başlayıp ilerlediği zonlar belirlenir [17].

Limit denge yöntemine göre avantajlarından biri kritik kayma yüzeyinin şekli ve yeri hakkında herhangi bir varsayıma gerek olmamasıdır. Bu yöntem sayesinde zeminde oluşan gerilmeler, yer değiştirmeler, boşluk basıncı dağılımları, oturmalar ve yer altı suyu sızıntıları

başarılı bir şekilde ortaya konulmaktadır. Duncan (1996) yılında yaptığı kapsamlı incelemede sonlu elemanlar analizi ile ölçülen deformasyonların sahada ölçülenlere göre daha fazla olduğunu belirtmiştir. Zaki (1999) sonlu elemanların limit dengeye göre faydalı sonuçlar verdiğini önermektedir. Kim vd., (2002) homojen olmayan ve düzensiz yüzeye sahip şevlerde limit denge analizinin ve sonlu elemanlar analizinin benzer Gk verdiğini, limit denge analizi ve sonlu elemanlar analizi ile bulunan kritik kayma dairesi konumunun yakın olduğunu ortaya koymuşlardır [8].

6.3. Sınır Denge Kavramı ve Güvenlik Katsayısı

Kaymaların ve potansiyel kaymaların nicel analizlerinin çoğu sınır denge analizleridir. Bu analizler şevi göçmek üzereymiş gibi değerlendirir ve kayma yüzeyi boyunca meydana gelen kesme dayanımının (s) kesme gerilmelerine (τ) oranlanmasıyla Eş. 6.1'de verilen bir Gk' ya ulaşılır. En düşük değeri veren kayma dairesi kritik kayma dairesidir [18].

$$Gk = \frac{s}{\tau} = \frac{c+\sigma\tan\emptyset}{\tau} \qquad (6.1)$$

olmak üzere Gk değerine göre şevin stabil olup olmadığında karar verilir.

Gk<1 : şev stabil değil (yenilme olmuş)

Gk=1 : şev limit denge koşulunda (yenilme anı)

Gk>1 : şev stabildir

denir.

Yenilme yüzeyi boyunca Gk farklı değerler alabilir. Örneğin yenilme yüzeyinin bir bölümü yenilmiş yani kayma gerilmeleri kesme dayanımını aşmış olabilirken diğer bölümlerde büyük bir Gk değeri varsa göçme gerçekleşmeyebilir. Sınır denge analizleri kayma yüzeyi boyunca oluşan bu dağılımı incelemez. Kayma yüzeyleri boyunca oluşan toplam kaymayı engelleyici ve kaydırıcı momentleri veya kuvvetleri inceler [18].

Yapılan analizlerde; yer altı suyu koşulları, zemin profili, kesme dayanım parametrelerinin gerçekten uzak seçilebilmesi gibi belirsizlik söz konusu olabilir. Bu belirsizlikler bir emniyet katsayısı seçilerek giderilmeye çalışılır. Geoteknik mühendislerince yakında yapıların

olmadığı ve yenilme gerçekleştikten sonra yoldan sadece molozların temizlenmesinin gerekeceği bazı karayolu projelerinde Gk 1,3'e çekilebilir ise de yaygın olarak 1,5 katsayısı Gk tasarım parametresi olarak kullanılmaktadır. [18].

Çizelge 6.1'de, Türk standartlarına göre (TS 8853/1988) limit denge analizleri için önerilen minimum Gk değerleri gösterilmiştir. Ayrıca T.B.D.Y.-2018'e göre deprem altında şevlerin minimum Gk değeri 1,10 olarak belirlenmiştir [10].

Çizelge 6.1. Limit denge koşullarında önerilen Gk değerleri [20]

	Statik		
Koşullar	Toplam Gerilme Analizi	Efektif Gerilme Analizi	Depremli Analiz
Dolgularda Yapım Sonu	1,50	-	-
Yarmalar	1,50	1,25	1,00
Barajda kararlı sızıntı	1,50	1,25	-
Barajda ani göl boşalması	1,50	1,10	-
Laboratuvar doruk deneyleri ile analiz	1,50	1,35	1,00
Kalıcı direnç parametreleriyle analiz	1,50	1,35	1,00
Uzun vadede stabilite	-	1,20	-
Yamaç üzerinde yapı olmaı durumu	1,80	1,50	1,20
Fisürlü kil ortamında	-	1,50	-

Şev duraylılık analizlerinde, duraylılığı emniyet katsayısı cinsinden tanımlayan analizler deterministik analiz, duraylılığı olasılık yenilmesi olarak ifade eden analizler ise probabilistik analizdir. Çeşitli belirsizlikler dikkate alındıktan sonra bulunan göçme olasılığı kabul edilebilir bir risk düzeyi ile kıyaslanabilir [18].

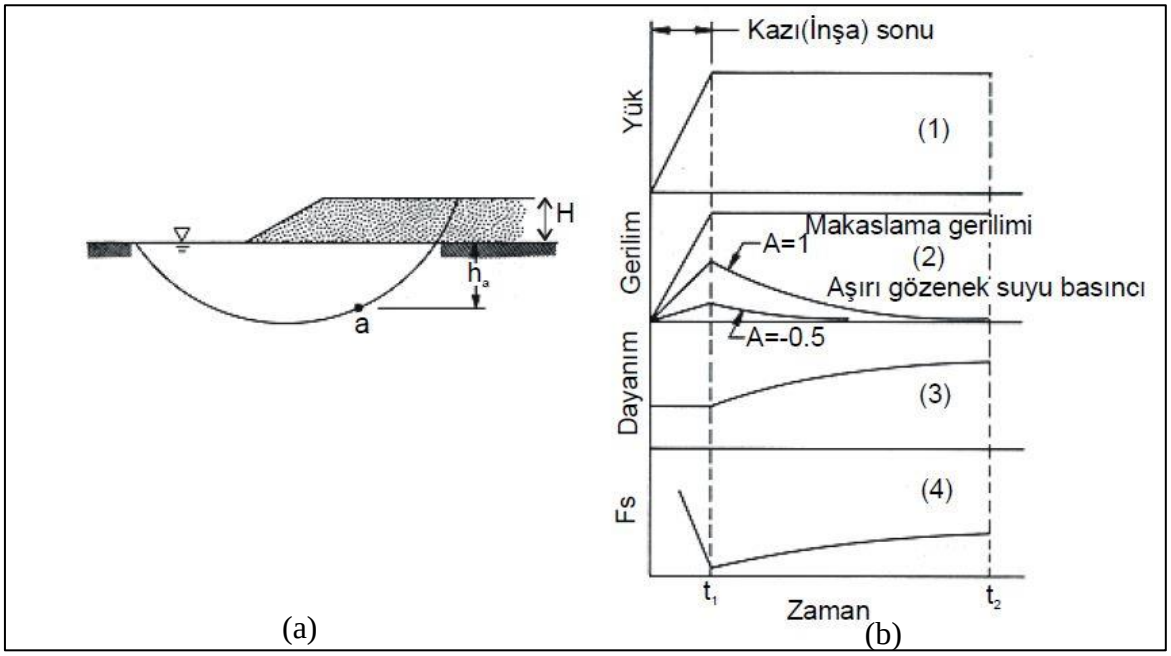
6.4. Duraylılık Koşulları

Zeminin kesme dayanımı, klasik Mohr-Coulomb yenilme ölçütü ($\tau=c+(\sigma-u)\tan\phi$) dikkate alındığında zamana dolayısıyla drenaj koşullarına bağlı değişir. Bunun nedeni ise efektif gerilmede ($\sigma'=\sigma-u$) dolayısıyla yükleme ve yük boşaltma işlemleri neticesinde boşluk suyu basınçlarında meydana gelen değişimdir [17]. Drenajlı ve drenajsız koşullar yükleme hızına ve drenaj hızına bağlıdır. Yükleme hızı drenaj hızına kıyasla yavaş ise drenajlı koşullar hakimdir. Aksine yükleme hızı drenaj hızına kıyasla yüksek ise drenajsız koşullar hakim olur [18]. Bu nedenle, şevlerin duraylılığı incelenirken inşaat süresine bağlı olarak, drenajlı

ve drenajsız koşulların kritik olanına göre kısa süreli ya da uzun süreli duraylılık koşulları incelenir [17].

6.4.1. Kısa süreli duraylılık koşulu

Bu koşul, permeabilitesi düşük killi zeminlerdeki şev kazılarında veya dolgularında inşaatın tamamlanmasıyla zemin malzemesinde drenajın gerçekleşebilmesi için yeterli sürenin olmadığı duraylılık koşuludur. Kısa süreli duraylılık koşuluyla ilgili olarak kil zemin üzerindeki bir dolgu inşası ile inşaat sonu duraylılık koşulunun zamanla değişimine ait grafik Şekil 6.1'de verilmiştir [17].



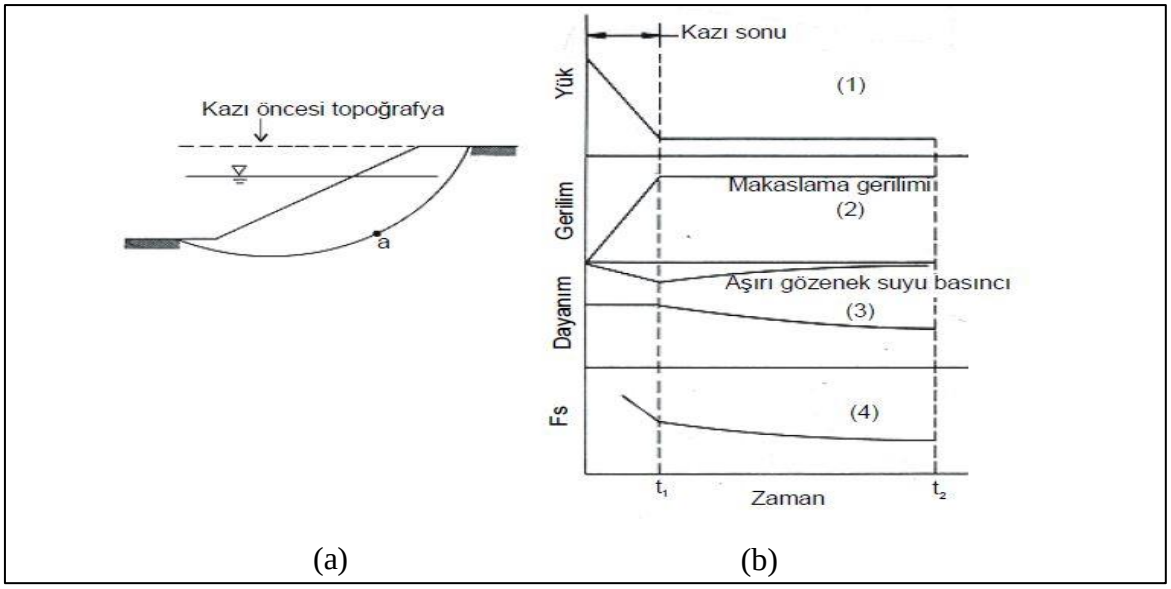
Şekil 6.1. Kısa süreli duraylılık koşulu:(a) kil zemin üzerinde inşa edilen bir dolgunun kesiti ve (b) duraylılıkta zamana bağlı değişimi [21]

Kilin içinden geçtiği varsayılan yenilme yüzeyi üzerindeki "a" noktasına etkiyen kesme gerilmesi, dolgu H yüksekliğine erişinceye kadar artar ve sabit hale gelir. (Şekil 6.1.a ve 6.1.b). Kilin çok düşük bir permeabiliteye sahip olmasından dolayı dolgunun inşası esnasında aşırı boşluk suyu basıncı gelişir ($u = h_a \times \gamma_{su}$), inşaatın tamamlanmasından sonra kilin konsolide olmasıyla boşluk suyu basıncı azalmaya başlar ve t_2 zamanda drenajın tamamlanmasıyla sönümlenir (Şekil 6.1.b2). t_1 ve t_2 zamanları arasında oluşan boşluk suyu basıncı azalacağından efektif gerilmede artış meydana gelecek, bu da kesme dayanımının artmasını sağlayacaktır (Şekil 6.1.b3). Bu durumda Şekil 6.1.b4 göründüğü gibi inşaat

sonuna kadar geçen süre boyunca azalan Gk inşaat sonrasında artmaya başlar ve t_2 zamanında maksimum olur. Bu nedenle en düşük Gk'yı veren t_1 zamanı yani inşaat veya kazı sonu en kritik koşul olup drenajsız koşullarda tayin edilmiş kesme dayanımı (toplam gerilme analizi; $\phi_u = 0$, c_u) ile temsil edilir. t_2 zamanı için de drenajlı koşullarda belirlenmiş kesme dayanımı (efektif gerilme analizi; ϕ', c') kullanılır [17].

6.4.2. Uzun süreli duraylılık koşulu

Otoyol ve demiryolu yarmaları, açık işletme şevleri vb. gibi uzun süre boyunca stabil kalması planlanan kazılarda uzun süreli duraylılık koşulu geçerlidir. Şekil 6.2'de görülen bir şevin kazısı sırasında olası kayma yüzeyi üzerindeki "a" noktasında örtü yükü kazı nedeniyle azalacaktır (Şekil 6.2.b1). Yükün kalkmasından dolayı boşluk suyu basıncı azalarak negatif değerlere düşer (Şekil 6.2.b2). Permeabilitenin düşük olması nedeniyle, drenajsız koşulda olduğu gibi (Bkz. Şekil 6.1.b3), kesme dayanımı kazı sonuna değin başlangıçtaki değerini koruyacaktır. Kazı işlerinin tamamlandığı t_1 zamanından sonra negatif boşluk suyu basınçları pozitif değere doğru artacak buda efektif gerilmelerde dolayısıyla kesme dayanımında ve Gk'da azalmaya neden olacaktır (Şekil 6.2.b3 ve 6.2.b4). Dolayısıyla bu tür şevlerde en kritik koşul uzun sürede t_2 zamanı olup drenajlı koşullarda tayin edilmiş (c', ϕ') kullanılmalıdır [17].



Şekil 6.2. Uzun süreli duraylılık koşulu: (a) kilde şev kazısı kesiti ve (b) duraylılıktaki zamana bağlı değişim [21]

6.5. Geri Analiz Yöntemi

Şevler kayarak göçtüğünde, yenilme anındaki şev koşulları hakkında faydalı bir bilgi kaynağı ve stabilite analizi yöntemlerini doğrulama fırsatı sağlayabilir. Şev stabilitesi bozulduğunda, şevde Gk 1.0 olarak kabul edilmektedir. Bu bilgi ışığında uygun analiz yöntemi kullanılarak göçme anındaki şev modeli gerçeğe yakın bir şekilde tahmin edilebilmektedir. Şev; zemin özellikleri, yer altı suyu, boşluk suyu basıncı, kayma dayanımı parametreleri ve göçme mekanizmalarının kullanıldığı analiz yöntemi ile modellenir. Oluşturulan şev modeli, göçme durumunun daha iyi anlaşılmasına yardımcı olurken uygun tasarımın analizi için esas alınabilir. Bir şev göçmesinde koşulları belirleyip şeve uygun model oluşturma süreci geri analiz veya geri hesaplama olarak adlandırılır [22].

Şev inşaatı tamamlandıktan kısa süre sonra stabilitesi bozulmaz ise sürtünme açısı sıfır olarak değerlendirilmez. Duncan (2005) tarafından örnek bir şev probleminde şevin içsel sürtünme açısını sıfır kabul ederek elde edilen kısa süreli parametreler ve bir ϕ' değeri dikkate alarak elde edilen uzun süreli parametreler ile bulunan Gk kıyaslandığında uzun süreli Gk kısa süreli Gk daha düşük olduğunu belirtmiştir [22].

Şev stabilitesi analizlerinde, zemin koşulları, yer altı suyu ve yükleme koşulları gibi belirsizliklerden doğabilecek hatalar geriye analiz ve tasarım aşamasının ikisinde de yapıldığından sonucu büyük oranda etkilemeyecektir. Bu durum geri analizden ve diğer yöntemlerle elde edilen sonuçlar kıyaslandığında unutulmamalıdır. Örnek olarak, şev stabilitesi analizlerinde göz önüne alınmayan üç boyutlu etkiler önemli düzeyde ise, laboratuvar deney sonuçları geriye analiz sonuçları ile uyum göstermeyebilir. Ancak şevin iki boyutlu analizler ile yeniden tasarlandığı ve üç boyutlu etkilerin yine ihmal edildiği durumda geriye hesaplanmış değerlerin kullanılması uygun olabilir [22].

Geri analiz yöntemi, göçmenin gerçekleştiği şevlerde zeminin parametrelerini belirlemek için efektif bazen de tek yöntemdir. İyileştirme yöntemlerinin tasarımında, geri analiz yönteminden elde edilen kesme dayanımı parametreleri laboratuvar ve saha deneylerinden elde edilenden daha fazla güvenilirdir [23].

7. ŞEV DURAYLILIK ANALİZLERİ

Şev stabilitesi analizinde limit denge yöntemlerini baz alan Slide 8.0 programı kullanılmıştır. Slide, kaya veya zemin yamaçlarda, dairesel ya da dairesel olmayan göçme yüzeylerinde, güvenlik sayısı hesabı yapabilen iki boyutlu şev stabilitesi programıdır. Harici yükleme, yer altı suyu ve destek yapıları gibi çeşitli unsurları modellemeye olanak veren program sayesinde karmaşık modeller oluşturulabilmekte ve hızlı ve kolay bir şekilde analiz edilebilmektedir. Proje ayarlarından istenilen hesap yöntemi seçilerek her bir kayma yüzeyinin Gk hesabı yapılabilmektedir [24].

Bu çalışmada şev duraylılık analizleri dairesel ve dairesel olmayan kayma yüzeyleri için kuvvet ve moment dengesine göre çözüm yapabilen Spencer yöntemi kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Şev duraylılık analizlerinde (Bkz. Şekil 4.3) verilen zemin kesiti ve (Bkz. Çizelge 4.8) verilen zemin parametreleri kullanılmıştır.

Analizler üç aşamada gerçekleştirilmiştir. Öncelikle limit denge yöntemiyle şevin mevcut durumu analiz edilmiş ardından arazide gerçekleşen mevcut kayma dairesi modellenerek limit denge yöntemiyle geri analiz yapılmıştır. Daha sonra ise limit denge yöntemiyle şev iyileştirme analizleri yapılarak sonlu elemanlar yöntemiyle yapısal elemanların tasarımsal analizleri yapılmıştır.

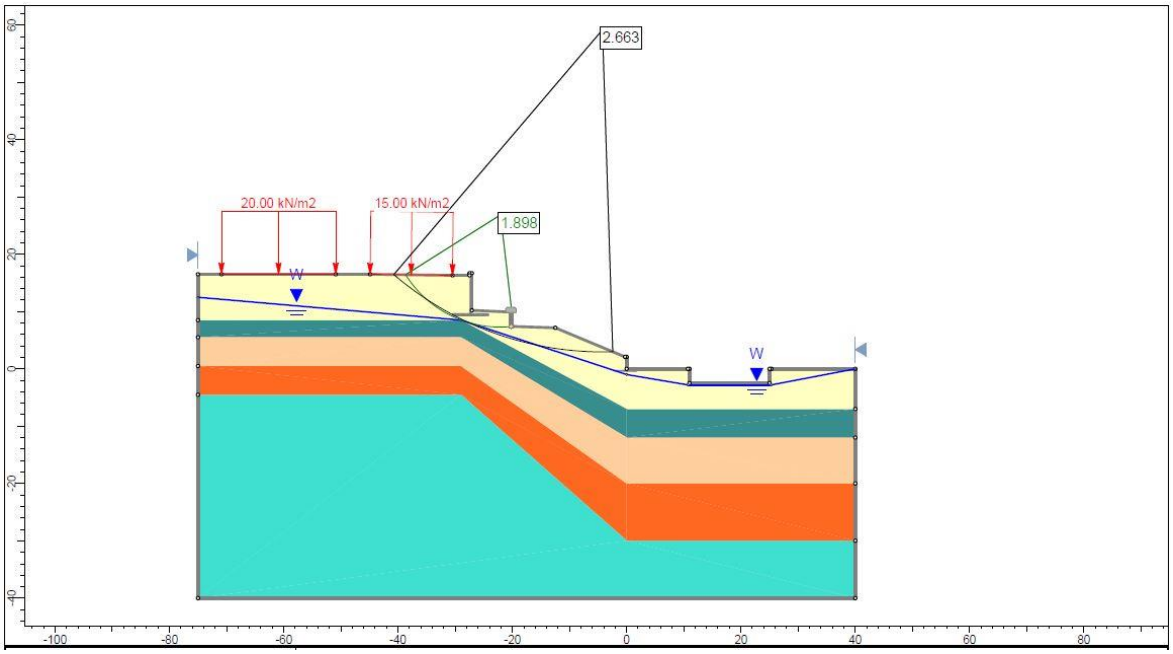
7.1. Şevin Mevcut Durumunun Analizi

Şevin tepe bölgesindeki Adnan Menderes Bulvarı trafiğe açık olduğundan, stabilite analizlerinde trafik yüklerini temsilen 15 kPa yayılı yük, yolun gerisindeki tek/iki katlı hafif yığma yapı yüklerini temsilen ise 20 kPa yayılı yük dikkate alınmıştır. İstinat duvarları ve kanal kaplamaları birim hacim ağırlığı 24 kN/m³ olan rijit elemanlar olarak modellenmiştir. Ayrıca park içi kot farklılıklarından dolayı yüksekliği az olan şevi tutmak için pasif eleman tanımlanmıştır. Analizlerde zemin yenilme modeli olarak Mohr-Coulomb yenilme kriteri kullanılmıştır.

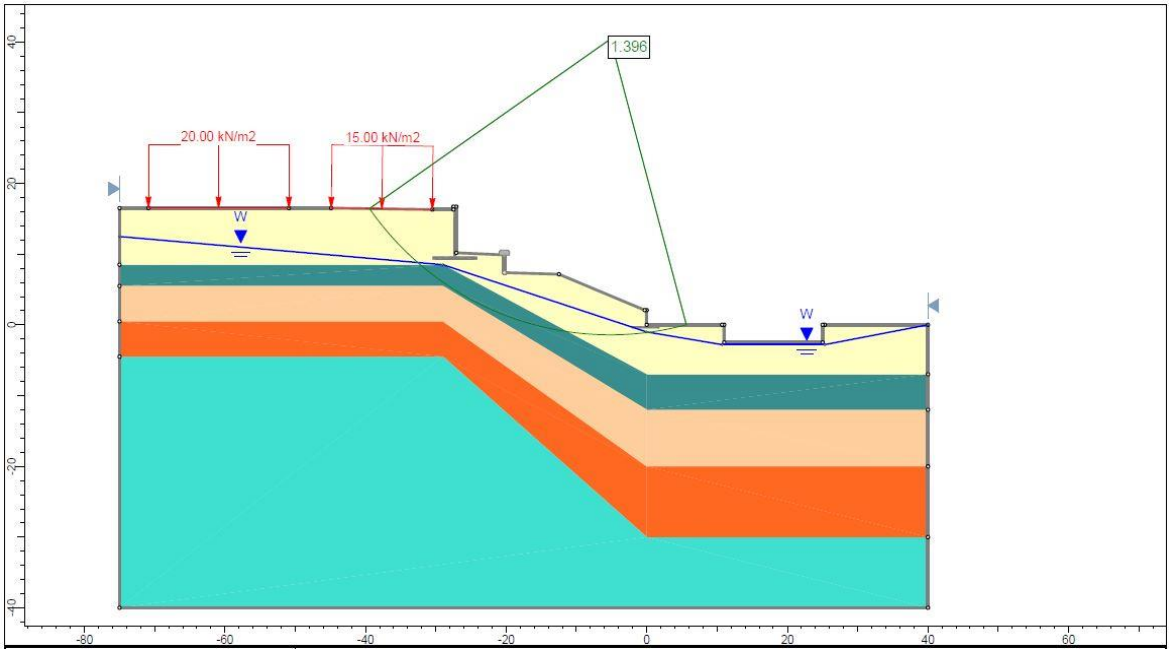
Slide 8.0 ile gerçekleştirilen analizlerin sonucunda elde edilen kritik kayma dairesi ve Gk Şekil 7.1 ila Şekil 7.4'de sunulmuştur. Ayrıca kısa süreli ve uzun süreli analizlerin

sonucunda dairesel ve dairesel olmayan kayma daireleri için elde edilen Gk değerleri Çizelge 7.1'de karşılaştırılmıştır.

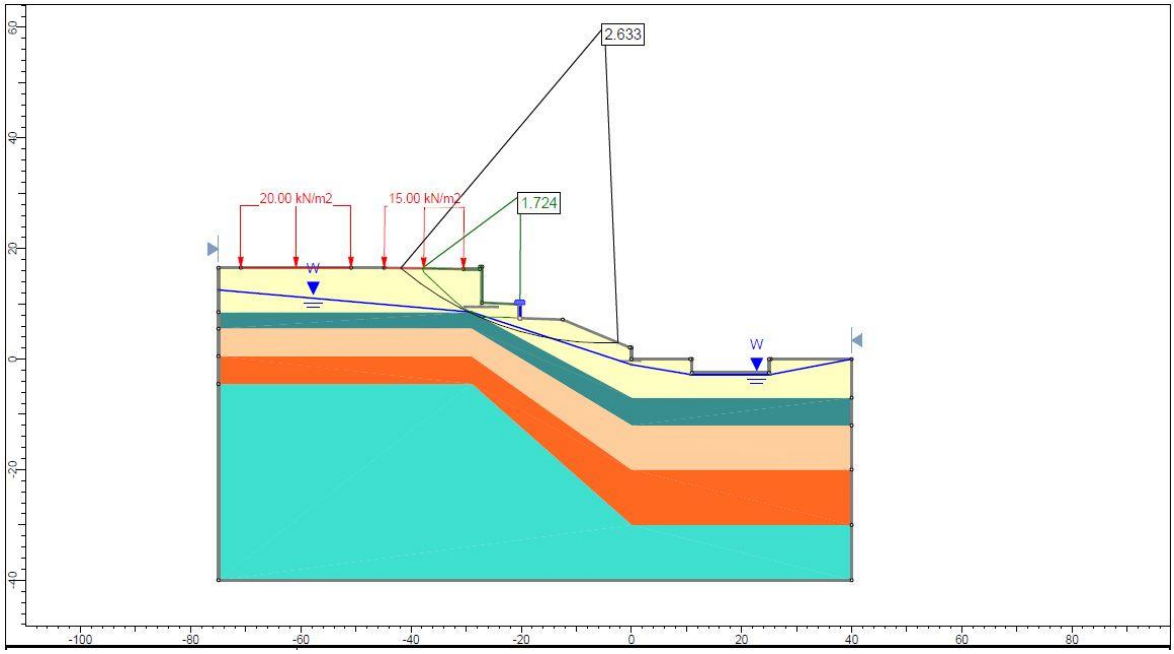
Yapılan bu analizlerin sonucunda park alanındaki şevin kısa süreli duraylı olduğu (Gk>1.5), ancak uzun süreli heyelan edebilme potansiyeline sahip olduğu (Gk<1.5) görülmüştür. Nitekim uzun süreli duraylılık analizlerinin sonucunda elde edilen en kritik kayma dairesinin yüzeyle buluştuğu noktaların arazide gözlemlenen şevin tepe bölgesindeki gerilme çatlakları ve topu bölgesinde gözlemlenen kabarmalar ile uyumlu olduğu, kritik durumun efektif gerilmeler kullanılarak yapılan uzun süreli duraylılık koşullarında oluştuğu görülmüştür.



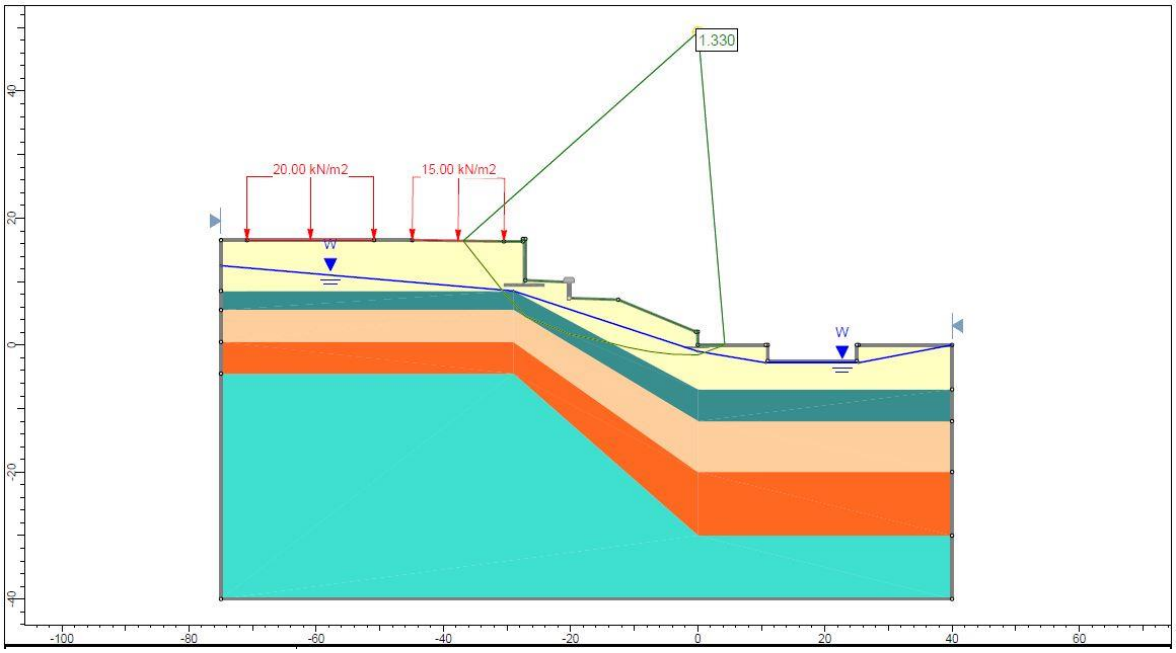
Şekil 7.1. Spencer yöntemiyle gerçekleştirilen kısa süreli dairesel kayma yüzeyi analizinin sonucu



Şekil 7.2. Spencer yöntemiyle gerçekleştirilen uzun süreli dairesel kayma yüzeyi analizinin sonucu



Şekil 7.3. Spencer yöntemiyle gerçekleştirilen kısa süreli dairesel olmayan kayma yüzeyi analizinin sonucu



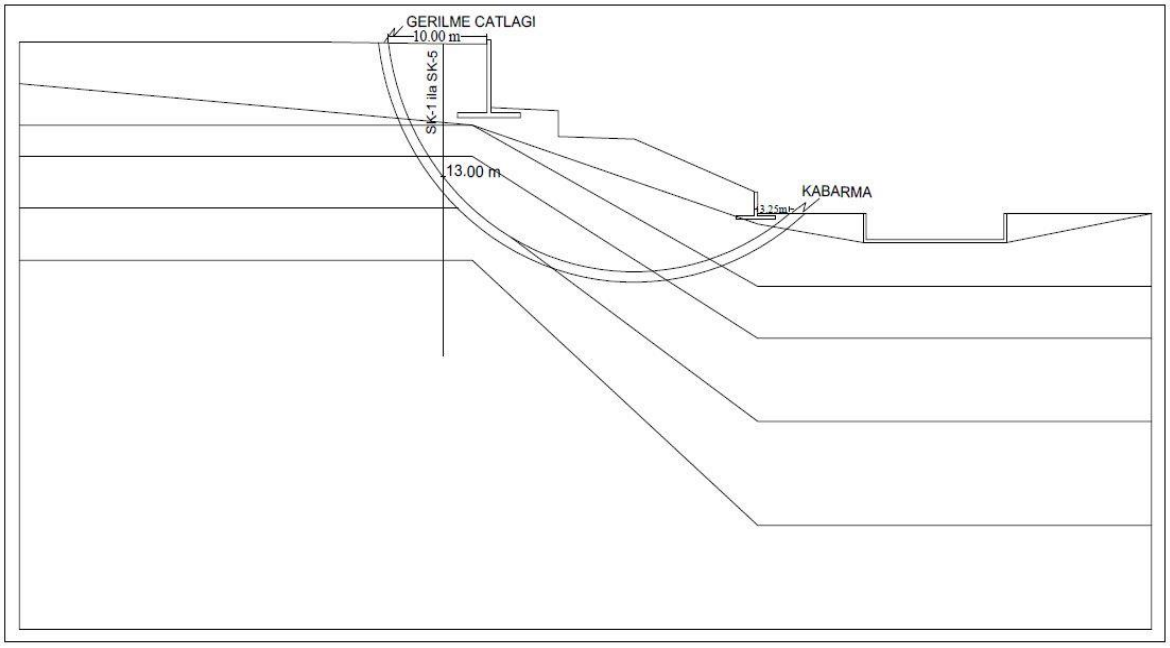
Şekil 7.4. Spencer yöntemiyle gerçekleştirilen uzun süreli dairesel olmayan kayma yüzeyi analizinin sonucu

Çizelge 7.1. Limit denge analizlerinden elde edilen Gk

	Dairesel Kayma Yüzeyi (Spencer)	Dairesel Olmayan Kayma Yüzeyi (Spencer)
Kısa Süreli	1,898	1,724
Uzun Süreli	1,396	1,330

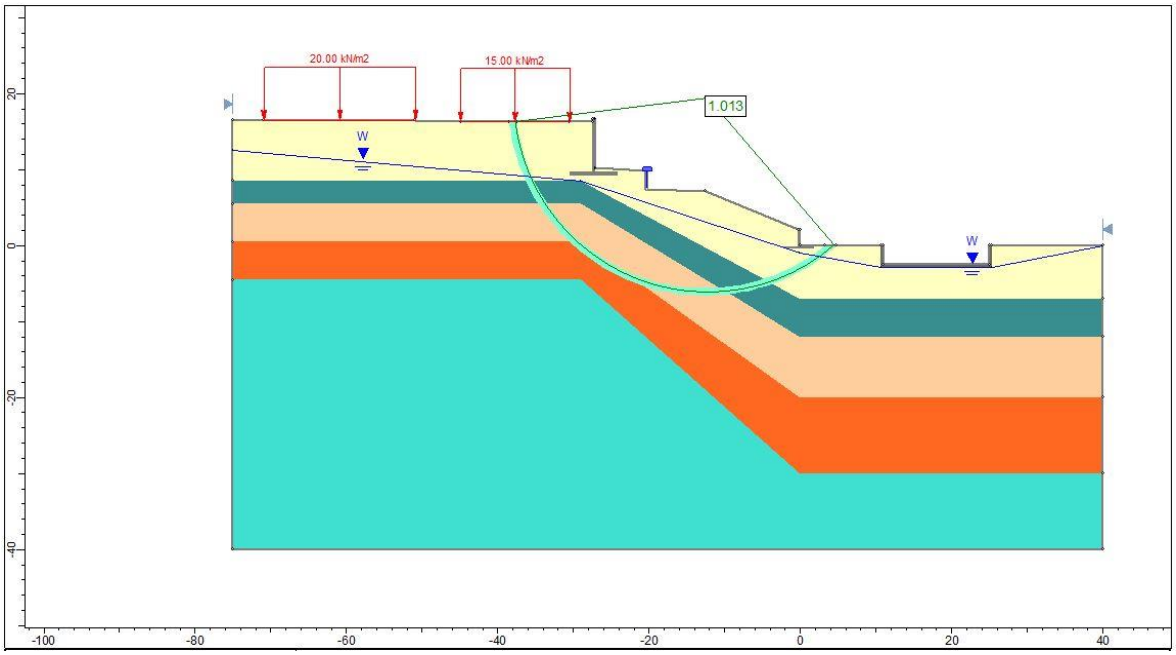
7.2. Geri Analiz Yöntemiyle Zemin Parametrelerinin Belirlenmesi

Heyelan alanı vaziyet planında görüldüğü gibi şevin taç kısmında 5 adet ve topuk kısmında ise 3 adet olmak üzere toplamda 200 m uzunluğunda 8 adet sondaj kuyusu açılmış her kuyudan belirli tarihlerde okumalar alınmıştır. (Bkz. Şekil 2.1). EK-2'de sunulan inklinometre okumaları değerlendirildiğinde, inklinometre borularının çevresel etkilerden zarar görmesi nedeniyle yeterli sayıda sağlıklı okuma yapılamadığı anlaşılmıştır. Dolayısıyla taç kısmındaki 5 adet okuma ile, topuk kısmındaki 3 adet okuma bir değerlendirilerek sahadaki gözlemler ışığında 1 m genişliğinde kayma dairesi tek bir kesit için oluşturulabilmiş ve şevin yenildiği zamanki model Şekil 8.5'deki gibi düzenlenerek Mohr-Coulmb yenilme kriteri kullanılarak limit denge analizlerine göre Spencer yöntemine göre geri analiz yapılmıştır.

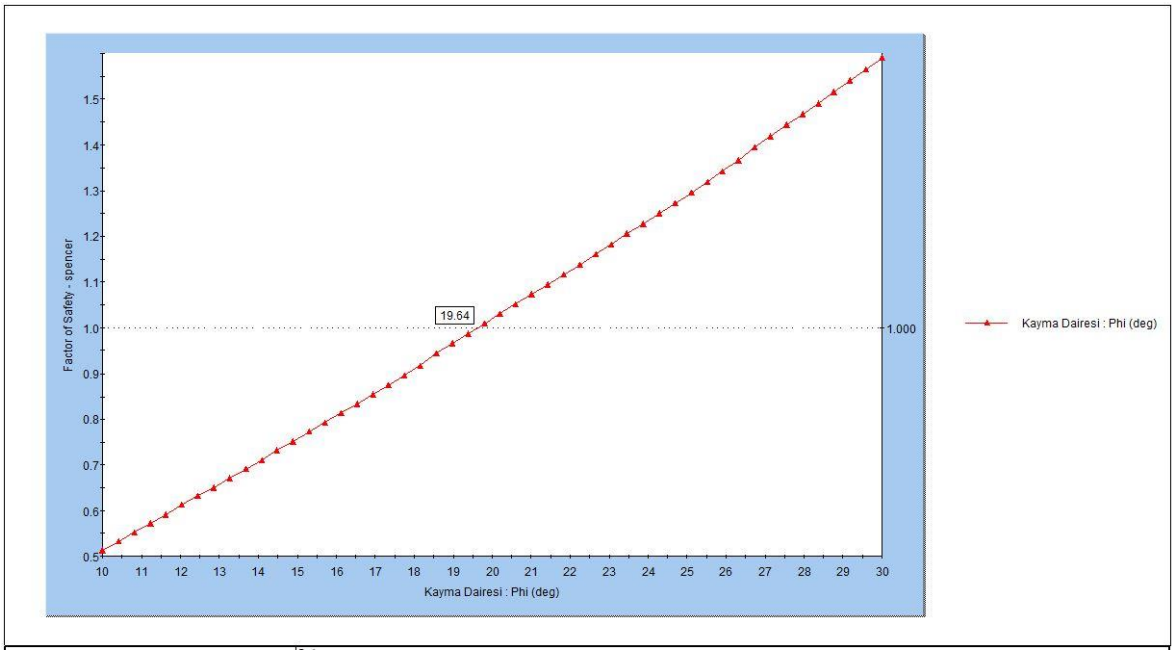


Şekil 7.5. İnklinometre okumalarından elde edilen kayma yüzeyi ve şev modeli

Geri hesap yönteminde herhangi bir şev için Gk'yı 1 verecek sonsuz sayıda kohezyon ve sürtünme açısı çifti söz konusu olsa da, bu çiftlerin her biri kritik kayma yüzeyi için farklı yerler verecektir. Ancak inklinometre okumaları ile kayma yüzeyinin yeri belli edildiği takdirde Gk'yı yaklaşık 1 olarak verecek olan uzun süreli kayma parametreleri çifti (c'-ϕ') belirlenebilmektedir. Söz konusu kayma uzun sürelide gerçekleşmiş olduğundan yenilme düzleminde efektif gerilmenin hâkim olduğu değerlendirilerek c' yaklaşık sıfır kabul edilirse kayma anındaki ϕ' değeri elde edilebilir. Bu mantık çerçevesinde limit denge analizleri yapılarak geri analiz yöntemiyle Gk'yı 1.0 veren (c'-ϕ') çifti aranmıştır. Bu analizlerde c' için sıfıra yakın bir değer seçilmiş ve ϕ' =20° olarak elde edilmiştir (Şekil 7.6 ve 7.7).

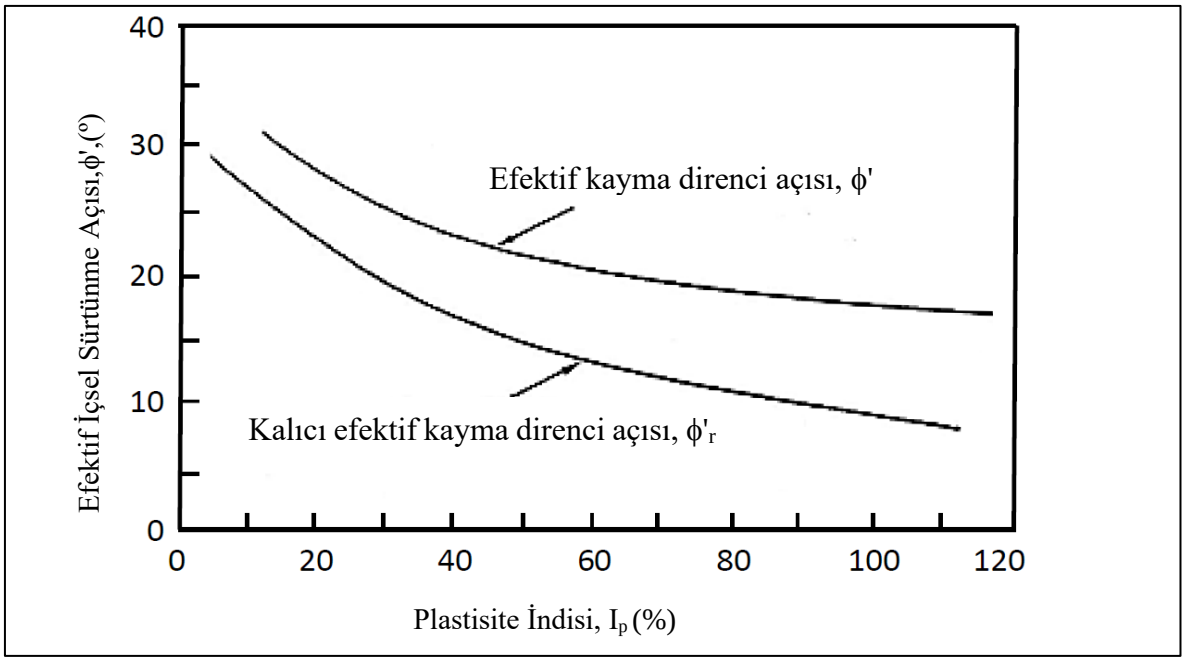


Şekil 7.6. Spencer yöntemiyle gerçekleştirilen geri analiz sonucu



Şekil 7.7. Slide programı ile gerçekleştirilen geri analiz sonucu ϕ' =20º değerinin hesaplanması

Kayma dairesinin geçtiği zemin katmanlarını temsil eden PI değerlerinin ortalaması % 30 olarak alındığında geri analiz sonucunda bulunan ϕ'=20° değeri ile Gibson (1953) tarafından önerilen abaktan (Şekil 7.8) bulunan değerin birbiri ile uyum içinde olduğu görülmüştür.



Şekil 7.8. Plastisite indisi-efektif kayma derece açısı ilişkisi [25]

8. ŞEV İYİLEŞTİRME YÖNTEMİ VE ANALİZLERİ

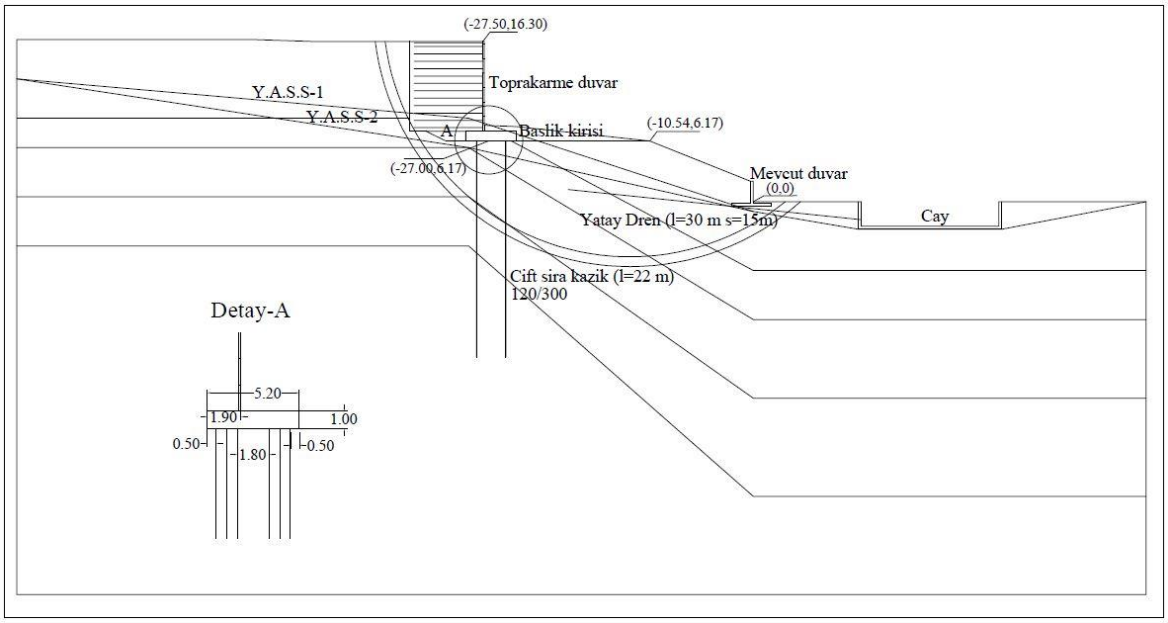
Yapılan analizler sonucunda mevcut şevin stabilitesinin yeterli güvenlikte olmadığı anlaşıldığından ve ayrıca saha incelemeleri sonucunda mevcut şevde yer yer kaymalar olduğu tespit edildiğinden mevcut şevlerin iyileştirilmesi gerektiği sonucuna varılmıştır. Çeşitli şev iyileştirme yöntemleri bulunmakla birlikte bu yöntemleri şevde hareketi tetikleyen etkenlerin azaltılmasına yönelik tedbirler (aktif yöntemler) ve zeminin kayma dayanımının arttırılmasına yönelik tedbirler (pasif yöntemler) olmak üzere iki ana başlık altında değerlendirmek mümkündür. Bu tedbirler ayrı ayrı uygulanabileceği gibi birlikte de uygulanabilmektedir.

Şev iyileştirme/heyelan önleme yöntemlerinin seçiminde; potansiyel yenilme biçiminin şekli, olası yenilme sonuçları, imar sınırı ve mevcut yapıların durumu, maliyet ve gerekli zaman gibi faktörler göz önünde bulundurularak uygun iyileştirme yöntemine karar verilmelidir.

Bu çalışmada heyelanı önlemek için birçok analiz yapılmış ve farklı alternatifler değerlendirilmiştir. Heyelan alanının park olması nedeniyle yukarıda açıklanan hususlar da göz önünde bulundurularak heyelanı önlemek için alınacak tedbirler aşağıdaki gibi planlanmıştır:

- Yatay drenler ile yer altı su seviyesinin düşürülmesi ve buna bağlı olarak boşluk suyu basıncının azaltılması,
- Şevin tepe kısmının 10 m traşlanarak 22 m boyunda 120 cm çapında 300 cm ara ile çift sıra fore kazık yapılması,
- Kazıkların 520x100 cm kesitli başlık kirişi ile bağlanması,
- Başlık kirişi üzerine yol kotuna kadar 9 m yüksekliğinde çelik şerit ile güçlendirilmiş toprakarme duvar yapılmasıdır.

Planlanan bu iyileştirme çalışmalarının analize esas kesiti Şekil 8.1’de verilmiştir.



Şekil 8.1. Heyelan alanı iyileştirme modeli

İyileştirilmiş şev modelinin limit denge analizi ile statik ve dinamik yüklemelerde uzun süreli güvenlik sayıları kontrol edilmiş ardından sonlu elemanlar analizi ile deformasyonlar kontrol edilerek yapısal elemanların analizi yapılmıştır.

8.1. Statik Durum İçin İyileştirme Modelinin Analizi

İyileştirilmiş şev modelinin duraylılık analizi limit denge analiz yöntemlerinden Spencer yöntemiyle yapılmıştır. Analizlerde kazıkların üzerine inşa edilecek olan başlık kirişi birim hacim ağırlığı 24 kN/m³ olan rijit bir eleman olarak modellenmiştir. Yapısal elemanların analizde kullanılan parametreler Çizelge 8.1 ve Çizelge 8.2'de verilmiştir. Bu analizlerin sonucunda iyileştirilmiş şevin minimum güvenlik katsayısı dairesel kayma yüzeyi için 1.611, dairesel olmayan kayma yüzeyi için ise 1.433 olarak bulunmuştur (Şekil 8.2 ve Şekil 8.3).

Çizelge 8.1. Yapısal eleman parametreleri

Yapısal Eleman	Tip	Kesme Dayanımı (kN)	Çekme Dayanımı (kN/m)	Uzunluk (m)	İki Mesnet Arası mesafe (m)	Adezyon (kN/m²)	Sürtünme Açısı (°)
Toprakarme Şerit	Pasif		110,98	7	0,75	0	30
Kazık	Pasif	1700		22	3		

Çizelge 8.1'de görülen adezyon ve sürtünme açısı değerleri Eş. 8.1 ve Eş. 8.2'deki bağıntılara göre hesaplanmıştır [26]. Eşitliklerde kullanılan c', ϕ' değerleri Çizelge 8.2'den alınmıştır.

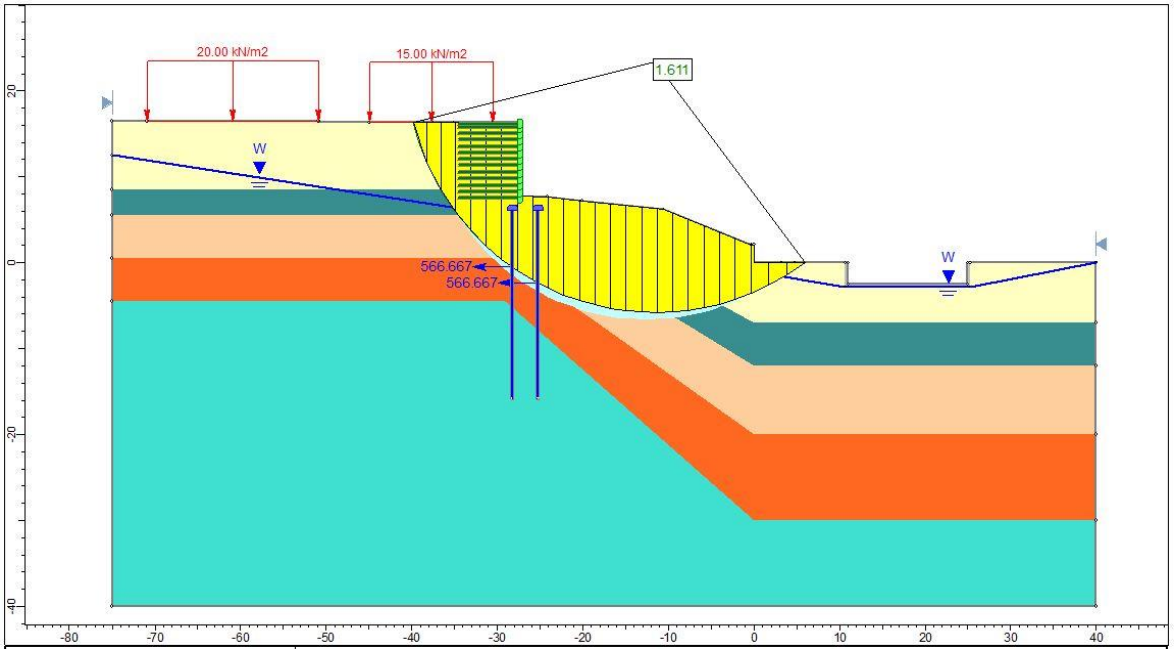
Adezyon=0,8 x c'=0,8x0=0 kPa (8.1)

Sürtünme Açısı= atan(0,8 x tan ϕ')= atan(0,8 x tan 35º)= 30º (8.2)

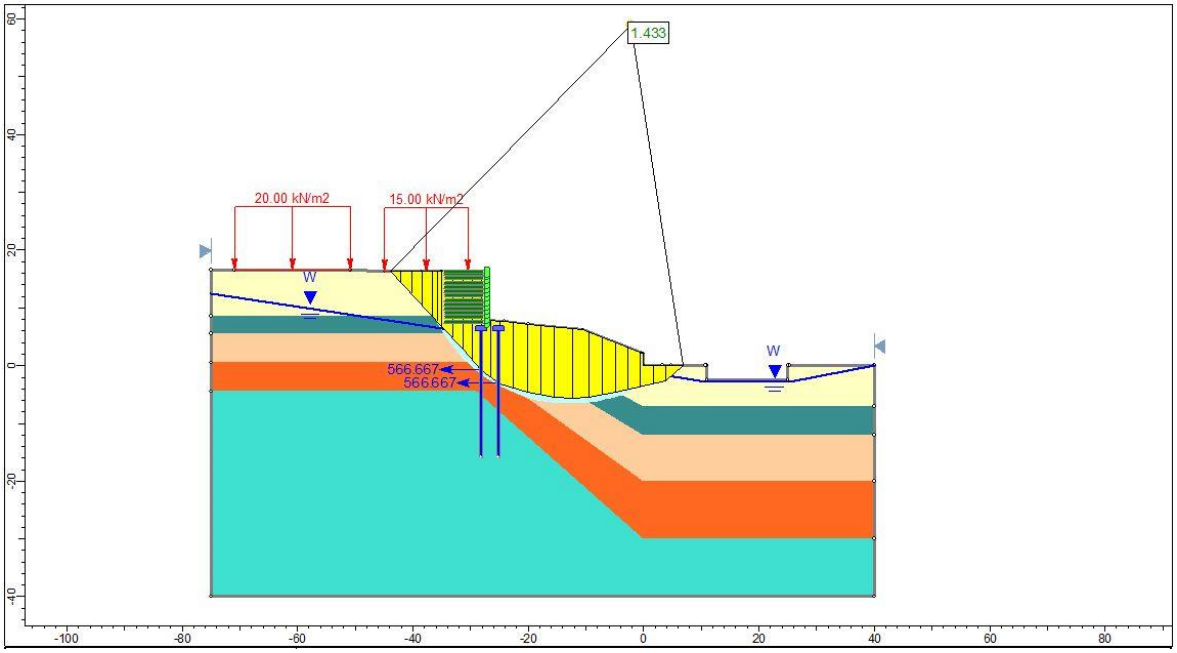
Çizelge 8.2. Toprakarme panel ve dolgu özellikleri [27]

Malzeme Tipi	γ (kN/m³)	c' (kN/m²)	ϕ' (°)
Toprakarme Panel	24	2,5	34
Toprakarme Dolgu	20	0	35

Çizelge 8.1'de verilen kazıkların kesme dayanımı TS 500'e göre beton ve kesme donatısı katkısının hesabına uygun olarak 1700 kN olarak hesap edilmiştir.



Şekil 8.2. Spencer yöntemiyle iyileştirilmiş modelin dairesel kayma yüzeyi analizi



Şekil 8.3. Spencer yöntemiyle iyileştirilmiş modelin dairesel olmayan kayma yüzeyi analizi

Analiz sonuçlarından elde edilen Gk (Bkz. Çizelge 6.1)'deki emniyetli güvenlik katsayılarına uygun olduğundan dinamik analizlere geçilmiştir.

8.2. Dinamik Durum İçin İyileştirme Modelinin Analizi

Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı'nın Türkiye Deprem Tehlike Haritaları İnteraktif Web Uygulamasından [28] Çubuk Adnan Menderes Parkı konumu seçilerek deprem yer hareketi düzeyi DD-2 (50 yılda aşılma olasılığı %10 (tekrarlanma periyodu 475 yıl) olan deprem yer hareket düzeyi), yerel zemin sınıfı ZD (Orta sıkı - sıkı kum, çakıl veya çok katı kil tabakaları) seçilerek Çizelge 8.3'deki veriler elde edilmiştir.

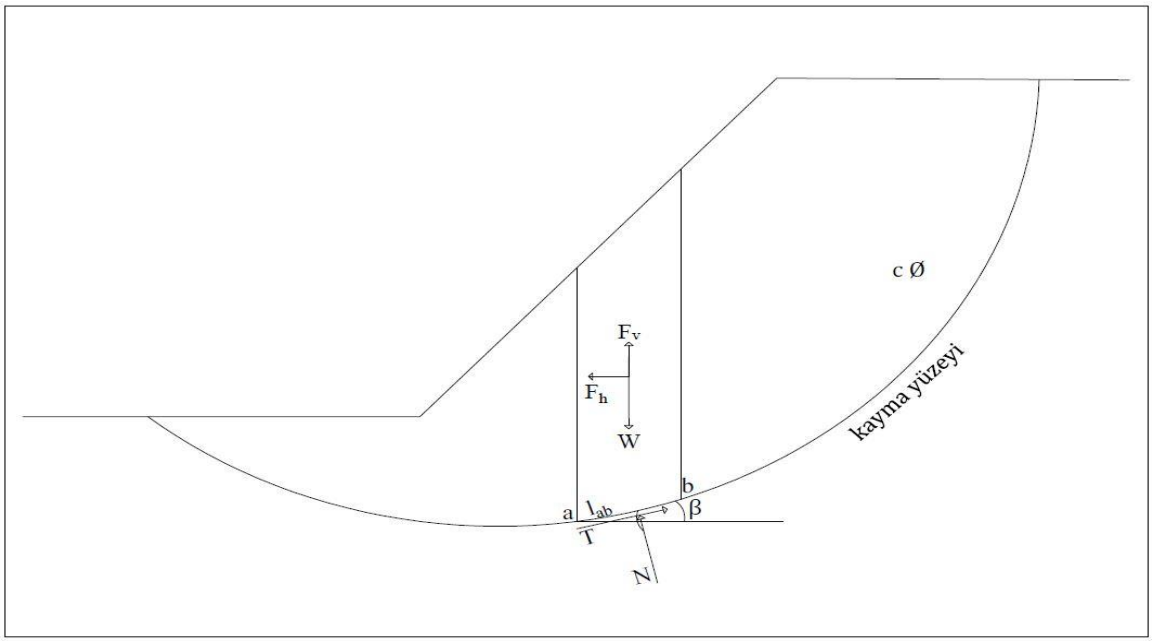
Çizelge 8.3. Sismik tehlike haritası özet durumu

	Birim	Değer
Ss	-	0,45
S_1	-	0,152
S_{DS}	-	0,648
S_{D1}	-	0,349
PGA	q	0,193
PGV	cm/sn	12,869

Heyelan alanının dinamik yükler altındaki güvenlik katsayısı kontrolü için yarı statik (Psödo-statik) deprem analizi yapılmıştır.

8.2.1. Yarı Statik (Psödo-statik) Deprem Analizi

Yarı statik deprem analizi, limit denge koşullarının kullanıldığı, başlangıcı 1920'lere dayanan, ilk açıklamalı kullanımı Terzaghi'ye (1950) atfedilen bu metodda deprem etkilerinin yatay, düşey veya her iki yön için geçerli olan sabit ivmelerle temsil edildiği ataletsel şev stabilitesi analizidir [29].



Şekil 8.4. Psödo-statik şev stabilite analizinde dairesel yenilme yüzeyinin üzerindeki dilime etkiyen kuvvetler

Bu metodda deprem etkileri F_h ve F_v şeklindeki atalet kuvvetleri yardımıyla kayan kütlenin veya her bir dilimin ağırlık ağırlık merkezine etkittirilir (Şekil 8.4). Deprem ivmesi sonucu ortaya çıkan kuvvetler, kayan kütlenin ağırlığının potansiyel kayma kütlesinin kayma yüzeyine paralel bileşenlerinin göz önüne alınması sonucu ortaya çıkan Gk Eş. 8.3'deki gibidir [29].

$$Gk = \frac{\text{Kaymaya karşı koyan kuvvet}}{\text{Kaydıran Kuvvet}} = \frac{\sum_1^n [cl+[(W-F_v)\cos\beta - F_h \sin\beta]\tan\emptyset]}{\sum_1^n [(W-F_v)\sin\beta + F_h\cos\beta]} \quad (8.3)$$

Denklemde n dilim sayısını, l kayma diliminin boyu, c ve ϕ zemin mukavemeti parametreleri, β ise kayan kütleye kadar olan kısmın yatayla yaptığı açıdır F_h ve F_v ise yarı statik kuvvetlerin büyüklükleridir. Yatay ve düşey yarı statik ivmelere (a_h ve a_v) kayan kütlenin ağırlığına (W) bağlıdırlar [29].

$$F_h=\frac{a_h}{g}w = k_hW \quad (8.4)$$

$$F_v=\frac{a_v}{g}w = k_vW \quad (8.5)$$

Yatay yönde etkiyen yarı statik kuvvet kaydıran kuvveti büyütüp ϕ'nin 0'dan büyük olduğu durumlarda kaymaya karşı olan kuvveti küçülttüğünden Gk azalmaktadır. Deprem etkisinin düşey bileşeni ise etkidiği yöne göre her iki kuvveti birden azaltıp veya arttırdığından hesaplarda dikkate alınmamaktadır [29].

Gerçek şevlerin rijit olmadığı, pik ivmelerin de sadece kısa bir süre etki etmesi nedeniyle yarı statik katsayı ile uygulanan ivme değeri maksimum deprem ivmesi değerinin oldukça altında alınabilir. Terzaghi (1950); büyük (Rossi-Forrel ölçeğinde şiddeti IX olan) depremler için k_h = 0,10, şiddetli yıkıcı (Rossi-Forrel ölçeğinde şiddeti X olan) depremler için k_h = 0,20 ve afet düzeyindeki depremler için k_h=0,50 önermiştir [29].

Psüdo-statik analiz ile gerçek durum arasında; Gerçek sismik ivmelerin zıt yönlerde ileri ve geri devir yapması ve sadece sınırlı bir süre devam etmesi, sismik dalgaların dalga boyunun çoğu şevden küçük olması nedeniyle şevin bir kısmı yokuş yukarı ivme kazanırken diğer kısmının yokuş aşağı ivme kazanması farklılıkları vardır [18].

Bu farklılıklardan dolayı tasarım için yarı statik katsayıların seçiminde herhangi bir kesin bilgi olmadığından, psödo-statik analizlerde yarı statik katsayı pik yatay ivmenin belli bir kesiri olarak alınabilmektedir. [29].

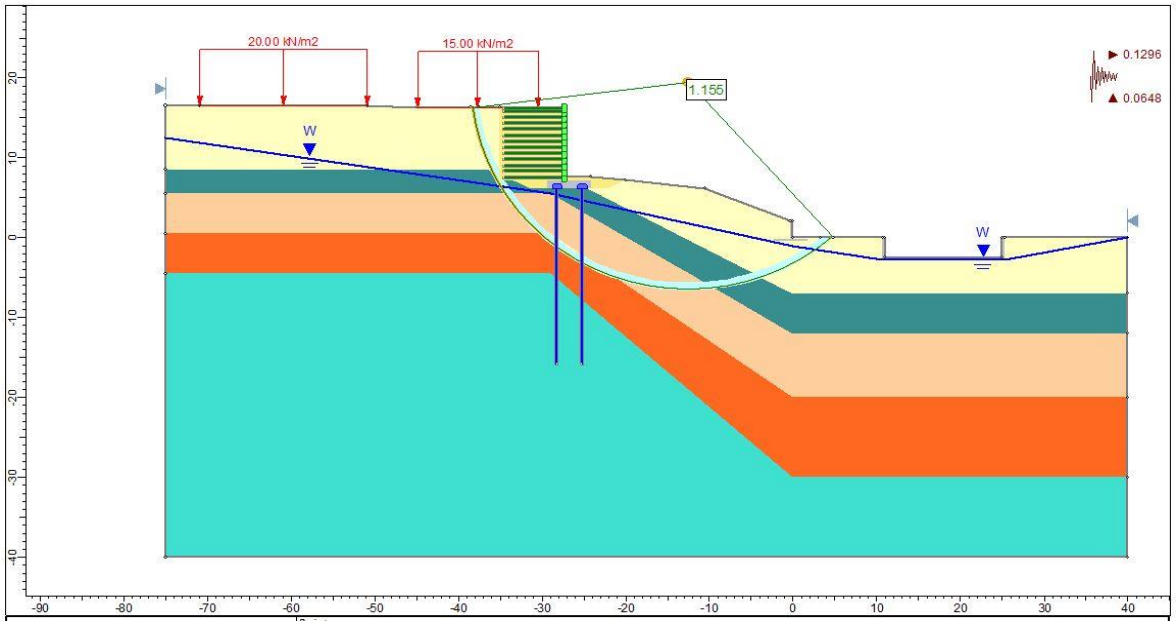
TBDY 2018'e göre; deprem durumunda kaymaya karşı güvenlik katsayısının hesabında yatay (k_h) ve düşey (k_v) eşdeğer deprem katsayısını Eş. 8.6. bağıntısı ile hesaplanacağı ifade edilmektedir. Ayrıca yönetmelikte; deprem durumunda şevlerin duraylılığı, killi zeminlerde drenajsız kayma mukavemeti (c_u) kullanılarak toplam gerilme analizi, kumlu (kohezyonsuz) zeminlerde efektif gerilme analizi ile hesaplanır denilmektedir [10].

$$k_h= 0{,}2\ S_{DS} \quad k_v = \pm\ 0{,}5\ k_h \quad (8.6)$$

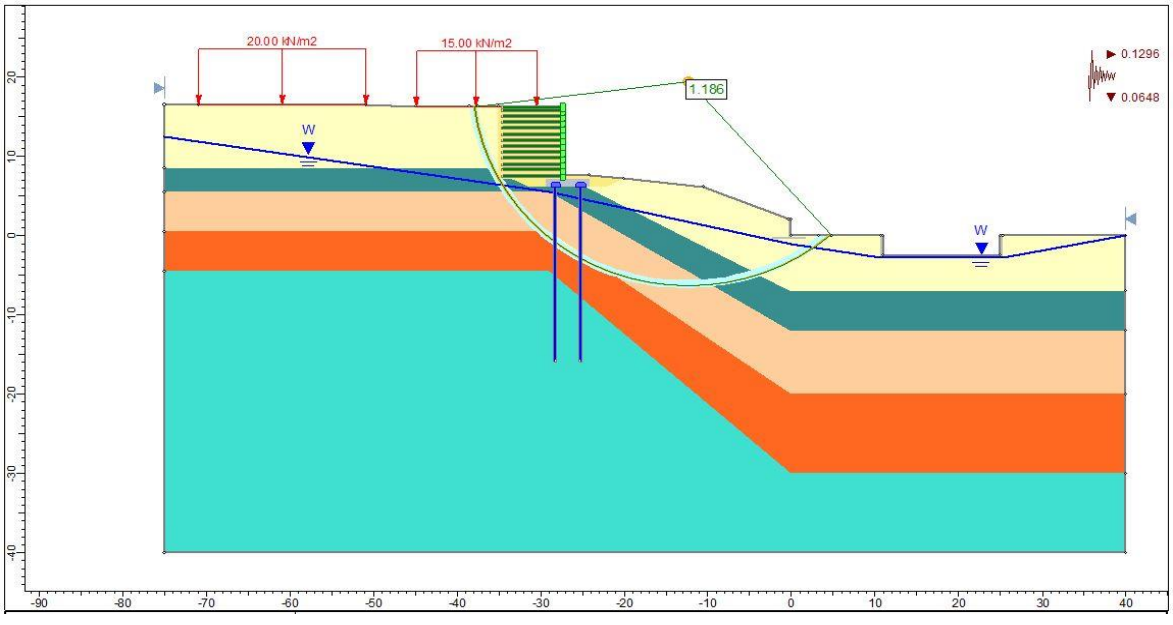
k_h= 0,2×0,648=0,1296

$k_v = \pm 0{,}5 \times 0{,}1296 = \pm 0{,}0648$

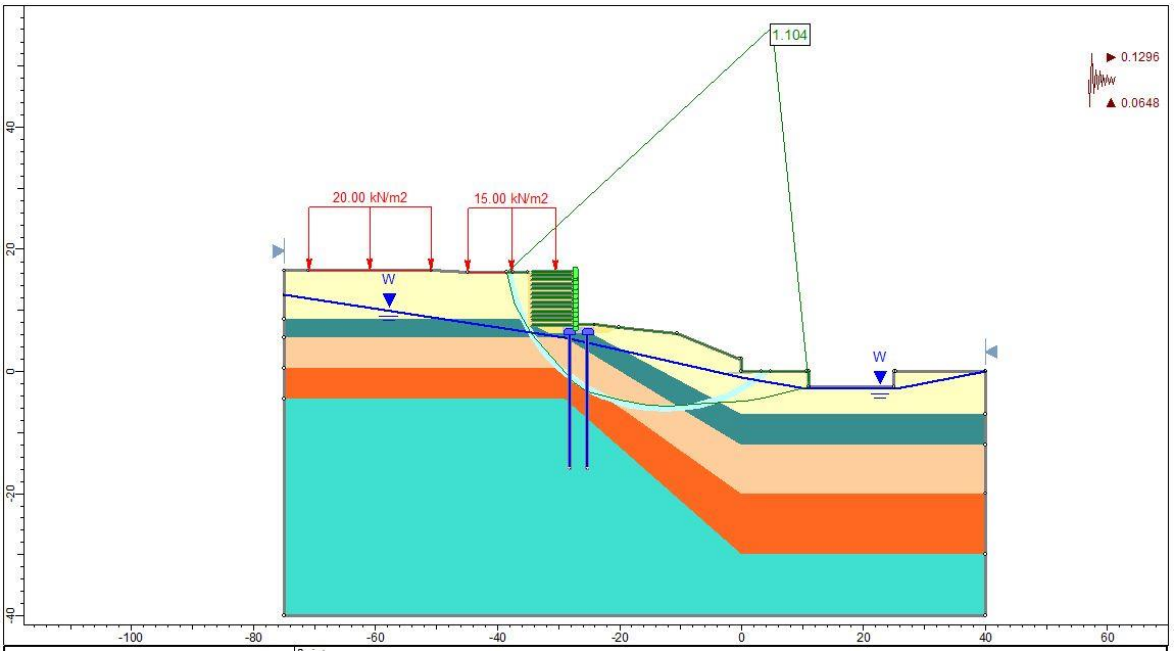
Eylemsizlik kuvvetinin yatay ve düşey yönde (±) etkidiği, toplam gerilme analizi parametreleri kullanılarak iyileştirilmiş modelin Spencer yöntemiyle dairesel ve dairesel olmayan kayma yüzeyi için limit denge analizi yapılmış sonuçlar Şekil 8.5 ila Şekil 8.8'de sunulmuştur.



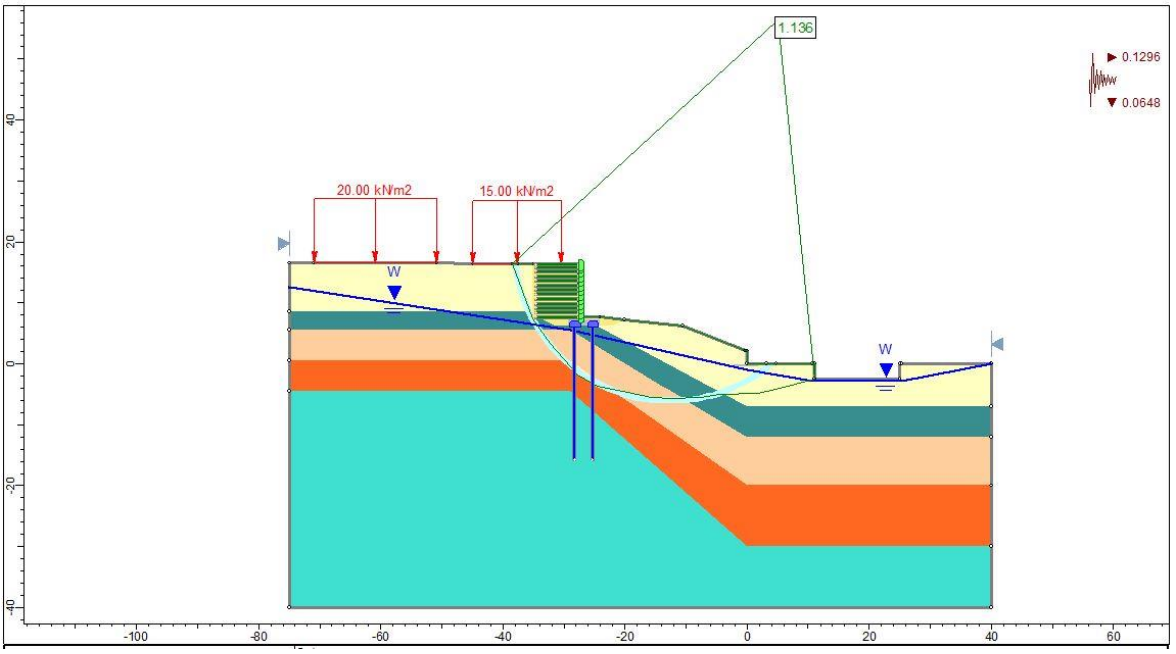
Şekil 8.5. K_v pozitif alınması halinde iyileştirilmiş modelin dairesel kayma yüzeyi için dinamik durum analizi



Şekil 8.6. K_v negatif alınması halinde iyileştirilmiş modelin dairesel kayma yüzeyi için dinamik durum analizi



Şekil 8.7. K_v pozitif alınması halinde iyileştirilmiş modelin dairesel olmayan kayma yüzeyi için dinamik durum analizi



Şekil 8.8. K_v negatif alınması halinde iyileştirilmiş modelin dairesel olmayan kayma yüzeyi için dinamik durum analizi

Sonuçlar incelendiğinde düşey yönde etkiyen eylemsizlik kuvvetinin yönünün güvenlik katsayısına etkisinin fazla olmadığı anlaşılmaktadır. Analiz sonuçlarından elde edilen Gk değerleri T.B.D.Y.-2018'e göre 1,10 üzerinde olduğu için iyileştirilmiş modelin uygun

olduğu sonucuna varılmış ve yapısal elemanların tasarım değerlerinin elde edilmesi için sonlu elemanlar analizine geçilmiştir.

8.3. İyileştirilmiş Modelin Sonlu Eleman Yöntemi İle Analizi

Plaxis, sonlu elemanlar yöntemini kullanarak geoteknik mühendisliği problemlerinin iki boyutlu deformasyon ve stabilite analizini yapabilen bir paket programıdır. Program kullanılarak doğal ya da yapay şevler modellenebilmekte, kesme dayanımı parametreleri program tarafından şev göçene kadar azaltılarak güvenlik katsayısına ulaşılabilmektedir [30].

Bu çalışmada Plaxis kullanılarak sonlu elemanlar analizleri ile iyileştirme yapılmış modelin statik ve dinamik yükler altında kazıklara ve başlık kirişine gelen normal kuvvetler, kesme kuvvetleri, momentler ve deformasyonlar belirlenmiş, analiz adımlarında şevde oluşan deplasmanlar kontrol edilmiş uygunluğu değerlendikten sonra yapısal elemanların tasarım değerleri elde edilmiştir.

Araç yüklemesi olarak 15 kPa, üstyapı olarak 20 kPa yayılı yük ile ideal zemin profili ve ideal zemin parametrelerine göre inklinometre okumalarından elde edilen kayma yüzeyi ile limit denge yöntemi kullanılarak yapılan geri analiz sonucu elde edilen kayma dayanımı parametreleri kullanılarak Çizelge 8.4'deki zemin özelliklerine ve Çizelge 8.5'deki yapısal eleman özelliklerine göre iyileştirilmiş şev modeli oluşturulmuştur. Kazıkların kayma dairesi içinde kalan kısımlarında kayma dayanım parametrelerini düşürmek için arayüz tanımlanmıştır. Toprakarme duvar için efektif kohezyon değeri 70 kPa, efektif içsel sürtünme açısı değeri 35º olan kütle tanımlanmış, iç stabilite hesapları çalışma kapsamında değerlendirilmemiştir.

Çizelge 8.4. Analizlerde kullanılan zemin özellikleri

Parametre	Sembol	Dolgu	Kil-1	Kil-2	Kil-3	Kil-4	Kayma Dairesi	Toprakarme Tabakası	Birim
Malzeme Modeli	Mohr-Coulomb								
Doğal Birim Hacim Ağırlık	Ɣn	18	18	18	19	19	17	20	kN/m³
Doygun Birim Hacim Ağırlık	Ɣd	20	20	20	20,50	20,50	19,00	21,50	kN/m³
Kohezyon	c'	5	5	10	15	20	1	70	kN/m²
Sürtünme Açısı	ϕ'	30	29	28	26	25	20	34	°
Drenajlı Elastisite Modülü	Eref	8 000	24 000	32 000	48 000	56 000	4 000	100 000	kN/m²
Drenajsız Kayma Dayanımı	Cu	55	150	180	252	294	-	-	kN/m²
Drenajsız Elastisite Modülü	Eref	12 000	36 000	48 000	72 000	84 000	-	-	kN/m²
Poisson Oranı (Drenajlı)	ν	0,30	0,35	0,35	0,40	0,40	0,30	0,30	-
Poisson Oranı (Drenajsız)	ν	0,40	0,45	0,45	0,45	0,45	-	-	-
Dilatasyon Açısı	ψ	0	0	0	0	0	0	0	°
Dayanım Azaltma Faktörü	Rinter	1,00	0,10	0,10	1,00	1.00	0,01	1,00	-

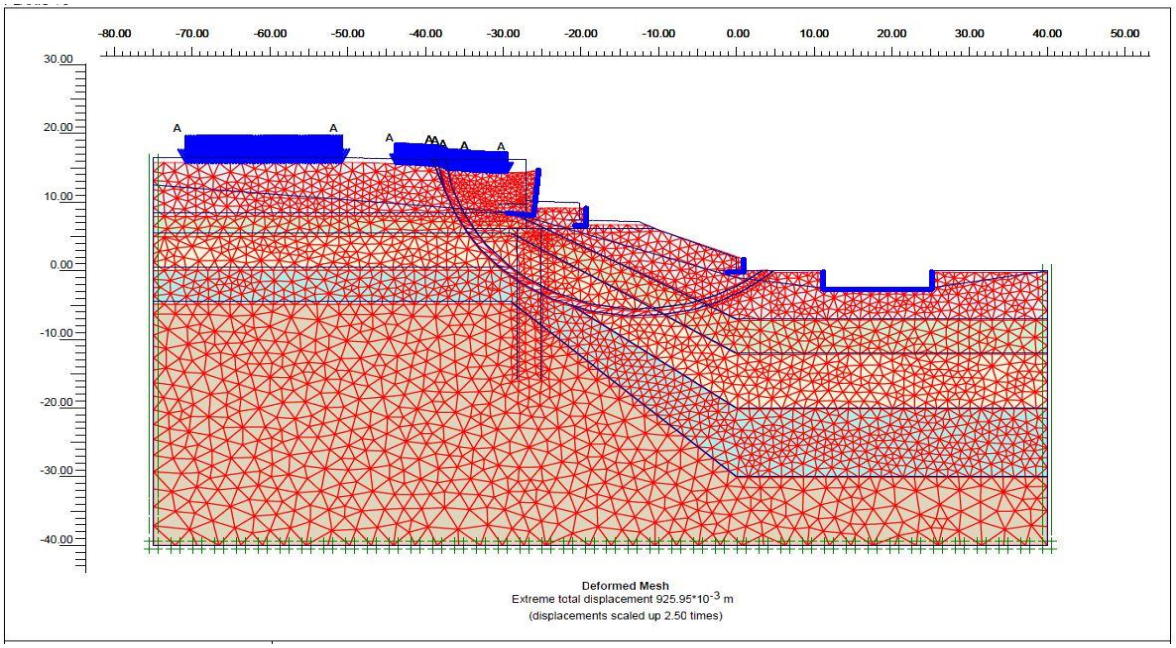
Çizelge 8.5. Analizlerde kullanılan yapısal malzeme özellikleri

Parametre	Sembol	Ø120/300	Başlık Kirişi	İstinat Alt Kısım	İstinat Üst Kısım	Çay	Birim
Malzeme Modeli		Elastik	Elastik	Elastik	Elastik	Elastik	
Normal Rijitlik	EA	12 063 715	32 000 000	9 000 000	15 000 000	8 400 000	kN/m
Eğilme Rijitliği	EI	1 090 000	2 670 000	67 500	312 500	63 000	kNm²/m
Eşdeğer Kalınlık	d	1,039	1	0,30	0,50	0,30	m
Ağırlık	W	2,26	6	4,65	7,75	4,65	kN/m/m
Poisson Oranı	ν	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	-

Uygun sıkılıkta ağ oluşturduktan ve başlangıç koşulları tanımlandıktan sonra hesap adımlarına geçilmiştir.

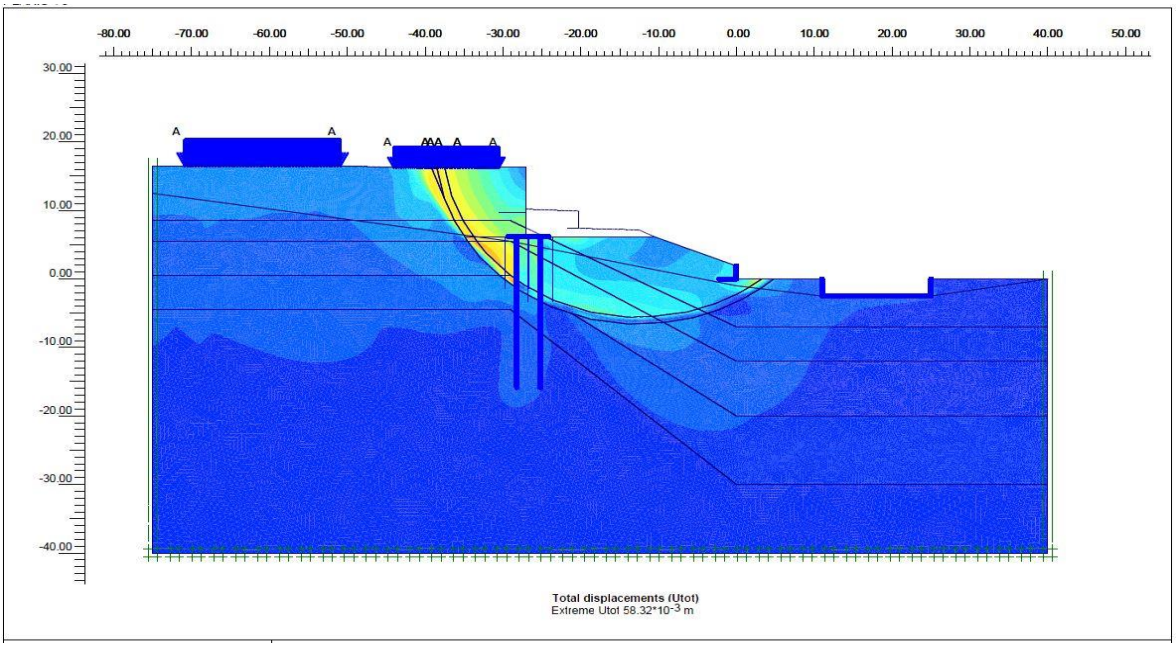
Hesap aşamasında ilk adım olarak model geometrisi ve şev içindeki katmanlar yatay olmadığından ağırlık yüklemesi hesabı yapılmıştır [31]. Araç ve üstyapı yüklemeleri etkin

hale getirildikten sonraki aşamada kayma dairesi etkin hale getirilerek analiz yapılığında şevin göçtüğü ve analizin tamamlanamadığı görülmüştür (Şekil 8.9).



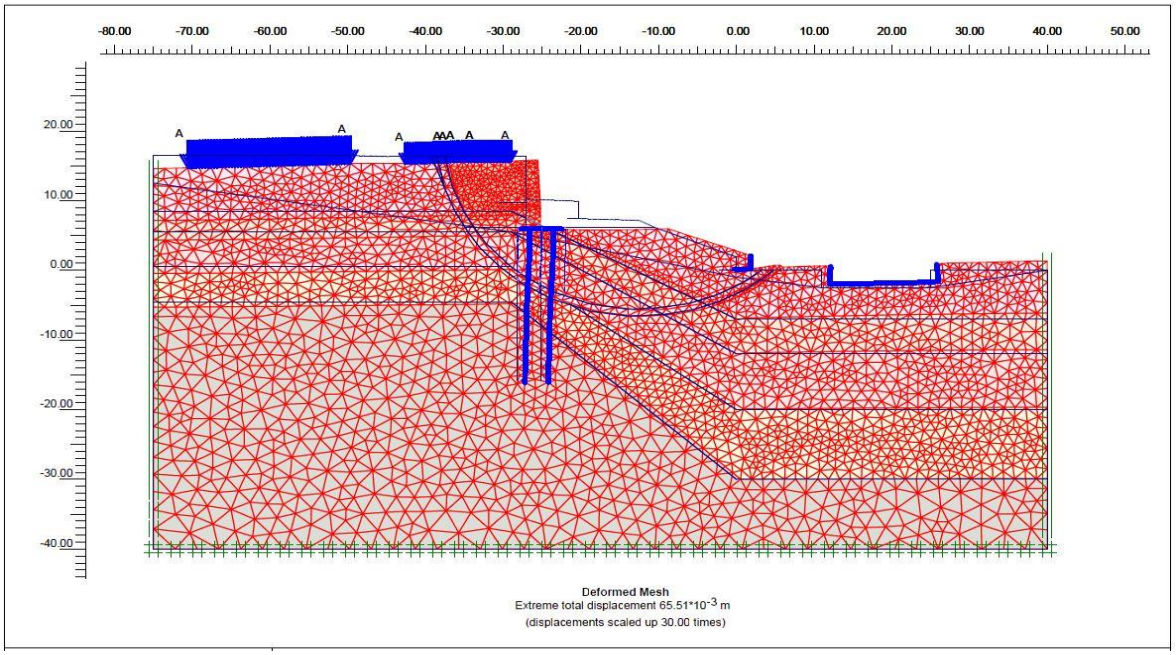
Şekil 8.9. Plaxis programı kayma dairesi aktifken deforme olmuş ağ analiz gösterimi

Şevi stabil hale getirmek için yapısal elemanlar aktif hale getirilip analiz tekrarlanmıştır. Araç yüklemesi yapıldıktan sonraki toplam deplasman değeri kabul edilebilir bir değer olan 58,32 mm olarak hesaplanmıştır (Şekil 8.10).



Şekil 8.10. Plaxis programı iyileştirilmiş modelin toplam deplasmanlar analizi gösterimi

Son aşamada Bölüm 8.2.1'deki bilgiler ışığında eylemsizlik kuvvetinin yatay yönde ve düşey yönde (±) etkidiği, toplam gerilme analizi parametreleri kullanılarak iyileştirilmiş şevin dinamik analizi yapılmıştır. Düşey eylemsizlik kuvvetin (-) yönde ve (+) yönde etkidiği analiz sonuçları kıyaslanmıştır. (-) yöndeki etkinin daha kritik olması nedeniyle yapısal elemanların hesap değerlerinde ve şevin deplasman kontrolünde bu yön dikkate alınmıştır. Analiz sonucu deforme olmuş ağ Şekil 8.11'deki gibidir.



Şekil 8.11. Plaxis programı iyileştirilmiş modelin dinamik analiz sonucu deforme olmuş ağ gösterimi

Yapısal elemanların statik ve dinamik analizler sonucu hesap değerleri Çizelge 9.6'da, tasarım değerleri ise Çizelge 9.7'de özetlenmiş olup EK-3'de her bir elemana ait analiz sonuçları detaylı olarak sunulmuştur. Tasarım değerleri, hesap değerlerinin statik durum için 1,6 Gk ile, dinamik durum için 1,0 Gk ile çarpımıyla elde edilmiştir. Tasarım değerleri sonucunda çıkan değerler uygulanabilir nitelikte olduğundan hesap adımları tamamlanmıştır.

Çizelge 8.6. Yapısal elemanların hesap değerleri

HESAP DEĞERLERİ												
	Şev Kısmı Kazık Sırası				Park Kısmı Kazık Sırası				Radye			
	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)	Def. (mm)	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)	Def. (mm)	N (kN/m)	V (kN/m)	M (kNm/m)	Def. (mm)
Statik	400,33	206,84	806,08	28,20	231,89	189,60	906,74	28,15	254,69	590,33	798,3	28,23
Dinamik	636,50	388,09	1250,00	55,26	543,23	314,89	1150,00	55,22	191,94	830,73	1080,00	55,27

Çizelge 8.7. Yapısal elemanların tasarım değerleri

TASARIM DEĞERLERİ											
	Şev Kısmı Kazık Sırası				Park Kısmı Kazık Sırası				Radye			
	N (kN)	V (kN)	M (kNm)	Def. (mm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)	Def. (mm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)	Def. (mm)
Statik	1921,58	992,83	3869,18	28,20	1113,07	910,08	4352,35	28,15	407,50	944,43	1277,28	28,23
Dinamik	1909,50	1164,27	3750,00	55,26	1629,69	944,67	3450,00	55,22	191,94	830,73	1080,00	55,27

Projeye esas imalatlar 2020 yılında tamamlandıktan sonra Mart 2022'de çalışma sahasına gidilerek yerinde gözlemler yapılmış ve herhangi bir kayma/deformasyon belirtisine rastlanmamıştır. Kazık imalatları sırasında (Temmuz 2020'de) çekilmiş bir fotoğraf Resim 8.1'de, imalatlar tamamlandıktan ve yol ulaşıma açıldıktan sonra (Mart 2021) çekilmiş bir fotoğraf ise Resim 8.2'de sunulmuştur. İmalat sonrası inklinometre ölçümleri alınmadığından kayma olup olmadığına dair ölçüme dayalı herhangi bir veri elde edilememiştir.



Resim 9.1. Kazık imalatları sırasında (Temmuz 2020) çekilmiş bir fotoğraf



Resim 9.2. İmalatlar tamamlandıktan sonra (Mart 2021) çekilmiş bir fotoğraf

9. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada bir şev stabilitesi problemi incelenmiştir. Stabilitesini kaybetmiş şevin duraylı hale getirilmesi amaçlanmıştır. Çalışmada limit denge yöntemlerini esas alan Slide 8.0 ve sonlu elemanlar yöntemlerini esas alarak hesaplama yapan Plaxıs 8.2 programları kullanılmıştır.

Ankara Büyükşehir Belediyesi Fen İşleri Dairesi Başkanlığı Sanat Yapıları Proje Şube Müdürlüğünden temin edilen arazi ve laboratuvar deney sonuçları, vaziyet planı ve şev kesitine göre idealize zemin profili oluşturulmuş, çeşitli korelasyonlar vasıtasıyla idealize zemin parametreleri belirlenmiştir.

Uzun süreli ve kısa süreli duraylılık koşullarına göre mevcut durumun güvenlik sayıları karşılaştırılmış, kritik koşulun uzun süreli parametrelerin kullanılmasıyla meydana geldiği görülmüştür.

Arazi deneyleri ve saha gözlemleri ile kayma dairesi tahmin edilerek limit denge yöntemi ile geri analiz yapılarak kalıcı parametreler belirlenmiştir.

Güvenlik durumu ve ekonomik unsurlar dikkate alınarak şevi duraylı hale getirecek iyileştirme modeli tasarlanmıştır. Bu model, yatay drenler ile Y.A.S.S. düşürülmesi, şevin traşlanarak düzenlenmesi ve Ø120 cm çapında 300 cm ara ile çift sıra kazık ve bunları bağlayan 520x100 cm kesitinde başlık kirişi yapılması ve yol kotuna kadar çelik ile güçlendirilmiş toprakarme duvar yapılmasıdır.

Dinamik analiz için drenajsız kayma mukavemeti değeri kullanılarak toplam gerilme analizi yapılmıştır. Limit denge analizinde; düşey yönde etkiyen eylemsizlik kuvvetinin yönünün (±) olmasının güvenlik katsayısına etkisinin fazla olmadığı anlaşılmıştır. Sonlu elemanlar analizinde ise (-) yöndeki düşey eylemsizlik kuvvetinin yapısal elemanların hesap değerlerinde ve deformasyonlarda daha kritik olduğu belirlenmiştir.

Slide programı ile statik ve dinamik durum için limit denge analizi yöntemi ile iyileştirilmiş şev modelinin dairesel ve dairesel olmayan kayma yüzeyleri için güvenlik sayısı değerleri kontrol edilmiştir. Elde edilen güvenlik sayıları statik durum için 1.50, dinamik durum için

1.10 katsayılarından fazla olduğundan iyileştirilmiş modelin uygunluğuna karar verilmiş, sonlu elemanlar yöntemi ile statik ve dinamik durum için yapısal elemanların hesap ve tasarım değerleri hesaplanmış ve ayrıca şevdeki deformasyonlar kontrol edilmiştir.

Şev iyileştirme çalışmalarında, zemini en uygun şekilde idealize edecek kayma dayanımı parametrelerinin belirlenmesi için zeminin farklı derinliklerinden ve potansiyel kayma yüzeyine yakın yerlerden UD numuneler alınması ve alınan numuneler ile konsolidasyonlu drenajlı ve konsolidasyonsuz drenajsız kesme kutusu deneyi yapılması önerilir.

İyileştirilmiş şevde deformasyonların kontrolü için deformasyon ölçerler ya da inklinometre yardımıyla okumaların alınması, elde edilen deformasyonlar ile izin verilen deformasyon değerlerinin kıyaslanması önerilir.

Geri analiz ile elde edilmesi planlanan kayma yüzeyi parametrelerinin daha doğru belirlenebilmesi için inklinometre okumalarının alındığı sondaj kuyularının çevresel etmenlerden korunması önerilir.

Yerleşim birimlerinde dolgu alanı olarak belirlenen yerler hariç kontrolsüz dolgu yapılmaması, kontrolsüz dolgu alanı üzerine yapılması planlanan imalatlarda bu hususun proje çalışmalarında değerlendirilmesi önerilir.

KAYNAKLAR

1. Öztürk, K. (2002). Heyelanlar ve Türkiye'ye etkileri. *Gazi Üniversitesi Gazi Eğitim Fakültesi Dergisi*, 22(2), 35-50.

2. Ulusay, R., Aydan, Ö., Kılıç R. (2007). Geotechnical assessment of the 2005 Kuzulu landslide (Turkey). *Engineering Geology*, 89(1-2), 112-128.

3. Ulusay, R. (2007, 28-29 Mayıs). *Heyelanlar ve Mühendislik Şevlerindeki Duraysızlıklar: Türleri, Etkileri ve Zararların Azaltılması*. Sel-Heyelan-Çığ Sempozyumunda sunuldu, Ankara, 160-161.

4. Fredlund, D.G. and Krahn, J. (1977). Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 14(3), 429-439.

5. Duncan, J.M. and Wrigth, S.G. (1980). The accuracy of equilibrium methods of slope stability analysis. *Engineering Geology*, 16(1-2), 5-17.

6. Fredlund, D.G., Krahn J. and Pufahl, D.E. (1981). The Relationship Between Limit Equilibrium Slope Stability Methods. in *Proccedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Sweden, 3, 409-416.

7. Morrison, I.M. and Greenwood, J.R. (1989). Assumptions in simplified slope stability analysis by the method of slices. *Geotechnique*, 39(3), 503-509.

8. Hammouri, N. A., Malkawi, A. I. H. and Yamin, M. M. A. (2008). Stability analysis of slopes using the finite element method and limiting equilibrium approach. *Bulletin Of Engineering Geology*, 67, 471–478.

9. Uçer, S., Bakır, S. (2017). Çubuk Adnan Menderes parkı heyelan önleme projesi raporu. *Ankara Büyükşehir Belediyesi Fen İşleri Dairesi Başkanlığı Sanat Yapıları Proje Şube Müdürlüğü*. Ankara.

10. Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı (2018). *Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği*. AFAD. Ankara, 357-363.

11. Türk Standartları Enstitüsü (2006). *TS EN ISO 22476-3:2005. Jeoteknik etüd ve deneyler -Arazi deneyleri- Bölüm 3: Standart pnetrasyon deneyi*. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 7-8.

12. Stroud, M. A. (1974, 5-7 June). *The standard penetration test in ınsensitive clays and softrock*. Proceedings of the 1st European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Sweden, 2(2), 367 – 375.

13. Terzaghi K., Peck B.R. and Mesri G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice* (3. Baskı). New York: John Wiley & Sons, Inc., 151-152.

14. Senneset K., Sandven R. and Janbu N. (1989). Evaluation of soil parameters from piezocone tests. *Transportation Research Record*, 1235, 24-37.

15. Stroud, M. A. and Butler, F. G. (1975). *The standard penetration test and the engineering properties of glacial materials*. *Symposium on Engineering Properties of Glacial Materials*. Midland Geotechnical Society, Birmingham, 124-135.

16. Poulos, H.G. ve Small, J.C. (2000). Development of Design Charts for Concrete Pavements and Industrial Ground Slabs., J.A. Hemsley, Thomas Telford (Eds), *Design Applications of Raft Foundations*. Chapter 2, 39-70.

17. Ulusay, R. (2008). *Şevlerin duraylılığı ve tasarımı (Yayınlanmamış Kurs Notu)*. Hacettepe Üniversitesi, Ankara, 26-27, 95-96, 100-101.

18. Coduto, D.P. (2006). *Geoteknik mühendisliği ilkeler ve uygulamalar*. (çev. M. Mollamahmutoğlu ve K. Kayabalı). Ankara: Gazi Kitabevi.(Eserin orijinali 1994'de yayımlandı),466-496, 528-529, 550-551.

19. Singh, T.N., Gulati, A., Dontha, L. and Bhadrwaj, V. (2008). Evaluating cut slope failure by numerical analysis-a case study. *Nat Hazards*, 47, 263-279.

20. Türk Standartları Enstitüsü. (1991). *TS 8853. Yamaç ve şevlerin dengesi ve hesap metodları*, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

21. Wu, T.H. (1969). *Soil Mechanics* (Second edition).Boston: Allyn and Bacon Inc, 431. ALINTI: Ulusay R. (2008). *Şevlerin duraylılığı ve tasarımı (Yayınlanmamış Kurs Notu)*. Hacettepe Üniversitesi, Ankara, 101-102.

22. Duncan, J.M. and Wright, S.G. (2005). *Soil strength and slope stability*. (1. Baskı) New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 183-197.

23. Popescu, M.E. and Sasahara, K. (2009). *Engineering meaures for landslide disaster mitigation*, Springer Berlin Heidelberg.

24. Rocscience Inc. (1989-2002). *2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes-User's guide*, Rocscience Inc. (Toronto), 1-2.

25. Gibson, R. E. (1953). *Experimental determination of true cohesion and true angle of interval friction*. Proc. 3rd. ICSMFE, Zurich, 126 – 130.

26. Schmidt, C. F. and Araujo, T.O. (2016). *Guideline on using geosynthetics in slide*, Huesker. Gescher. 1-5.

27. Rocscience Inc. (2020). *2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes-Slope stability verification problem*. Rocscience Inc. (Toronto), 279-282.

28. İnternet: T.C. İçişleri Bakanlığı Afet ve Acil Durum Yönetim Başkanlığı. *Türkiye Deprem Tehlike Haritaları İnteraktif Web Uygulaması*. Web: https://tdth.afad.gov.tr/TDTH/main.xhtml. Erişim tarihi: 16 Kasım 2020.

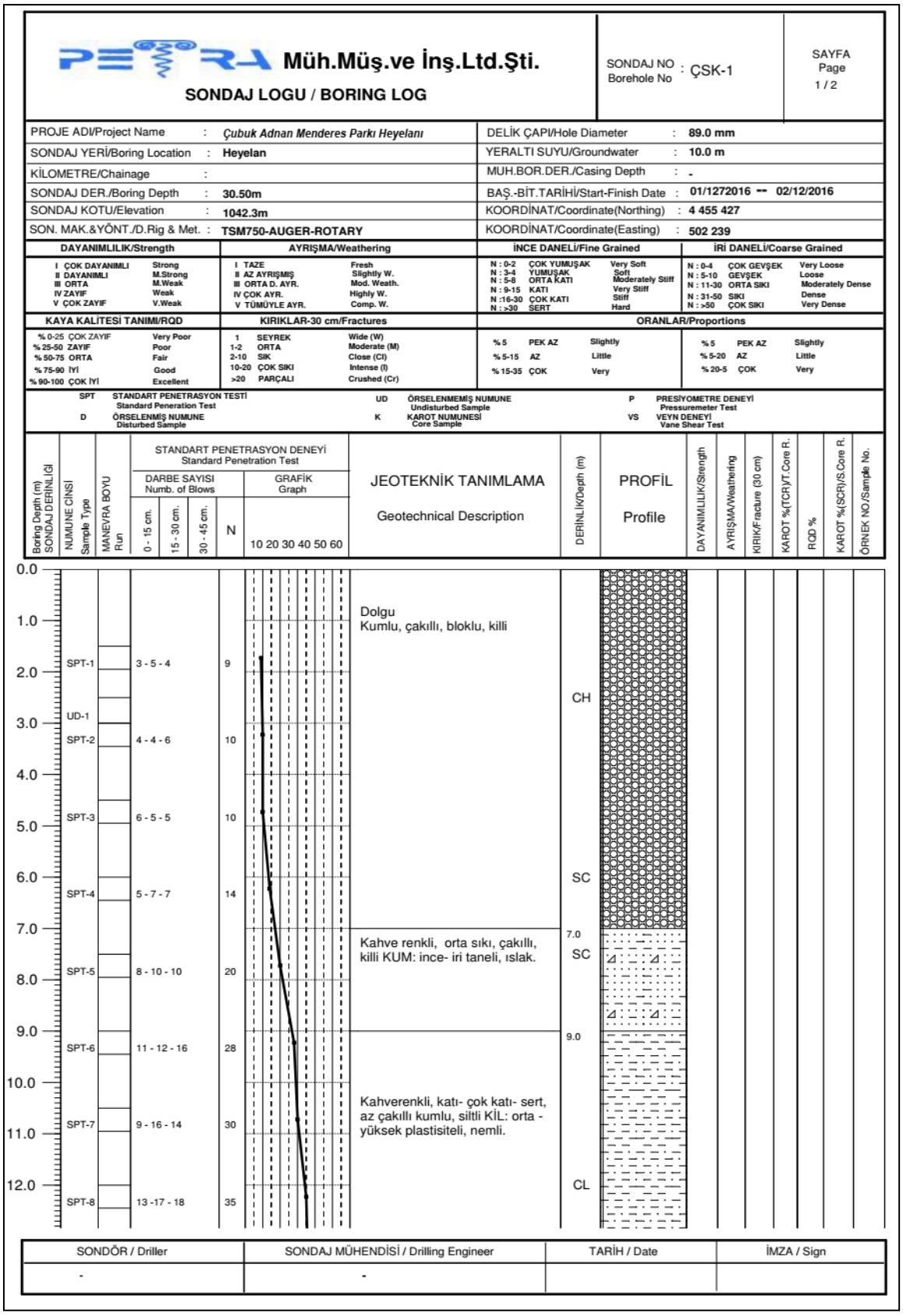
29. Kramer, S.L. (2003). *Geotenik deprem mühendisliği*. (çev. K. Kayabalı). Ankara: Gazi Kitabevi.(Eserin orijinali 1996'da yayımlandı), 469-474.

30. Brinkgreve, R.B.J., Broere W. and Waterman D. (Eds). (2004). Plaxis 2D Version 8. *Delft University of Technology & Plaxis*. The Netherlands. 7-10.

31. Gouw, T. L. (2014). Common mistakes on the application of plaxis 2D in analyzing excavation problems. *International Journal of Applied Engineering Research*, 9(21), 8291-8311.

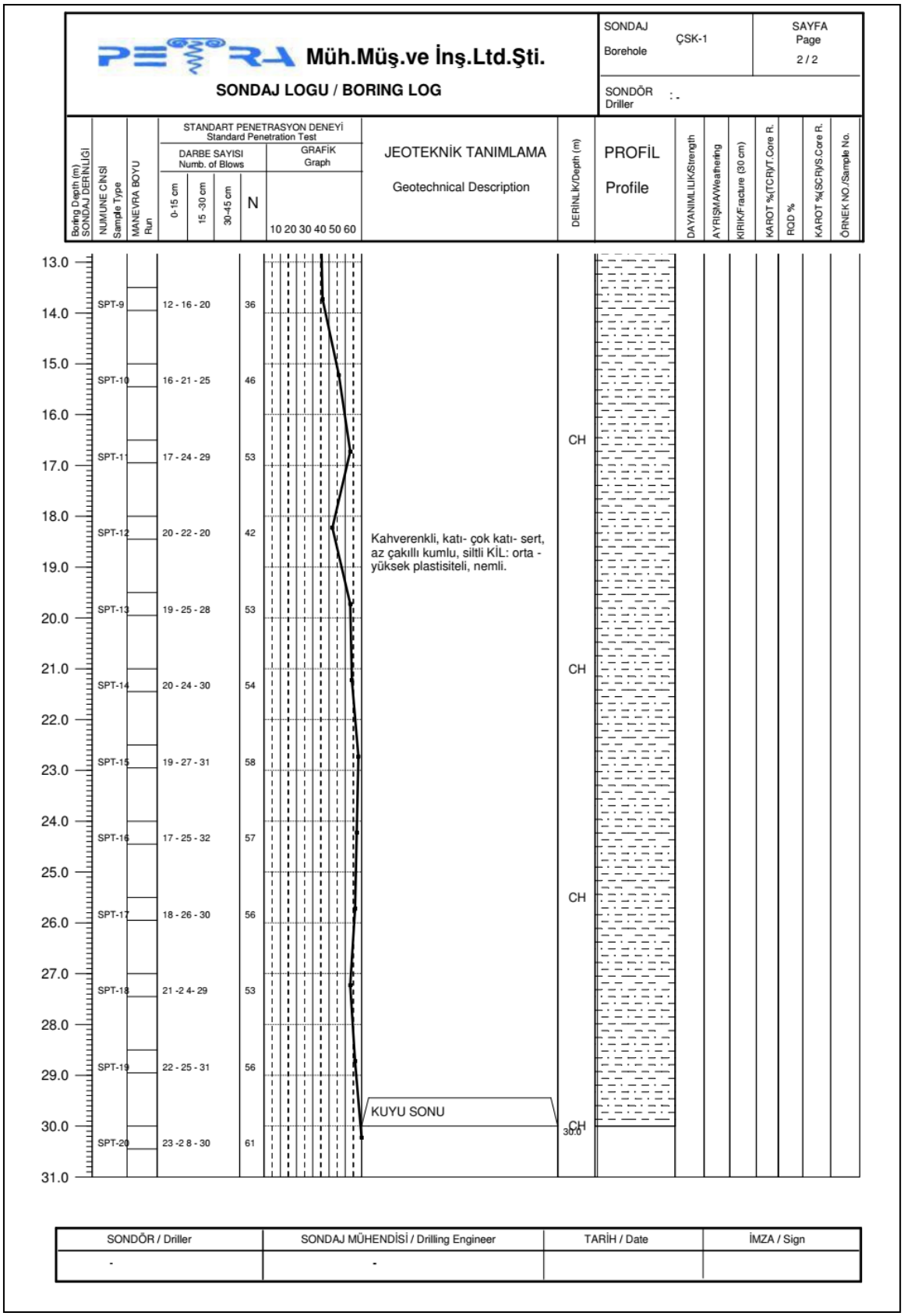
EKLER

EK-1. Sondaj logları



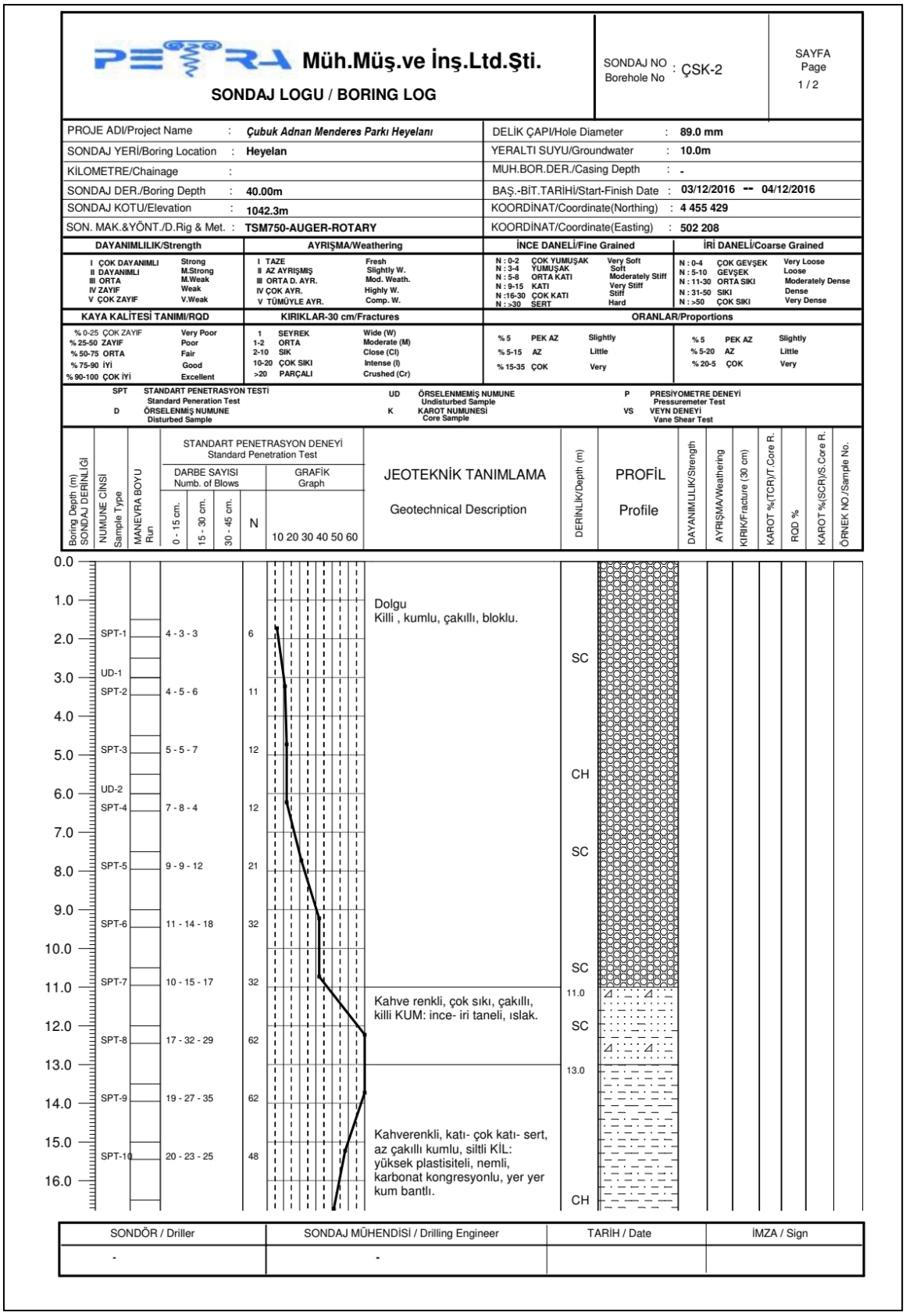
Şekil 1.1. 1 nolu sondaj kuyusuna ait sondaj logu

EK-1. (devam) Sondaj logları



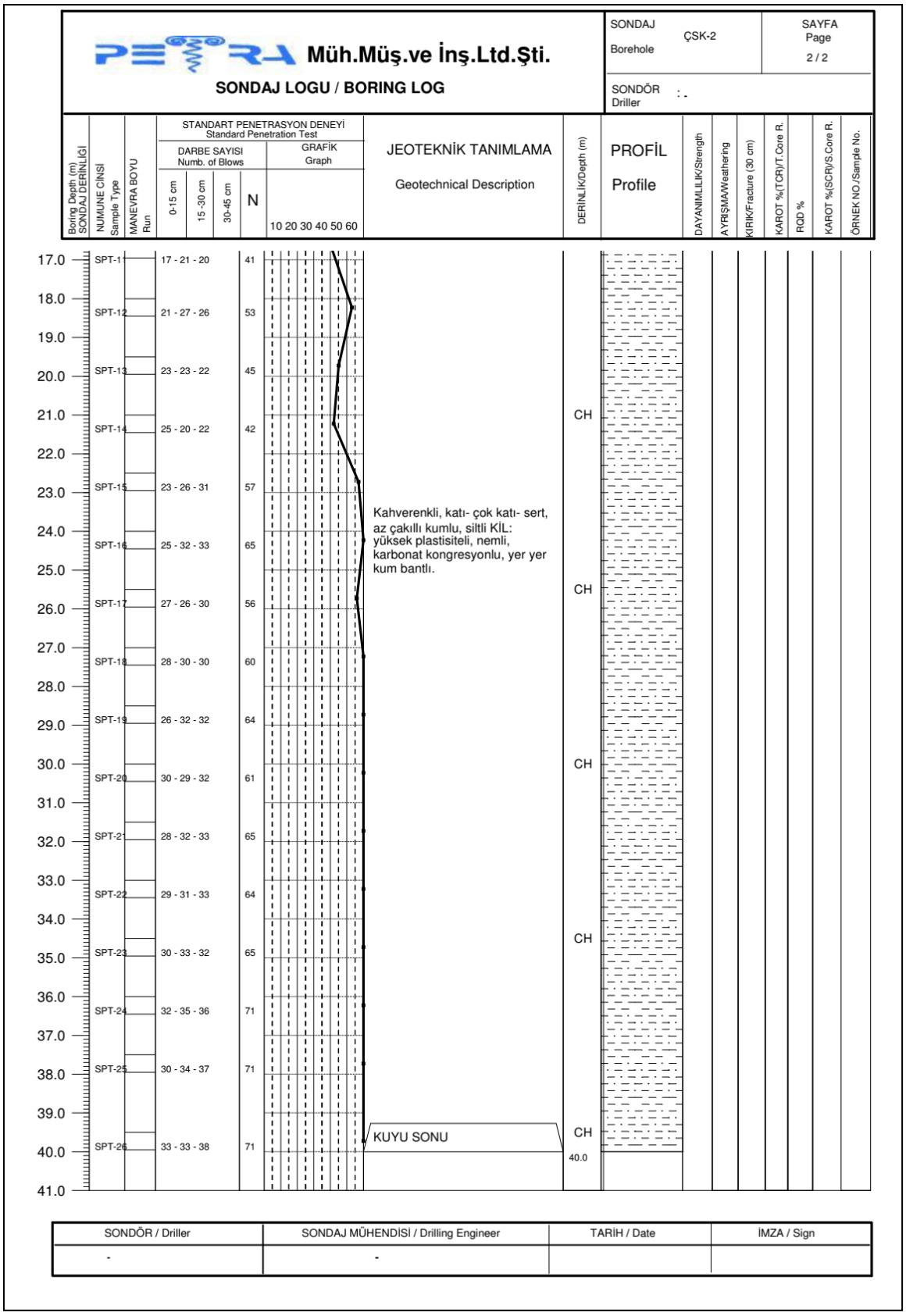
Şekil 1.1. (devam) 1 nolu sondaj kuyusuna ait sondaj logu

EK-1. (devam) Sondaj logları



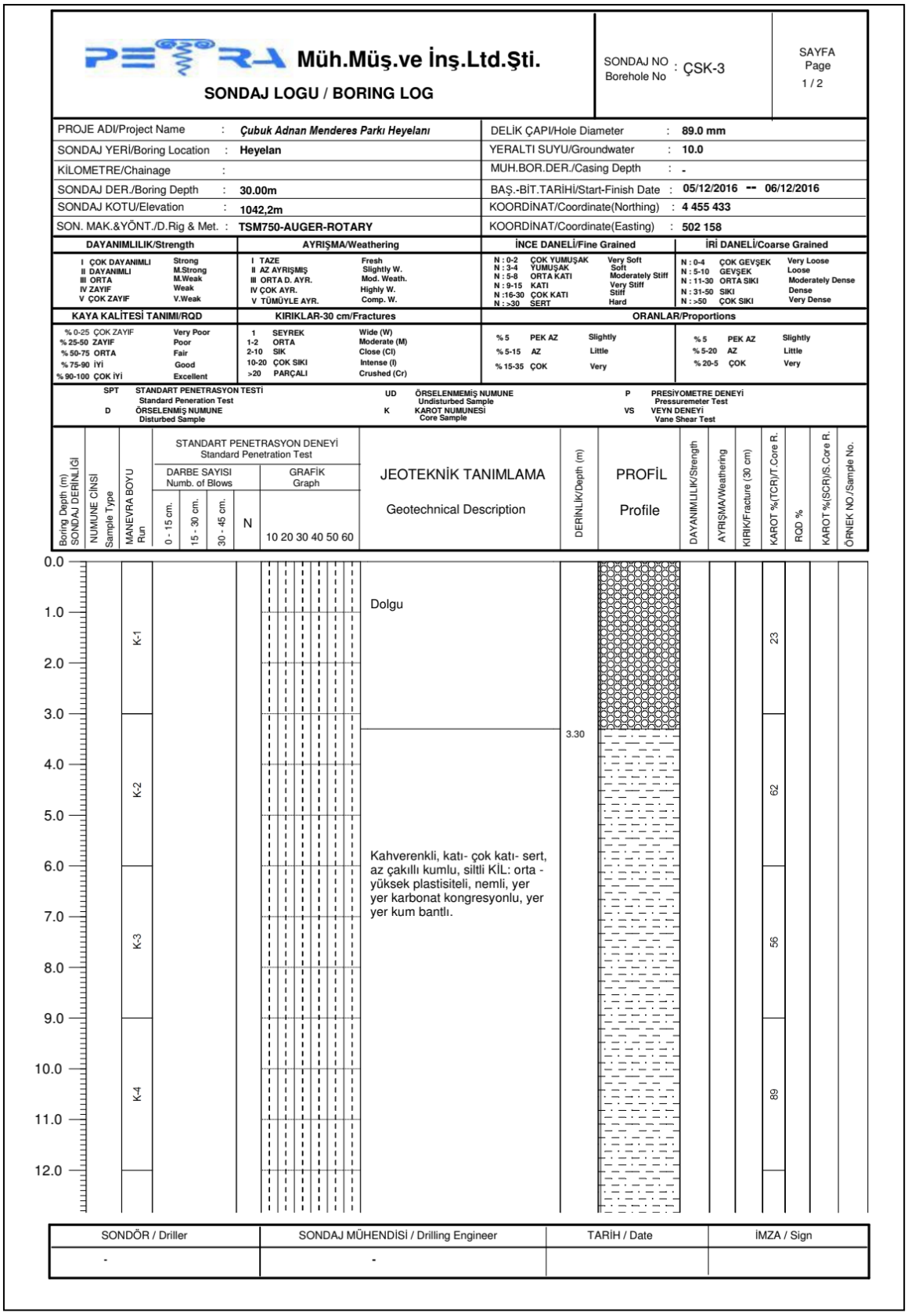
Şekil 1.2. 2 nolu sondaj kuyusuna ait sondaj logu

EK-1. (devam) Sondaj Logları



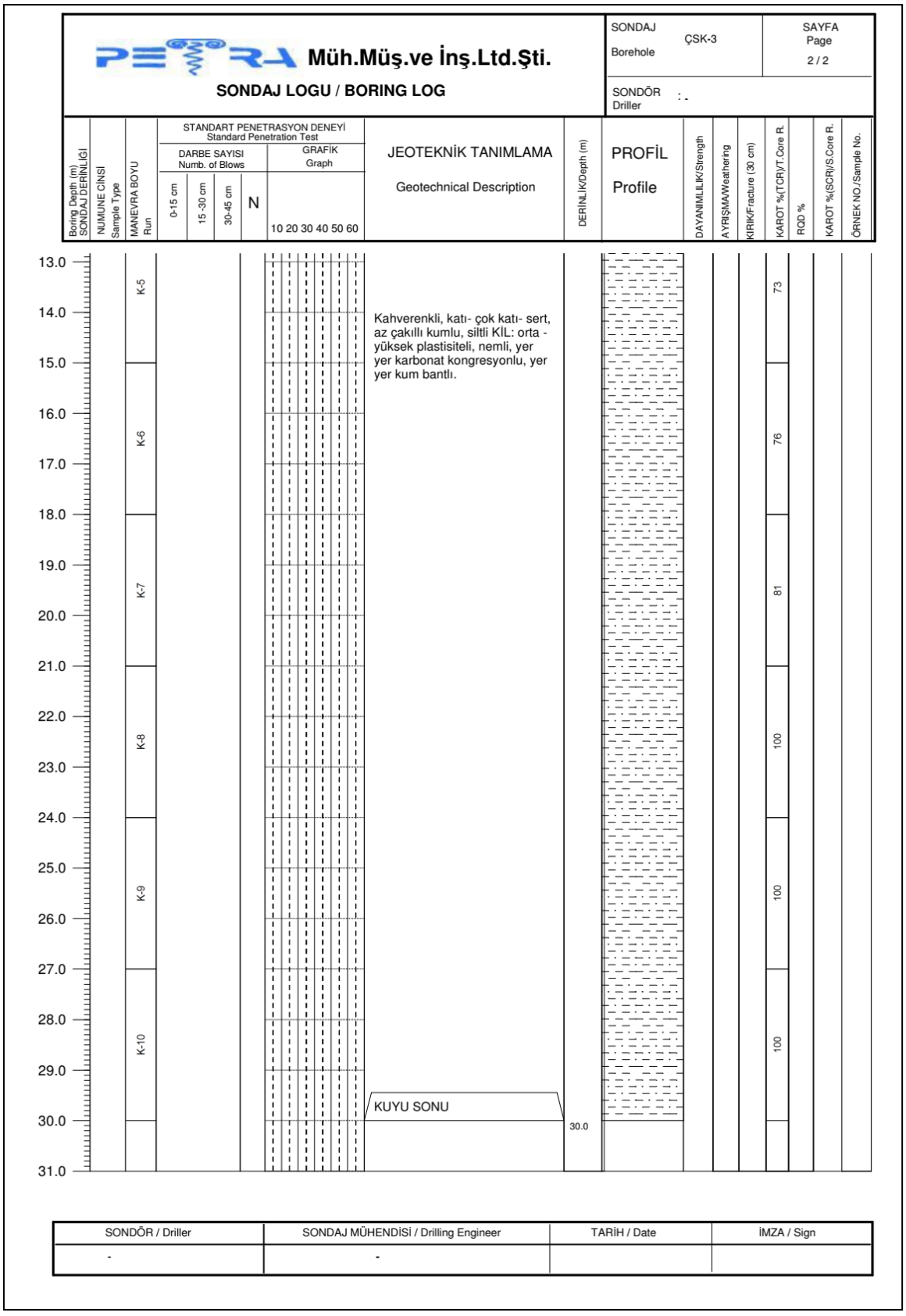
Şekil 1.2. (devam) 2 nolu sondaj kuyusuna ait sondaj logu

EK-1. (devam) Sondaj Logları



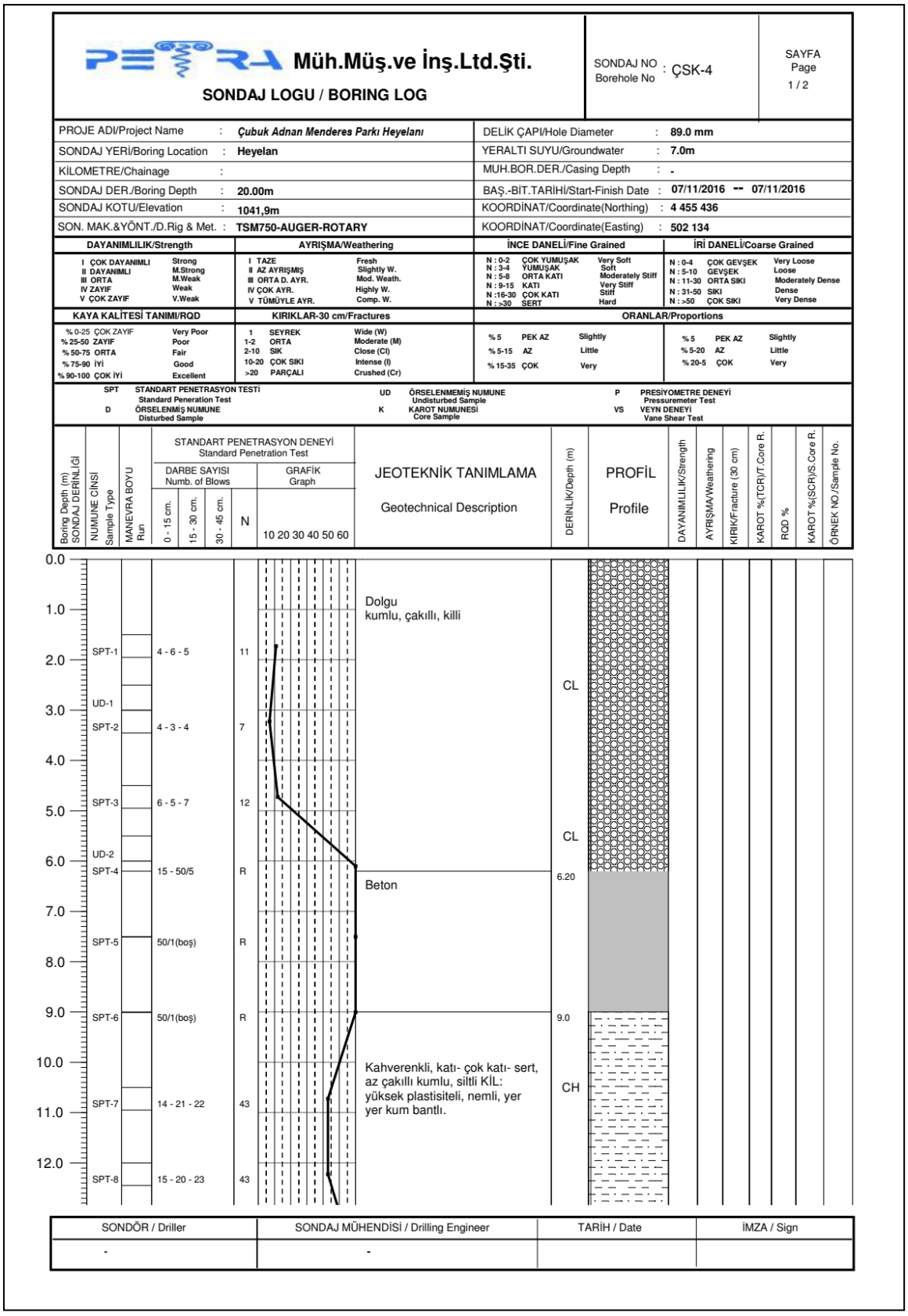
Şekil 1.3. 3 nolu sondaj kuyusuna ait sondaj logu

EK-1. (devam) Sondaj Logları



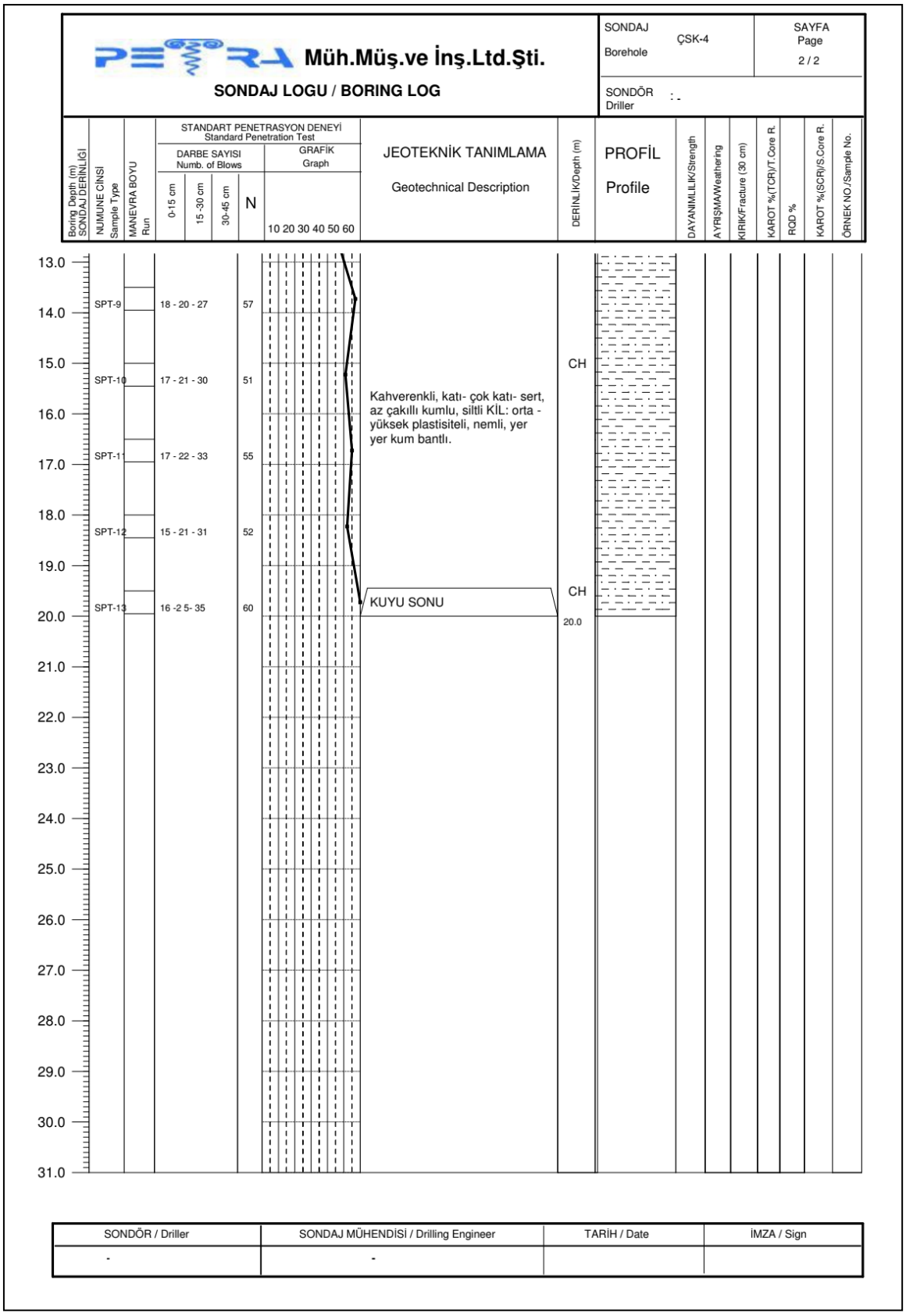
Şekil 1.3. (devam) 3 nolu sondaj kuyusuna ait sondaj logu

EK-1. (devam) Sondaj Logları



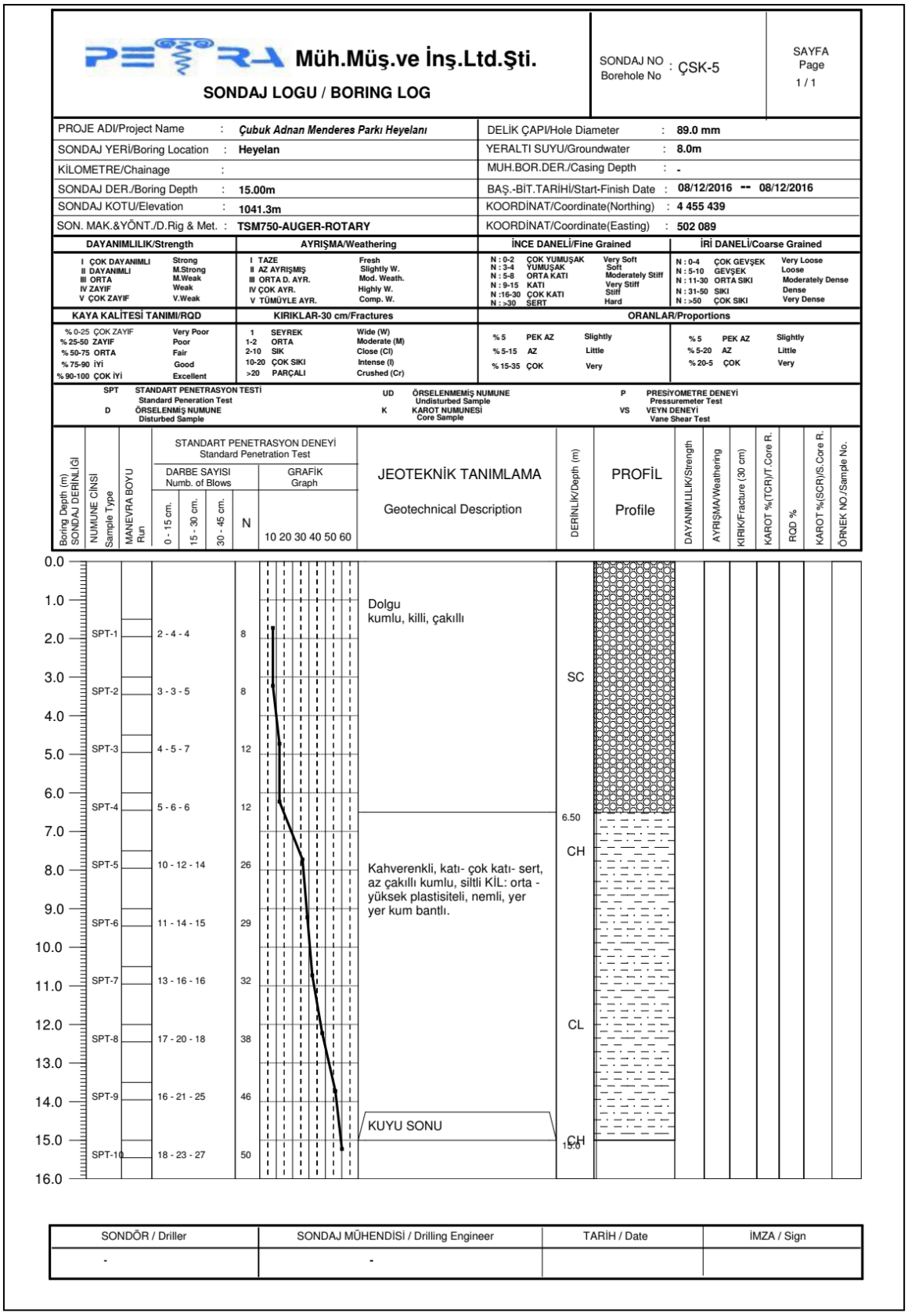
Şekil 1.4. 4 nolu sondaj kuyusuna ait sondaj logu

EK-1. (devam) Sondaj Logları



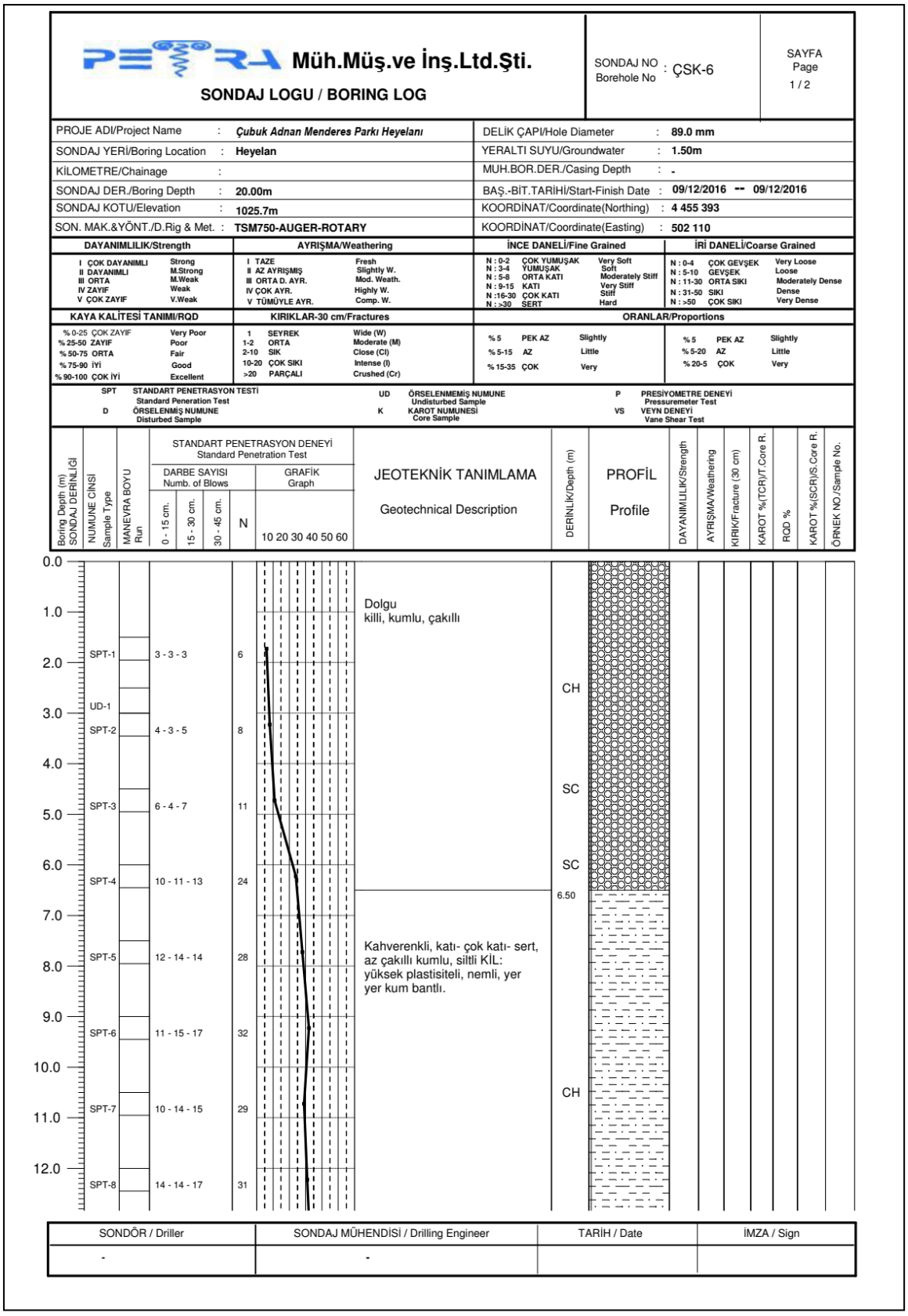
Şekil 1.4. (devam) 4 nolu sondaj kuyusuna ait sondaj logu

EK-1. (devam) Sondaj Logları



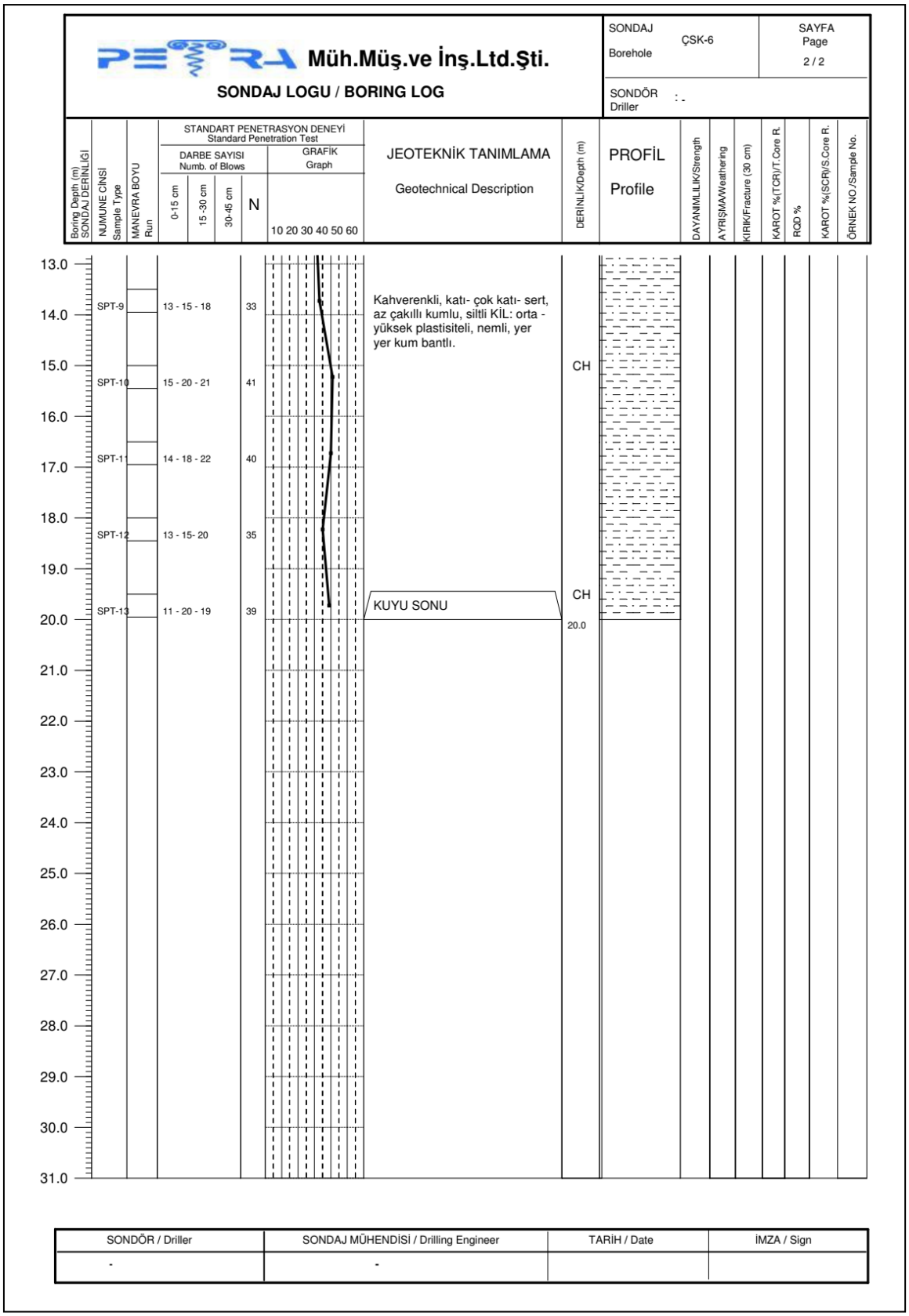
Şekil 1.5 5 nolu sondaj kuyusuna ait sondaj logu

EK-1. (devam) Sondaj Logları



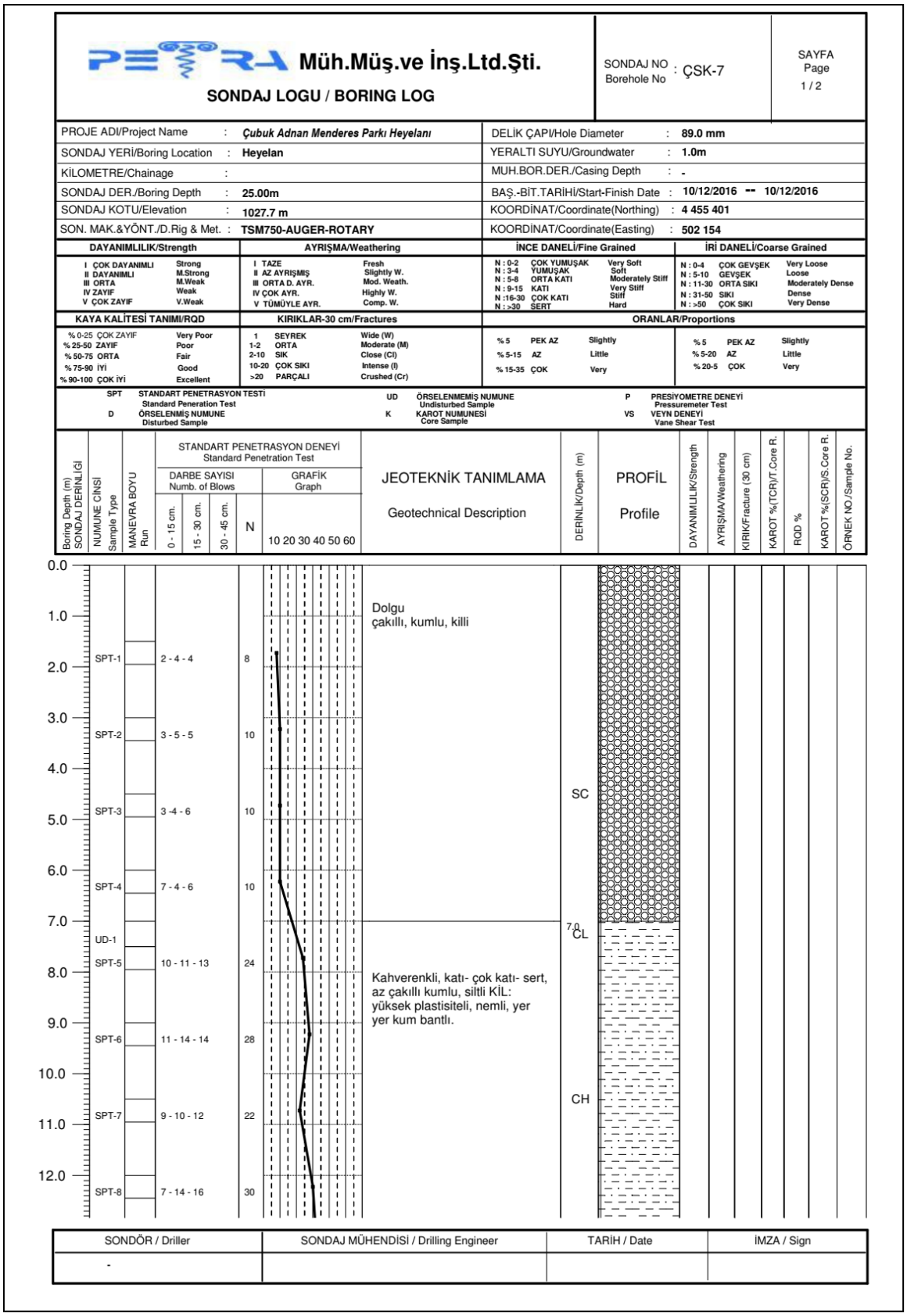
Şekil 1.6. 6 nolu sondaj kuyusuna ait sondaj logu

EK-1. (devam) Sondaj Logları



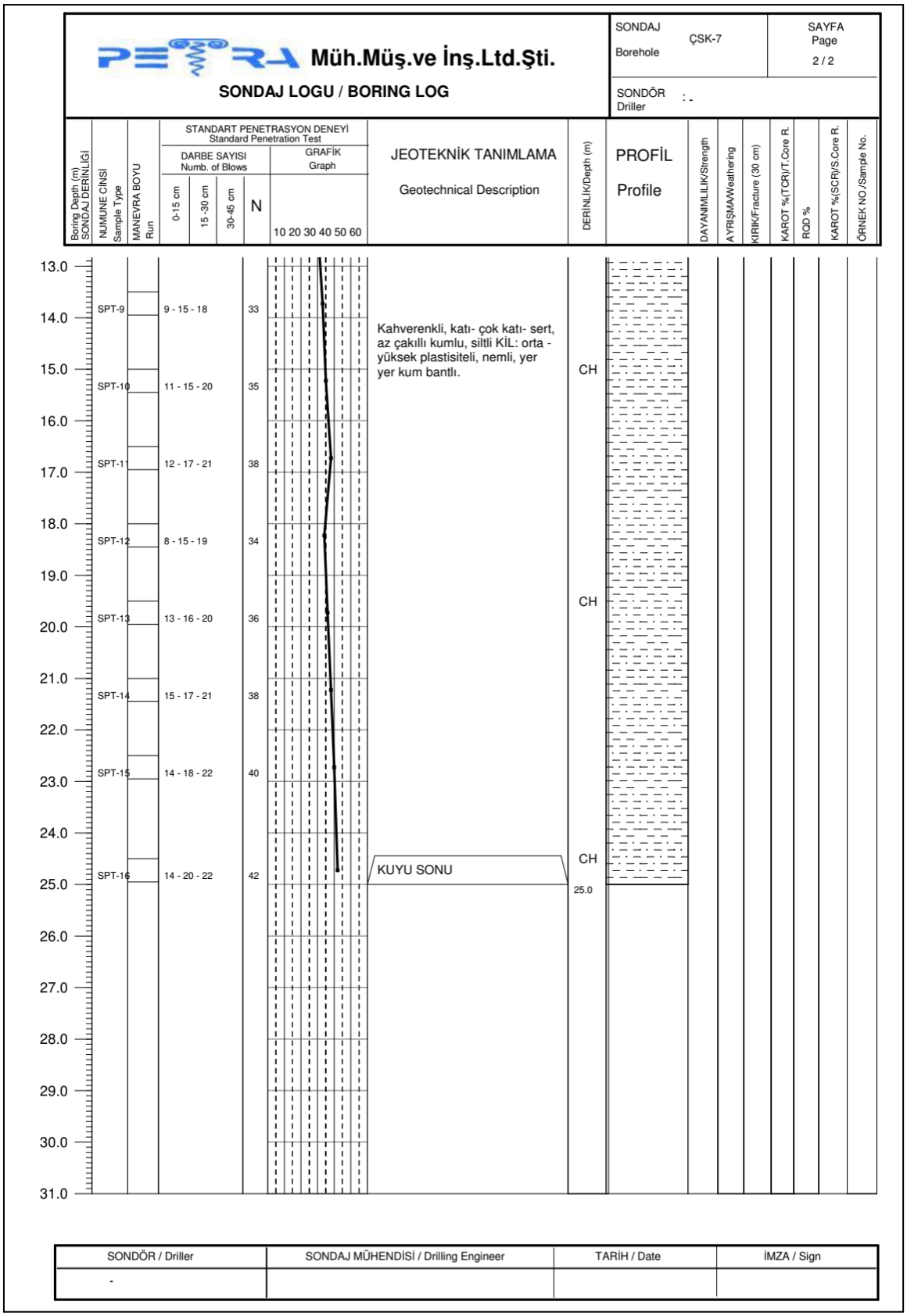
Şekil 1.6. (devam) 6 nolu sondaj kuyusuna ait sondaj logu

EK-1. (devam) Sondaj Logları



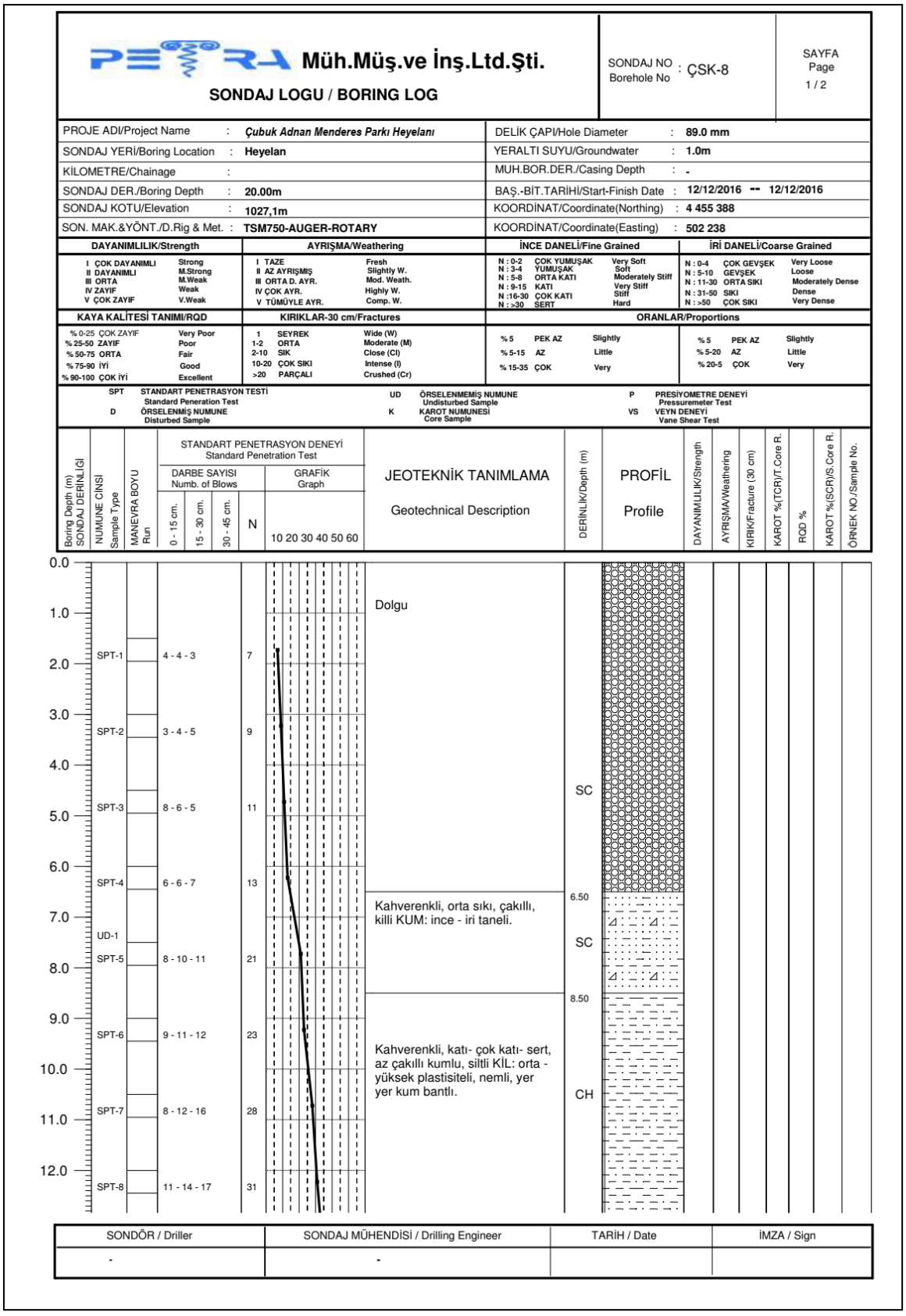
Şekil 1.7. 7 nolu sondaj kuyusuna ait sondaj logu

EK-1. (devam) Sondaj Logları



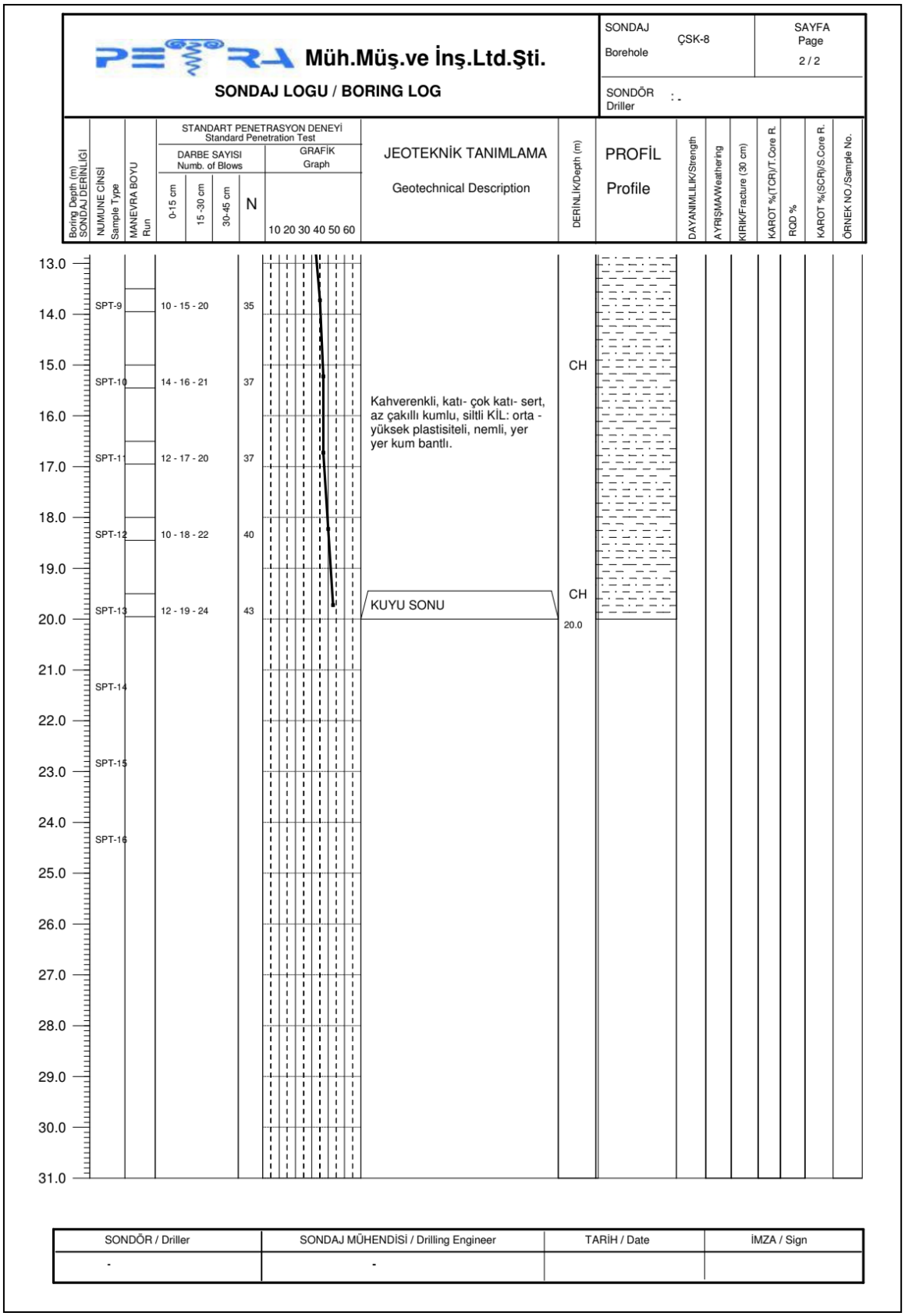
Şekil 1.7. (devam) 7 nolu sondaj kuyusuna ait sondaj logu

EK-1. (devam) Sondaj Logları



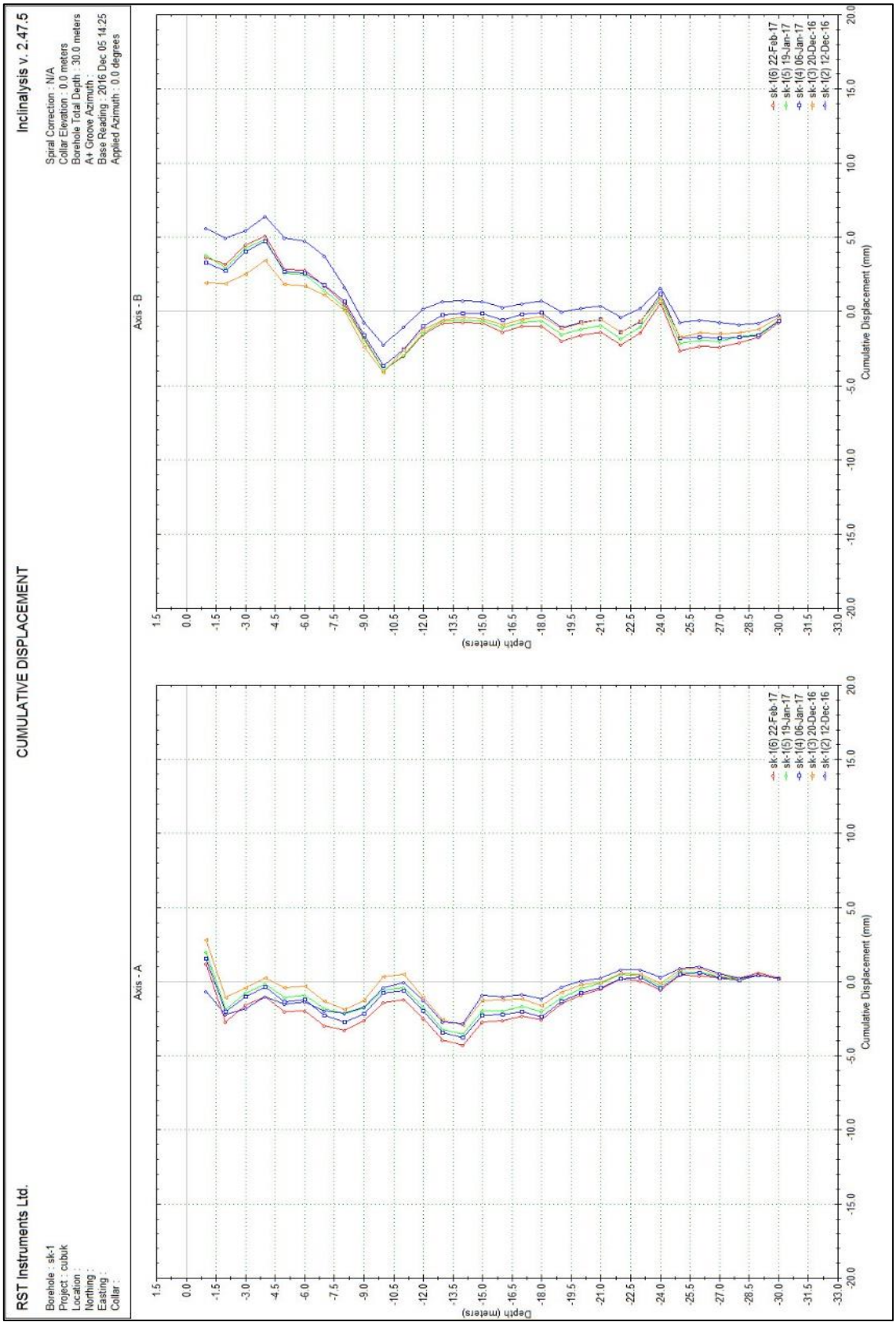
Şekil 1.8. 8 nolu sondaj kuyusuna ait sondaj logu

EK-1. (devam) Sondaj logları



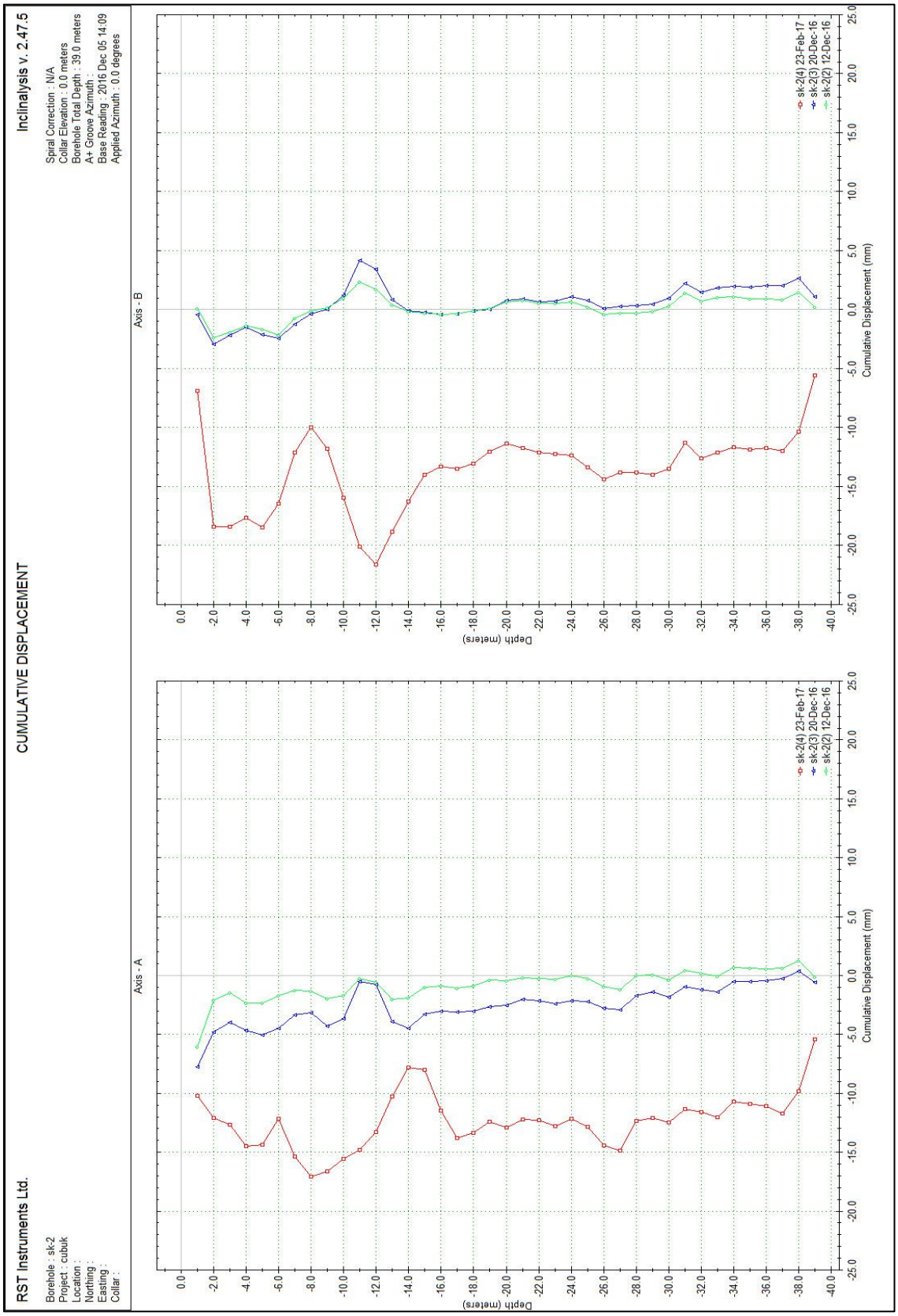
Şekil 1.8. (devam) 8 nolu sondaj kuyusuna ait sondaj logu

EK-2. İnklinometre okumaları



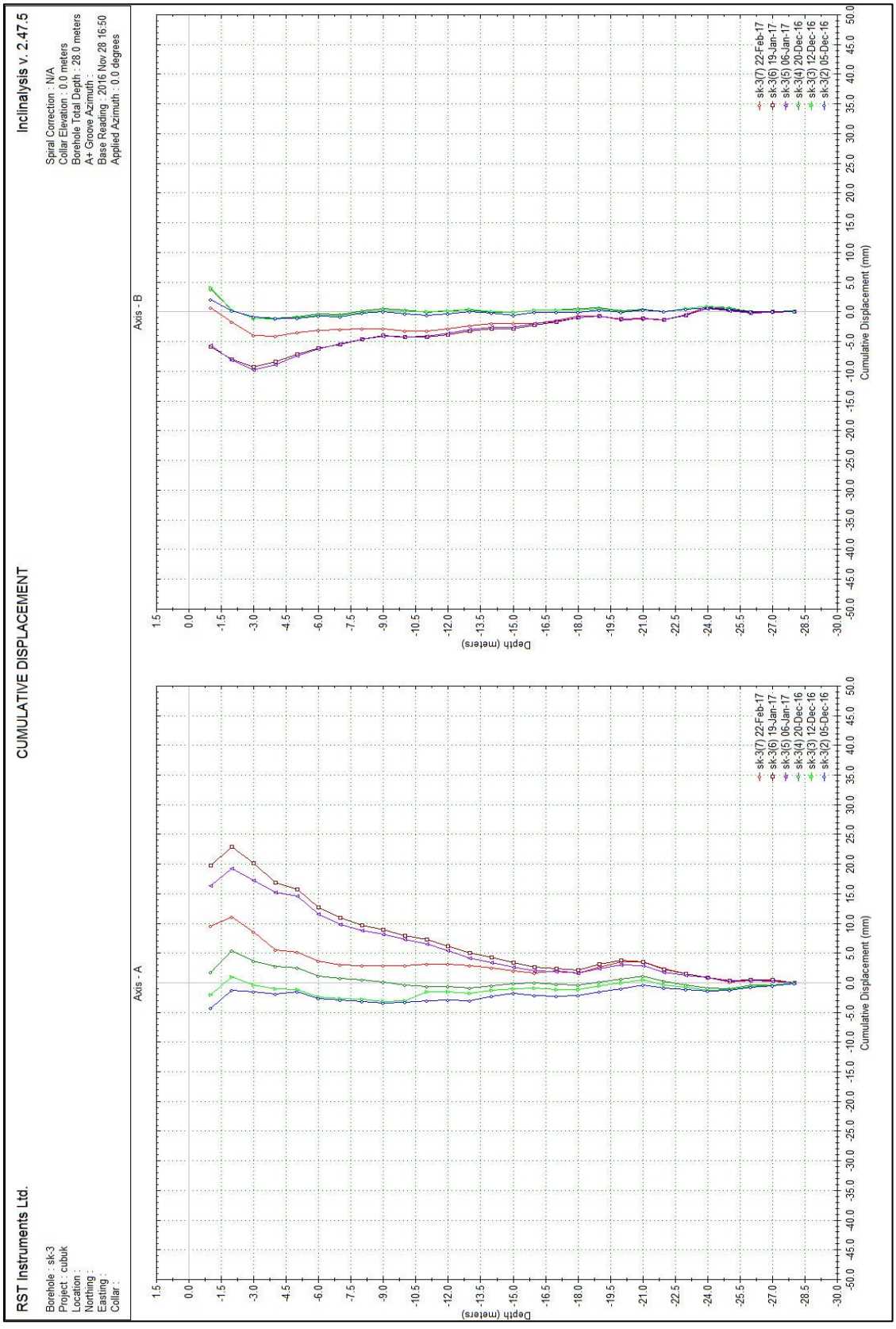
Şekil 2.1. 1 nolu sondaj kuyusuna ait inklinometre okuması

EK-2. (devam) İnklinometre okumaları



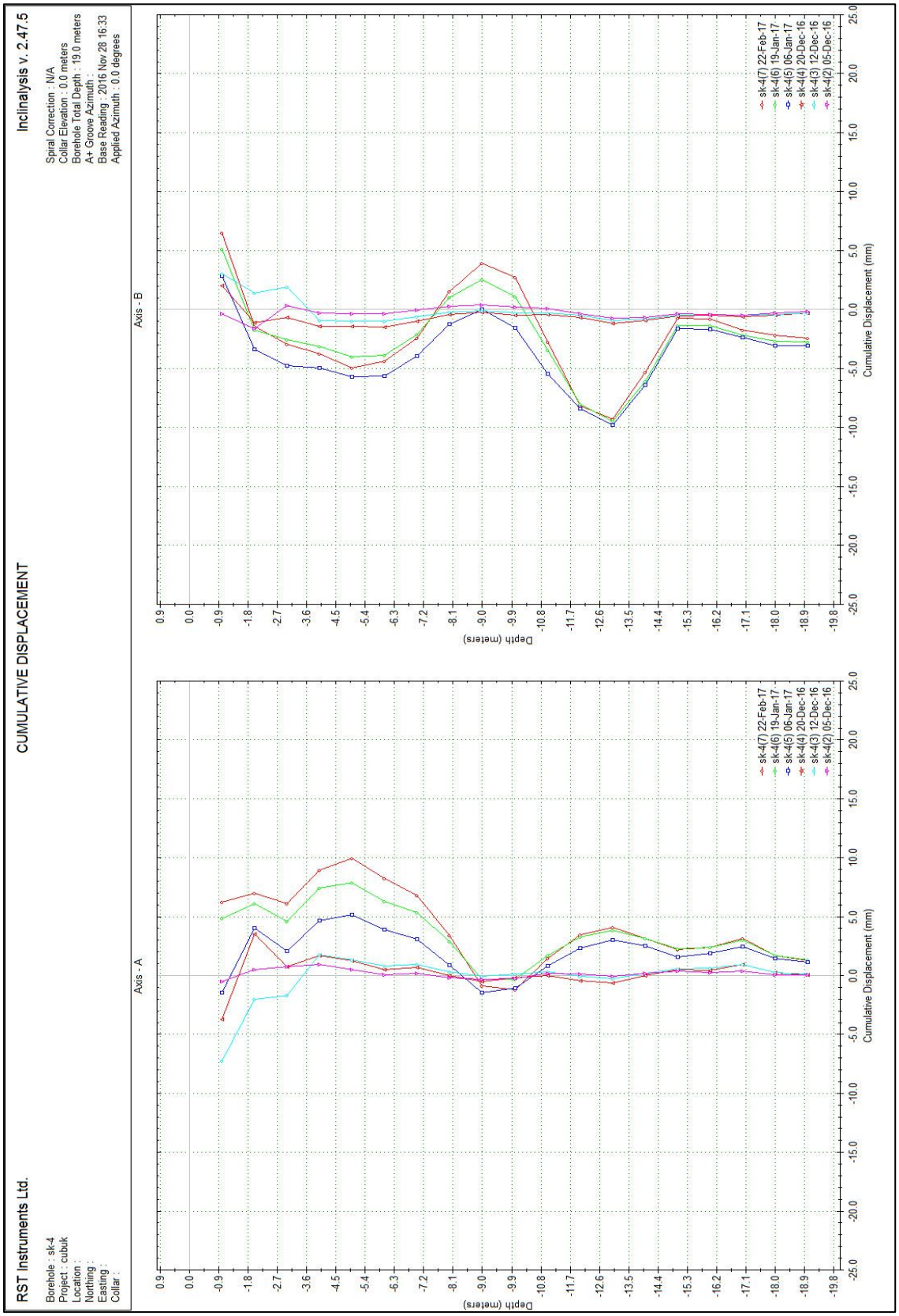
Şekil 2.2. 2 nolu sondaj kuyusuna ait inklinometre okuması

EK-2. (devam) İnklinometre okumaları



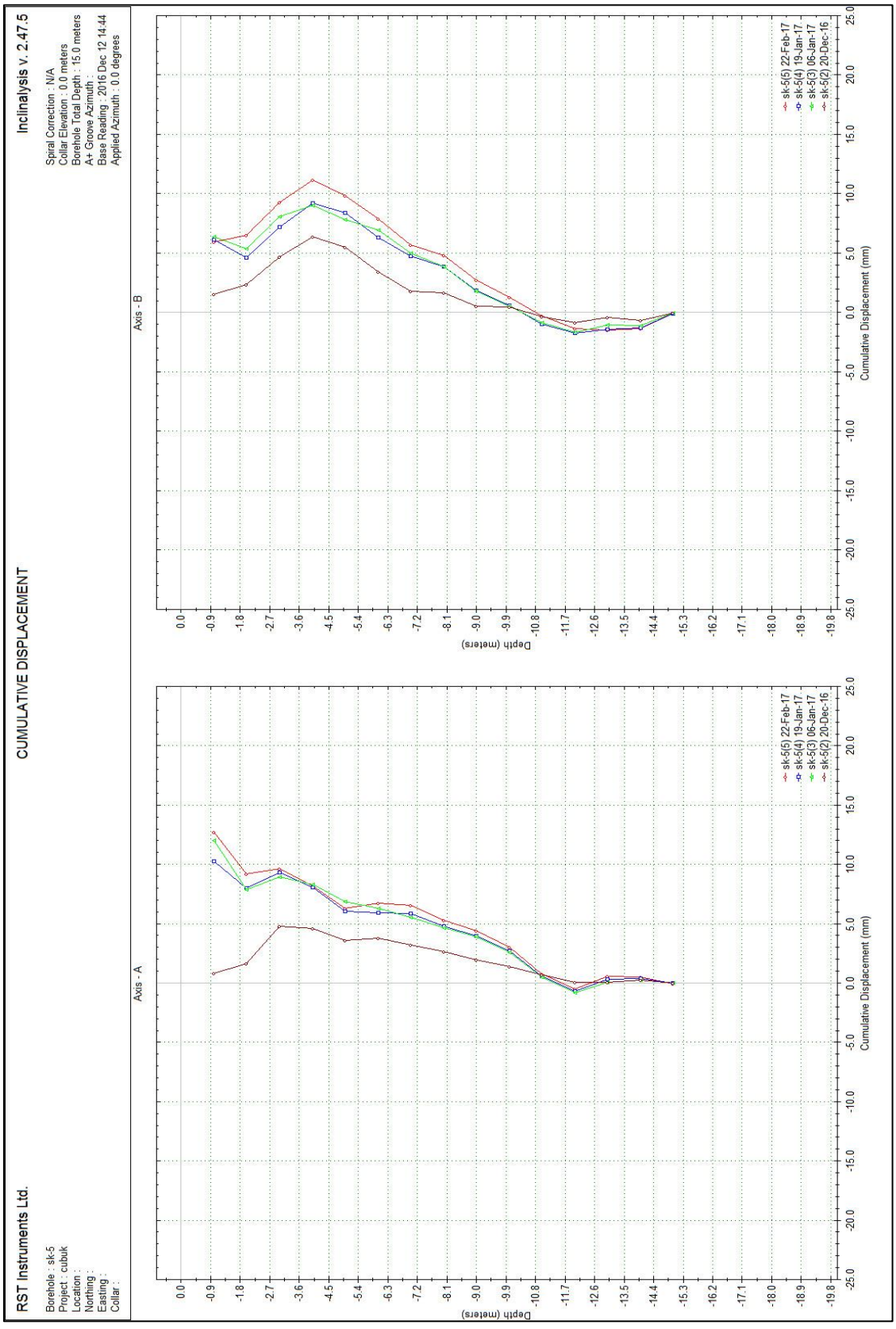
Şekil 2.3. 3 nolu sondaj kuyusuna ait inklinometre okuması

EK-2. (devam) İnklinometre okumaları



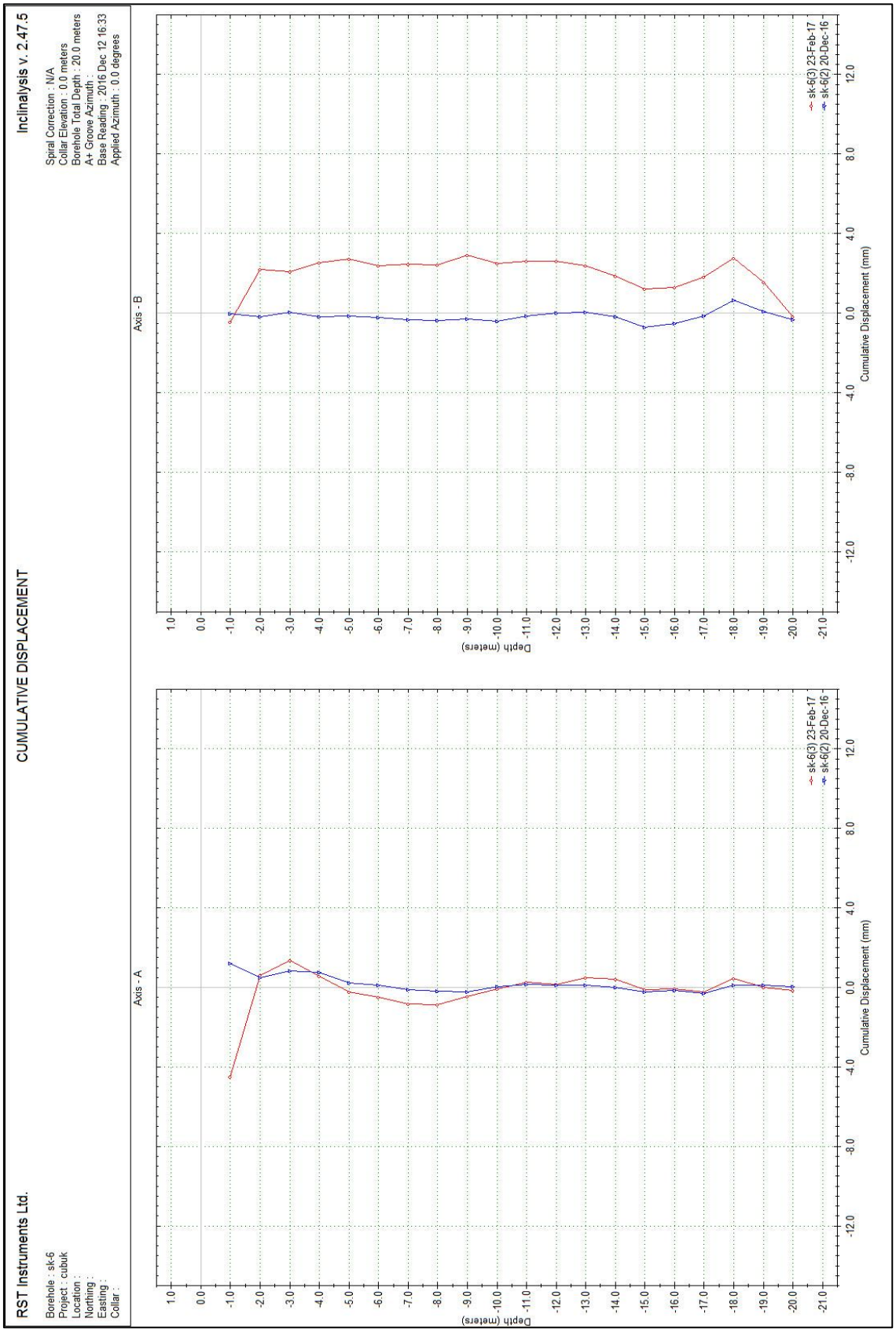
Şekil 2.4. 4 nolu sondaj kuyusuna ait inklinometre okuması

EK-2. (devam) İnklinometre okumaları



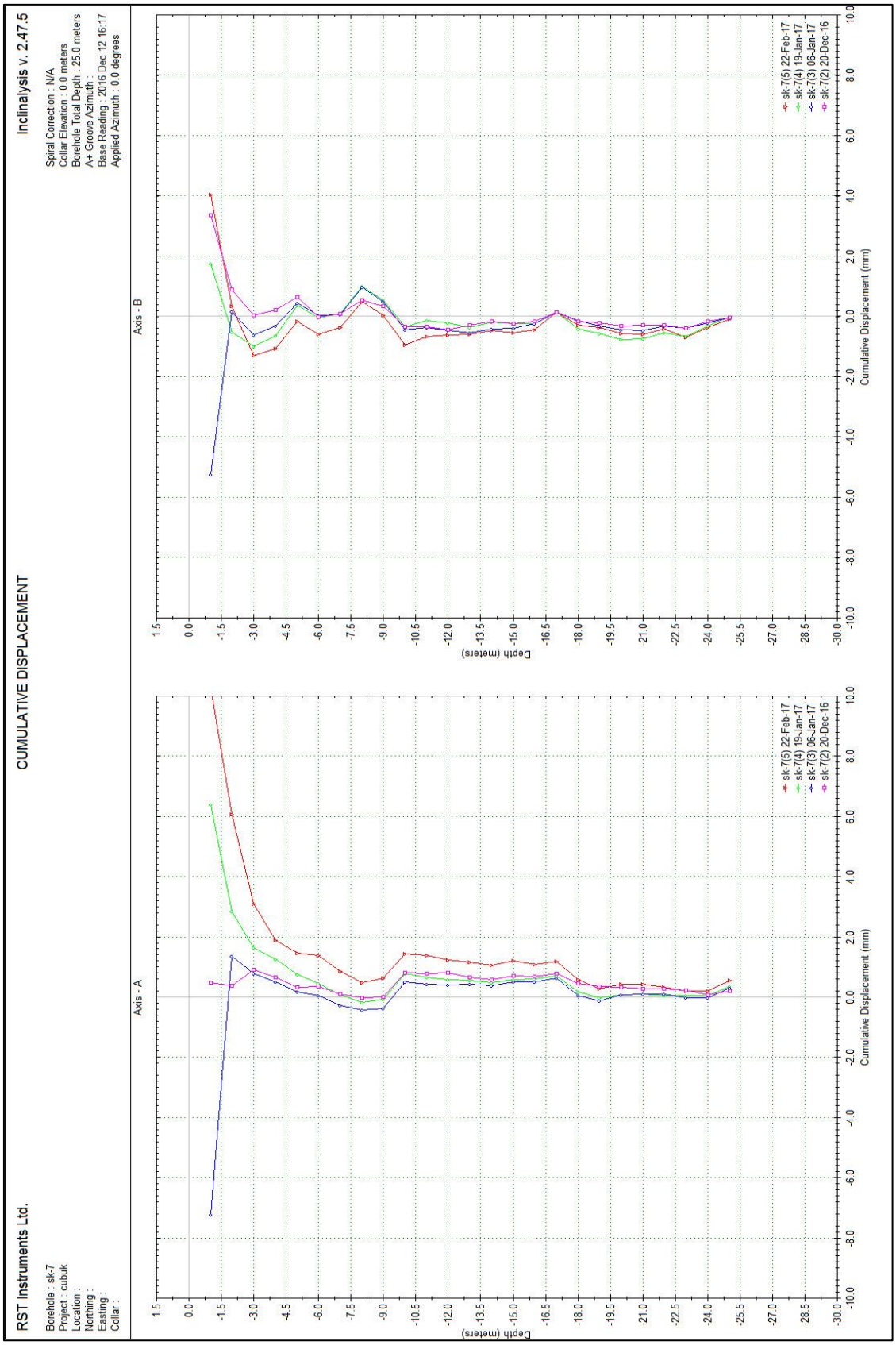
Şekil 2.5. 5 nolu sondaj kuyusuna ait inklinometre okuması

EK-2. (devam) İnklinometre okumaları



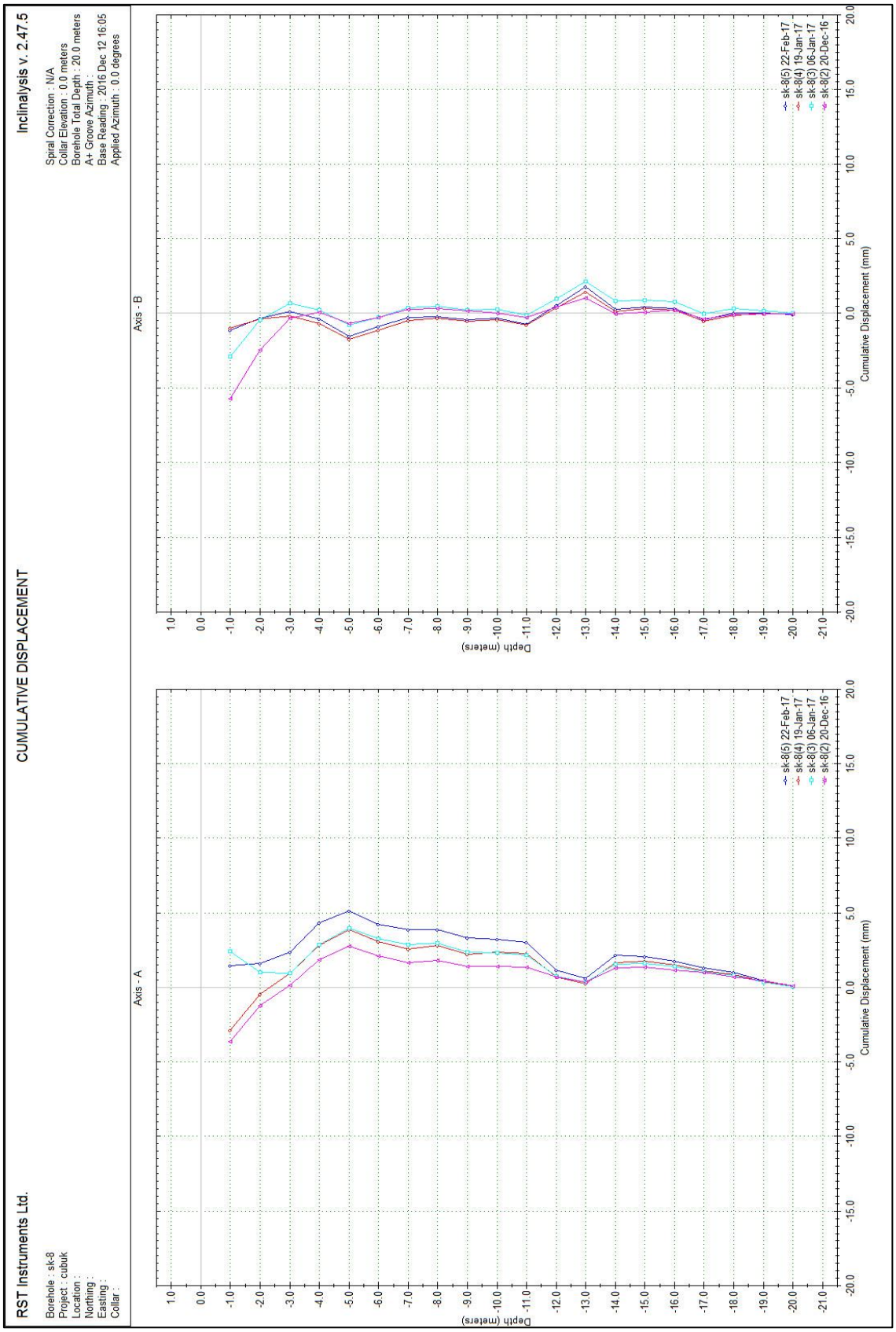
Şekil 2.6. 6 nolu sondaj kuyusuna ait inklinometre okuması

EK-2. (devam) İnklinometre okumaları



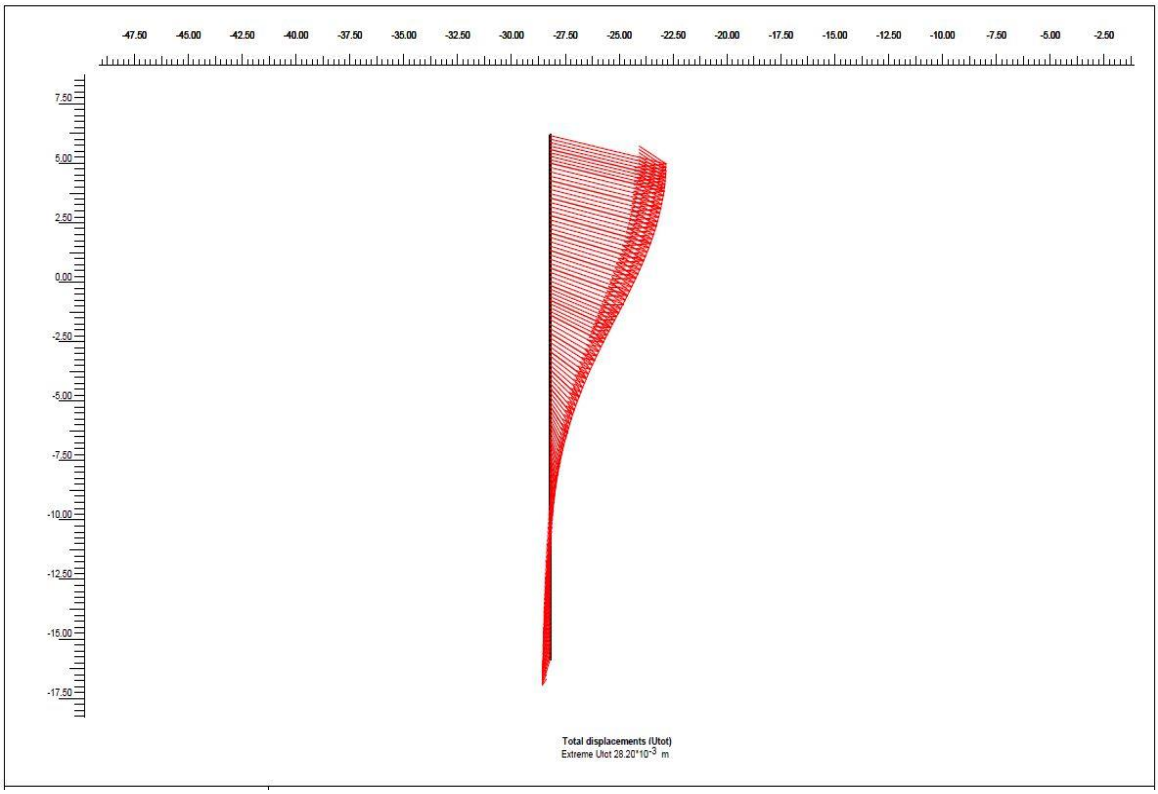
Şekil 2.7. 7 nolu sondaj kuyusuna ait inklinometre okuması

EK-2. (devam) İnklinometre okumaları

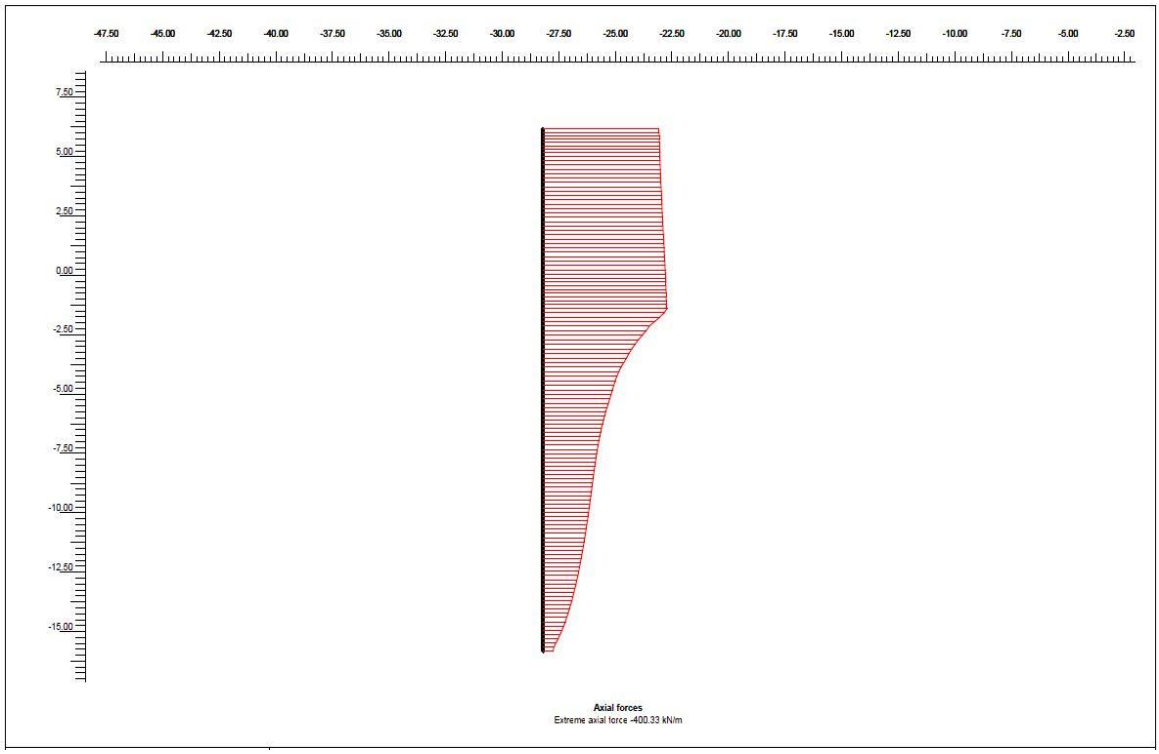


Şekil 2.8. 8 nolu sondaj kuyusuna ait inklinometre okuması

EK-3. Yapısal elemanlara ait plaxis analiz sonuçları

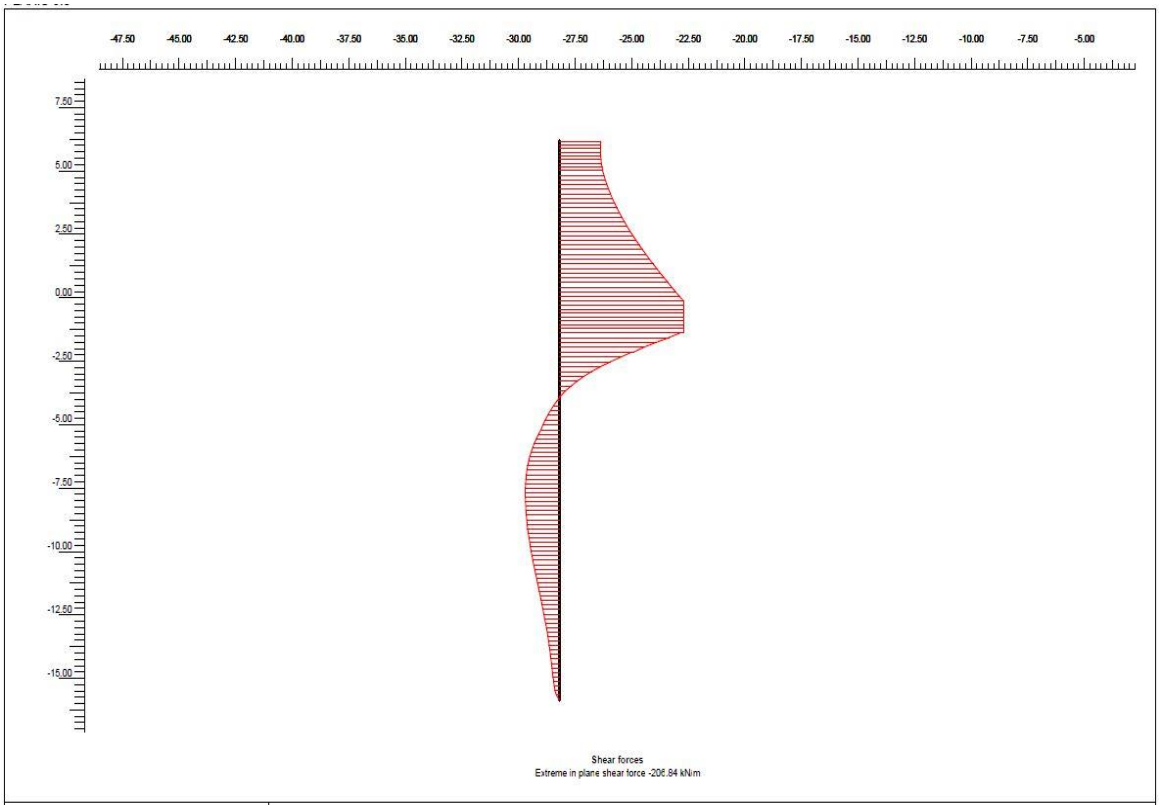


Şekil 3.1. Şev tarafı kazık sırası toplam yer değiştirme grafiği

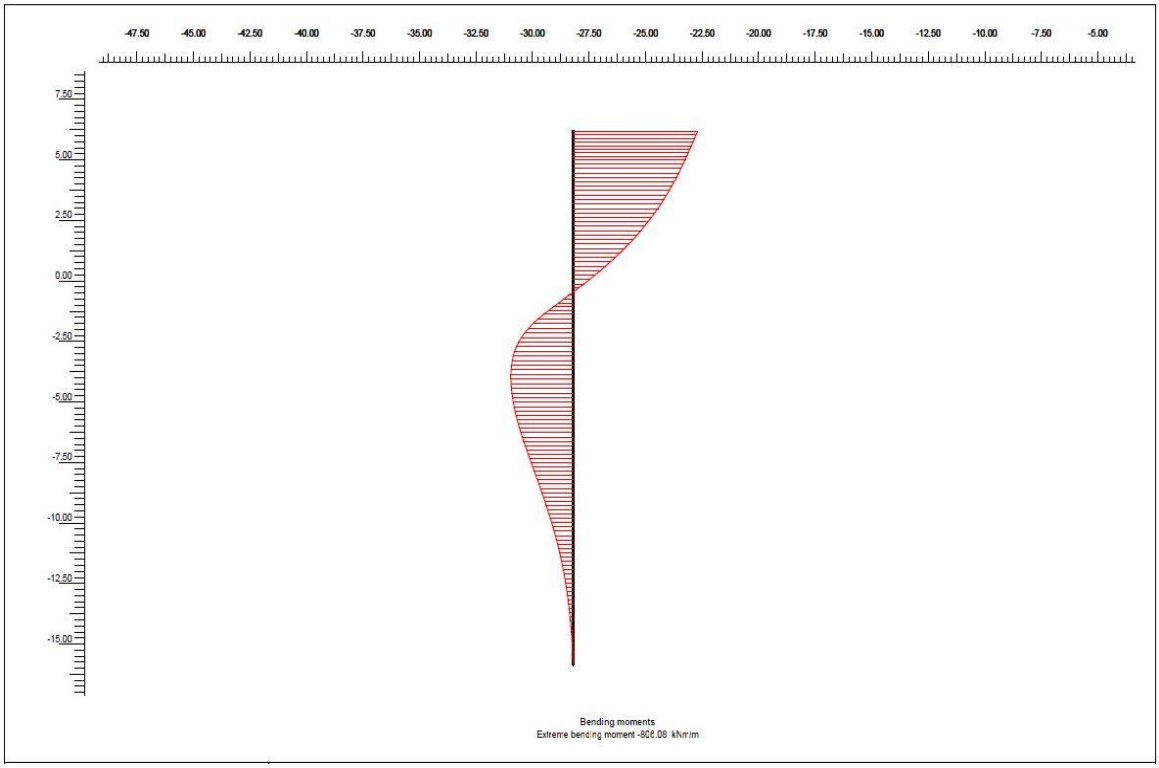


Şekil 3.2. Şev tarafı kazık sırası eksenel kuvvet grafiği

EK-3. (devam) Yapısal elemanlara ait plaxis analiz sonuçları

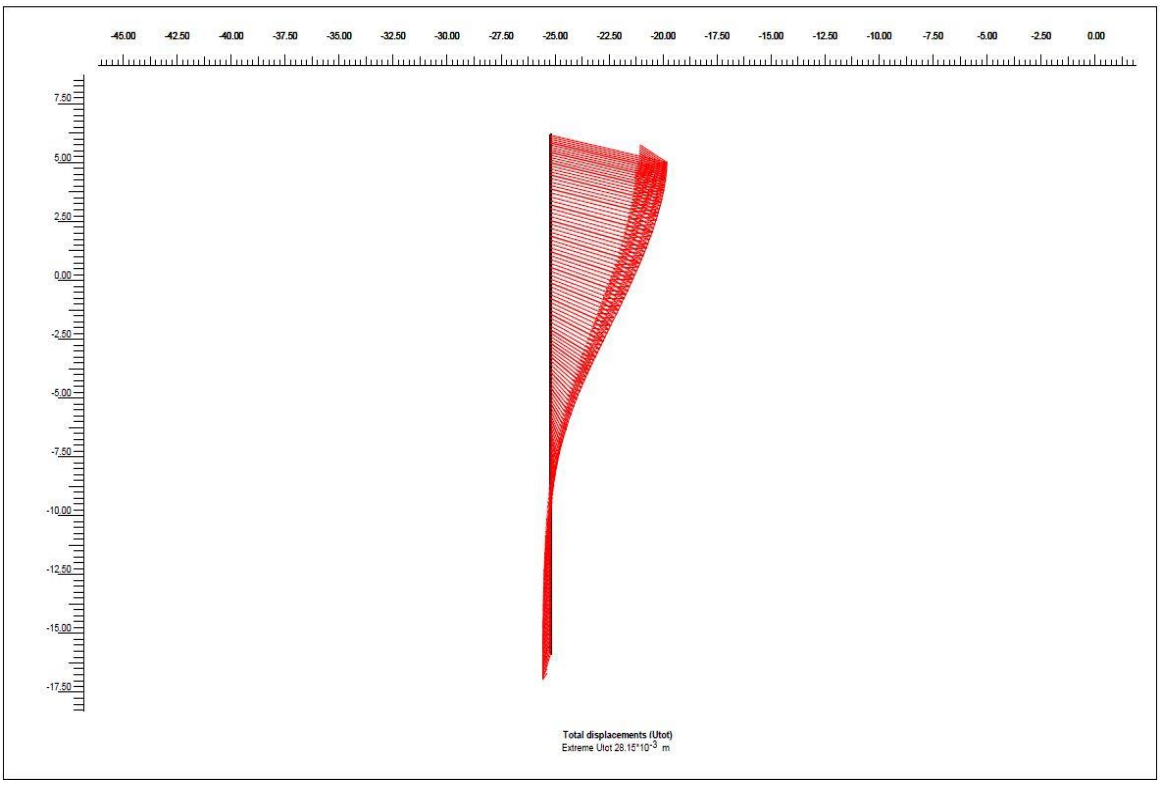


Şekil 3.3. Şev tarafı kazık sırası kesme kuvvet grafiği

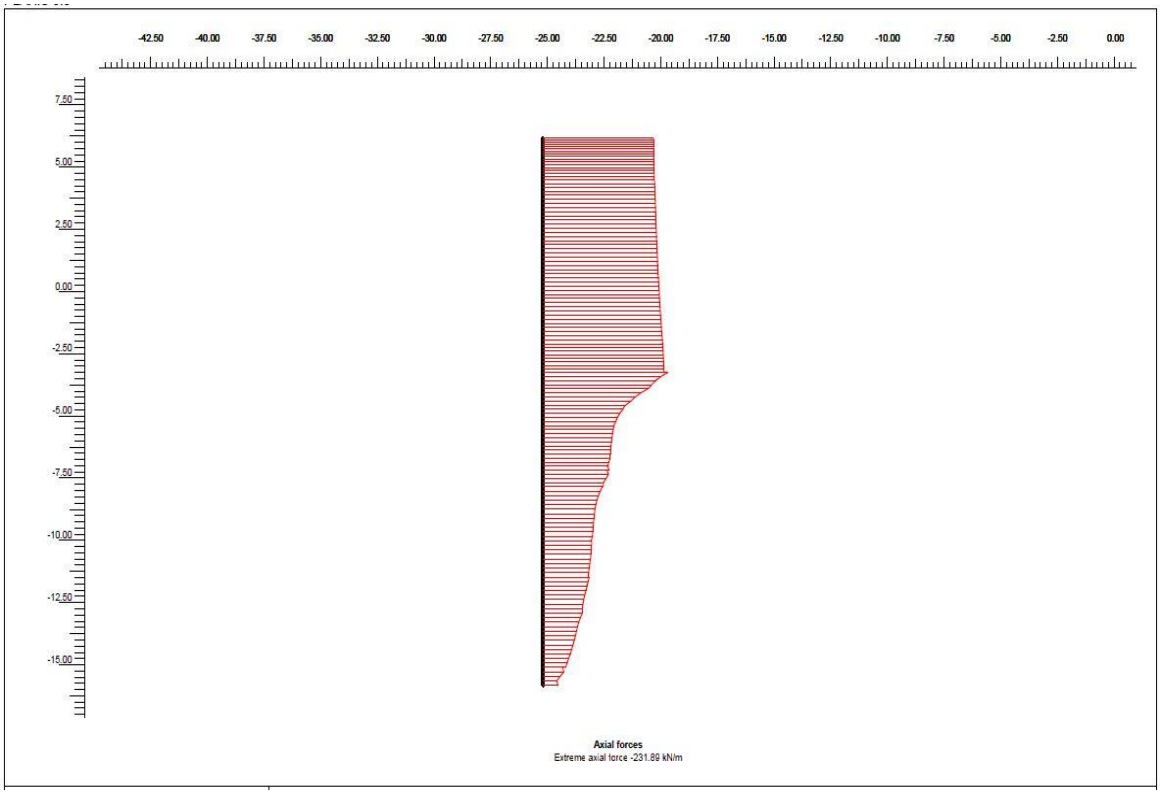


Şekil 3.4. Şev tarafı kazık sırası eğilme momenti grafiği

EK-3. (devam) Yapısal elemanlara ait plaxis analiz sonuçları

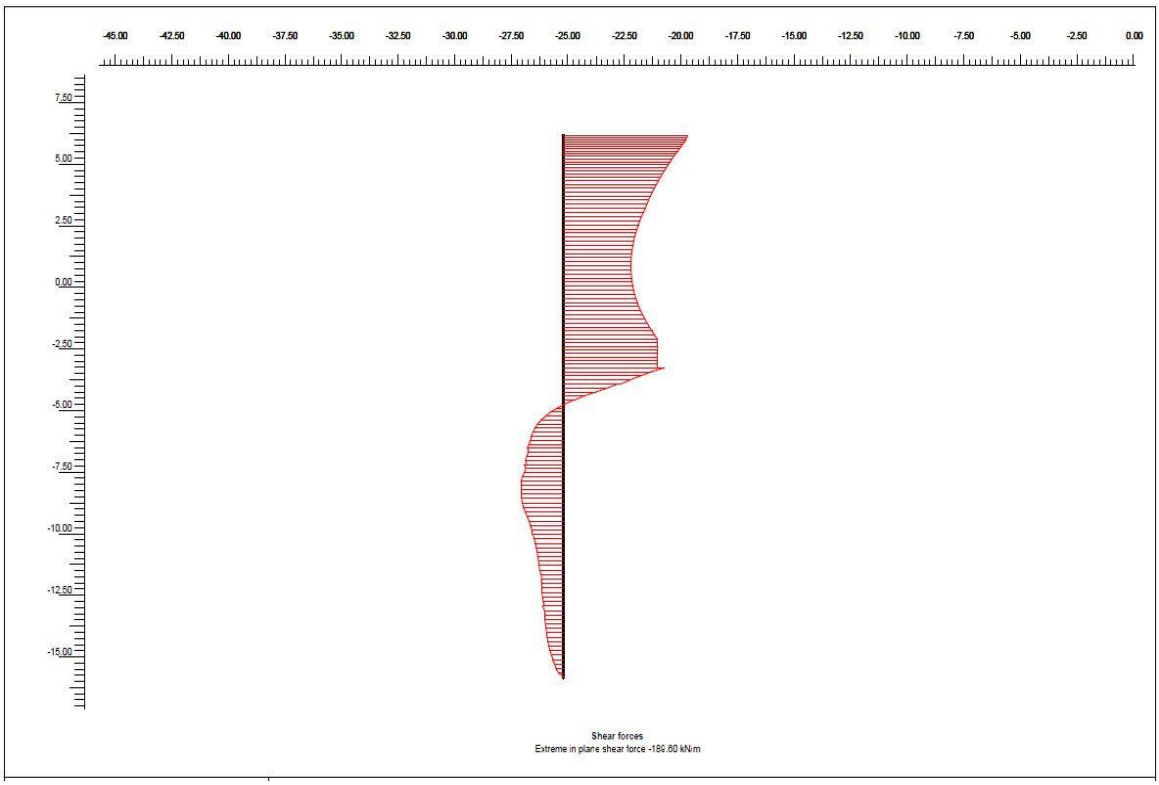


Şekil 3.5. Park tarafı kazık sırası toplam yer değiştirme grafiği

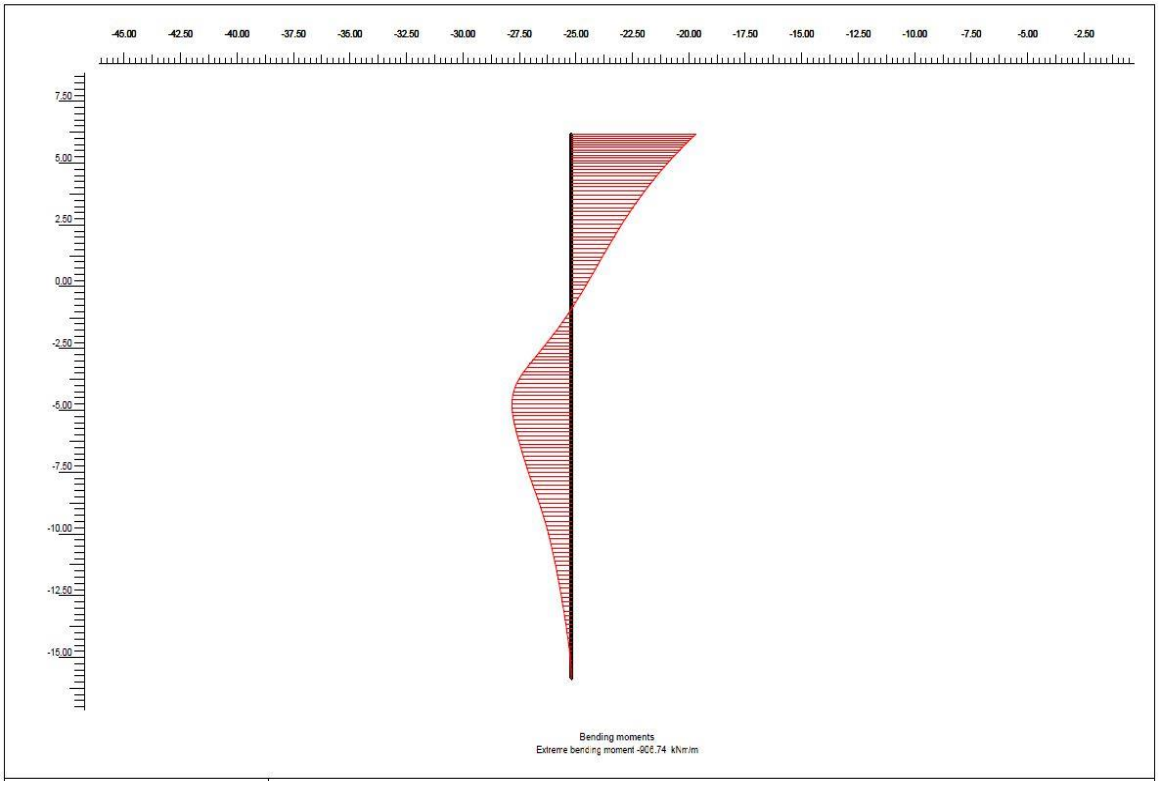


Şekil 3.6. Park tarafı kazık sırası eksenel kuvvet grafiği

EK-3. (devam) Yapısal elemanlara ait plaxis analiz sonuçları

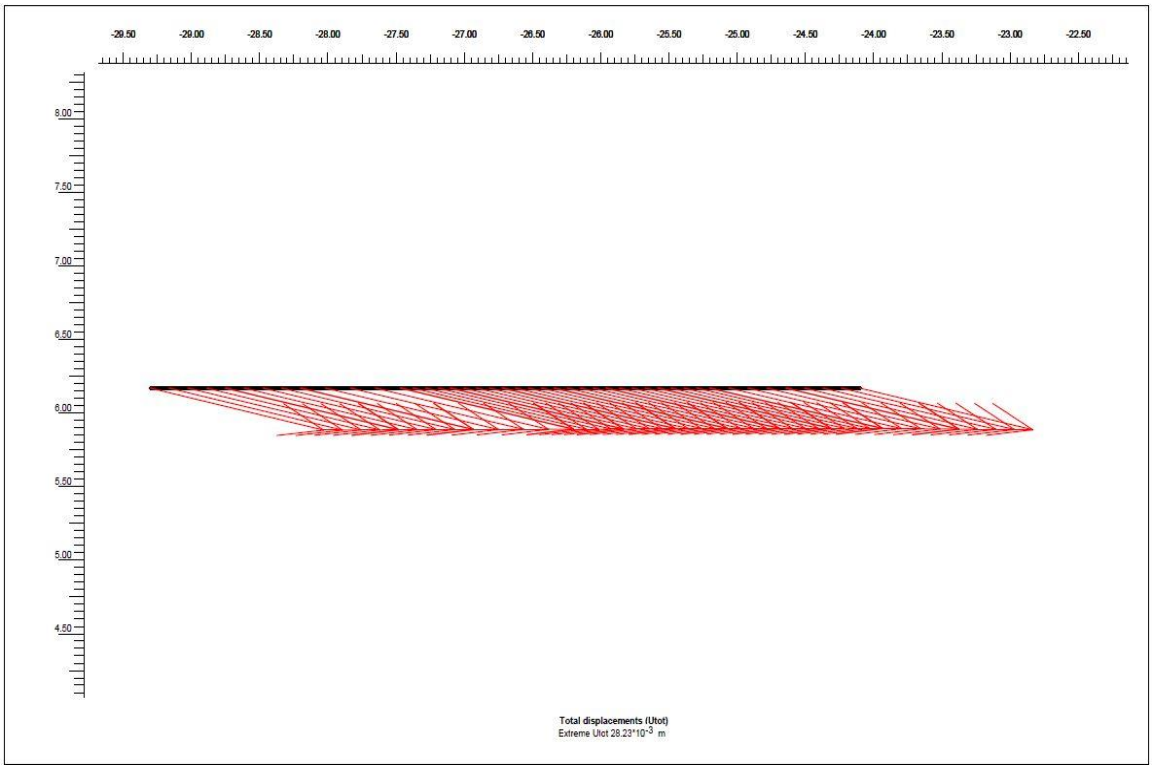


Şekil 3.7. Park tarafı kazık sırası kesme kuvvet grafiği

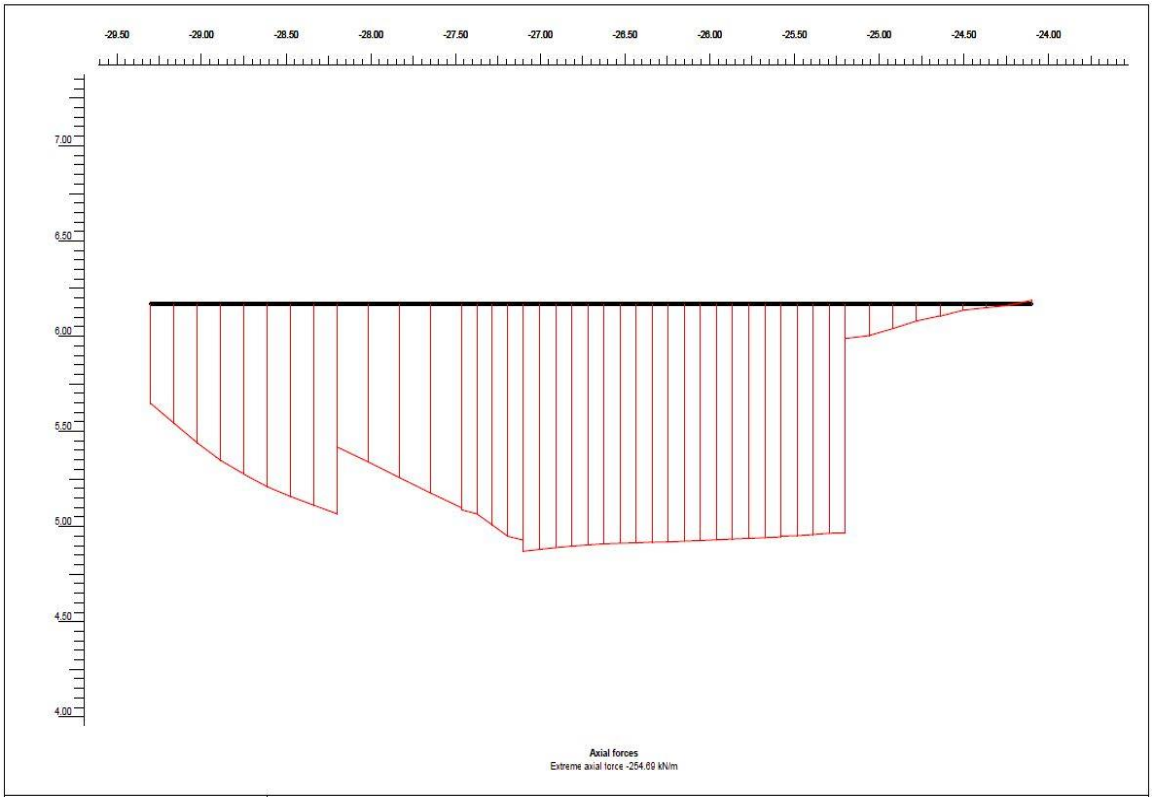


Şekil 3.8. Park tarafı kazık sırası eğilme momenti grafiği

EK-3. (devam) Yapısal elemanlara ait plaxis analiz sonuçları

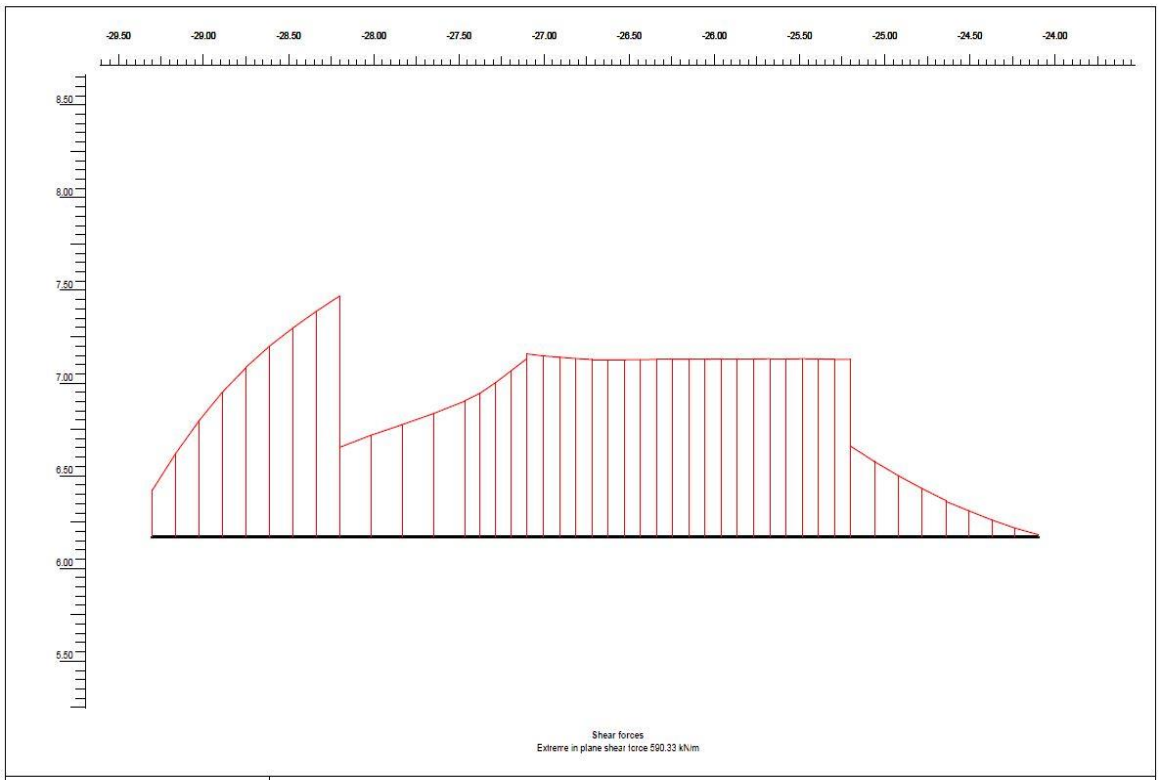


Şekil 3.9. Başlık kirişi toplam yer değiştirme grafiği

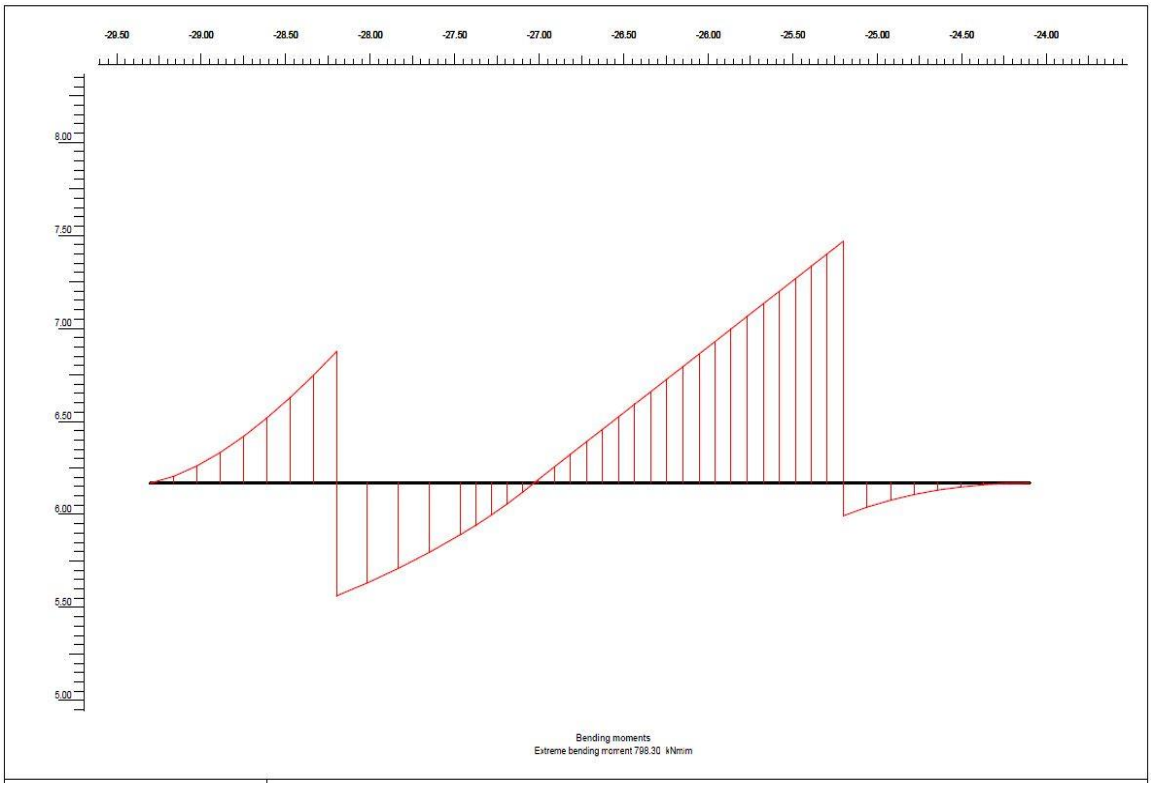


Şekil 3.10. Başlık kirişi eksenel kuvvet grafiği

EK-3. (devam) Yapısal elemanlara ait plaxis analiz sonuçları

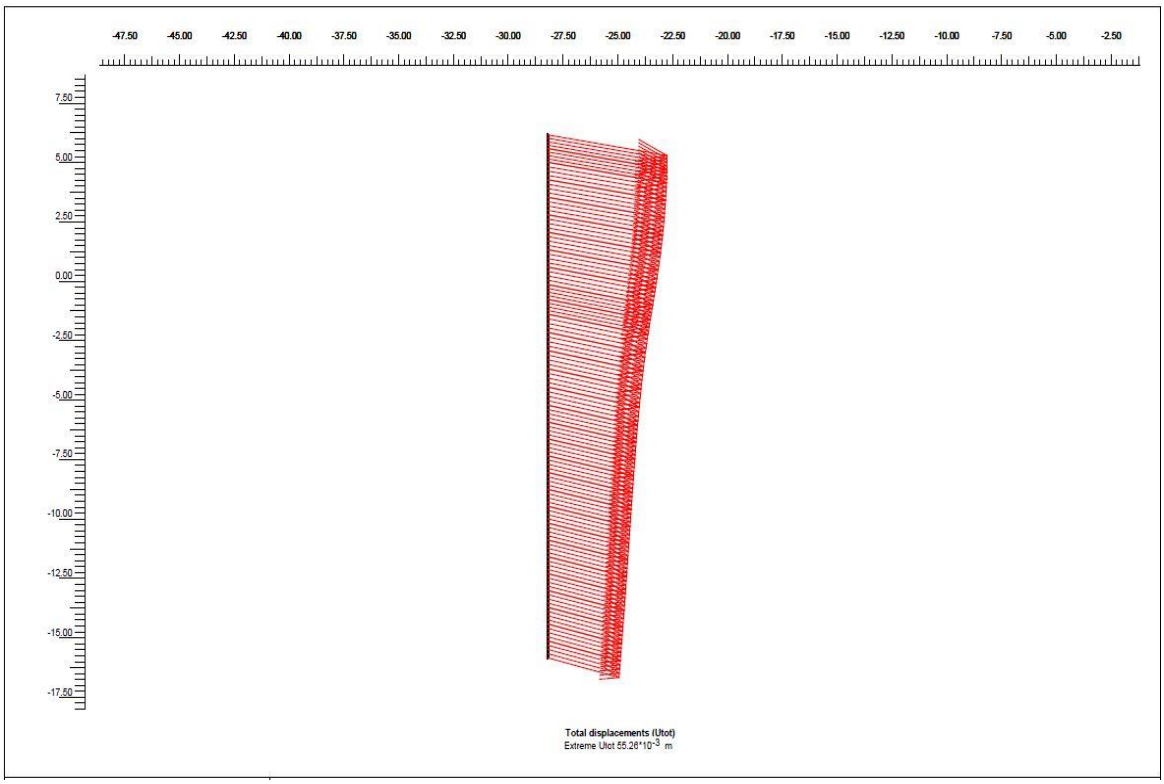


Şekil 3.11. Başlık kirişi kesme kuvvet grafiği

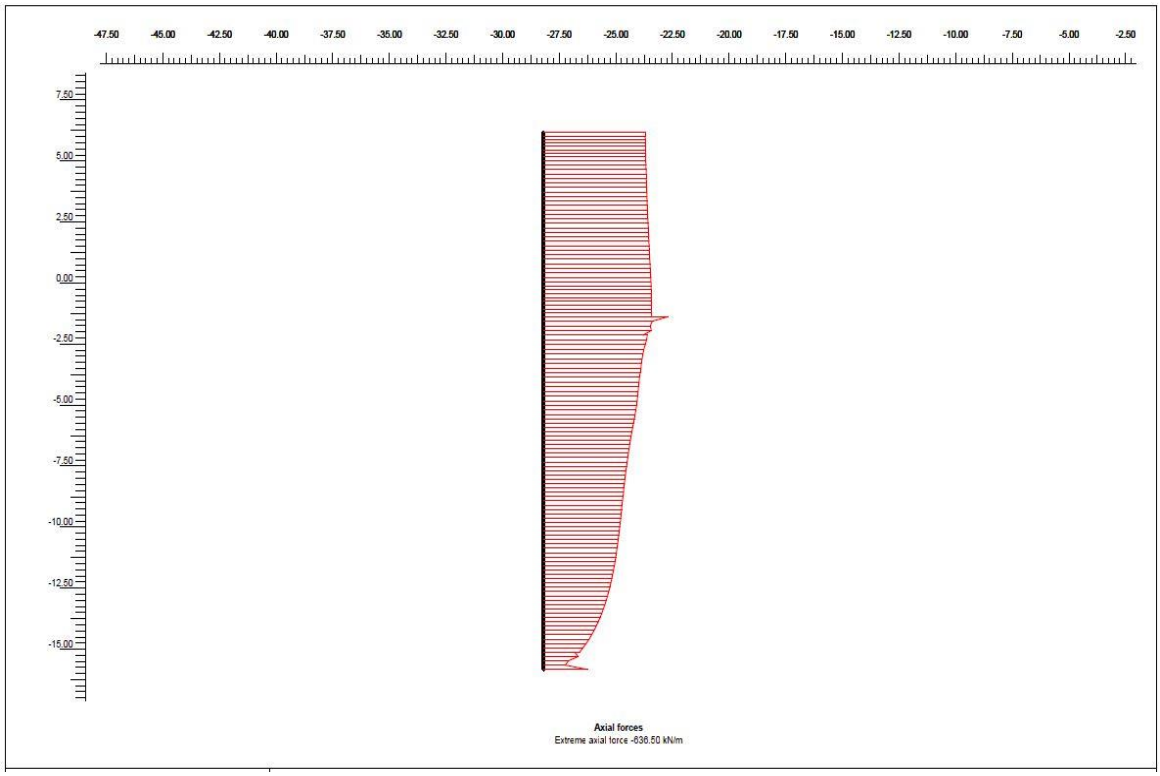


Şekil 3.12. Başlık kirişi eğilme momenti grafiği

EK-3. (devam) Yapısal elemanlara ait plaxis analiz sonuçları

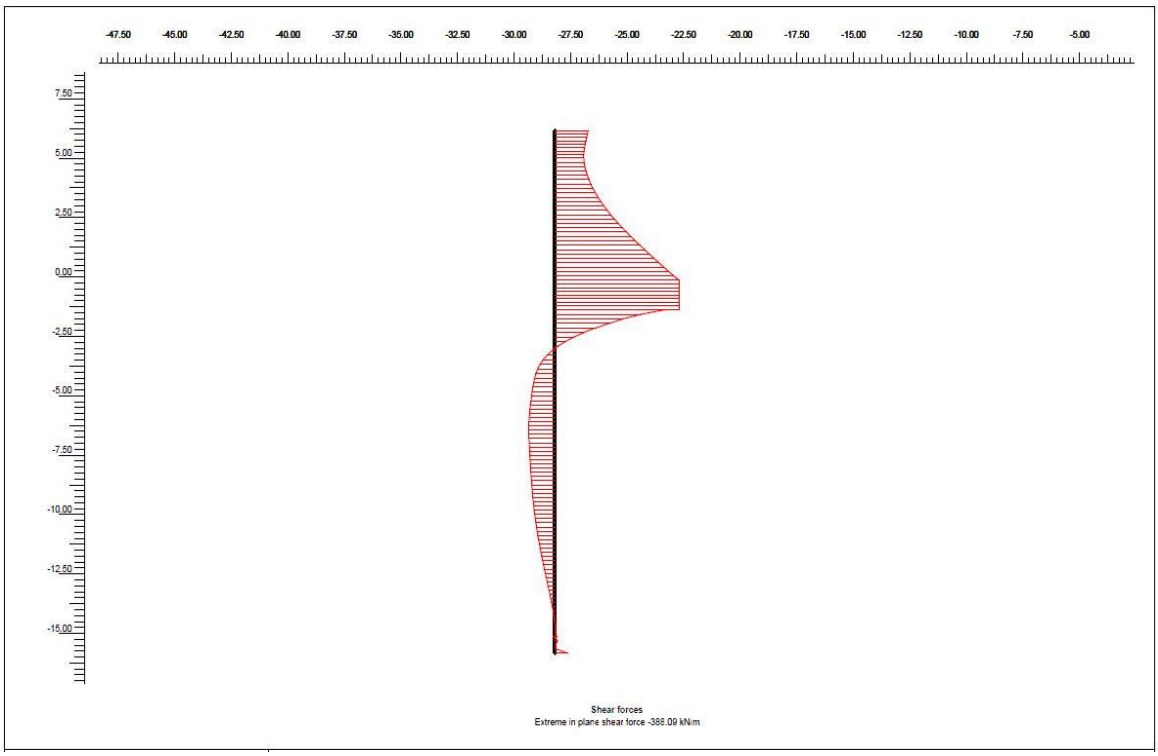


Şekil 3.13. Şev tarafı kazık sırası toplam yer değiştirme grafiği (Dinamik analiz)

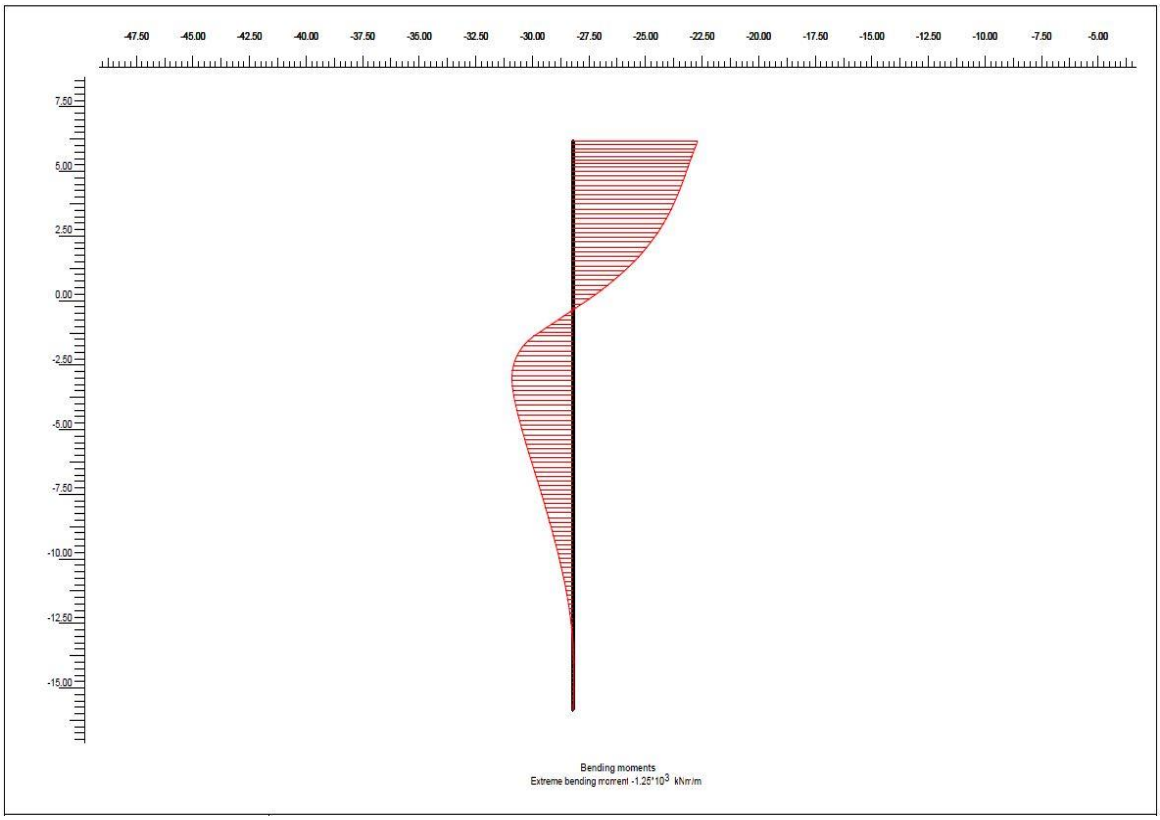


Şekil 3.14. Şev tarafı kazık sırası eksenel kuvvet grafiği (Dinamik analiz)

EK-3. (devam) Yapısal elemanlara ait plaxis analiz sonuçları

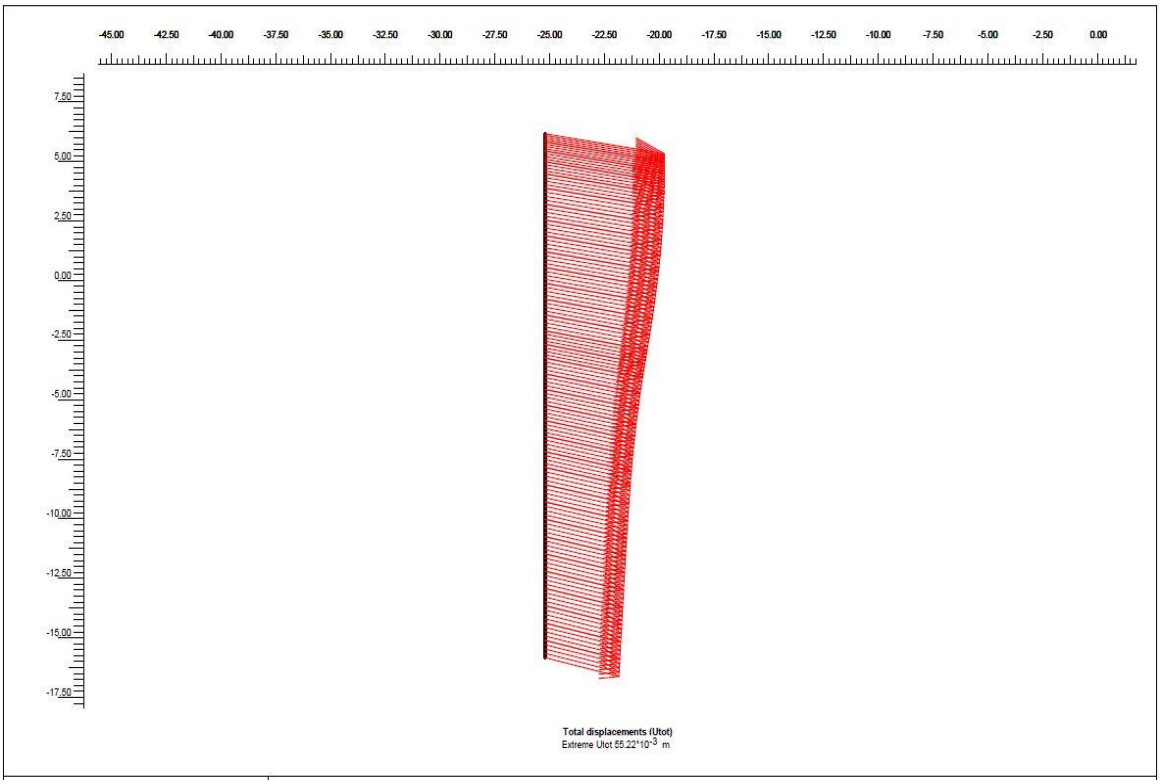


Şekil 3.15. Şev tarafı kazık sırası kesme kuvveti grafiği (Dinamik analiz)

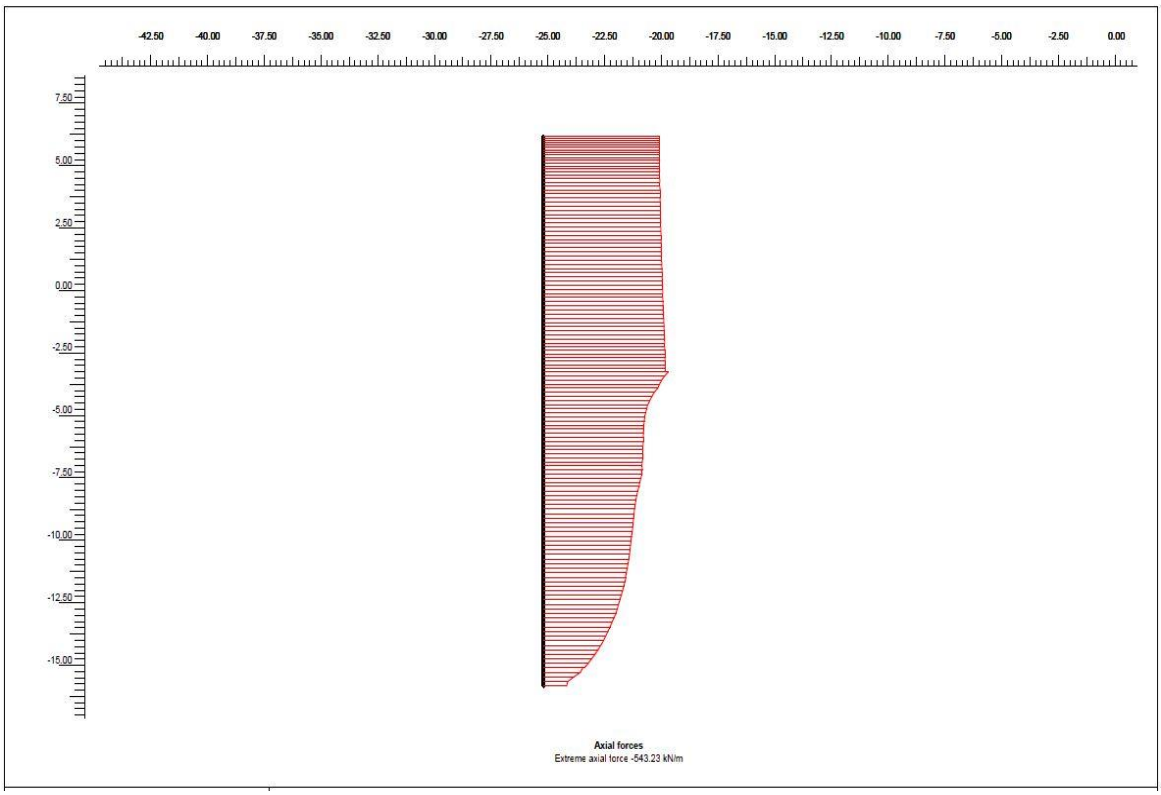


Şekil 3.16. Şev tarafı kazık sırası eğilme momenti grafiği (Dinamik analiz)

EK-3. (devam) Yapısal elemanlara ait plaxis analiz sonuçları

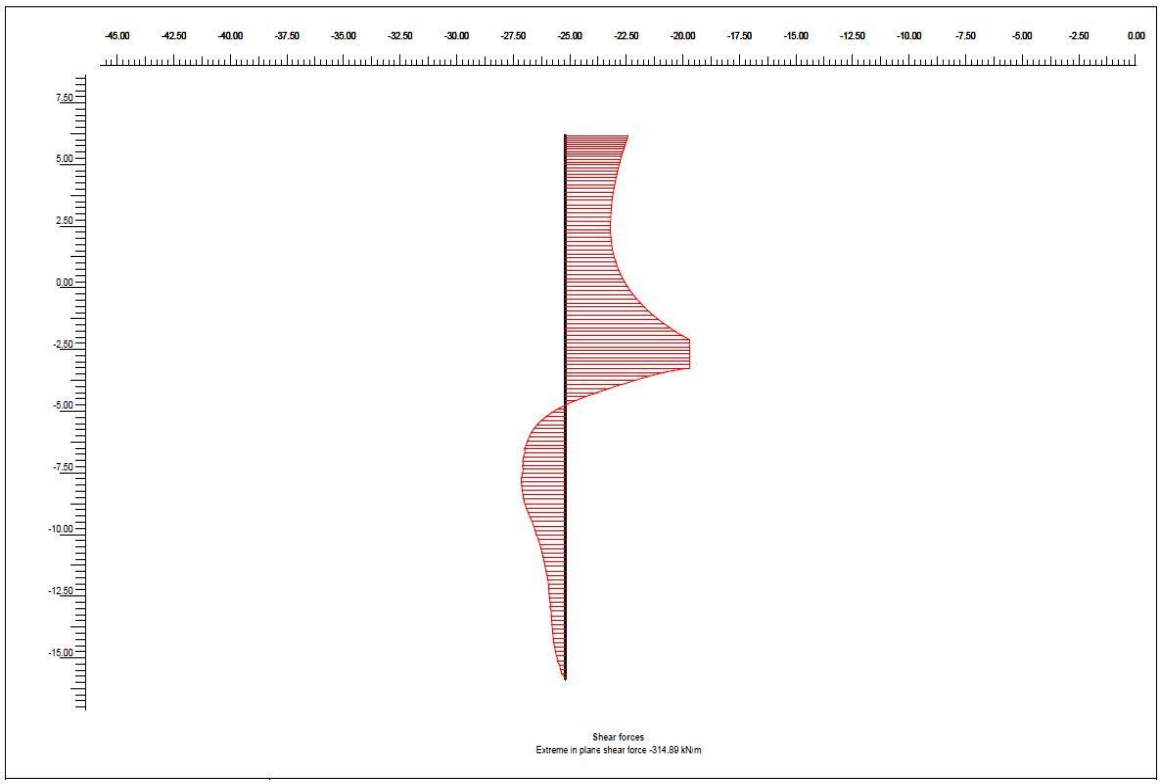


Şekil 3.17. Park tarafı kazık sırası toplam yer değiştirme grafiği (Dinamik analiz)

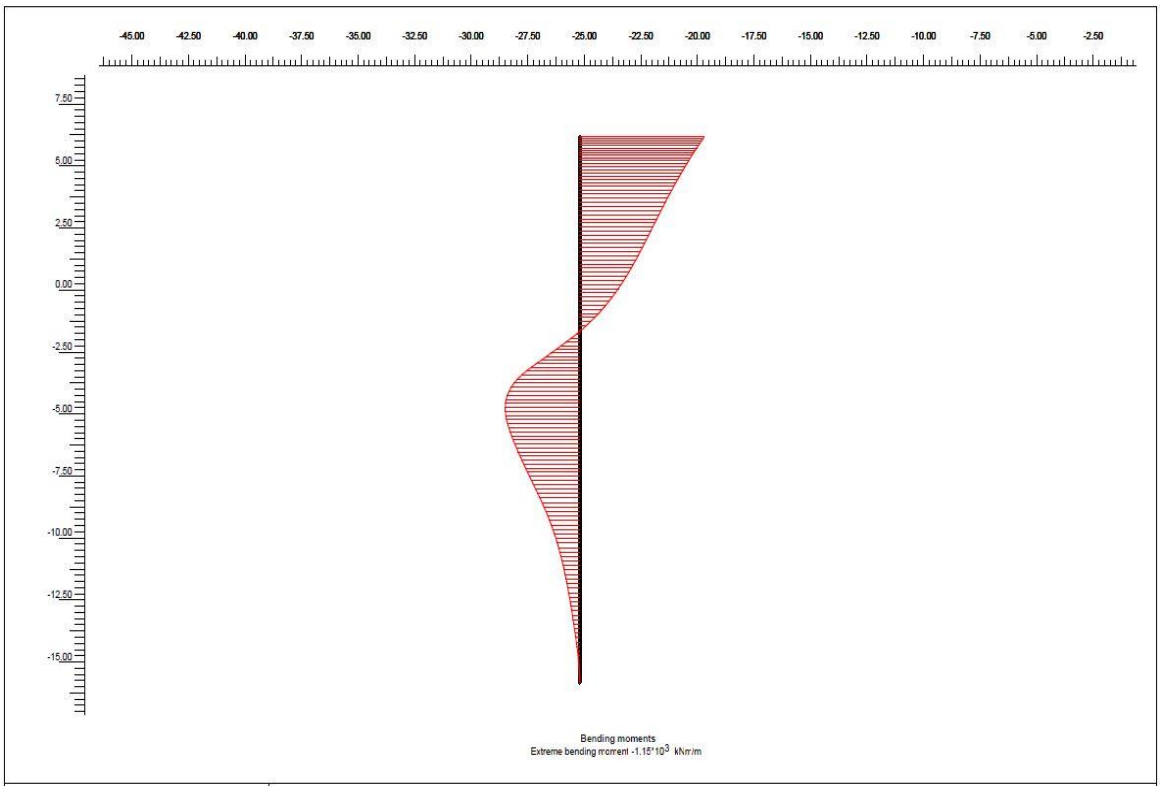


Şekil 3.18. Park tarafı kazık sırası eksenel kuvvet grafiği (Dinamik analiz)

EK-3. (devam) Yapısal elemanlara ait plaxis analiz sonuçları

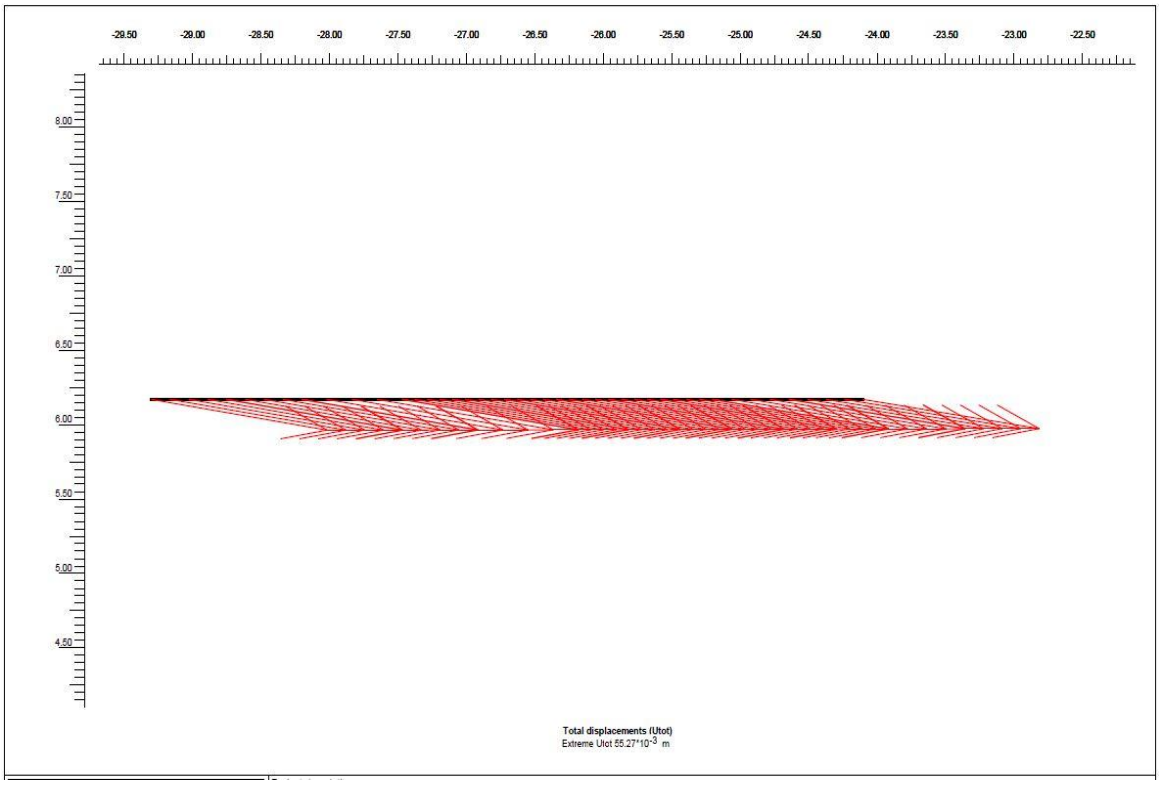


Şekil 3.19. Park tarafı kazık sırası kesme kuvveti grafiği (Dinamik analiz)

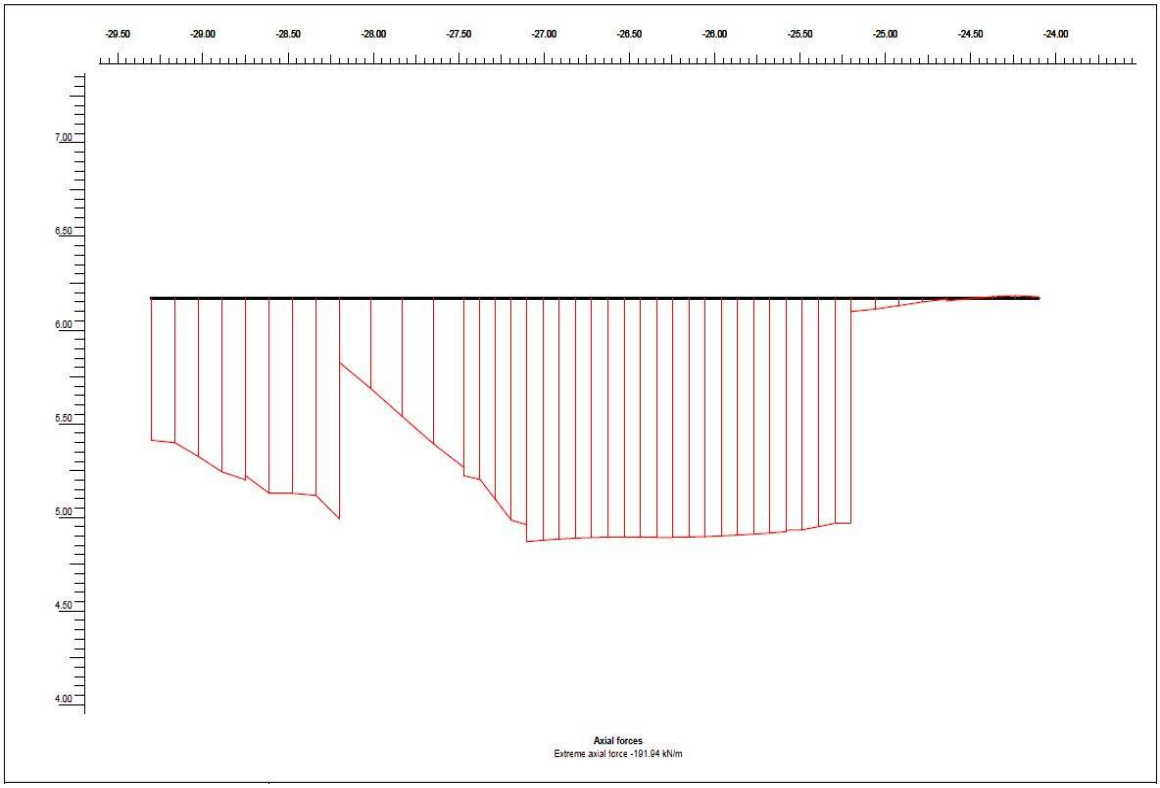


Şekil 3.20. Park tarafı kazık sırası eğilme momenti grafiği (Dinamik analiz)

EK-3. (devam) Yapısal elemanlara ait plaxis analiz sonuçları

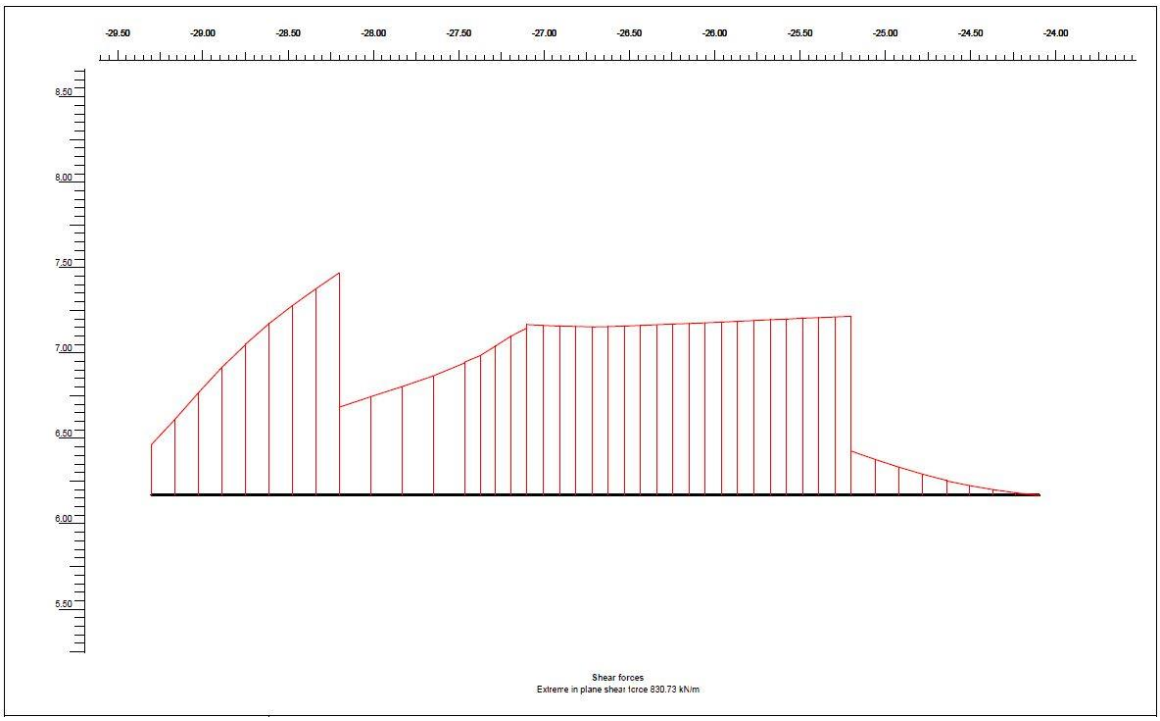


Şekil 3.21. Başlık kirişi toplam yer değiştirme grafiği (Dinamik analiz)

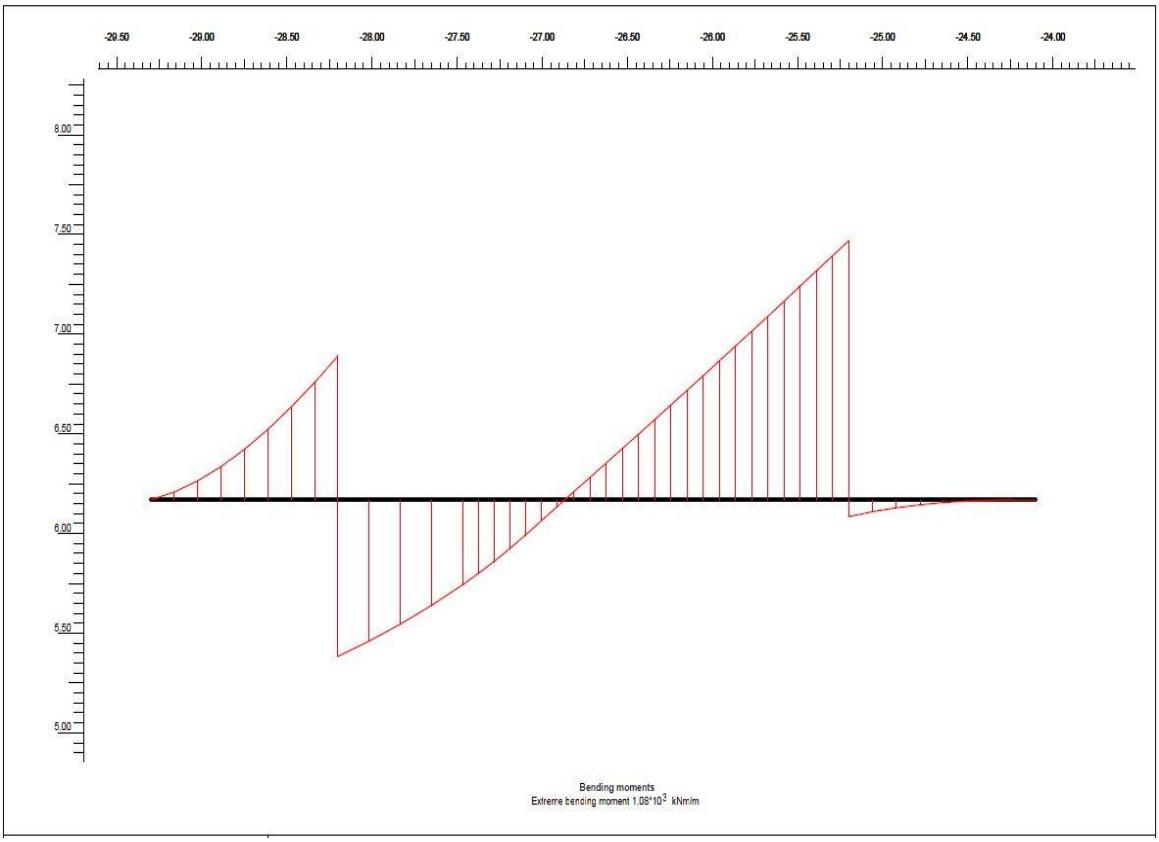


Şekil 3.22. Başlık kirişi eksenel kuvvet grafiği (Dinamik analiz)

EK-3. (devam) Yapısal elemanlara ait plaxis analiz sonuçları



Şekil 3.23. Başlık kirişi kesme kuvveti grafiği (Dinamik analiz)



Şekil 3.24. Başlık kirişi eğilme momenti grafiği (Dinamik analiz)



GAZİ GELECEKTİR...