



MÜHJEO'2024

ULUSAL MÜHENDİSLİK JEOLJİSİ VE JEOTEKNİK SEMPOZYUMU

NATIONAL SYMPOSIUM
ON ENGINEERING GEOLOGY AND GEOTECHNICS



BİLDİRİLER KİTABI / PROCEEDINGS

EDİTÖRLER / EDITORS

İsmail DİNÇER, Ahmet ORHAN,
Remzi KARAGÜZEL, Mutluhan AKIN,
Yılmaz MAHMUTOĞLU



6-8 HAZİRAN / JUNE 2024

VALİ ŞİNASI KUŞ KÜLTÜR VE KONGRE MERKEZİ / NEVŞEHİR, TÜRKİYE

MÜHJEO'2024 ULUSAL MÜHENDİSLİK JEOLJİSİ VE JEOTEKNİK SEMPOZYUMU
6-8 HAZİRAN 2024 NEVŞEHİR / TÜRKİYE

*ENGCEO'2024 NATIONAL SYMPOSIUM ON ENGINEERING GEOLOGY AND GEOTECHNICS
6-8 JUNE 2024 NEVŞEHİR / TURKİYE*

MÜHJEO'2024 ULUSAL MÜHENDİSLİK JEOLJİSİ VE JEOTEKNİK SEMPOZYUMU BİLDİRİLERİ

*PROCEEDINGS OF THE ENGCEO'2024 NATIONAL
SYMPOSIUM ON ENGINEERING GEOLOGY AND
GEOTECHNICS*

Editörler / *Editors*

İsmail DİNÇER, Ahmet ORHAN, Remzi KARAGÜZEL, Mutluhan AKIN, Yılmaz MAHMUTOĞLU

Düzenleme / *Organized by*

Nevşehir Hacı Bektaş Veli Üniversitesi, Mühendislik Mimarlık Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü
Nevşehir Hacı Bektaş Veli University, Faculty of Engineering-Architecture, Dept. of Geological Engineering

Mühendislik Jeolojisi Derneği
Turkish Society for Engineering Geology

ISBN: 978-625-98532-3-9

Bizim Büro Matbaa Dağıtım Basım Yayıncılık San. ve Tic.Ltd.Şti.
Tel: (0312) 229 99 28

Bu bildiriler kitabının yayım hakkı, Mühendislik Jeolojisi Derneği'ne aittir. Bu kitapta yer alan bildirilerin aynen yayımlanması yazar(lar)ından izin alınması koşuluyla mümkündür. Alıntı için kaynak gösterilmesi yeterlidir. Bildiriler, Bilimsel Kurul tarafından seçilmiş olup, yazarları tarafından basıma hazır hale getirilmiştir. Bildirilerin içeriklerinin tüm sorumluluğu yazar(lar)ına aittir.

Kapak tasarımı Ayşe KUMSAR tarafından yapılmıştır.
Bildiriler kitabı TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası'nın katkılarıyla basılmıştır.

DESTEKLEYEN KURULUŞLAR



ALTIN SPONSOR



GÜMÜŞ SPONSOR



BRONZ SPONSOR



DİĞER SPONSORLAR



Önsöz

Mühendislik Jeolojisi Derneği (MühJeoDer) tarafından iki yılda bir düzenlenmesi geleneksel hale gelen Mühendislik Jeolojisi ve Jeoteknik Sempozyumlarının beşincisi “MUHJEO’2024” Nevşehir Hacı Bektaş Veli Üniversitesi ile Mühendislik Jeolojisi Derneği’nin ortak katkılarıyla 6-8 Haziran 2024 tarihinde Nevşehir Hacı Bektaş Veli Üniversitesi Vali Şinasi Kuş Kültür Kongre Merkezi’nde gerçekleştirilmiştir.

Ulusal düzeyde düzenlenen ve yürütülen MUHJEO’2024 Sempozyumunda, yer özellikleri ve koşullarının belirlenmesi, dayanım ve davranışlarının araştırılması ve açıklanması, yer kabuğu ile her türden etkileşimin planlanması, projelendirilmesi ve yürütülmesi için temel oluşturan mühendislik jeolojisi ve jeoteknik çalışmaların bilimsel bir ortamda paylaşılması amaçlanmıştır. Sempozyumda, ulusal ve uluslararası düzeyde uygulamaya yönelik sürdürülen araştırmalardan elde edilen teknik ve bilimsel veri ile bulguların sunulması tartışmaya açılması ve bu alanda çalışan akademisyenlerin, araştırmacıların, mühendislerin, uygulayıcı kurum-kuruluş mensuplarının ve öğrencilerin aynı platformda buluşturulması hedeflenmiştir.

MUHJEO’2024 Sempozyum Programında, 1 Çağrılı Konuşma, 52 Sözlü Sunum ve 1 Panel yer almıştır. Sempozyumun Oturumları; Yeraltı Açıklıklarında Mühendislik Jeolojisi ve Jeoteknik, Kaya ve Zeminlerin Mühendislik Özellikleri, Tarihi Yapıların Korunmasında Mühendislik Jeolojisi, Şev Duraylılığı ve Heyelanlar, Mühendislik Uygulamalarında Hidrojeoloji, Jeoteknik Ölçüm ve İzleme Teknikleri, Mekansal Planlama, Mühendislik Jeolojisinde Tehlike ve Risk, Doğal Yapı Malzemeleri ve Agregalar ve Doğal Afetler konu başlıkları altında düzenlenmiştir.

Bildiriler Kitabı’nın sunulan içerikte hazırlanmasına, bildirimleri ile katkıda bulunan yazarlara, bilim kurulu üyelerine, Sempozyumun başarı ile gerçekleşmesini sağlayan destekleyici kurum ve kuruluşlar ile tüm katılımcılara içten teşekkür eder, bilimsel bir şölen havasındaki bu toplantının katılımcılar için verimli, faydalı ve zevkli geçmesini dileriz.

Düzenleme Kurulu

Foreword

The 5th National Symposium on Engineering Geology and Geotechnics “ENGGE0’2024” which has been planned to be organized by Turkish Society for Engineering Geology “MuhJeoDer” in every two years, was held on June 6-8, 2024 at Vali Şinasi Kuş Cultural Congress Center of Nevşehir Hacı Bektaş Veli University with the joint contributions of Nevşehir Hacı Bektaş Veli University and the Turkish Society for Engineering Geology.

The ENGGE0’2024 Symposium, organized and conducted at the national level, aimed at identifying ground features and conditions, investigating and explaining their strength and behavior, and sharing engineering geology and geotechnical studies in a scientific environment, which form the basis for planning, projecting and executing all kinds of interactions with the earth’s crust. In the symposium, it was aimed to present, discuss, share the findings with technical and scientific data obtained from the researches carried out for implementation at national and international level and to bring together academicians, researchers, engineers, members of the implementing institutions and students working in this field on the same platform.

ENGGE0’2024 Symposium Program included 1 Invited Speech and 52 Oral Presentations and 1 Panel. Sessions of the Symposium were organized on main topics such as Engineering Geology and Geotechnics in Underground Spaces, Engineering Properties of Soils and Rocks, Engineering Geology in Conservation of Historical Buildings, Slope Stability and Landslides, Hydrogeology in Engineering Applications, Geotechnical Measurement and Monitoring Techniques, Spatial Planning, Hazards and Risks in Engineering Geology, Natural Building Materials and Aggregates and Natural Hazards.

We would like to express our sincere gratitude to the authors, members of scientific committee, supporting institutions and organizations and all participants for their contribution to the preparation of the Proceedings Book. We wish that this meeting in a scientific festive atmosphere will be productive, useful and enjoyable for the participants.

Organizing Committee

Onursal Başkan / Honorary Chairman

Prof. Dr. Semih AKTEKİN
Nevşehir Hacı Bektaş Veli Üniversitesi Rektörü
Rector, Nevşehir Hacı Bektaş Veli University

Sempozyum Başkanları / Symposium Chairmen

Prof. Dr. Mutluhan AKIN
Nevşehir Hacı Bektaş Veli Üniversitesi Rektörü Yardımcısı
Vice Rector / Nevşehir Hacı Bektaş Veli University

Prof. Dr. Remzi KARAGÜZEL
Mühendislik Jeolojisi Der. Yön. Kur. Bşk.
Chairman, Turkish Society for Engineering Geology

Prof. Dr. İsmail DİNÇER
Düzenleme Kurulu Başkanı / *Head of Organizing Committee*

Dr. Ahmet ORHAN
Sempozyum Sekreteri / *Symposium Secretary*

Nevşehir Hacı Bektaş Veli Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü
Nevşehir Hacı Bektaş Veli University, Faculty of Engineering and Architecture, Department of Geological Engineering

Düzenleme Kurulu / Organizing Committee

Prof. Dr. Mustafa KORKANÇ (Niğde Ömer Halisdemir Üniversitesi)
Prof. Dr. Feyza DİNÇER (Nevşehir Hacı Bektaş Veli Üniversitesi)
Doç. Dr. Yılmaz MAHMUTOĞLU (İstanbul Teknik Üniversitesi)
Doç. Dr. Müge K. AKIN (Abdullah Gül Üniversitesi)
Doç. Dr. Ayşe ORHAN (Nevşehir Hacı Bektaş Veli Üniversitesi)
Dr. Öğr. Üyesi Musa Avni AKÇE (Nevşehir Hacı Bektaş Veli Üniversitesi)
Dr. Öğr. Üyesi Ogün Ozan VAROL (Van Yüzüncü Yıl Üniversitesi)
Dr. Öğr. Üyesi Uğur Erdem DOKUZ (Niğde Ömer Halisdemir Üniversitesi)
Dr. Ayhan KOÇBAY (DSİ Jeoteknik Hizmetler Daire Başkanı)
Arş. Gör. Mehmet Yasin CANBOLAT (Nevşehir Hacı Bektaş Veli Üniversitesi)
Mustafa Kemal AKMAN (Mühendislik Jeolojisi Derneği)
Mustafa SOLMAZ (Nevşehir Çevre Şehircilik ve İklim Değişikliği İl Müdürlüğü)
Ömer KAMAN (Nevşehir AFAD)
Hatice Temur YILDIZ (Nevşehir Restorasyon ve Konservasyon Bölge Laboratuvar Müdürlüğü)
Nail USLU (Altınoran Teknik Atölye)
Alper TEMEL (Röper Danışmanlık)

Bilimsel Kurul / Scientific Committee

Adil BİNAL	<i>Hacettepe Üniversitesi</i>
Ahmet ÖZBEK	<i>Kahramanmaraş Sütçü İmam Üniversitesi</i>
Ali Bahadır YAVUZ	<i>Dokuz Eylül Üniversitesi</i>
Ali BOZDAĞ	<i>Konya Teknik Üniversitesi</i>
Ali KAYABAŞI	<i>Eskişehir Osmangazi Üniversitesi</i>
Ali ÖZVAN	<i>Van Yüzüncü Yıl Üniversitesi</i>
Alper BABA	<i>İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü</i>
Atiye TUĞRUL	<i>İstanbul Üniversitesi</i>
Ayberk KAYA	<i>Recep Tayyip Erdoğan Üniversitesi</i>
Aykut AKGÜN	<i>Karadeniz Teknik Üniversitesi</i>
Aziz ERTUNÇ	<i>Toros Üniversitesi</i>
Can ANDAY	<i>Eskişehir Teknik Üniversitesi</i>
Candan GÖKÇEOĞLU	<i>Hacettepe Üniversitesi</i>
Cem KINCAL	<i>Dokuz Eylül Üniversitesi</i>
Emre Aytuğ ÖZSOY	<i>Eskişehir Teknik Üniversitesi</i>
Erdoğan YÜZER	<i>İstanbul Teknik Üniversitesi</i>
Ergün TUNCAY	<i>Hacettepe Üniversitesi</i>
Erkan BOZKURTOĞLU	<i>İstanbul Teknik Üniversitesi</i>
Hakan ELÇİ	<i>Dokuz Eylül Üniversitesi</i>
Hakan ERSOY	<i>Karadeniz Teknik Üniversitesi</i>
Halil KUMSAR	<i>Pamukkale Üniversitesi</i>
Haluk AKGÜN	<i>Orta Doğu Teknik Üniversitesi</i>
Hasan ÇETİN	<i>Çukurova Üniversitesi</i>
Hasan KARAKUL	<i>İzmir Kâtip Çelebi Üniversitesi</i>
Hidayet TAĞA	<i>Mersin Üniversitesi</i>
İbrahim ÇOBANOĞLU	<i>Pamukkale Üniversitesi</i>
İnan KESKİN	<i>Karabük Üniversitesi</i>
İsmail İNCE	<i>Konya Teknik Üniversitesi</i>
Kâmil KAYABALI	<i>Ankara Üniversitesi</i>
Koray ULAMIŞ	<i>Ankara Üniversitesi</i>
M. Celal TUNUSLUOĞLU	<i>Çanakkale Onsekiz Mart Üniversitesi</i>
Mahmut MUTLUTÜRK	<i>Süleyman Demirel Üniversitesi</i>
Mehmet YALÇIN KOCA	<i>Dokuz Eylül Üniversitesi</i>
N. Sinan İŞİK	<i>Gazi Üniversitesi</i>
Osman GÜNAYDIN	<i>Adıyaman Üniversitesi</i>
Ömer AYDAN	<i>University of Ryukyus, Japonya</i>
Ömer ÜNDÜL	<i>İstanbul Üniversitesi</i>
Özgür AKTÜRK	<i>Akdeniz Üniversitesi</i>
Özkan ÇORUK	<i>Kocaeli Üniversitesi</i>
Recep KILIÇ	<i>Ankara Üniversitesi</i>
Remzi KARAGÜZEL	<i>İstanbul Teknik Üniversitesi</i>
Reşat ULUSAY	<i>Hacettepe Üniversitesi</i>
S. Okay EROSKAY	<i>İstanbul Kültür Üniversitesi</i>
Sedat TÜRKMEN	<i>Çukurova Üniversitesi</i>
Sefer Beran ÇELİK	<i>Pamukkale Üniversitesi</i>
Selçuk ALEMDAĞ	<i>Gümüşhane Üniversitesi</i>
Selman ER	<i>İnönü Üniversitesi</i>
Süleyman DALGIÇ	<i>İstanbul Üniversitesi</i>
Şener CERYAN	<i>Balıkesir Üniversitesi</i>
Tamer TOPAL	<i>Orta Doğu Teknik Üniversitesi</i>
Tolga ÇAN	<i>Çukurova Üniversitesi</i>
Tümay KADAKÇI KOCA	<i>Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi</i>
Yasemin LEVENTELİ	<i>Akdeniz Üniversitesi</i>
Zülfü GÜROCAK	<i>Fırat Üniversitesi</i>

İçindekiler / Contents

Çağrılı Konuşma / <i>Invited Speech</i>	1
Elektrik İşleri Etüt İdaresinde (EİE) Baraj Araştırmaları <i>Dam Research at the Electrical Power Resources Survey and Development Administration (EİE)</i> Prof. Dr. Aziz ERTUNÇ	3
Yeraltı Açıklıklarında Mühendislik Jeolojisi ve Jeoteknik / <i>Engineering Geology and Geotechnics in Underground Spaces</i>	7
Yeni Zigana Tüneli Havalandırma Sistemi Tasarımı <i>Design Of Ventilation System for The New Zigana Tunnel</i> Erkil Onur TARI, Volkan ÜZELER, Raşit Emre ÇAKIR, Recep TEMİZ, Aydın DURUKAN, Şenol ALTIOK	9
Sıkışan Kayada TBM ile Kazı Sorunları: Ankara-İstanbul Hızlı Tren Projesi T26 Tüneli Örneği <i>Excavation Problems with TBM in Squeezing Rock: A Case Study From Ankara-Istanbul High Speed Train T26 Tunnel Project</i> Evren POŞLUK, Ebu Bekir AYGAR, Servet KARAHAN, Candan GÖKÇEOĞLU, Süleyman DALĞIÇ.....	17
Haliç Köprüsü'nün Güçlendirilmesi (İstanbul) <i>Retrofitting Golden Horn (Haliç) Bridge in İstanbul</i> Gözde ÇELİK, Ahmet Fatih KOÇ, K. Arman DOMANIÇ, Nurgül PARLAK ŞEKER, Aydın DURUKAN, Şenol ALTIOK	27
Başyukarı Delme Makine (BDM) Uygulamalarında Dikkat Edilmesi Gereken Temel Hususlar <i>Basic Considerations in Raise Boring Machine (RBM) Applications</i> Aydın SHATERPOUR-MAMAGHANI.....	37
Geogrid Donatılı Dolgu ve Geofoam Dolgu Birlikte Kullanılması, Bursa Avrupa Konseyi GA7 Otoyol Genişletme Projesi Örneği <i>Combined Use Of Geogrid Reinforced Embankment and Geofoam Embankment, Case Of Bursa Avrupa Konseyi GA7 Motorway Widening Project</i> Pınar CAYMAZ.....	47
Experiments on bonding characteristics of piles in Ryukyu Limestone under static and creep loads Takashi ITO, Jimmy OSHIRO, Ömer AYDAN, Naohiko TOKASHIKI.....	57

Yüzeye Yakın Kireçtaşları İçinde Açılan Metro Tünel Kazılarında Karşılaşılan Beklenmedik Karstik Boşlukların İyileştirilmesi <i>Improvement Of Unexpected Karstic Cavities Encountered In Metro Tunnel Excavations Opened In Near Surface Limestones</i> Yalçın EYİĞÜN	63
Kaya ve Zeminlerin Mühendislik Özellikleri / <i>Engineering Properties of Soils and Rocks</i>	71
Prediction models among various indices and physico-mechanical properties of the Cappadocian tuffs of Türkiye Ömer AYDAN, Reşat ULUSAY	73
Barton-Bandis Kriterinin Düşük Dayanımlı Kayalardaki Süreksizlikler İçin Performansının Değerlendirilmesi <i>Evaluation of the Barton-Bandis Criterion Performance for Discontinuities in Low Strength Rocks</i> Kemal Cem SOLAK, Ergün TUNCAY	85
Isıl Salınım Nedeniyle Doğal Yapı Taşlarında Oluşan Yıpranmanın Araştırılması <i>Investigation of the Deterioration of Natural Building Stones due to Thermal Fluctuation</i> N. Nisa KUŞ, Dilek KARAPINAR, Yılmaz MAHMUTOĞLU	95
A comparative investigation on the effect of microgrid fiber type new geosynthetics on the CBR values of a sand type soil Eren KÖMÜRLÜ.....	103
Kayaçların Mekanik Özelliklerine Bağlı Olarak Geliştirilen Gevreklik (Kırılgenlik) Tanımlamaları ile Elastisite Modülü Arasındaki İlişkilerin İstatistiksel Olarak Değerlendirilmesi <i>Statistical Evaluation of the Relationships Between Brittleness Definitions Developed Based on the Mechanical Properties of Rocks and Elasticity Modulus</i> Raşit ALTINDAĞ, Nazmi ŞENGÜN, İbrahim UĞUR, Fella ARNAD	111
Kaya Malzemesinin Brazilian Çekme Dayanımını Kullanarak Doğrudan Çekme Dayanımının Tahmin Edilmesi <i>Predicting Direct Tensile Strength of Rock Material using Brazilian Tensile Strength</i> Zülfü GÜROCAK, Mustafa KANIK, Fatih Mehmet DEMİRBAĞ	123
Tarihi Yapıların Korunmasında Mühendislik Jeolojisi / <i>Engineering Geology in Conservation of Historical Buildings</i>	133
Tyana vaftiz havuzundaki ayrışma etkileri <i>Weathering effects in the Tyana baptismal poo</i> Mustafa KORKANÇ, İsmail İNCE, M. Ergün HATIR.....	135

Yapı taşlarında yangın sonucu oluşan bozunmaların Niğde kültür mirası örneğinde incelenmesi <i>Investigation of Fire Deterioration in Building Stones in the Niğde Cultural Heritage Example</i> Mustafa KORKANÇ, M. Ergün HATIR, İsmail İNCE, Mehmet Şahin ATAŞ	143
Şev Duraylılığı ve Heyelanlar / <i>Slope Stability and Landslides</i>	149
Riyad Otoyolu (Suudi Arabistan) Şevlerinin Tasarımı ve Güvenlik Koşulları <i>Design and Safety of Slopes of Riyadh Highway (Saudi Arabia)</i> Çiçek ÜSTÜN, Erkan BOZKURTOĞLU, Ömer ÜNDÜL	151
Silifke-Mut (Mersin) Karayolunda Meydana Gelen Kargıcak Heyelanının İnsansız Hava Aracı ve Jeoteknik Çalışmalarla Değerlendirilmesi <i>Assesment of Kargıcak Landslide on Silifke-Mut (Mersin) Highway Using Unmanned Aerial Vehicle and Geotechnical Studies</i> Muhammet NURDUHAN, Hidayet TAĞA	161
The applicability of Dynamic Limiting Equilibrium Method (DLEM) and Discrete Finite Element Method (DFEM) for assessing the rock slope stability Naohiko TOKASHIKI, Ömer AYDAN, Takashi ITO.....	169
Ankara İli, Gölbaşı İlçesi, Virancık Mahallesiinde Meydana Gelen Şev Kaymasının İncelenmesi <i>Investigation of the Slope Failure at Ankara City, Gölbaşı Village Virancık District</i> Recep KILIÇ, Sami Oğuzhan AKBAŞ, Koray ULAMIŞ	179
Afşin Elbistan Linyit Havzasında Açık Ocaklardaki Şev Duraylılığını Kontrol Eden Etmenler <i>Key Factors Controlling Slope Stability in Afşin Elbistan Lignite Basin</i> Yılmaz MAHMUTOĞLU, Remzi KARAGÜZEL, Erkan BOZKURTOĞLU, Gökhan ŞANS, Meral ERDOĞAN TOPÇUOĞLU, Mehmet KORKUT.....	189
Mühendislik Uygulamalarında Hidrojeoloji / <i>Hydrogeology in Engineering Applications</i>	201
Marmara Havzası Güneyi Yeraltısularının Hidrojeokimyasal Değerlendirilmesi <i>Developments Hydrogeochemical Evaluation of Groundwater in the Southern Marmara Basin</i> Çiğdem YÜCEL, Gülay YAVUZ, İsmail SEVİM	203
Basıncılı Su Testinin Nümerik Çözümlerinin Hidrojeolojik Karakterizasyonda Kullanılabilirlik Açısından Değerlendirilmesi <i>Numerical Analysis of Water Pressure Tests to Evaluate Their Usability in Hydrogeological Characterization</i> Mehmet EKMEKÇİ, Şükran AÇIKEL	211
Ülkemizde 1952'den Günümüze Yeraltısuyunun Yönetimindeki Gelişmeler <i>Developments in Groundwater Management in Our Country Since 1952</i> İsmail SEVİM.....	221

Yerüstü Su Depolama Tesisleri ve İletim Tünellerinde Geçirimsizlik Perdesi Oluşturma Yöntemleri <i>Methods of Creating an Impermeable Curtain in Surface Water Storage Facilities and Transmission Tunnels</i>	
İsmail SEVİM, Necmi YARBAŞI.....	229
Su Sondaj Kuyuları İçin Coğrafi Bilgi Sisteminin Geliştirilmesi: Denizli Ovası Uygulaması <i>Development of Geographical Information System for Groundwater Borehole Data – A Case Study in Denizli Plain</i>	
Halil KUMSAR, Nail Özkan SAMUR	239
Çoklu Karar Verme Kriterlerinden, AHP Yaklaşımı ile Sıvılaşma Haritalarının Değerlendirilmesi <i>Evaluation of the Liquefaction Maps on the Basis of AHP, Multi-Criteria Decision Analyses</i>	
Müge K. AKIN, Tamer TOPAL.....	249
DSİ Genel Müdürlüğü Tarafından Hazırlanan ve Değerlendirilen Sismik Tehlike Analizlerinin Mekansal Dağılımı ve Jeostatistiksel Analizi <i>Spatial Distribution and Geostatistical Analysis of Seismic Hazard Analyses Evaluated by the General Directorate of State Hydraulic Works</i>	
Mustafa GENÇ, Görkem BAŞER.....	259
Kozaklı Jeotermal Alanında Meydana Gelen Obrukların Jeotermal Suların Sürdürülebilir Kullanımına ve Çevreye Etkileri, Nevşehir, Türkiye <i>The effects of Obruks Occurring in the Kozaklı Geothermal Field on the Sustainable Use of Geothermal Waters and the Environment, Nevşehir, Türkiye</i>	
Mustafa AFŞİN, Halil BÖLÜK, Murat KAVURMACI, Mutluhan AKIN.....	267
Seyhan Nehrinin Su Kimyasının ve Su Kalitesinin İncelemesi <i>Investigation of Water Chemistry and Water Quality of Seyhan River</i>	
Veli KESKİN, Sedat TÜRKMEN	277
Grafiksel ve Nümerik Yöntemlerle Baraj Altı Yeraltısu Akımının Hesaplanması: Kuramsal Temel ve Uygulamalarda Dikkat Edilmesi Gereken Konular <i>Computation of Seepage Under Dam Using Graphical and Numerical Methods: Theoretical Basis and Issues To Be Considered in Applications</i>	
Şükran AÇIKEL, Mehmet EKMEKÇİ	285
Jeoteknik Ölçüm ve İzleme Teknikleri / <i>Geotechnical Measurement and Monitoring Techniques</i>	295
Limn Dolgularında Zon Yükleme Deneyi ile Sıkışma Kontrolü <i>Compaction Control with Zone Load Test in Port Reclamation Filling</i>	
Mehmet İNCE, Ahmet KARAKAŞ, Özkan CORUK.....	297

Investigation of In-Situ Shear Strength Parameters in Gölecik Dam Foundation, Bursa, Türkiye <i>Gölecik Barajı Yerinde Kesme Dayanımı Parametrelerinin İncelenmesi, Bursa, Türkiye</i> Mehmet SAGNAK, Nihat Sinan IŞIK, Faik CÜCEOĞLU, Seçkin AYDIN, Ayhan KOÇBAY ..305	
Yerinde Deney Uygulamaları: Kaya Kütle Deformasyon ve Elastisite Modülü Eldesi için Probex Kaya Presiyometre Deneyi <i>In-Situ Test Applications: Probex Rock Pressure Meter Test for Obtaining Rock Mass Deformation and Elasticity Modulus</i> Recep ÇETİN, Cemal YILDIZ.....315	
Mekansal Planlama / <i>Spatial Planning</i>325	
Aşkale-Pasinler-Horasan Havzası Yapısal Unsurlarının Jeofizik Yöntemlerle Değerlendirilmesi <i>Evaluation of Structural Elements in the Aşkale-Pasinler-Horasan Basin Using Geophysical Methods</i> Yakup ABDİK, Neslihan OCAKOĞLU, Bülent KAYPAK, Erman ÖZSAYIN327	
Investigation of the Change of Soil Bearing Capacity in Urbanized Regions: A Case Study: Bayraklı Region (İzmir) Bahadır ÖZTÜRK, Volkan İŞBUĞA, Alper BABA335	
Atatürk Üniversitesi Yerleşkesi Zemin Özelliklerinin Mikrotremor Yöntemi ile İncelenmesi <i>Investigation of Soil Features of Atatürk University Campus by Microtremor Method</i> Beytullah SARAÇ, Çağlar ÖZER.....345	
Acıpayam Ovası Yerleşim Yeri Zeminlerinin Jeolojik ve Jeoteknik Açından İncelenmesi <i>Geological and Geotechnical Investigation of Acıpayam Plain Settlement Soils</i> Halil KUMSAR, Tuğba SARAYKÖYLÜ353	
Mühendislik Jeolojisinde Tehlike ve Risk / <i>Hazards and Risks in Engineering Geology</i>363	
Şahinefendi (Nevşehir) Yerleşim Yerinde Meydana Gelen Kaya Düşmelerinin 3-Boyutlu Olasılıksal Analizler ve Görgül Yöntemlerle İncelenmesi <i>Investigation of Rockfalls in the Şahinefendi (Nevşehir) Settlement Area by 3-D Probabilistic Analyses and Empirical Methods</i> Ogün Ozan VAROL, Mutluhan AKIN, Ahmet ORHAN, İsmail DİNÇER.....365	
Analitik Hiyerarşi Süreci (AHS) Yöntemi ile Adıyaman Merkez İlçesi Yerleşime Uygunluk Analizi <i>Settlement Suitability Analysis with Analytical Hierarchy Method Adıyaman Central District</i> Senem TEKİN, Fatih TEKİR375	

Vakfikebir (Trabzon) İlçesinin Olasılıksal Yöntem Tabanlı Heyelan Duyarlılık Değerlendirmesi <i>Probabilistic Method Based Landslide Susceptibility Assessment of Vakfikebir (Trabzon) District</i>	
Metehan Yaşar KALAFAT, Aykut AKGÜN, Kübra TEZEL	383
Heyelan Risk Değerlendirme Süreçlerinde Tehlike Haritalarının Önemi: Şahnadere Havzası (Mersin) <i>Significance of Hazards Maps in Landslide Risk Evaluation Processes: Şahnadere Watershed (Mersin)</i>	
Tolga ÇAN, Engin ÇİL, Qaiser MEHMOOD	389
Doğal Yapı Malzemeleri ve Agregalar / <i>Natural Building Materials and Aggregates</i>	397
Donma-Çözünme Çevrimlerinin Doğaltaşların Eğilme Dayanımı Üzerine Etkisinin Araştırılması <i>Investigation of the Effect of Freeze Thaw Cycles on Flexural Strength of Natural Stones</i>	
Sefer Beran ÇELİK, Kazim GİRESON, İbrahim ÇOBANOĞLU	399
Hafif Agregata Üretimi ve Atmosferik Etkiler Altında Duraylılık Testleri <i>Lightweight Aggregate Production and Stability Tests Under Atmospheric Effects</i>	
Kenan ZORLU, Adil BİNAL	407
Kütahya Karacaören Bazaltlarının Balast Olarak Kullanılabilirliği <i>Usability of Karacaören Basalts as Ballast</i>	
Ahmet KARAKAŞ, Özkan CORUK, Yalçın EYİĞÜN	417
Granitik Kayaçların Mineralojik Özelliklerinin Fiziksel ve Mekanik Özelliklerine Etkisi: Biga Yarımadası'ndan Örnek Bir Çalışma, KB Türkiye <i>The Effect of Mineralogical Properties of Granitic Rocks on Their Physical and Mechanical Properties: An Example Study from the Biga Peninsula, NW Turkey</i>	
Güven EROĞLU, Ayten ÇALIK.....	425
Travertenlerde Tek Eksenli Sıkışma Dayanımı Düşüşünün Artan Donma-Çözülme Çevrimleri ile İzlenmesi ve Yapı Taşı Olarak Kullanımına Etkisinin Değerlendirilmesi <i>Monitoring the Decrease in Uniaxial Compressive Strength of Travertines with Increasing Freeze-Thaw Cycles and Evaluation of Its Effect on their Use as Building Stone</i>	
Kazim GİRESON, Sefer Beran ÇELİK, İbrahim ÇOBANOĞLU	435
Asidik ve Bazik Tüflerin Pozolan Olarak Kullanılabilirliği: Deneysel Bir Çalışma <i>Usability of Acidic and Basic Tuffs as Pozzolan: An Experimental Study</i>	
Yasemin ASLAN TOPÇUOĞLU, Zülfü GÜROCAK.....	445

Doğal Afetler / <i>Natural Hazards</i>	451
High-Energy Rockfalls After 6 February 2023 Kahramanmaraş Earthquakes Müge K. AKIN, Mutluhan AKIN, İsmail DİNÇER, Ogün Ozan VAROL, Metehan BAŞER.....	453
Deprem Hasarlarının Kestirilmesinde Derin Yeraltı Modelinin Etkisi <i>The Effect of the Deep Underground Model on Estimation of Earthquake Damage</i> Osman UYANIK, Mahmut MUTLUTÜRK.....	461
Evaluation of surface subsidence due to tunneling using different SAR data and InSAR analysis methods Naoki IWATA, Kazuki KANOSE, Yoshiharu TANAKA, Takuya KURODA, Ömer AYDAN and Takashi ITO	469
3 boyutlu ve 2 Boyutlu Kaya Düşmesi Analizlerinin Karşılaştırılması; Mersin Karahıdırlı Örneği <i>3D and 2D Comparison of Rockfall Analyses; Mersin Karahıdırlı Case</i> Pınar CAYMAZ, Koray ULAMIŞ.....	479
6 Şubat 2023 Kahramanmaraş Depreminde Adana’da Yıkılan Binalar ve Adana Kenti Zemin Özelliklerinin Değerlendirilmesi <i>Buildings Collapsed in Adana on the February 6, 2023 Kahramanmaraş Earthquake and Evaluation of the Ground Properties of Adana City</i> Sedat TÜRKMEN.....	487

Çağrılı Konuşma / *Invited Speech*

Elektrik İşleri Etüt İdaresinde (EİE) Baraj Araştırmaları

Dam Research at the Electrical Power Resources Survey and Development Administration (EİE)

Prof. Dr. Aziz ERTUNÇ

*Toros Üniversitesi
(aziz.ertunc@toros.edu.tr)*

ÖZ: Elektrik İşleri Etüt İdaresi Genel Müdürlüğü (EİE), 24 Haziran 1935 tarihinde 2819 sayılı yasa ile Enerji ve Tabii Kaynaklar Bakanlığı'na bağlı, özel hukuk hükümlerine tabi ve ticari usullere göre yönetilen kamu tüzel kişiliğine sahip, yatırımcı bir kamu kuruluşu olup elektrik enerjisi üretim imkânları ile ilgili mühendislik hizmetlerini yürütmek amacıyla kurulmuştur.

EİE'nin görevleri;

- Su kaynaklarını ve diğer enerji kaynaklarını etüt ederek elektrik enerjisi üretimine elverişli olanları saptamak,
- Hidrolojik etütler ve jeoteknik araştırmalar yapmak,
- Hidroelektrik Santrali tesislerinin ön inceleme, master plan, yapılabirlik ve kesin proje aşamalarından oluşan mühendislik hizmetlerini yürütmek,
- Yenilenebilir enerji kaynakları (güneş, rüzgar, jeotermal vb.) ile ilgili araştırma, etüt ve demonstrasyon çalışmaları yapmak,
- Sanayi, konut ve ulaşım sektörlerinde enerji tasarrufuna yönelik etütler, bilinçlendirme ve eğitim çalışmaları yapmak,
- Enerji kaynakları'nın rasyonel kullanımı ile ilgili çalışmaları yürütmek,
- Hidroelektrik santrallerin inşaat, işletme denetimi ve danışmanlık hizmetleri ile kamulaştırma işlemlerini yürütmek,
- Görev ve uzmanlık alanı kapsamındaki etüt ve araştırma işlerini kurum ve kuruluşlara ücreti karşılığında yapmak olarak tanımlanmıştır.

EİE 2 Kasım 2011 tarihli 662 sayılı KHK ile kapatılarak görev ve yetkileri Yenilenebilir Enerji Genel Müdürlüğü'ne devredilmiştir.

Kurum Faaliyette olduğu süre içerisinde ülkemizin su havzalarında yukarıda tanımlanan görev alanlarında enerji üretimine yönelik hidrolojik, jeolojik, mühendislik jeolojisi ve jeoteknik konularında; baraj ve hidroelektrik santrallerinin planlanması ve projelendirilmesine yönelik incelemeler yapmıştır.

Yazar, bu sempozyumun açılış konuşmasında, 1967-1985 yılları arasında görev yaptığı EİE projelerinin odağında bulunan, kendisinin bizzat görev aldığı projeler ile ilgili mühendislik jeolojisi sorunlarını tartışacaktır.

1967 yılında yazarın EİE'de çalışmaya başlamasıyla meslek yaşamında bir ufuk açılır ve ilk olarak, Kaler Sümerman'la beraber Antalya Köprüçay Beşkonak baraj yerinde görevlendirilir. Bu projede Manavgat Nehri Oymapınar baraj yerindeki araştırmaları görme fırsatı yakalar ve daha sonra Dr. Temuçin Aygen tarafından yürütülmekte olan Manavgat- Oymapınar Barajı karstik etütlerine katılır, mağaracılıkla ilgili de bilgi sahibi olmaya çalışır.

Yeşilirmak – Ayvacık (Hasan Uğurlu) barajı etütlerine kısa bir süre katılarak ülkemizde ilk defa yapılan yeraltı santrali hakkında bilgi sahibi olmuştur. Yeraltı santralleri daha sonraki yıllarda Hasan Uğurlu, Berke ve Oymapınar barajlarında da yapılmış ve bunların sayıları giderek artmıştır.

Yazar ile meslektaşları Aydın Kırmacıoğlu ve Ahmet Hamdi Taşlıca tarafından planlama aşamasında olan Seyhan Kirizli Barajı rezervuardaki büyük heyelan kütleleri haritalanmış, bu heyelanlar ve baraj yerinden su kaçma olasılığı nedeniyle, Kirizli baraj yeri terk edilmiştir

EİE'de yoğun arazi çalışmalarının yanında teknik elemanların bilgi ve görgülerini arttırmak amacıyla düzenlenen teknik geziler kapsamında, 1968 Eylül ayında yazarın da aralarında bulunduğu; jeoloji, inşaat ve jeofizik mühendisleri Keban Barajı inşaatına düzenlenen teknik geziye katıldı. DSİ Keban Bölge Müdürü Hazım Tütüncü, etütleri yapmış olan EİE'yi ortaya çıkan karstik boşluklar nedeniyle, yeterli sondaj yapmadığı için çok sert bir şekilde eleştirir. Ancak, projeyi yapan EBASCO firması, son safhada istediği araştırmayı EİE'ye önerebiliyordu. Üstelik santral yeri sondajında mağara çıkmış olmasına rağmen santral buraya yerleştirilmiş, temel kazıları sırasında mağara çıkınca, santral akış aşağı kaydırılmıştı. Bütün bunlar, EBASCO firmasının yetersiz olduğunu açıkça gösteriyordu. Ayrılırken, bir jeolog önerilince Hazım Tütüncü Bey, orada jeologa ihtiyaçları olmadığını söyler. Bir jeolog varmış, o da yararlı olmuyormuş ama iş öğrensin diye tutuyorlarmış. Koca baraj inşaatında zihniyet buydu. Üstelik rezervuarın 1/25.000 ölçekli jeoloji haritası bile yapılmamıştı. Dahası, inşaatı yapan Fransız ve İtalyan firmalarının da ülkelerinde Malpasset Barajı yıkılmış ve 421 kişi ölmüştü. Vaiont Barajı rezervuarına büyük bir heyelan kütlesi dolmuştu ve bu olayda da baraj gövdesinden aşan sular, akış aşağıda 2600 kişinin ölümüne neden olmuştu. Yakın tarihlerde ABD'de Teton barajı da yıkılmıştı.

Boyabat yakınındaki Kızılırmak – Kepez baraj yeri yazarın da içinde bulunduğu bir ekip (Aydın Kırmacıoğlu ve Mehmet Aydınlar) tarafından araştırıldı. Baraj eksen yerindeki geçirimli kireçtaşının alttaki şistlere bağlanacak bir enjeksiyon perdesi ile geçirimsizliğinin sağlanabileceği düşünülecek, sondaj kampı açılması idareye önerildi. Araştırma sondajları devam ederken, yazar ve Ahmet Hamdi Taşlıca tarafından yürütülen çalışmalarda rezervuardan su kaçacağı olmayacağı sonucuna varıldı ve burada yüksekliği 190 m olan beton ağırlık barajı yapıldı.

1969 Nisan-Mayıs aylarında Dicle İlisu ve Cizre barajı rezervuar araştırmaları (Aydın Kırmacıoğlu ve Ahmet Hamdi Taşlıca'nın da katılımı ile) yapıldı ve su tutma sorununun bulunmadığı sonucuna varıldı. Daha sonra bu proje sahalarında sondaj kampları açılarak Mühendislik Jeolojisi çalışmaları yapıldı. Yakın zamanda İlisu Barajı inşaatı, Ön Yüzü Beton Kaplamalı Kaya Dolgu tipinde tamamlandı.

Manavgat – Oymapınar baraj araştırmaları sırasında İbradı Akpınar düdeninden atılan flüoressein boya, 40 gün sonra Oymapınar baraj yerinin akış aşağısından çıkınca, bu suyunun rezervuarla hidrolik ilişkisi olup olmadığının araştırılması gerekti. Yazar ile Aydın Kırmacıoğlu ve Latif Hadımlı tarafından Mersin Deresi ve dolaylarında yürütülen sondajlı araştırma programlarından yararlanılarak rezervuardan su kaçacağı olmayacağı belirlendi.

Yazar, kendisi içinde uzun yıllar bilimsel çalışmalar yapacağı Çoruh Havzası ile ilk olarak 1970 yılında Bayburt yakınında bulunan Laleli rezervuarındaki çalışması ile tanıştı. Yazar ve Aydın Kırmacıoğlu tarafından yapılan çalışmada planlanan barajdan Tortum tarafına su kaçacağı olmayacağı belirlendi.

1971 Yılı Eylül ayında yazar ve Latif Hadımlı'dan Keban Barajı sol yamacından su kaçığı olasılığının araştırılması istenir. Daha önce Keban'da jeologa ihtiyaç olmadığı söylendiği için, bu onlara şaşırtıcı gelir. O bölgede ayrıntılı bir çalışma yapan 29'ar yaşındaki iki genç, Aralık ayında yapılan BOARD toplantısında, dünyanın dört bir yanından gelen uzmanlara, rezervuar dolunca suların nerelerden girip, Keban Deresi neresinden çıkacağını açıklayıp ortalığı sarsarlar. Haritada suyun çıkacağı yer de işaretlenmiştir. Ertesi yıl güney taraf da yazar ile Yılmaz Ural, Mustafa Baysak ve Nahit Eser'den oluşan teknik ekip tarafından incelenir ve rezervuarın dolması halinde olası su kaçık lokasyonları işaretlenir. Sol yamaç enjeksiyonu EİE İdaresi tarafından yapılır. Rezervuar dolunca, Keban Deresi'nde işaretlenene yerden 28-30 m³/sn su kaçığı görülür. Su düzeyi alçaltıldı ve ortaya çıkan düdenler kaya bloklarıyla dolduruldu. Bu şekilde su kaçığı 7-8 m³/sn'ye iner ve bu miktar sabit kalır. Sonuçta, çıkan

sorunlar nedeniyle inşaat süresi uzamış, maliyet üç katına çıkmıştı. Biz ve dünya, Keban Barajı projesinden çok şey öğrenmiştik.

Aslında, 1960 yılında Konya'da yapılan May Barajı'nın karstik sorunlar nedeniyle Mayıs ayında su tutmamasından ders alınsaydı, Keban sorunu yaşanmayabilirdi. Ancak, öğrenci hareketleri ve ihtilal nedeniyle May Barajı gözden kaçmıştı. Bu konunun içine, sorunların devlet sırrı gibi saklanmış olması da katılabilir.

Oymapınar Barajı etütleri tamamlanmıştı ve inşaatı 1970 yılında başlanabilecekti. Ancak, DSİ Genel Müdür Yardımcısı Refik Akarun, yeni bir Keban sorunu yaşanmaması için, orada daha ayrıntılı etütler yapılmasını teklif etti inşaatın başlaması daha ileri bir tarihe alındı ve yapılan detaylı Mühendislik Jeolojisi etütleri sonucunda, Oymapınar Barajı, dünyanın en iyi etütleri yapılmış barajları arasına girdi.

Fırat- Karakaya Barajı'nın akış aşağısında Gölköy kademesi vardı. Jeolojik yönünden çok ilginç ve bunun yanında rezervuarda heyelan sorunu olan bu bölgede yazar tarafından doktora konusu olarak seçildi ve heyelanların Karakaya ve Gölköy barajlarına olası etkilerini irdelendi. Yapılan çalışmalar sonucunda, DSİ, Gölköy eksenini kaldırdı ve bunun yerine Atatürk Barajı'nın daha yüksek yapılmasına, karar verdi ve bu heyelanların Karakaya Barajı'na etkili olmayacağı sonucuna vardı. Ancak, Karakaya Barajı sol yamacından tünel açılarak, suyun cebri boru ile heyelanların akış aşağısına düşürülmesi ve santralin de buraya yapılması da farklı çözüm olabilirdi.

Yazar doktora tezini hazırlarken Ermenek dolayındaki Gezende ve Görmel rezervuarlarının jeolojik etüdünü de Fikret Yöndem, Zafer Ertaş, Mustafa Akıncı ve Ertan Özkök'le beraber yaptı ve bu iki baraj da sonraki yıllarda Ermenek ve Gezende adlarıyla kemer tipinde inşa edildi.

Yazar doktora çalışmasını tamamladıktan sonra, bir yandan Ankara Üniversitesi'nde yarı zamanlı olarak Mühendislik Jeolojisi, Hidrojeoloji ve Sondaj Bilgisi derslerini veriyordu, diğer yandan Çoruh Havzası'ndaki baraj olanaklarını doçentlik tezi olarak çalışmaya başlamıştı. Heyelanların baraj projelerine etkileri ve çözüm önerileri ilginçti. Özellikle, Çoruh Nehri üzerindeki projelerin çoğunun günümüzde yapılmış olması yazar için bir gurur kaynağıdır. Bu projeler içinde, rezervuarında heyelan sorunu olan Zeytinlik ekseninde yapılmış olan Artvin Barajı hariçtir. Daha sonra yazar, Çoruh'un kolları üzerindeki baraj olanaklarını Ahmet Hamdi Taşlıca ve genç meslektaşları ile araştırmalar yapmıştır.

EİE İdaresi tarafından uzun yıllar araştırılmış olan Seyhan- Kavşak baraj yeri, topoğrafik olarak 200 m yüksekliğinde baraj yapımına elverişliydi. Kireçtaşları üzerinde olan baraj yeri sol yamaçta, geçirimsiz formasyona enjeksiyonla ulaşmak kolaydı. Ancak, sağ yamaçta görevlendirilen yazar ve Fikret Yöndem tarafından yapılan çalışma sonucunda, yaklaşık 5000 m'lik bir platform boyunca derin kuyular açılarak enjeksiyon yapılmasının gerekeceği, bunun maliyetinin neredeyse baraj maliyeti kadar olabileceği ve başarısının da garantili olmadığı sonucuna varıldı. Bunun yerine Zamantı ve Gökdere kollarında ayrı olanaklar araştırılmasının daha uygun olacağı görüşü İdareye sunuldu.

Yazar, Aras ve Zap Suyu üzerinde yapılan araştırmalara genç araştırmacılar ile beraber katıldı ve Üniversiteye geçtikten sonra da Yukarı Çoruh Havzası üzerinde özel sektör tarafından yapılan fizibilite çalışmalarında danışmanlık yaptı.

Anahtar Kelimeler: Baraj, Elektrik işleri Etüt İdaresi, Heyelan, Rezervuar, Su kaçağı

Yeraltı Açıklıklarında Mühendislik Jeolojisi ve Jeoteknik /
Engineering Geology and Geotechnics in Underground Spaces

Yeni Zigana Tüneli Havalandırma Sistemi Tasarımı

Design Of Ventilation System for The New Zigana Tunnel

Erkil Onur TARI^{1,*}, Volkan ÜZELER¹, Raşit Emre ÇAKIR¹, Recep TEMİZ², Aydın DURUKAN², Şenol ALTIOK²

¹ Yüksel Proje A.Ş., Çankaya, Ankara

² Karayolları Genel Müdürlüğü Araştırma ve Geliştirme Dairesi Başkanlığı, Ankara

(* erkilonur@gmail.com)

ÖZ: Yapımına 2016'da başlanıp 2023'te trafiğe açılan ve Trabzon – Gümüşhane Devlet Yolu üzerinde bulunan Yeni Zigana Tüneli 2016 yılı istatistiklerine göre, Türkiye ve Avrupa'nın en uzun (14.5 km) çift tüp karayolu tüneli konumundadır. Projenin ana hedefi, mevcut devlet yolunun uzunluğunu, seyahat süresini ve bakım hizmetlerini azaltmak ve trafik güvenliği ile sürüş konforunu her mevsimde artırmaktır. Tünel kazı çalışmaları, NATM prensiplerine dayalı olarak konvansiyonel üstyarı-altıyarı delpatlat kazı yöntemiyle gerçekleştirilmiştir. Tünelin uzunluğu nedeniyle boyuna havalandırma yerine daha ekonomik bir çözüm olan düşey havalandırma istasyonları planlanmıştır. Ön simülasyonlar sonucunda, 3 lokasyonda havalandırma istasyonu gerekliliği ortaya çıkmış ve her istasyonda kirli ve temiz olarak çalışacak min. 3.10 m. çapında şaftlar olması gerektiği belirlenmiştir. Şaftların arazide ulaşılabilir ve min. delgi derinliği gerektiren yerlere yapılabilmesi için uygun vadiler seçilmiş olup, bu sayede derinlikler 272 ile 394 metre arasında sınırlandırılabilmiştir. Şaftların geleneksel yöntemlerle açılması, zaman alıcı ve güvenlik açısından riskli değerlendirilmiş, bu sorunların üstesinden gelinebilmesi amacıyla, şaftlar Raise Boring Machine (RBM) ile açılmıştır. Bu yöntemle, örselenme minimuma indirilmiş ve zaman kazanılmıştır. Yüzeyde planlanan havalandırma binaları, dış etkilerden korunması amacıyla tünel şeklinde imal edilmiş ve tüm havalandırma merkezi tam simetrik çalışacak şekilde tasarlanmış ve inşa edilmiştir.

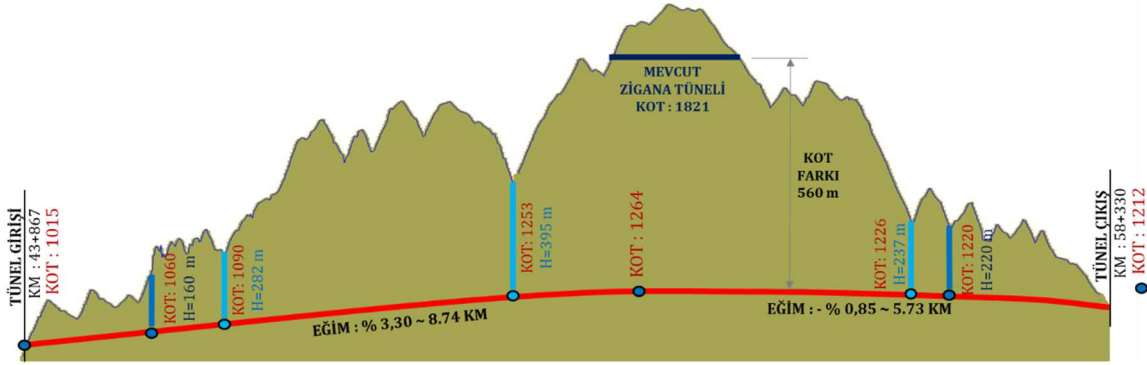
Anahtar Kelimeler: Havalandırma, Şaft, Raise Boring Machine

ABSTRACT: According to statistics obtained in 2016 New Zigana Tunnel is the longest double tube highway tunnel (14.5 km) in both Turkey and Europe, which has began in 2016 and completed in 2023. The main goal of the project is to reduce the length of the existing road, travel time and maintenance services while increasing the traffic safety and driving comfort in all seasons. Tunneling works planned to be performed by sequential excavation with drill & blast method based on the principles of NATM. Ventilation of such a long tunnel was provided by air exchange stations along the tunnel which was a better cost-efficient solution compared to the longitudinal ventilation. Based on the preliminary simulations, tunnel ventilation required 3 air exchange stations over the length of tunnel having two shafts each. As a result of the calculations, it has been determined that the diameter of the wells, whose depths vary between 272 - 394 meters from the surface, should be at least 3.1 meters. Therefore, opening these shafts with conventional methods would be very time consuming and risky in terms of safety. To overcome these problems, shafts were opened by the Raise Boring Machine (RBM). This method minimized the disturbance on rock units and save time. Designed ventilation shafts were connected to fan station buildings which had been placed in near ground openings to protect them from any external influence. Whole ventilation system designed and constructed fully symmetric.

Keywords: Ventilation, Shaft, Raise Boring Machine

1. GİRİŞ

Mevcut Trabzon – Aşkale Devlet Yolu Maçka İlçesi çıkışından itibaren genel anlamda vadi doğrultusunu takip eden, yamaçlarda yüksek ve dik-dike yakın kazılar ile yamaç altında dolgu kesitleri ile oluşturulmuş bir karayoludur. Geçmişten günümüze mümkün olan kesimlerde iyileştirmeler yapılmış, tırmanma rampası eklenmiş, yer yer yapı güvenliği artırılmışsa da bölgenin sert olarak tarif edilebilecek meteorolojik, mevsimsel koşulları, yolun önemli bir kuzey-güney aksı oluşu nedeniyle kesintisiz ulaşım sağlanması gerekliliği ve artan trafik yükü gibi koşullar bakım çalışmalarının her geçen sene artan maliyetlerle karşılaşmasına neden olmaktadır. Bu bağlamda, zaman zaman gelişen stabilite sorunlarının, meteorolojik koşullara bağlı olarak yaşanan olumsuzlukların, yol geometrisinden kaynaklı problemlerin bertaraf edilmesi, trafik güvenliğinin, sürüş konforunun artırılması amacıyla yol güzergahının yeniden düzenlenmesi planlanmış ve Trabzon - Aşkale Devlet Yolu Km: 43+867.299 - 58+981.130 (Geri) /66+797.010 (İleri) aralığında çatı eğimli, L: 14.463 km uzunluğundaki Yeni Zigana Tüneli proje müellifleri ve Karayolları Genel Müdürlüğü yetkilileri tarafından tasarlanmıştır. Yeni Zigana Tüneli mevcut tünele göre yaklaşık 560 m daha düşük kottan geçerek yolu yaklaşık 8 km kısaltmaktadır (Şekil-1).



Şekil 1. Yeni zigana tüneli şematik gösterimi (ölçeksiz, kaynak: proje tanıtım sunumu).

Yeni Zigana Tüneli projelendirme çalışmalarında, tünel uzunluğu nedeniyle geleneksel NATM tünel tasarımı sırasında izlenen adımlara ilave olarak; drenaj çözümü, kalıcı bakım unsurları, elektromekanik sistemler ile ilgili eşgüdümlü ilave çalışmalar yapılmasını gerektirmiş ve bu başlıklar ışığında tünel kesiti, ilave yapılara ve yapım metodolojisi planlanmıştır. Bu çalışmaların en önemli başlıklarından bir tanesi havalandırma sistemi tasarımı olmuştur. Sonraki bölümlerde havalandırma sistemi tasarımı genel hatlarıyla sunulmuştur.

2. YENİ ZİGANA TÜNELİ HAVALANDIRMA SİSTEMİ TASARIMI

2.1. Havalandırma Sistemi Tasarımı

Tünelli geçkilerde, tünel içerisinde kriterleri genelge, şartname ve standart kodlarda belirtilen hızda, kalitede temiz hava sirkülasyonunun ve kirliliğin tahliyesinin sağlanması amacıyla inşa edilmesi gereken sistemlerin belirlenebilmesi amacıyla, trafik verileri, tünelden geçecek araçlara ait emisyon değerleri, tünel geometrisi, tünel uzunluğu, giriş-çıkış portalı ortam koşulları, meteorolojik veriler, rüzgâr basıncı, barometrik basınç vb. veriler kullanılarak ve hava kalitesi, hızı, basıncı, yangın tasarımı, gürültü gereklilikleri dikkate alınarak havalandırma sistemi tasarımı gerçekleştirilmektedir. Bu tasarım rutin/acil durum senaryolarını karşılayacak şekilde planlanmakta; yangın yönetimi, duman yönetimi ve gürültü yönetimi için gerekli modifikasyonlar da yapılarak, havalandırma konsepti, jet fan, aksiyel fan, shaft, hava değişim istasyonu, hava akışı ve kalitesi monitörleri ile diğer sensörler ile SCADA sistemlerin türü, miktarları belirlenmektedir.

2.2. Yeni Zigana Tüneli Havalandırma Projeksiyonu

Yukarıda belirtilen tüm veriler uygulama projesi aşaması öncesinde titizlikle toplanmış,

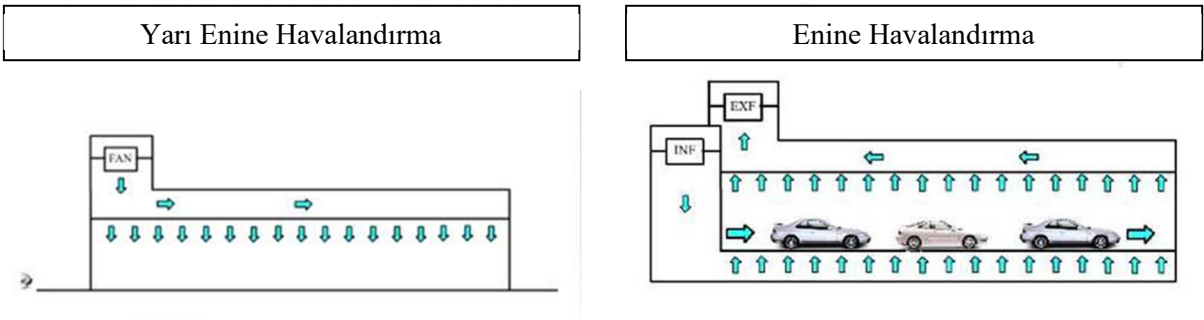
- Boyuna yönde çatı eğimi bulunan ~14,5 km uzunluğunda çift tüp karayolu tüneli için,
- Tünel içerisinden tır, kamyon, orta yüklü ticari taşıt, otobüs, minibüs ve arabalar geçeceği,
- Tünel uzunluğuna bağlı olarak geçecek araç sayısının da artacağı,
- Bakım servis koşullarında ihtiyaç duyulacak kalıcı yapılar ile drenaj çözümü doğrultusunda düzenlenen tünel kesiti dikkate alınarak gerekli analizler/simülasyonlar yapılmıştır.

Yapılan analizler sonucunda Yeni Zigana Tüneli için hesaplanan trafik sayımlarına göre tünel içerisinden geçecek araçların üreteceği kirli havanın tahliye edilebilmesi için ihtiyaç duyulan havalandırma hızının 14 m/s olacağı ve maks. 10 m/s (36 km/h) olan şartname kriterinin aşılabacağı tespit edilmiştir.

Yeni Zigana Tüneli'nde havalandırma hızının 10 m/s'ye kuralına uygun tasarlanabilmesi için kesit alanının 67 m² den 94 m²'ye çıkarılması gerekeceği, kesit alanı büyütüldüğünde ise gereken jet fan sayısında ciddi artışa sebep olacağı hesaplanmıştır. Bu nedenle, sıhhi havalandırma açısından sadece jet fanlı boyuna havalandırma sisteminin Yeni Zigana Tüneli için yapılamayacağı sonucuna ulaşılmıştır.

Söz konusu sorunun aşılabilmesi amacıyla havalandırma sistemi alternatifleri incelenmiş; Yarı Enine Havalandırma Sistemi, Enine Havalandırma Sistemi ve Bölünmüş Boyuna Havalandırma Sistemi tüm avantaj / dezavantajlarıyla ele alınmıştır.

Yarı enine ve enine havalandırma sistemlerinde aksiyel fan setleri, tünel içi havalandırma kanalları kullanılmaktadır. En büyük avantajları tünel içerisinde duman ve/veya kirli hava hareketi oluşmamasıdır. Tünel içerisinde hava hızının yüksek olduğu durumlar için uygundur. Hızlı hava ve duman kanal içerisinde kalır. Ancak söz konusu hava kanalları için tünel kesitinin büyütülmesi ve sağlıklı tahliye sağlanması için hava tahliye bacası (şaft) gerekir (Şekil 2).



Şekil 2. Yarı enine ve enine havalandırma sistemi (ölçeksiz, kaynak: proje tanıtım sunumu).

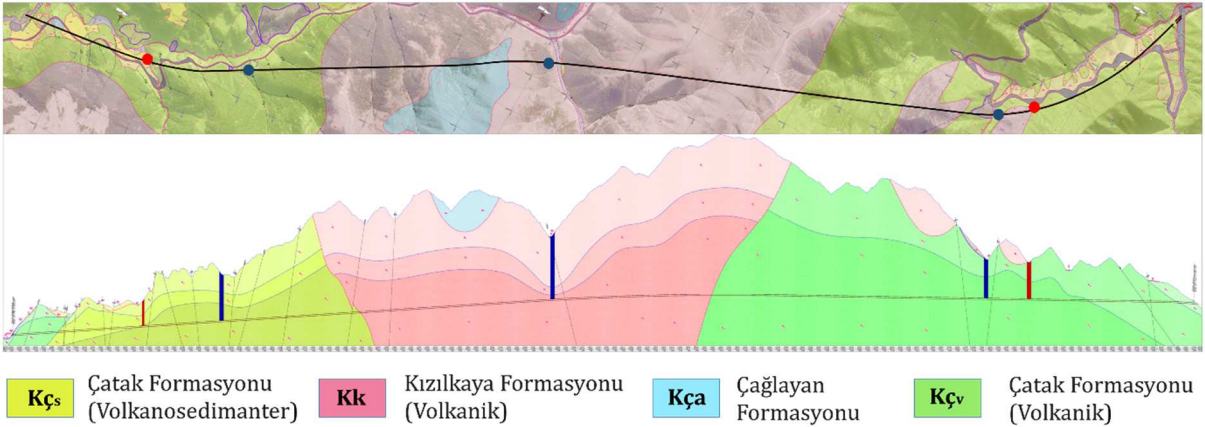
Yapılan çalışmalar sonucunda hangi sistem seçilirse seçilsin havalandırma şaftı imalatı gerektiği tespit edilmiş, tünel kesitinin büyümemesi adına boyuna havalandırma sisteminin en uygun yapı olduğu sonucuna ulaşılmıştır (Şekil 3). Tüm bu tespitler ile Yeni Zigana Tüneli için 3 lokasyonda temiz çapları 3.10 metre olan birer adet kirli ve temiz havalandırma şaftı içeren ve tam simetrik çalışacak havalandırma değişim istasyonlarının imal edilmesine ihtiyaç duyulduğu, diğer alternatiflerin ekonomik/pratik olmayacağı tüm detayları ile Karayollarına Genel Müdürlüğü'ne sunulmuş ve İdare Olur'una istinaden şaftların tasarımına başlanmıştır.



Şekil 3. Şematik havalandırma sistemi (ölçeksiz, kaynak: proje tanıtım sunumu).

2.2. Şaft Tasarımı

Yeni Zigana Tüneli için öncelikle sahada detaylı mühendislik jeolojisi haritalaması ve jeoteknik veri toplama çalışması yürütülmüş (Şekil 4), proje alanında belirlenen lokasyonlarda tünel kotunun 20 metre altına incek derinliklerde temel araştırma sondajları, yerinde (in-situ) ve laboratuvar deneyleri İşveren tarafından yaptırılmıştır. Şaft lokasyonlarının belirlenmesi aşamasında ise proje alanının apik topografik özellikleri ve yüksek örtü koşulları nedeniyle örtü kalınlığının daha az olduğu ve mevcutta ulaşımın bulunduğu vadi kesimleri seçilmiştir.

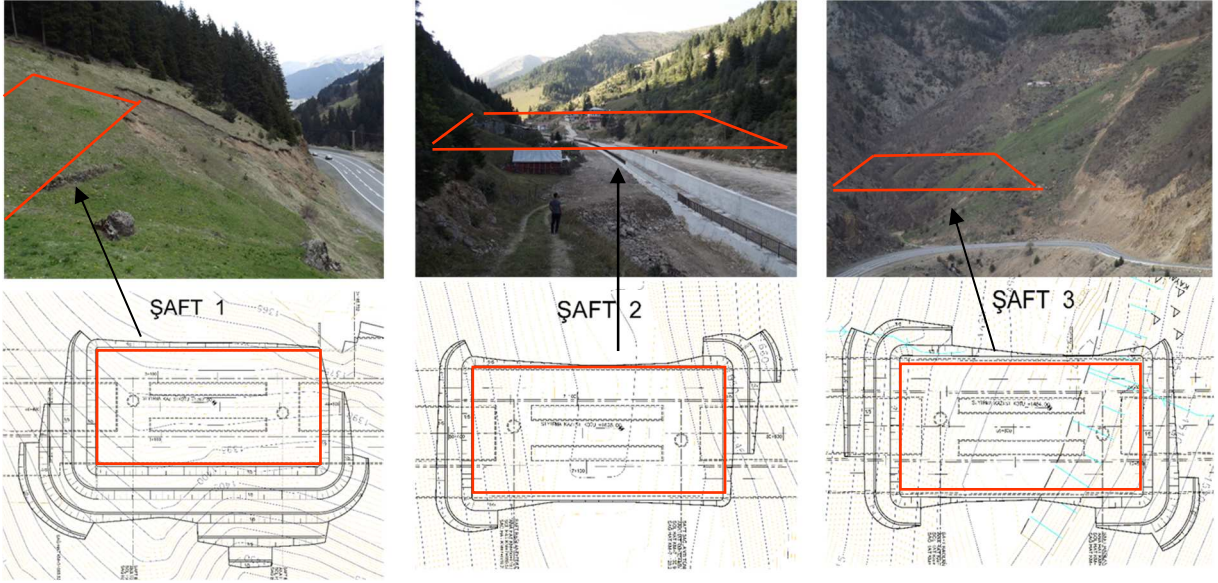


Şekil 4. Yeni Zigana tüneli jeolojik – jeoteknik plan profili (ölçeksiz, kaynak: kesin proje raporu).

Şaft yapılarına ait hava değişim istasyonları için öngörüldükleri vadilerde $\sim 3.000 \text{ m}^2$ ($38.0 \times 78.0 \text{ m}$) yüzey alanına ihtiyaç duyulacağı hesaplanmış, vadilerde gerçekleşebilecek olası taşkınlardan yapıların etkilenmemesi için yapıların yükseltilmesi veya daha üst kotlarda imal edilmesi gerekeceği ve yapıların teşkil edilmesi için $h=15.00$ metre yüksekliğinde ve $1/5(h/v)$ oranında $45.00 - 75.00$ yüksekliklere varan kalıcı destekli kazı şevleri oluşacağı, söz konusu binalara $7/24$ ulaşılabilir şekilde toplamda $\sim 1 \text{ km}$ uzunluğunda servis yolları inşa edilmesi ve bakım faaliyetleri yürütülmesi gerekeceği belirlenmiştir (Şekil 5).

Bunlara ilave olarak, Şaft-1 bölgesinde topukta izlenen stabilite bozuklukları ve yüksek kazı şevleri, Şaft-2 bölgesinde vadi ortasında bulunan DSİ kanalı, yamaç molozu (Qym) birimleri içerisinde yüksek kazı şevleri imal edileceği ve Şaft-3 bölgesinde yamaç heyelanı ile yüksek kazı şevleri (Şekil 5); yerinde yapılan ilave jeolojik – jeoteknik araştırma çalışmaları sırasında belirlenmiş ve riskli bulunmuştur.

Bu sebeplerden dolayı, hava değişim istasyonlarının; dış etkilere maruz kalmayarak daha izole, güvenli ve ulaşılabilir olacak şekilde uygun ölçülerde bir yeraltı galerisi içerisinde inşa edilmesi ve yapım kolaylığı ve hızı açısından da açılacak olan şaftların bu galeri içerisinde açılması planlanmıştır. Bu düzenleme sonucunda Şaft-1 h:272 m., Şaft-2 h: 394 m. ve Şaft -3 h: 241 m. derinliklerinde tasarlanmıştır.



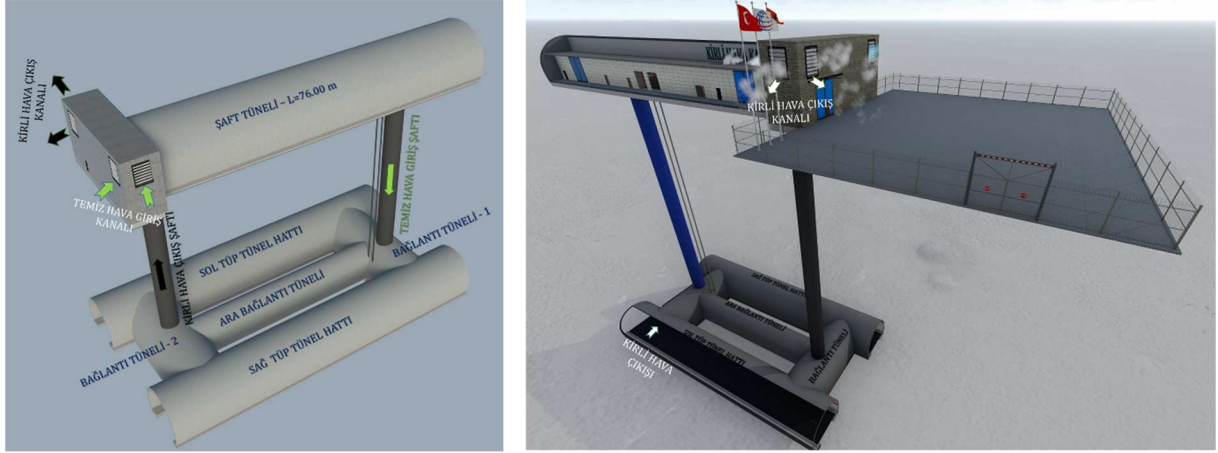
Şekil 5. Havalandırma şaftları arazi fotoları ve taslak planları (ölçeksiz, kaynak: proje tanıtım sunumu)

Şaft lokasyonlarında ilave mühendislik jeolojisi haritalaması ve jeoteknik veri toplama çalışmaları (Tarı ve Akbay, 2017) yapılmış, bu kesimlerde ilave temel araştırma çalışmaları gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmalarla, havalandırma şaftı 1, 3 ve ilgili yapıların; Üst Kretase yaşlı bazalt, andezit, piroklastik kayalar, kumtaşı – marn vb. kırıntılı kaya türlerinden oluşan Çatak formasyonu içerisinde, havalandırma şaftı 2 ve ilgili yapılarının ise; dasit, riyodasit ve piroklastik kayalardan oluşan Kızılkaya formasyonu içerisinde inşa edileceği tespit edilmiştir. Şaftların imal edileceği kesimlerde, zayıf zonlar ile yer yer fay ve gelişmiş eklemler ve üst kotlardan itibaren yeraltı suyu ile karşılaşılacağı belirlenmiştir (Şekil 6).



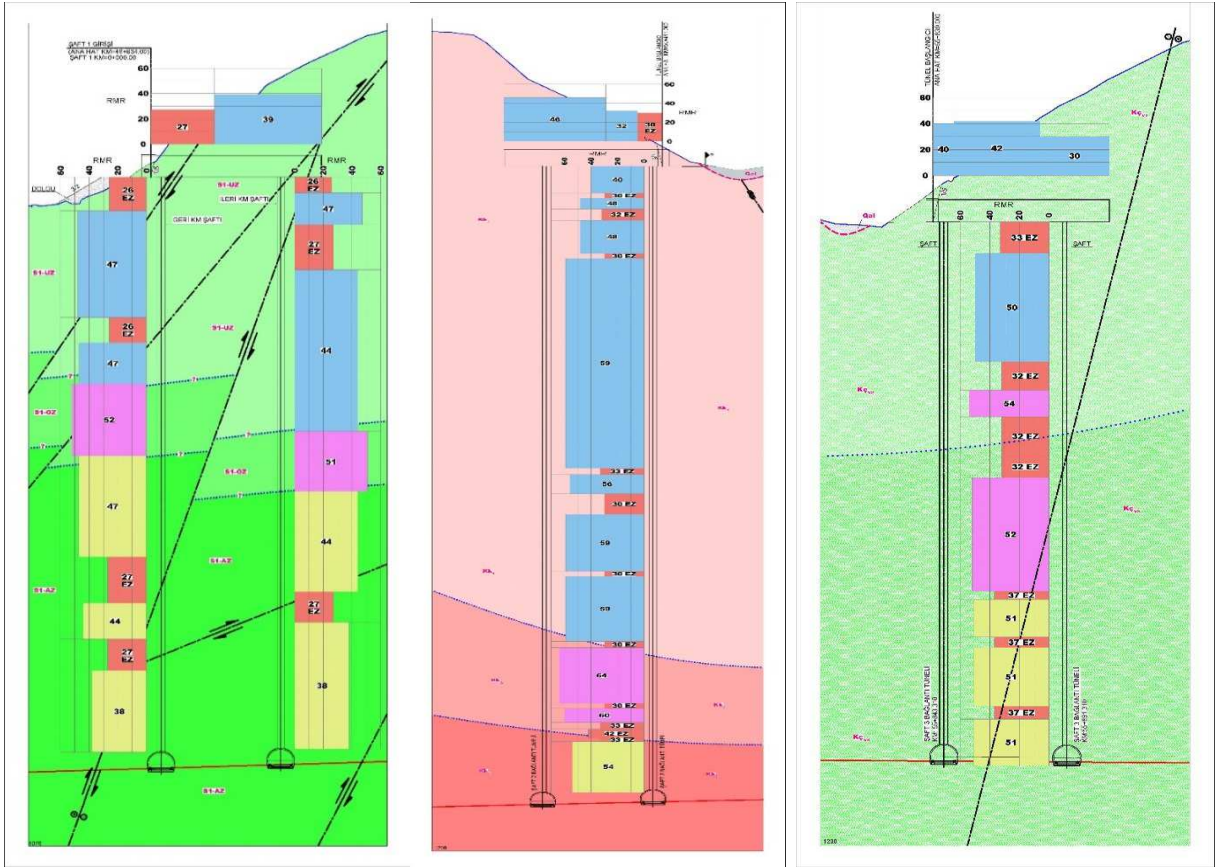
Şekil 6. Şaft bölgelerinde izlenen jeolojik birimler (Kaynak: arazi çalışmalarından).

Elde edilen tüm bu bilgiler ışığında hazırlanan havalandırma sistemi modeli Şekil 7'de sunulmaktadır. Sistem gerektiğinde Yeni Zigana Tüneli sağ ya da sol tüpüne kirli ya da temiz hava verecek şekilde tam simetrik tasarlanmıştır.



Şekil 7. Havalandırma sistemi katı modeli (ölçeksiz, kaynak: proje tanıtım sunumu).

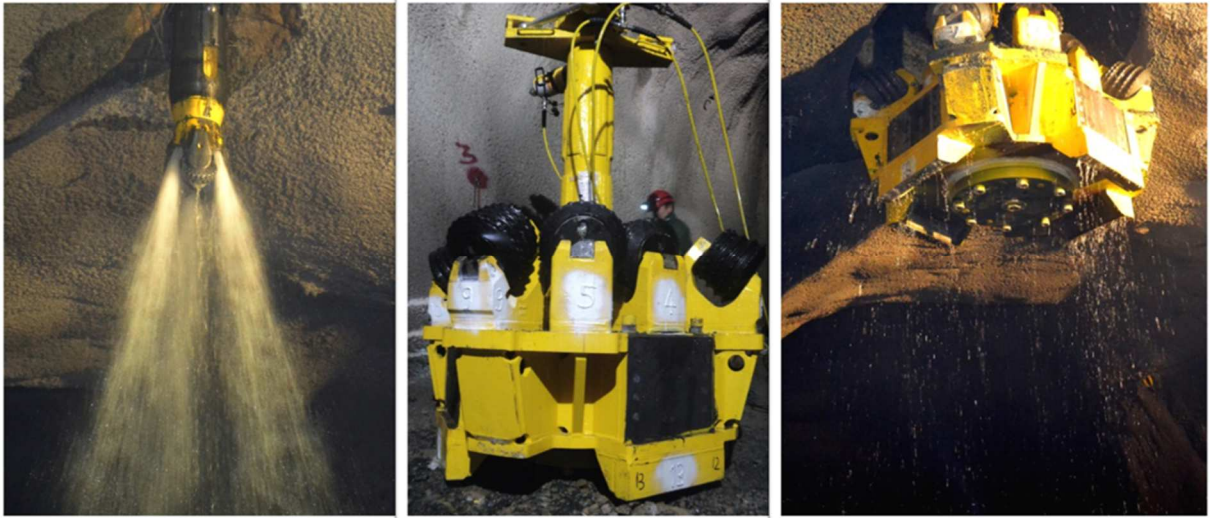
Hava değişim istasyonu tünellerinin açılması sonrasında shaftların denk geleceği yerlerde ek temel araştırma sondajları yapılarak delgi sırasında karşılaşılabilecek birimlerin yerinde özellikleri tespit edilmiş, 3 havalandırma shaftı lokasyonu için de hava değişim istasyonları ve shaftların jeolojik – jeoteknik modelleri hazırlanmış, alınan ölçümler ile mühendislik analizleri yapılmıştır (Şekil 8).



* Bordo renkli kesimler zayıf zonlardır. (Kaynak: Shaft Raporları Jeolojik-Jeoteknik Pafta eki)
Şekil 8. Soldan sağa shaft 1, 2, 3 ve havalandırma tünellerinin jeolojik modelleri (ölçeksiz).

RBM ile şaft delgisinin yapılması süreci, yüzeyde makine platformunun hazırlanması, aşağıda şaftın denk geleceği yere kadar tünel delgisinin tamamlanması, ortamın güvenli hale getirilmesi, yüzeyden 30-35 cm çaplı ilk pilot delginin tünel kotuna kadar yapılması, aşağıda tünel kotunda daha geniş çaplı kazıcı kafanın (2.60 m.-5.60 m arası.) pilot delgide kullanılan borulara takılarak aşağıdan yukarıya çap genişletme taramalarına başlanması ve yüzeye ulaşılarak çalışmaların tamamlanması şeklindedir. Makine pilot delgi sırasında tüm ilerleme adımlarında geçtiği birimlere ait dayanım ve ilerleme hızı özelliklerini kayıt altına almakta, aşağıdan yukarıya doğru çap genişletme çalışması sırasında ise bu bilgileri kullanarak ilerlemekte ve malzeme kesici kafalarla öğütülerek şaft cidarına sıvanmaktadır.

Konvansiyonel yöntem ile 3.10 m. çapında yüzeyden derine inilmek suretiyle yapılacak şaft imalatlarının, tam simetrik çalışacak şekilde tasarlanacak sistemin; yüzeyde imal edilecek hava değişim istasyonu tüneline, aşağıda anahat tüneli bağlantı tüplerinde ve iki ara bağlantı arasından anahat tüneline paralel olacak şekilde açılacak ara bağlantı tüneline olmak üzere çok sayıda arakesit oluşturuyor olması, jeolojik – jeoteknik koşullar, yeraltı suyu durumu, İş Sağlığı ve Güvenliği (İSG) ve imalat güvenliği açısından riskler taşıdığı değerlendirilmiştir. Bu bağlamda söz konusu şaftların Yükselen Delgi Makinesi (Raise Boring Machine (RBM)) ile açılması planlanmıştır (Şekil 9).



Şekil 9. Raise boring machine (RBM) fotoğrafları (Kaynak: şantiyeden iletilen).

RBM ile delgi sonrasında şaft kuyularına kuyu içi kamera indirilerek süreksizlik koşulları, su durumu incelenmiş, bir bölümü önceden belirlenen zayıf zonlarda olmak üzere belirli alanlarda küçük sökümler, blok duraysızlıkları izlenmiştir. Standartlar gereği şaftlara; minimum hava sürtünmesi ve yangın dayanıklılığı koşullarını sağlayacak şekilde tasarlanmış özel bir tip borular indirilmiş, destekleme çalışmaları yapılmış ve eksik imalatlar tamamlanmıştır.

3. SONUÇLAR

Gerek uzunluğu, gerek birbiriyle etkileşim halindeki çok sayıda yapı barındırmasından kaynaklı karmaşıklaşan sistem çözümleri, gerekse çok sayıda ilki barındıran bir proje olmasından ötürü sınırları zorlayan bir çalışma konumundaki Yeni Zigana Tüneli; gerekli olan havalandırma ihtiyaçlarına cevap verebilecek şekilde tasarlanmış ve inşa edilmiştir. 2016 yılında başlayıp, 2023 yılı ortasında tamamlanan yapım süreci; bu sürecin parçası olan farklı disiplinlerde uzman tüm paydaşların yürüttüğü eşgüdümlü çalışmalar sayesinde büyük ölçekli sorunlar ile karşılaşmadan tamamlanabilmiştir. Havalandırma sisteminin tasarımında başından itibaren yapıların planlandığı alanların mühendislik jeolojisi

özelliklerinin pek çok başlığı doğrudan etkileyen unsurlar olduğu gözlenmiş, nitelikli verinin, aranan özellikleri karşılayan teknolojik imkanların kullanımının, maliyet, yapım güvenliği, yapım süresi vb. konularda büyük avantajlar sağladığı net bir şekilde ortaya konmuştur. Yazarlar gelecekte benzer projeler yürütecek araştırmacılara; bu çalışmada olduğu gibi büyük avantajlar sunan, güvenilirliğini kanıtlamış güncel teknolojileri çalışmalarına dahil etmelerini tavsiye eder.

4. KATKI BELİRTME

Yazarlar; Yeni Zigana Tüneli ile ilgili olarak görev almış tüm tasarım, yapım, müşavir ekiplerine ve Karayolları Bölge Müdürlüğü ile Karayolları Genel Müdürlüğü yetkililerine teşekkürlerini sunar.

5. KAYNAKLAR

- Akbay, S. C., Tarı, E. O., 2017. Zigana Tüneli Kesin Proje Jeolojik – Jeoteknik Raporu. Yüksel Proje A.Ş., Ankara, Rapor No: YPJ-1609-0006-1706-F0.
- Germeau, L., Brandt R., 2017. Zigana Tüneli Tünel Havalandırması Kesin Proje Raporu. HBI Haerter Consulting Engineers, İsviçre?, Rapor No: 16-301-001.

Sıkışan Kayada TBM ile Kazı Sorunları: Ankara-İstanbul Hızlı Tren Projesi T26 Tüneli Örneği

*Excavation Problems with TBM in Squeezing Rock: A Case Study From Ankara-Istanbul
High Speed Train T26 Tunnel Project*

**Evren POŞLUK^{1,*}, Ebu Bekir AYGAR², Servet KARAHAN³, Candan GÖKÇEOĞLU⁴,
Süleyman DALĞIÇ⁵**

¹İstanbul Üniversitesi – Cerrahpaşa Rektörlüğü, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü, 34320, Avcılar, İstanbul, Türkiye

²Fugro Sial Yerbilimleri Danışmanlık ve Mühendislik, 06680 Cankaya, Ankara, Türkiye

³TCDD İşletmesi Genel Müdürlüğü, Demiryolu Yapım Dairesi, 06050, Altındağ, Ankara, Türkiye

⁴Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 06800 Beytepe, Ankara, Türkiye

⁵İstanbul Üniversitesi – Cerrahpaşa, Mühendislik Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 34500, İstanbul, Türkiye

(* evrenposluk@gmail.com)

ÖZ: Bu çalışmada, Ankara-İstanbul Hızlı Tren Projesinde Bilecik ili ile Bozüyük ilçesi arasında bulunan Karbonifer-Permian yaşlı meta kırıntılılar, meta-ofiyolitler ve meta-bazit kayaları içeren Söğüt Metamorfitlelerinde ve Üst Jura yaşlı Demirköy İntrüzyonlarında açılan T26 Tünelinde (Proje km: 216+260 ile 222+360 arası, 6100 m uzunluğunda) TBM ile kazı yönteminin kullanıldığı 1234 m'lik kısımda yaşanan sorunlar ve nedenleri incelenmiştir. Tünel imalatlarına 2008 Aralık ayında giriş yönünden (Kuzeyden Güneye doğru) klasik kazı yöntemiyle başlanmış, işin taahhüt süresinde yetiştirilememesi riski nedeniyle TBM ile kazı denenmiş birbiri ardına yaşanan aşırı kazı, kalkan sıkışması, yapısal hasarlar ve prekast segment yenilmeleri sonrasında itki ve tork revizyonları yapılmış ve makine sınırlarına erişilmiştir. TBM, son revizyonlardan sonra bile ince yapraklanma düzlemlerine sahip, paleotektonik etkiler sonucunda kıvrımlanmış ve sıklıkla eğim atımlı faylar tarafından kesilen aşırı zayıf meta-kırıntılılarla (grafit-mika şist, mika şist, talk şist, kuvars-serizit şist, milonit şist, grafit-milonit şist) baş etmekte yetersiz kalmıştır. Bu nedenle sıkışan kayada TBM ve kaya etkileşiminin TBM'in tasarım aşamasında yeterli seviyede değerlendirilmesi gerektiği zira sonrasında makine kısıtlamaları nedeniyle tünel içi revizyonların sınırlı iyileştirme imkanı sunduğu sonucuna varılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Tünel, TBM, Sıkışma, Aşırı kazı

ABSTRACT: In this study, the T26 Tunnel opened in the Söğüt Metamorphites and the Upper Jurassic Demirköy Intrusions, which contain Carboniferous-Permian aged metaclastics, meta-ophiolites and meta-basite rocks, located between the Bilecik province and Bozüyük district, in the Ankara-Istanbul High Speed Train Project (Project km: 216+260). The problems and their causes in the 1234 m section (between 222+360 and 6100 m long) where the TBM excavation method was used were examined. Tunnelling started with the classical excavation method from the entrance direction (from North to South) in December 2008. Due to the risk of not being able to complete the work within the contract period, excavation with TBM was tried. After the excessive excavation, shield jamming, structural damages and precast segment failures, thrust and torque revisions were made and the machine was made. limits have been reached. Even after recent revisions, the TBM was insufficient to cope with extremely weak meta-clastics (graphite-mica schist, mica schist, talc schist, quartz-sericite schist, mylonite schist, graphite-mylonite) that had thin foliation planes, were folded as a result of paleotectonic influences, and were often cut by dip-slip faults. For this reason, it was concluded that the TBM and rock interaction in the squeezing rock should be evaluated at a sufficient level during the design phase of the TBM, since later in-tunnel revisions offer limited improvement opportunities due to machine limitations.

Keywords: Tunnel, TBM, Squeezing, Over excavation

1. GİRİŞ

Tünel Açma Makineleri (TBM) hemen hemen her tür kaya ve zemin ortamında çalışabilmektedir. Ancak özellikle sıkışan kayada TBM ile tünel açılırken birçok sorun ortaya çıkabilmektedir (Barla vd., 2014; Hasanpour vd., 2015; Bilgin, 2016; İncecik ve Poşluk, 2018). Sıkışma ise tünel çevresinde meydana gelen zamana bağlı büyük deformasyondur ve esasen sınırlayıcı bir kesme gerilmesinin aşılmasından kaynaklanan kriple ilişkilidir (Barla, 1995). Sıkışan kayada TBM ile kazıda ise geçilen jeolojik ortamın özelliğine bağlı olarak, kesici kafanın yapışması ve dönmemesi sonucu makinede hasarlar, kalkan sıkışması, papuçlu (Gripper) TBM'lerde pabuçlara yeterli desteğin sağlanmaması (bracing), destekleme elemanlarına aşırı yük, yüzeyde farklı oturmalar ve yumuşak, heterojen jeolojik ortamlarda kazı sırasında makinenin yönünün kontrol edilmesi yaşanan sorunlar arasında sayılabilir (Poşluk, 2024).

Sıkışma koşulları için en uygun TBM tipinin belirlenmesi hala tartışma konusudur (De La Fuente, 2019). Papuçlu TBM, daha kısa bir kalkana sahip olması ve perkast segment desteklere göre daha esnek destekleme içermeleri nedeniyle avantaj sağlar. Ancak ilerleme için kullanılan ve kazı duvarına basan papuçlar genellikle kötü zemin/kaya koşullarına adapte edilemezler. Tek veya çift kalkanlı TBM'ler daha yüksek bir ilerleme hızı sağlar, ancak kalkan sıkışması riski gripper TBM'lerden daha fazladır. Kurulu itki gücü TBM sıkışmasını önlemek için temel bir özelliktir (Ramoni ve Anagnostou, 2010; Bilgin, 2016; Hasanpour vd., 2017) ve itki gücü kazı ortamının kalkan üzerine uyguladığı sürtünmeden daha güçlü olmalıdır (Poşluk, 2024).

Bu çalışmada, Ankara-İstanbul Hızlı Tren Projesinde Bilecik ili ile Bozüyük ilçesi arasında bulunan T26 Tünelinde TBM ile kazı yönteminin kullanıldığı 1234 m'lik kısımda sıkışan kaya kaynaklı yaşanan sorunlar ve sorunlara getirilen çözümler incelenmiştir.

2. T26 TÜNELİ

2.1. T26 Tünel Güzergahı



Şekil 1. T26 Tünelinin konumu (a: Google earth görüntüsü b: güzergah fotoğrafı).

T26 Tüneli, 530 km uzunluğunda planlanan Ankara-İstanbul Hızlı Tren Projesinde yer almaktadır. 250 km/saat işletme hızına uygun, çift hatlı, elektrikli ve sinyal sistemli bir demiryolu tüneldir. Bilecik ili ile Bozüyük ilçesi arasında yer alan tünel 2004 yılında projelendirilmiştir. Tünel 6100 m (Proje km: 216+260 ile 222+360 arası, Şekil 1a) uzunluğunda olup tamamlandığında önünde ve arkasında bulunan (T24 ve CT3) tünellerle birleşerek 9789 m uzunluğa erişecektir (Şekil 1b). Tünel tamamlandığında ülkemizin en uzun demiryolu tüneli olacaktır.

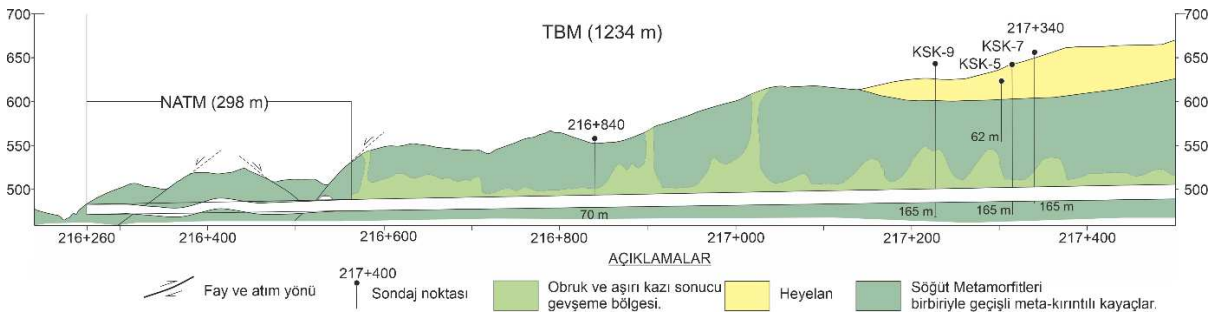
TBM ile imalatı yapılan bölgedeki en yüksek örtü kalınlığı 130 m'ye ulaşmaktadır. Tünelin tamamlanmış kesiti 12,5 m'dir (Şekil 2b). T26 Tünelinde 13,77 m çapında, teorik kazı alanı 149 m² olan tek kalkanlı, sonsuz dişli pasa yükleme sistemi olan, pasayı bant taşıyıcı sistemi ile nakleden, miks kesici kafa dizaynına sahip, sağlam kaya TBM'i kullanılmıştır (Şekil 2a).



Şekil 2. Tünel kesitleri (a: Klasik kazı tünel kesiti, b: TBM tünel kesiti).

2.2. T26 Tünel Jeolojik ve Jeoteknik Özellikleri

T26 tüneli, Türkiye 1/25000'lik jeoloji haritasında H24 d4 paftasında bulunmaktadır. Güzergah boyunca karmaşık nitelikli Söğüt Metamorfitle (serpantinleşmiş ofiyolit, meta-kırıntılı kayalar, meta-bazitler), bu birimi kesen Demirköy İntrüzyonu (granitik sokulum kayaları), Gemiciköy Formasyonu (Miyosen yaşlı karasal çökeltiler), alüvyonlar, yamaç molozları ve heyelan malzemesi yer almaktadır (Poşluk, 2024) (Şekil 3).



Şekil 3. T26 Tünelinde TBM'in kullanıldığı bölgenin jeolojik boy kesiti (Poşluk, 2024).

Çoğunlukla grafit-mika şistlerin hakim olduğu bölgede birim, çok çatlaklı kırıklı ve dağılgan niteliktedir. Maruz kaldıkları yönlü kuvvetlerin etkisiyle kıvrımlı (ondüleli) bir yapı kazanmışlardır ve kuvars göz ve mercekleri içermektedir. Geçilen birimin Q: 0.006-0.007, RMR86:12-17, GSI:11-17, RMQR:11-19 arasında değişmektedir. k değeri (yatay gerilme/düşey gerilme) 0.7'dir.

3. T26 TÜNELİNDE KULLANILAN TBM İLE KAZIDA YAŞANAN SORUNLAR

3.1. Sıkışan Kayada TBM İlerleme Sorunları

T26 Tünelindeki gibi sıkışan kayada TBM kazısı sırasında ayna stabilitesinin sağlanamaması olağandır. Kazı sırasında tünel üzerinden akan kaya malzemesi TBM kazı odasına girer ve tünelin kazısı için gereken hacminden daha fazlasını oluşturur. Bu durum “aşırı kazı” olarak bilinir ve bir kez başladıktan sonra ek tedbirler alınmadan ya da daha stabil bir kaya koşuluyla karşılaşılmeden durdurulması çok zordur.

T26 tünelinde TBM ile kazılara başlanan km:216+558'den itibaren kazı miktarlarının arttığı tespit edilmiştir. TBM ilerlemesi sırasında kazılan kaya miktarında %1'lik bir hacim artışı normal kabul edilmektedir. Ancak T26 Tünelinde ortalama olarak (taşıyıcı bantta taşınan malzemenin ağırlığından hesaplanan aşırı kazı miktarı) %200 seviyesinde gerçekleşmiş ve %500 seviyesine kadar çıkmıştır (Poşluk, 2024). T26 Tünelindeki gibi sıkışan kayada ise çoğunlukla sınırlayıcı dış etmenlerle durdurulabilir. Nitekim T26 Tünelindeki TBM kazılarında aşırı kazılar TBM'de oluşması muhtemel yapısal hasarlardan kaçınmak için durdurulmamış devam ettirilmiştir. Bunun sonucunda da km 216+571.6 (17.10. 2011, Segment halkası no: 151), km 216+905.7 (01.02.2012, Segment halkası no: 318), km 217+015.1 (28.03.2012, Segment halkası no: 373) obruklar oluşmuştur (Gökçeoğlu vd., 2022) (Şekil 4).



Şekil 4. Aşırı kazı sonucu oluşan obruklar.

3.2. Prekast Segment Yenilmeleri

Segment tünel kaplamaları akışkan zeminlerden, zayıf, orta, çok eklemlili ve sıkışan kayaya kadar geniş bir aralıkta üzerine etkileyecek yükü uygun şekilde destekleyecek ve tünelin hem kısa hem de uzun vadeli stabilitesini garanti edecek bir yapıda olmalıdır (Osgoui vd., 2021). Her türlü segment aşırı yüklemesi, beton segmentte hasara neden olabilir. Lokal hasarlar hızlıca aşılsa da öngörülemez jeolojik ve jeoteknik sorunlarla karşılaşıldığında sonuçları geri dönülemez olabilmektedir. T26

Tüneline kullanılan TBM'inde tek bağlantılı 12,5 m iç çapında inşaat demiri ve çelik fiberle güçlendirilmiş 45 cm kalınlığında beton segment kaplama sistemi kullanılmıştır. Segmentler 2 m uzunluğunda 7 + 1 (7 halka şekilli dikdörtgen segment ve 1 kilit taşı) parçadan oluşmaktadır.

T26 Tüneline TBM'in kullanıldığı çok ve aşırı zayıf meta-kırıntılıların sıkışma özellikleri, yetersiz ayakta durma süresine, ayna stabilite sorunlarına ve aşırı kazılara neden olmuştur. Aşırı kazılan bölgenin yeterli miktarda doldurulamaması sonucu asimetrik kaya yüküne maruz kalan beton prekast segmentlerde çatlaklar ve yenilmeler yaşanmıştır (Şekil 5). Yenilmeler 351. Segmentten itibaren başlayıp TBM kuyruğunun 48-60 m gerisinden itibaren TBM ilerlemesini takip etmiştir. Yenilmeler tünel tavan ve tabanında çoğunlukla segment bağlantı noktalarında yoğunlaşmaktadır.



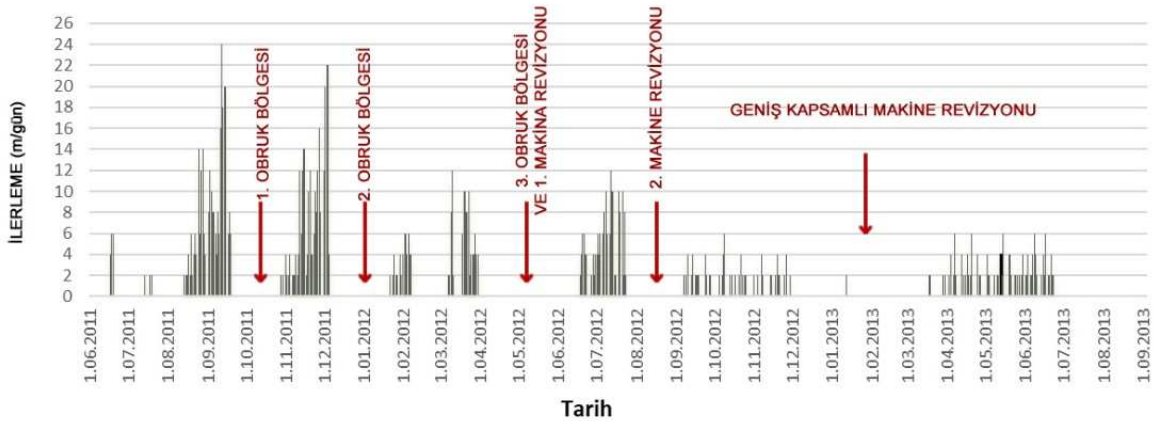
Şekil 5. Beton Prekast Segmentlerde yaşanan deformasyon ve kırıklar (a: Tünel eksen bölgesinde yaşanan boyuna çatlaklar, b: Segment birleşim yerlerinde oluşan çatlaklar ve demir donatıların görünüşü, c: segmentlerde kopma, d: Segment birleşim yerlerinde oluşan kırıklar, e: tünel tabanında oluşan kabarmalar, f: obruk bölgesinde segmentlerde oluşan çatlakların ardından su gelişi).

3.3. TBM İyileştirmeleri

Daha öncede belirtildiği gibi T26 Tünelinde kullanılan TBM orijinal hali ile tek kalkanlı bir sağlam kaya TBM'idir. Birbiri ardına yaşanan kalkan sıkışması, kazı aynası stabilite sorunları ve TBM de oluşan yapısal sorunların ardından T26 Tünelinde kullanılan TBM'in T26 Tünelindeki aşırı zayıf, parçalanmış, kırılmış yüksek sıkışan kaya koşullarını geçmekte ve öngörülen ilerleme hızına ulaşmakta yetersiz kaldığı anlaşılmıştır. Bu nedenle TBM'de revizyonlar yapılmıştır.

T26 Tünelinde TBM ile kazıya başlanmasının hemen ardından TBM'nin kesici kafasında iyileştirmeler yapılmıştır. Kesici kafanın amacı, kayayı parçalayarak kazı odasına yüklemek ve taşıma aracını (sonsuz dişli yükleyici, taşıyıcı konveyör, taşıyıcı vagonlar vb.) beslemektir. T26 Tünelinde kullanılan TBM'in orijinal tasarımı, bir EPB TBM için normal ve standart bir tasarım olan %33'lük bir orijinal açıklık oranına sahiptir. Tünel aynası stabilite sorunları ve aşırı kazıların ardından %33'lük açıklık oranının çok yüksek olduğu düşünülerek km:216+571'de %20'ye ardından km:216+710'da %15'e düşürülmüştür. Geçilen bu bölümde meta-kırıntıların Q: 0.009 civarında olup örtü kalınlığı 60,4 m düşey gerilme 1,58 MPa civarındadır.

Teoride kesici kafadaki daha küçük açıklıklar, kazı sırasında kazı odasına alınan malzeme miktarını sınırlayacak ve fazla kazı kontrolünde iyileşme sağlayacaktır. Bununla birlikte, kesici kafa açıklığının azaltılması, kazı yüzeyinin kontrolünü garanti etmez. Çünkü bu müdahaleler kesici kafa ile tünel kazı aynası arasında ek sürtünmeye yol açan ek temas alanı oluşturur. Ek temas alanının artması kesici kafayı döndürmek için gereken torku artırır. Bu durum T26 Tünelinde yapılan kesici kafa iyileştirmelerinin ardından da yaşanmış TBM'in orijinal tasarımında korunan tork, itki ve kesici kafanın açıklığı arasındaki denge bozularak yeni sorunlara neden olmuştur. Bu sorunlardan biride kesici kafadaki aşınmadır. T26 Tünelinde kesici kafadaki aralıklar azaldığında kesilen malzemenin kesici kafa ile teması artmış bu da kesici disklerin ve kesici kafanın kendisinde yüksek oranda aşınmaya neden olmuştur. Sonuç olarak kesici diskler beklenenden daha hızlı ve düzensiz aşınmış ve daha sık değiştirilmesi gerekmiştir. Disk değişimlerinde 24 saatten fazla zaman harcandığında TBM'de kalkan sıkışması gerçekleşmiştir (Şekil 6).



Şekil 6. TBM günlük ilerlemesi, TBM sıkışmaları ve modifikasyonları (Poşluk ve Korkanç, 2018).

T26 Tünelinde kullanılan TBM'in kesici kafasında yapılan iyileştirmelerin ardından kazılan aşırı zayıf, çok çatlaklı kırıklı, dağınık ve stabilitesi düşük meta-kırıntılarda ilerlemede sorunlar yaşanmasının ardından makinenin tork ve itki gücünde de iyileştirmeler yapılmıştır. Bu amaçla 3 ayrı zamanda 2 iyileştirme paketi uygulanmıştır. Yaklaşık 50 gün süren ilk aşamada makine torku arttırılmış ardından

ilerlenmiştir (Çizelge 1). Sonraki süreçte sorunlar devam edince makine yaklaşık 5 ay süren bir çalışma ile olabilecek en yüksek tork ve itki gücüne ulaştırılmıştır (Çizelge 2). Ek olarak TBM'de kazı ve hafriyat sırasında tork ve itme gücü gereksinimini hafifletmek için kayganlaştırıcılar kullanan zemin şartlandırma sistemi eklenmiştir. Ancak tork, itme gücü artışı ve eklenen koşullandırma sistemi sorunların çözümünde yeterli olmamıştır.

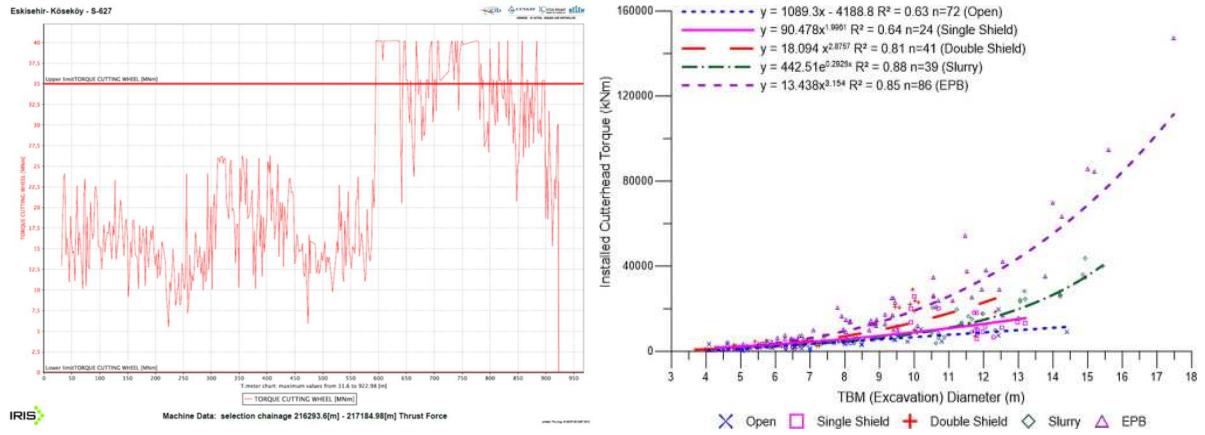
Çizelge 1. T26 Tünelinde kullanılan TBM'in orijinal ve iyileştirmeler sonucu ulaşılan toplam kurulu gücü.

	Sürekli (kNm)	Acil durum (kNm)	Hız (devir/dakika)	Kurulu Güç (kW)	Toplam Güç (kW)
Orijinal tasarım	16,055	24,083	0-4.0	16 x 350	5,3
1. iyileştirme	28,3	35,2	0-3.0	16 x 350	5,3
2. iyileştirme	52,56	65,7	0-2.5	21 x 350	7,35

Çizelge 2. T26 Tünelinde kullanılan TBM'in orijinal ve iyileştirmeler sonucu ulaşılan toplam itki kuvveti.

	Sürekli (kN)	Acil durum (kN)	İtme pistonu adedi	İtme kuvveti / Kazı alanı (kN/m ²)
Orijinal tasarım	84464	96509	15x2	506
Nihai	155000	172000	15x2	926

Sorunların aşılması amacıyla TBM'de yapılan iyileştirmelerin ardından T26 Tünelinde kullanılan TBM Slurry tip TBM'lerle yakın EPB TBM'ler için gerekli olan torkun yaklaşık %55'i seviyesinde kalmıştır (Şekil 7). 16.055 kNm'lik nominal tork değeri, bu çaptaki bir sert kaya TBM'i için beklenen değerdir. Ancak kesici kafanın kurulu tork değeri, 65,700 kNm'lik beklenen bir EPB TBM kurulu torku ile karşılaştırıldığında çok düşüktür.



Şekil 7. T26 Tünelinde kullanılan TBM ve Diğer TBM tiplerinin kıyaslaması (a: T26 Tünelinde kullanılan TBM'de kesici kafada kullanılan tork miktarları; farklı TBM tip ve çaplara göre kullanılan tork miktarları grafiği (Ateş vd., 2014).

3.4. TBM'in Hareket Edememesi ve Göçük

T26 Tünelinde kullanılan TBM, 1020 m'de yapılan son iyileştirmelerin ardından deneme imalatlarına 2 ila 4 m/g hızla başlanmıştır. TBM'in ilerlemesinin sağlanması amacıyla TBM'tork ve itki kuvvetleri acil durum seviyesinde çalıştırılmıştır. Buna rağmen tünelde aşırı kazılar ve segmentlerdeki deformasyonlar devam etmiştir. Kesici kafada ise aşınmalar ve zorlamalar tespit edilmiştir. TBM yatay ve düşeyde

olması gereken konumundan sapmıştır. Km: 217+494 (1234 m) TBM T26 Tüneli güzergahında yapılacak ek araştırmalar için durdurulmuştur. Yapılan çalışmalar sırasında geçen 18 ayın ardından TBM'in kesici kafasından yaklaşık 100 m geride (segment no: 567, km: 217+394) segmentlerde yenilme yaşanarak göçük oluşmuştur. Tünelin TBM ile açılan kısmının neredeyse tamamında olduğu gibi göçük bölgesinde de aşırı zayıf grafit-mika şistler parçalanmış bir haldedir (Şekil 8).



Şekil 8. 566.- 567. Numaralı segmentlerde yaşanan (~1132. m) yenilme ve sonrasında oluşan göçük.

4. SONUÇLAR

TBM performansı, makine, destek ve tünelin açıldığı jeolojik ortam arasındaki etkileşime bağlıdır. Sıkışan kayada ise bu etkileşimi önceden öngörmek istenmeyen sonuçlarla karşılaşılması için son derece önemlidir. Bu çalışmada, T26 Tüneli sıkışan kaya koşullarında TBM ile kazı yönteminin kullanıldığı 1234 m'lik kısmı incelenmiştir.

T26 Tünelindeki sıkışan kaya koşullarında kullanılan geniş çaplı TBM, tünelde beklenmeyen jeolojik koşullara adapte edilmekte zorlanılmıştır. Kesici kafada, tork ve itki kuvvetinde yapılan iyileştirmelere rağmen makine ilerlemesi sağlanamamıştır. TBM'lerde kesici kafadaki torku daha da arttırmaya çalışmak, ana tahrik sistemiyle diğer bileşenlerin ömrünü etkiler. Ayrıca TBM tasarlandıktan sonra alan darlığı nedeniyle müdahale şansı kısıtlıdır. Aynı kısıt itki gücü içinde geçerlidir. Nitekim T26 Tünelinde kullanılan TBM içinde aynı kısıtlamalar oluşmuş aşırı kazı sonucunda, TBM kalkan sıkışması, segment yenilmeleri ve nihayetinde göçük oluşmuştur. Dolayısıyla sıkışan kayada TBM ve kaya etkileşiminin TBM'in tasarım aşamasında yeterli seviyede değerlendirilmesi gerektiği zira sonrasında makine kısıtlamaları nedeniyle tünel içi revizyonların sınırlı iyileştirme imkanı sunduğu sonucuna varılmıştır.

5. KATKI BELİRTME

Bu çalışmanın yazarları TCDD Genel Müdürlüğü'ne, yüklenici firma Cengiz-İçtaş-Belen iş ortaklığına ve proje yürütücüsü Fugro Sial LTD ŞTİ'ye desteklerinden ötürü teşekkür ederler.

6. KAYNAKLAR

- Ates, U., Bilgin, N., Copur, H., 2014. Estimating torque, thrust and other design parameters of different type TBMs with some criticism to TBMs used in Turkish tunneling projects. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 40, 46-63.
- Barla, G., 1995. Squeezing rocks in tunnels. *ISRM News Journal*, 3/4, 44-49.
- Barla, G., Barla, M., Bonini, M., Debernardi, D., 2014. Guidelines for TBM tunnelling in squeezing conditions – a case study. *Geotechnique Letters*, 483-87.
- Bilgin, N., 2016. An appraisal of TBM performances in Turkey in difficult ground conditions and some recommendations. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 57, 265-276.
- De La Fuente, M. (2018). Tunneling under squeezing conditions: Effect of the excavation method, Thesis (PhD), Université Paris-Est.
- Gokceoglu, C., Aygar, E.B., Nefeslioglu, H.A., Karahan, S., Gullu, S., 2022. A geotechnical perspective on a complex geological environment in a High-Speed Railway Tunnel excavation (a case study from Türkiye). *Infrastructures*, 7(11), 155.
- Hasanpour, R., Rostami, J., Barla, G., 2015. Impact of Advance Rate on Entrapment Risk of a Double-Shielded TBM in Squeezing Ground. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 48(3), 1115-1130.
- Hasanpour, R., Schmitt, J., Ozcelik, Y., Rostami, J., 2017. Examining the effect of adverse geological conditions on jamming of a single shielded TBM in Uluabat tunnel using numerical modeling. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(6), 1112-1122.
- Incecik, M., Poşluk, E., 2018. Tunnel T26 on the Ankara-Istanbul high speed rail route-Tunnelling under difficult conditions. *Geomechanics and Tunnelling*, 11(5), 434-440.
- Osgoui, R.R., Quaglio, G., Poli, A., Carrieri, G., 2021. Design aspects of segmental tunnel lining in difficult rock conditions. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 833, No. 1, p. 012073.
- Poşluk, E., 2024. T26 Tünelindeki Sıkışan Kayalarda tünel açma makinesi ile klasik kazı yöntemlerinin karşılaştırılması. Doktora Tezi, İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa Lisans Üstü Eğitim Enstitüsü, İstanbul 304s.
- Poşluk, E., Korkanç, M., 2018. Zayıf Kayaçalarda Makinalı Kazı Performansının Kestirilmesindeki Zorluklar. *Jeoloji Mühendisliği Dergisi*, 42/2: 143-158.
- Ramoni, M., Anagnostou, G., 2010. Thrust force requirements for TBMs in squeezing ground. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25(4), 433-455.

Haliç Köprüsü'nün Güçlendirilmesi (İstanbul) *Retrofitting Golden Horn (Haliç) Bridge in İstanbul*

Gözde ÇELİK^{1,*}, Ahmet Fatih KOÇ¹, K. Arman DOMANIÇ¹, Nurgül PARLAK
ŞEKER², Aydın DURUKAN², Şenol ALTIOK²

¹ Yüksel Domaniç Müh. Ltd. Şti. Mutlukent Mah. 164. Cad. No: 21 06800 Ümitköy, Ankara

² Karayolları Genel Müdürlüğü Araştırma ve Geliştirme Dairesi Başkanlığı Devlet Mahallesi İnönü
Bulvarı No: 14 06420 Çankaya, Ankara

(* gozdecelik@ydomanic.com)

ÖZ: 1974'te inşa edilen Haliç Köprüsü, hizmet verdiği süre boyunca kazık başlığı seviyesinde aşırı yanıl deplasmanlar sergilemiştir. Tespit edilen hareketliliğin sebebinin araştırılması için sondaj, jeofizik araştırma çalışmaları (ERT, batimetri, yandan taramalı sonar, deniz sismiği) ile koni penetrasyon (CPT) deneyleri gerçekleştirilmiştir. Çalışmalar neticesinde oluşturulan jeolojik profile göre, kazıklı temellerin Trakya Formasyonu olarak adlandırılan çakıl ve grovak üzerinde bulunan, maksimum 55 m kalınlığındaki yumuşak kil biriminden oluşan, çanak şeklindeki Haliç Çökelleri içerisinde yer aldığı görülmüştür. Ayrıca, zemin seviyesinin yapay dolgu ile zaman içerisinde önemli ölçüde arttırıldığı gözlemlenmiştir. Aşamalı inşaat analizleri; yapay dolgunun, uzun drenaj yolu nedeniyle önemli ancak çok yavaş bir konsolidasyon oturmasına neden olduğunu doğrulamıştır. Konsolidasyon oturması, çanak şeklindeki anakaya seviyesinden dolayı zeminde önemli yanıl yerdeğiştirmeye neden olmuştur. Bu sebeple, deprem durumunda taşıma kapasitesinin çok yetersiz kaldığı ve güçlendirme ihtiyacı tespit edilmiştir. Mevcut temel sistemine entegre edilecek ek baret kazıklar ve yeni bir kazık başlığı ile köprü güçlendirme projesi hazırlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Konsolidasyon oturması, Köprü güçlendirmesi, Baret kazıklar, Saha araştırması

ABSTRACT: Golden Horn Bridge (constructed in 1974) exhibited excessive lateral displacements at pile cap level during service life. To investigate the cause of lateral movement, borehole drilling, geophysical research studies (ERT, bathymetry, side scan sonar, marine seismic) and cone penetration (CPT) tests were carried out. According to geological section, piled foundations lay on soft clay of 55 m maximum thickness, overlying gravel and greywacke. Furthermore, ground level has been significantly increased during service life via artificial filling. Staged-construction analyses confirmed that artificial filling yielded significant but very slow consolidation settlement due to long drainage path. Consolidation settlement induces significant lateral displacement in soil due to the bowl-shaped bedrock level. Therefore, foundations retrofit is required because residual seismic load capacity is estimated to be very limited. A bridge reinforcement project is prepared with additional barrette piles and a new pile cap to achieve solid integration with existing load bearing system.

Keywords: Consolidation settlements, Bridge retrofit, Barrette piles, Site investigation

1. GİRİŞ

Birbirine paralel üç köprüden oluşan "Haliç Köprüsü" nün ortada yer alan ilk köprüsü Ishikawajima-Harima Heavy Ind. Co. Ltd. (Japonya) ve Julius Berger – Bauboag AG (Almanya) adlı konsorsiyumu tarafından yapılarak 1974 yılında hizmete girmiştir. Sonraki yıllarda artan trafik yoğunluğu ile beraber mevcut Haliç Köprüsü'nün her iki tarafına birer adet ikişer şeritli yeni köprü eklenerek ulaşımın rahatlaması amaçlanmıştır. Bu yeni köprüler de 1994 – 1998 yılları arasında Ishikawajima-Harima Heavy Ind. Co. Ltd. (Japonya) tarafından inşa edilmiştir.

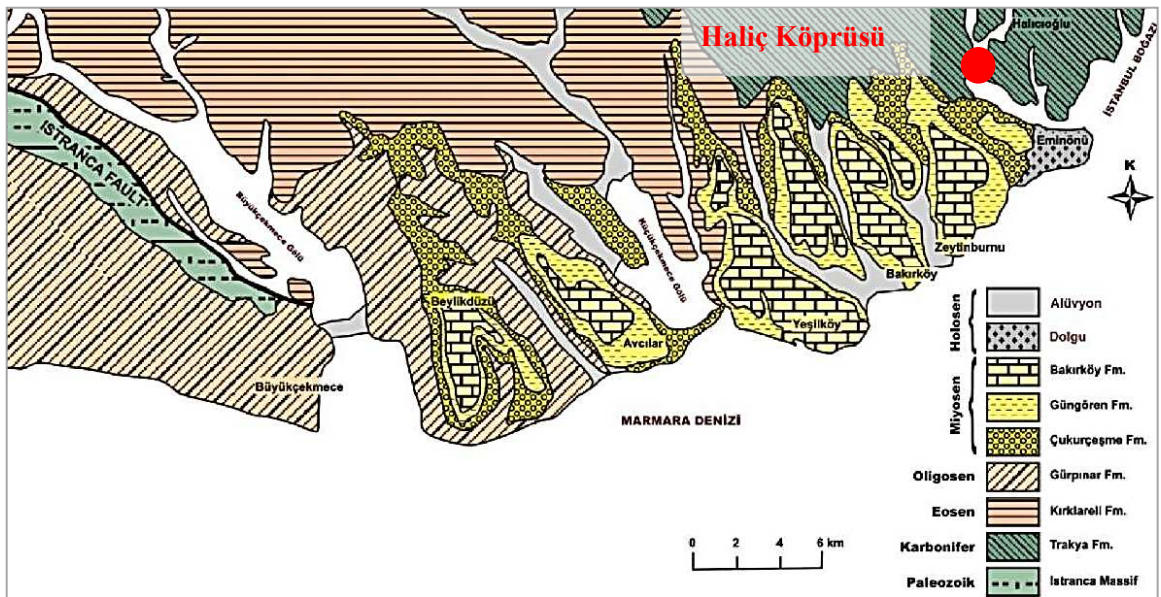
1998 yılında eski köprünün silindirik mesnetleri yine Ishikawajima-Harima Heavy Ind. Co. Ltd. tarafından pot mesnetler ile değiştirilmiştir. Bununla birlikte eski ve yeni köprüler 2009 yılında Karayolları 17. Bölge Müdürlüğü sorumluluğunda, IHI Corporation tarafından yürütülen çalışmalar doğrultusunda depreme karşı güçlendirilmiştir. Güçlendirme kapsamında köprü kolonlarının bir kısmı mantolanmış, bazı orta ayak kazık başlıkları kalınlaştırılmış, A1 aksına metal esaslı sönümleyici yerleştirilmiş, enine doğrultuda deprem takozları tertip edilmiş, boyuna doğrultu da ise çelik konsol ve halatlar ile üstyapının düşmesini önleyici tedbirler alınmış ve son olarak üstyapıda bir takım eleman güçlendirmeleri yapılmıştır.

Güzergahı köprünün altından geçen ve İstanbul Büyük Şehir Belediyesi ile Doğu İnşaat ve Ticaret A.Ş.'nin paydaşı olduğu "Eminönü – Alibeyköy Tramvay Hattı" projesi inşası sırasında Haliç Köprüsü'nün P3 aksında deformasyon olduğu tespit edilmiştir. Gözlenen deformasyonun tramvay hattı inşası ile ilgili olmadığı o dönem Karayolları Genel Müdürlüğü 1. Bölge Müdürlüğü ve İBB tarafından hazırlatılan bir rapor ile ortaya konmuştur. Karayolları 1. Bölge Müdürlüğü tarafından deformasyonların kaynağının araştırılması ve gerekli onarım projesinin hazırlanması için güçlendirme projesi ihale edilmiştir.

2. ÇALIŞMA ALANININ JEOLJİSİ

2.1. Genel Jeoloji

Haliç'te yapılan önceki araştırma çalışmaları bölgenin genç tektonik hareketlerin etken olduğu evrede önemli morfolojik değişimlere maruz kaldığını göstermektedir (Şekil 1). Bu değişim sürecinde oluşan Holosen dönemi genç çökelleri ise Haliç ve İstanbul Boğazı'nda yaygınca yer almaktadır. Benzer litolojilerden oluşan bu çökeller birbirleriyle yanal ve düşey yönde giriktirler. Yörede, deniz dibindeki genç kırık hattın Karaköy ve Sarayburnu açıklarında olmak üzere iki önemli topoğrafik düzensizliğe neden olmuştur. Bunlardan Karaköy açıklarındaki muhtemel bir fayın neden olduğu ani kot değişimi, Haliç çökelleriyle İstanbul Boğazı çökellerinin sınırını teşkil etmektedir. Bu fay ile ikinci topoğrafik düzensizliğe neden olan Sarayburnu yakınlarından geçen faylar kademeli olarak Haliçi asılı bir vadi durumuna getirmiş ve Haliç'teki yer alan genç çökellerin İstanbul Boğazı güneyinde daha derin kotlarda yer almasına neden olmuştur (Yıldırım, vd., 1992).



Şekil 1. İstanbul'un batı yakasının genel jeoloji haritası (Arıç, 1955; Yalçınlar, 1976; Oktay ve Eren, 1999; Dalgıç, 2004).

2.2. Stratigrafi

Önceki çalışmalara göre, köprü lokasyonunda iki birim gözlemlenmiştir. Bunlardan ilki altta temeli oluşturan Paleozoik yaşlı Trakya Formasyonu, ikincisi ise temeli uyumsuz olarak örten genç (Holosen) Haliç çökelleridir (Algan vd., 2011). Deniz dibi zemin kotundan itibaren 30.0 m ile 51.0 m derinliklerde rastlanılan Trakya Formasyonu gri renkli çatlaklı, çatlak araları kil dolgulu, kumtaşından (grovak) oluşmaktadır. Paleozoik yaşlı Trakya Formasyonu üzerinde yaralan ve genellikle kötü derecelenmiş kum ve siltli killi kum karakterinde olan Halosen yaşlı Haliç genç çökellerde, yanal ve düşey fasiyeslerin sık sık değiştiği ve zemin özelliklerinin değişkenlik gösterdiği gözlenmektedir (Yıldırım vd., 1992). Daha sakin bir ortamda çökelen genç Haliç tortullarının ise deniz tabanından alt seviyelere doğru düzenli olarak kıvamının arttığı ve kendi ağırlığı altında sıkışan normal konsolide bir kil davranışı gösterdiği bilinmektedir.

2.3. Yapısal Jeoloji ve Tektonik

Haliç, bölgenin yükselmesi ve fay etkisi ile gelişmesi sonucunda asılı bir vadi konumuna gelmiştir. Hareketli dönemin yerini giderek sakinleşen ortama bırakması ile deniz Haliç içlerine doğru ilerlemiştir. Temeli oluşturan Trakya formasyonu, faylanmanın etkisi ile kıyı kesimlerinde üst seviyeye çıkarken deniz kesiminde daha derinde gözlemlenmiş ve Halosen yaşlı genç çökeller ile uyumsuz olarak örtülmüştür (Yıldırım vd., 1992).

2.4. Depremsellik

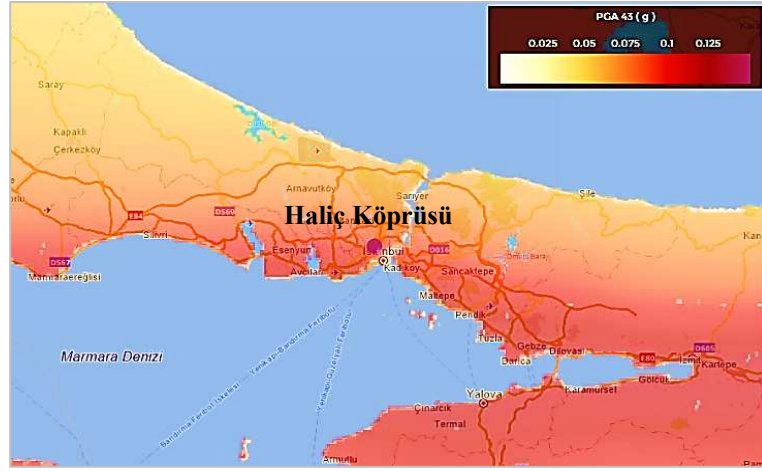
Türkiye Deprem Tehlike Haritası'na göre, Haliç Köprüsü'nün bulunduğu bölgede deprem tehlikesi oldukça yüksektir (Şekil 2). Haliç Köprüsü'nün orta açıklıklarını kapsayan ve uzunca bir kesimde yer alan yumuşak kil tabakasının; çok kalın (> 35 m), yüksek plastisiteli (fakat $PI < 50$) ve organik içerikli olduğu bilinmektedir. Bu kesim "ZF (taşıma gücü düşük, sıvılaştırılabilir vb. olan zeminler)" yerel zemin sınıfı kapsamına girmektedir. Kenarlara açıklıklarda ise kil tabakasının kalınlığı azalarak 35 m'nin altına düşmekte ve yerel zemin sınıfının özellikleri "ZE" ye yaklaşmaktadır. Hesaplarda kullanılan deprem kayıtları Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1. Deprem hesaplarına esas seçilmiş ivme kayıtları.

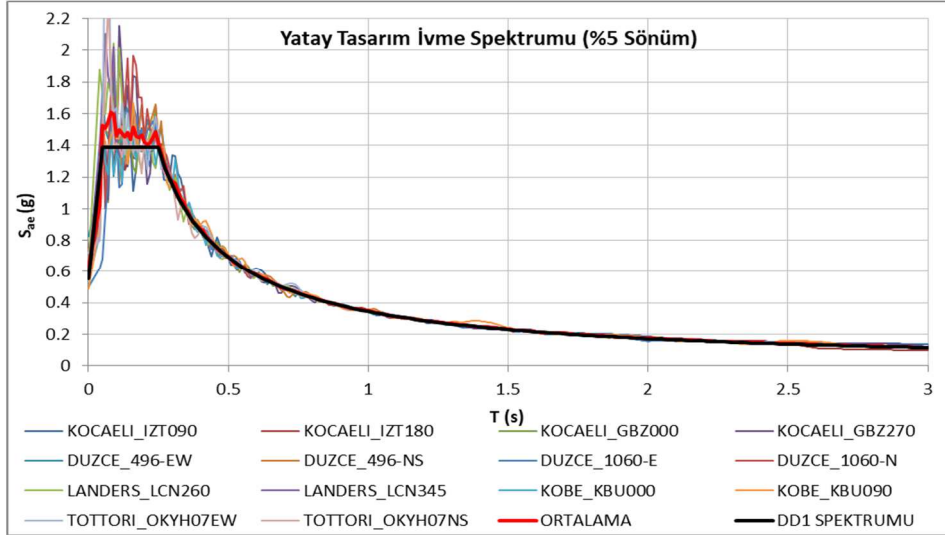
Kayıt No	Deprem	Moment Büyüklüğü	Fay Mekanizması	İstasyon	Episentral Uzaklık (km)	En Kısa Uzaklık (km)	Zemin (NEHRP)
1161	Kocaeli, 1999	7,51	Yanal atımlı	Gebze	47,03	10,92	B
1165	Kocaeli, 1999	7,51	Yanal atımlı	İzmit	5,31	7,21	B
8165	Düzce, 1999	7,14	Yanal atımlı	IRIGM 496	24,31	4,21	B
1613	Düzce, 1999	7,14	Yanal atımlı	Lamont 1060	44,4	25,88	B
879	Landers, 1992	7,28	Yanal atımlı	Lucerne	44,02	2,19	B
1108	Kobe, 1995	6,9	Yanal atımlı	Kobe Uni.	25,4	0,92	B
3925	Tottori, 2000	6,61	Yanal atımlı	OKYH07	25,62	15,23	B

NEHRP: National Earthquake Hazards Reduction Program

Kritik deprem düzeyi DD-1 (50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem – $T = 2475$ yıl) ve yerel zemin sınıfı "B" için Tasarım İvme Spektrumu Şekil 3'de verilmiştir.



Şekil 2. İstanbul ili deprem tehlike haritası - deprem düzeyi DD-4 (AFAD, 2019).



Şekil 3. DD-1 Deprem düzeyi için ölçeklenmiş spektral ivme değerleri ve ortalamaları.

3. TAMAMLANAN SAHA ÇALIŞMALARI

Çalışma alanının jeolojik ve jeoteknik tanımlamalarının gerçekleştirilebilmesi açısından sahada gerçekleştirilen etüt ve deneyler aşağıdaki gibidir:

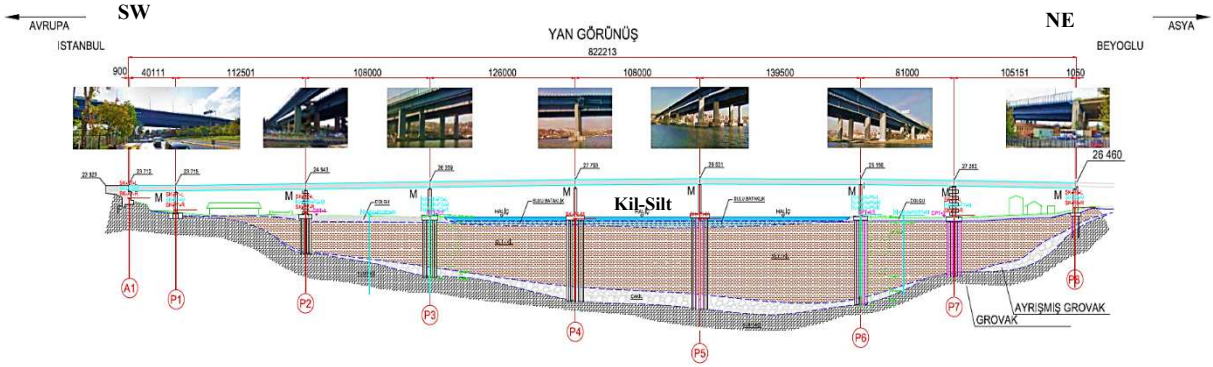
13 adet sondaj kuyusu açılmıştır. Açılan sondaj kuyularında standart penetrasyon testleri (SPT) ve presiyometre deneyleri yapılmıştır. Sağlam zeminin yüzeye olan mesafesine bağlı olarak sondaj derinlikleri (9,50-97,0)m aralığında değişmektedir. Ortalama sondaj derinliği 51 m'dir. Sondaj kuyularından uygun sayı ve sıklıkta laboratuvar deneyleri için gerekli örselenmiş numune örnekleri, örselenmemiş zemin numune örnekleri ve kaya karot örnekleri alınmıştır. Açılan sondaj kuyularında; kaya ve zeminlerin litolojik ve yapısal özellikleri, yatay ve düşey doğrultudaki değişimleri, yüzeylerin pürüzlülüğü ve geçirgenliği, yeraltı su seviyesi ve durumu belirlenerek toplam karot oranı (TCR) ve kaya kalitesi durumu (RQD) sondaj loglarına işlenmiştir.

6 adet CPT deneyi yapılmıştır. Bu deneyler yüksek deformasyonların gözlemlendiği P3 ve P6 ayaklarının gerisinde yapılmıştır. Ortalama CPT derinliği 43 m'dir. 13 sondaj kuyusundan 11'ine İnklinometre borusu yerleştirilerek aylık deformasyon takibi yapılmıştır.

Karada 9 hat üzerinde ERT Tomografik ölçüm yapılmıştır. Deniz içerisinde 6 hat üzerinde sismik yansıma çalışması yapılmıştır. Yapılan çalışmadan elde edilen veriler ile deneyin yapıldığı bölgedeki zeminin kayma dalgası hızı da tespit edilmiştir. Batimetrik ölçüm ile köprü lokasyonunda Haliç'in su derinliği belirlenmiştir.

Zemin numunelerinin tipine göre (kaya / kaba daneli / ince daneli); birim hacim ağırlık, elek analizi, tek eksenli basınç dayanımı, kayma direncinin üç eksenli hücrede tayini (UU), atterberg limitleri analizi, su içeriğinin tayini, kademeli yükleme yoluyla ödometre deneyi, kayma direncinin kesme kutusu ile tayini deneyleri gerçekleştirilmiştir.

Elde edilen veriler ilgili şartname ve literatüre göre değerlendirilerek sahanın jeolojik plan ve boy kesiti oluşturulmuştur (Şekil 4). Devamında ise geoteknik kontroller ve tasarım hesapları yapılmıştır.



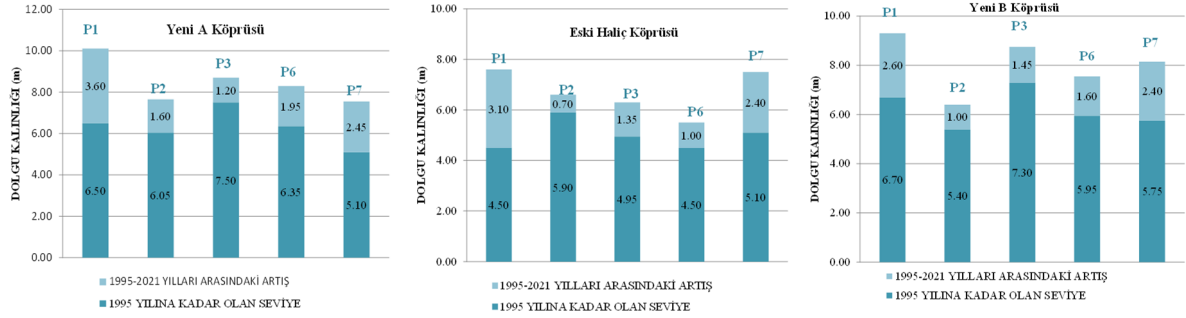
Şekil 4. Haliç Köprüsü jeolojik boy kesiti.

4. DEFORMASYON KAYNAĞININ ARAŞTIRILMASI

Yapılan plankote çalışmaları ve mesnet cetveli okumaları ile deformasyonun varlığı teyid edilmiş ve yapılan sonlu elemanlar analizleri ile P2, P3, P6 ve P7 orta ayak temellerinin yapımının tamamlandığı tarihten günümüze kadar geçen süreçte zemin hareketlerinden kaynaklı olarak Haliç kıyısına doğru deplase olduğu ortaya konmuştur.

Köprü sahasında açılan eski ve yeni araştırma sondaj kuyusu verileri incelendiğinde, haliç kıyılarında oldukça kalın yapay dolgu tabakasının olduğu anlaşılmaktadır. Dolgu altındaki zeminin yumuşak ya da gevşek tabakalardan oluşması, büyük oturmaları veya kaymaları olanaklı kılmaktadır. Yumuşak ya da gevşek zemin tabakaları üstüne dolgu yapılması sonucunda zeminin taşıma gücü aşılsa, göçme ve oturma sorunları ortaya çıkmaktadır (Toğrol vd., 2014). Şekil 5'de Yeni A, B ve Eski Haliç Köprüsü bölgesindeki yapay dolgu kalınlıkları verilmiştir.

Köprü lokasyonundaki siyah kot değişimi Şekil 6'da gösterilmiştir. 1940'lı yıllardan Hacıoğlu kesimi P7 ayağının olduğu bölgedeki Humbarahane camii bahçe resminden, kaldırım seviyesi yaklaşık 2,25 m yükseldiği ölçülmüştür.

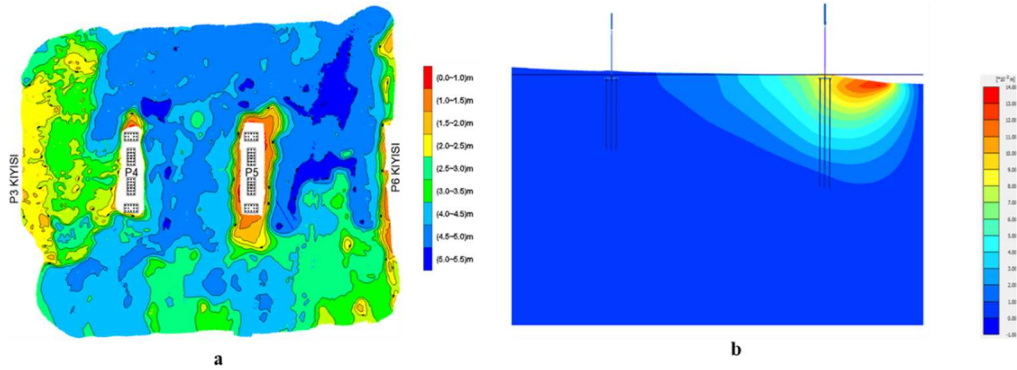


Şekil 5. Yeni A Köprüsü bölgesindeki dolgu yüksekliğinin grafiksel gösterimi.

Haliç'te kirlilik ve sığlaşma sebebiyle dip tarama faaliyetlerinin belirli aralıklarla yapıldığı bilinmektedir. Özellikle 1997-1998 döneminde yapılan kapsamlı dip çamuru temizliği ile haliçte ortalama derinlik 4 metreye çıkarılmıştır. Gerçekleştirilen batimetrik ölçümlerle su derinliğinin güncel durumu tespit edilmiştir (Şekil 7a). Dip tarama faaliyeti ile malzeme çıkarımı haliç kıyısındaki köprü temellerinde (aktif-pasif) kuvvet dengesinin değişmesinde yol açmıştır. Dip tarama neticesinde köprü temellerinin Haliç içerisindeki tarafında zemin basıncı kaybı açığa çıkacaktır. Statik denge şartından bu fark kuvvetin dengelenmesi gerekmektedir. Zeminden daha rijit olması sebebi ile fark kuvvetin önemli bir kısmının köprü temeline aktarılacağı açıktır. Temel yapısına aktarılan ve kazık pasif bölgesinde sönmülenen bu yatay kuvvetin bir miktar deplasman açığa çıkarması beklenen bir durumdur. Şekil 7b'de dip tarama sonucunda P2-P3 ayak bölgesinde açığa çıkan yatay zemin deplasmanları verilmiştir.

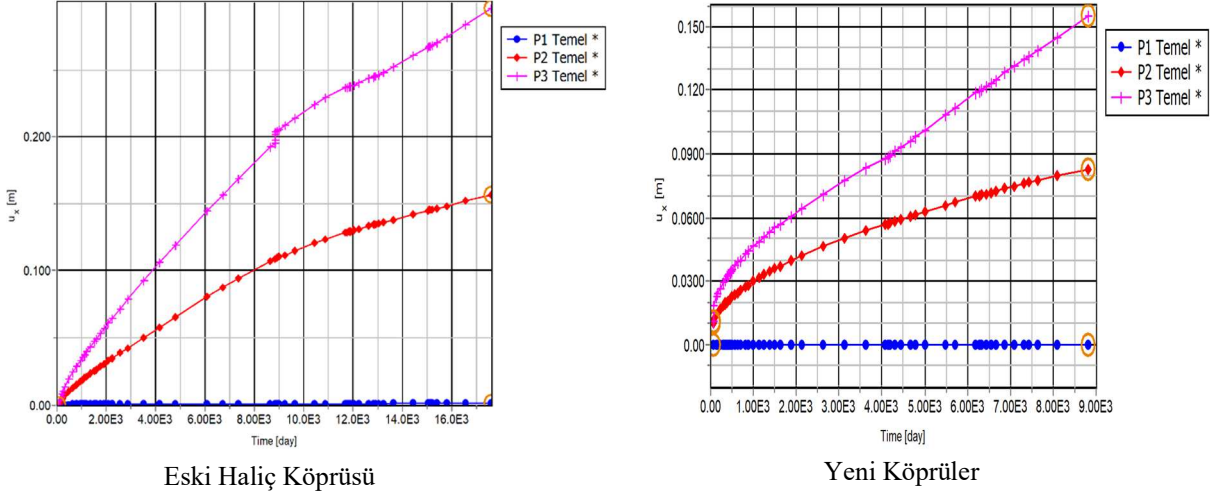


Şekil 6. 1940 – 2022 arasında camii bahçesinden yapay dolgu miktarındaki artışın ölçülmesi.



Şekil 7. (a) Haliç Köprüsü bölgesindeki su derinliği (Batimetrik Ölçüm sonucu), (b) dip tarama sonucunda P2-P3 ayak bölgesinde açığa çıkan yatay zemin deplasmanları.

Aşamalı inşaat modellemesi ile sonlu elemanlar analizi gerçekleştirilmiş ve deformasyon grafiklerinde, zemin deformasyonlarının P3 orta ayağı bölgesinde yoğunlaştığı görülmüştür. A1 ve P1 ayaklarının olduğu kesimde ise sağlam zemin yüzeye yakın olduğu için herhangi bir deformasyona rastlanmamıştır. Eski Haliç Köprüsü ve yeni köprüler için 1974 – 2022 dönemini kapsayan yatay deformasyon grafiği Şekil 8'de verilmiştir.



Şekil 8. Eski Haliç Köprüsü ile yeni köprülerin P1-P2-P3 temellerinin (1974 – 2022) dönemi yatay deplasman grafiği.

5. KÖPRÜ GÜÇLENDİRME PROJESİ

Ortada bulunan Eski Haliç Köprüsü temelleri çelik çakma kazıklardan, kenarlarda bulunan ve yapımı 90'larda tamamlanan Yeni Haliç Köprüleri'nin ise kıyıda bulunan temelleri betonarme fore kazıklardan, deniz içinde bulunan ayakları ise kompozit çakma kazıklardan teşkil edilmiştir. Kıyıdaki deplase olan P2, P3, P6 ve P7 akslarındaki kazıklar kapasite rezervlerini büyük ölçüde tüketmiş ve olası bir depreme karşı yetersiz kalmıştır. Bu yüzden güçlendirilmeye ihtiyaçları vardır.

Mevcut temellerinin 4 aksta ilave baret kazık imalatları ve bağlantı radyeleri ile güçlendirilmesi projelendirilmiştir. Önerilen tasarım, mevcut temel sistemine entegre edilecek ek baret kazıklar ve yeni bir kazık başlığı içermektedir. İlave güçlendirme elemanları ve inşaat yöntemi; inşaat alanının sınırlı düşey gabarisi, zemin koşulları, güncel endüstriyel uygulamalar ve ekonomik uygulanabilirlik göz önüne alınarak detaylı bir değerlendirmenin ardından belirlenmiştir. Önerilen tasarım ile mevcut temellerin hem yanal rijitliği hem de yük taşıma kapasitesi artırılarak yeterli deprem direnci sağlanmış ve devam eden konsolidasyon oturmasına bağlı olarak daha fazla yatay yer değiştirmenin minimize edilmesi amaçlanmıştır.

Baret kazıklar mevcut temellerin ön ve arkalarına 3 ila 4 adet ilave edilecek şekilde projelendirilmiştir. Baret kazık plan ebatı 120x280 cm olup uzunlukları kıyıya komşu P3 ve P6 akslarında 56 m ile 68 m arasındadır. Daha içeride olan P2 ve P7 akslarında ise 38 ile 41 m arasındadır. Baret imalatları tamamlandıktan sonra mevcut kazıklar ve ilave baretlerin birlikte çalışabilmesi için 200 cm yüksekliğinde yeni bir radye imalatı yapılacaktır. Eski radye ile yeni radye arasındaki bağlantı yeterli miktarda tesis edilen çapları 22 ile 32 mm arasında değişen ankraj ekimi sağlanmıştır.

Baret kazıklar; ön delgi, kılavuz duvar imalatı, kademeli delgi, donatı yerleştirilmesi ve son olarak beton yerleştirilmesi sıralaması ile inşa edilecektir. Delgi işlemine arzu edilen soket boyuna ulaşılan kadar devam edilecektir. Delgi işlemi esnasında projede belirtilen düşeylik toleransının korunabilmesi için

gerekli tedbirler alınacak ve delgi işlemleri esnasında kazı (kuyu) stabilitesinin korunabilmesi amacıyla bentonit çamuru kullanılacaktır. Kazı stabilitesinin korunması, gerek şart olsa da yeter şart değildir. Delgi esnasında zemin içerisinde oluşturulan kuyuya ait deformasyonların sınırlandırılması da gereklidir. Deformasyon ve stabilite kontrolleri imalatın mevcut temellerin yakınında yapılacak olması açısından da ayrı bir öneme sahiptir.

Ayrıca baret temel imalatının yapılacağı bölgede iş makinesinin üzerinde çalışabileceği bir platform oluşturmak amacıyla bölge 10 m uzunluğunda 1.60x1.60 metre karelağı jet grout ile güçlendirilecektir. Mevcut durumda zeminin emniyetli taşıma kapasitesi iş makinesinin üzerinde çalışabileceği yeterlilikte değildir. Yapılan jet – grout kolonları ile iş makinesinin çalışabileceği gerekli zemin taşıma kapasitesi elde edilmiş ayrıca baret kazıkların kuyu stabiliteyi güvenceye alınmıştır.

Bununla birlikte P3 ve P6 akslarındaki temellerin kıyıya komşu kenarında yapılacak baret imalatları Haliç içerisinde olacağından burada deniz içerisine geçici dolgu ile çalışma platformu inşa edilecektir. İmal edilecek bu dolguların tabanında da jet – grout kolonları ile zemin iyileştirilmesi yapılacaktır. Buradaki kolon uzunlukları 15 m olarak hesap edilmiştir. Karelağı yine 1.60x1.60 m'dir.

Özellikle deniz içerisinde yapılacak olan jet – grout kolonlarının inşası esnasında açığa çıkabilecek kirleticilerin Haliç'in tamamına yayılmasını engellemek ve çevre kirliliğini olabildiğince azaltmak üzere palplanş perdeleri tasarlanmıştır. Bu sebeple palplanş perdeleri jet – grout imalatlarına başlanılmadan önce inşa edilmelidir.

6. SONUÇLAR

Zayıf kil tabakası üzerine kontrolsüz dolgu inşa edilmesi, taşıma gücü ve konsolidasyon oturması problemlerini de beraberinde getirmiştir. Yapılan hesaplar oturma süresinin çok uzun olduğunu ve köprülerin hâlihazırda konsolidasyon oturması yapan bir zemin üzerinde inşa edildiklerini göstermektedir. Konsolidasyon kaynaklı deformasyonların düşey ve yatay doğrultulu olmak üzere sahada iki bileşeni bulunmaktadır. Hem zemin tabakalaşmasının yatay olmaması hem de tabii zemin üzerindeki kalıcı sürşarj yükünün üniform olmaması, zeminde önemli mertebede yatay deformasyonların oluşmasına yol açmaktadır. Zemin deformasyonlarının düşey bileşeni kazıklar üzerinde negatif çevre sürtünmesine yol açarken, yatay bileşeni de narin kazıklardan teşkil köprü temellerinin denize doğru ötelenmesine yol açmaktadır. Haliç Köprüsü'nün mevcut temelleri; zemin deformasyonlarının ve dip tarama faaliyetlerinin açığa çıkardığı etkiler de dikkate alınarak deprem yükleri altında tahkik edilmiştir. Bu tahkiklerde köprü temellerinin yapısal ve jeoteknik taşıma güçleri incelenmiş ve yetersizlik bulunan temeller tespit edilmiştir. Buna göre aşağı kottaki köprü temellerinin Baret Temeller ile güçlendirilmesi önerilmiştir.

7. KATKI BELİRTME

Bu çalışmanın gerçekleştirilmesinde sağladıkları destek için Karayolları Genel Müdürlüğü ve Yüksel Domaniç Mühendislik Ltd. Şti.'ye teşekkür ederiz.

8. KAYNAKLAR

- AFAD, 2019. Türkiye Deprem Tehlike Haritası. Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Deprem Dairesi Başkanlığı, Ankara, Türkiye.
- Algan, O., Yalçın, M.N., Özdoğan, M., Yılmaz, Y., Sarı, E., Kırıcı-Elmas, E., Yılmaz, İ., Bulkan, Ö., Ongan, D., Gazioğlu, C., Nazık, A., Polat, M.İ., Meriç, E., 2011. Holocene coastal change in the ancient harbour of Yenikapı-Istanbul and its impact on cultural history. Quaternary Research, 76, s. 30-45.

- Arıç, C., 1955. Geology of Haliç-Küçükçekmece Lake. İstanbul Technical University, Doctora thesis (In Turkish).
- Dalgıç, S., 2004. Factors Affecting the Greater Damage in the Avcılar Area of İstanbul During the 17 August 1999 Izmit Earthquake, Bulletin of the International Association for Engineering Geology and the Environment, Bull. Eng. Geol. Env. 63. 221 – 232.
- Okay, Y.F., Eren, R., 1999. İstanbul Büyükşehir Belediyesi Zemin ve Deprem İnceleme Müdürlüğü, Atlas Dergisi Yayını.
- Toğrol, E., Kıran, F., 2014. Kıyı Dolguları. 8. Kıyı Mühendisliği Sempozyumu, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, İstanbul.
- Yalçınlar, İ., 1976. Türkiye Jeolojisine Giriş, İstanbul Üniversitesi, Edebiyat Fakültesi Coğrafya Enstitüsü Yayını.
- Yıldırım, M., Özaydın, K., Erguvanlı, A., 1992. İstanbul Boğazı Güneyi ve Haliç'in Jeolojik Yapısı ve Geoteknik Özellikleri. Jeoloji Mühendisliği TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası Yayın Organı sayı 40, Ankara, Türkiye, s. 5-14.

Başyukarı Delme Makine (BDM) Uygulamalarında Dikkat Edilmesi Gereken Temel Hususlar

Basic Considerations in Raise Boring Machine (RBM) Applications

Aydin SHATERPOUR-MAMAGHANI^{1,*}

¹ İstanbul Teknik Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 34469 Maslak, İstanbul
(* mamaghani@itu.edu.tr)

ÖZ: Günümüzde başyukarı delme makineleri (BDM), maden ve tünel projelerinde dikey veya eğimli kuyuları güvenli ve hızlı bir şekilde açmak için kullanılan en modern makinelerden biridir. Başyukarı delme işleminin temel çalışma mantığı, iki veya daha fazla seviyedeki katlar arasında dikey ya da eğimli olarak bir küçük çaplı kılavuz kuyu açılması, daha sonrasında ise açılan bu kuyunun tarama yöntemi ile genişletilmesidir. Başyukarı delme projelerinde kazı verimliliğini artırmak ve maliyetlerin azaltılmasında, BDM'lerin kazılacak jeolojik ortama göre seçilmesi ve performansının doğru bir şekilde tahmin edilmesi önemlidir. Bu çalışmada, Türkiye'de yapılan bazı başyukarı delme projelerinden elde edilen deneyimler özetlenmiştir. Bu çalışmanın sonucunda dikey ve eğimli kuyulardaki BDM'lerin performans parametrelerinin ayrı ayrı değerlendirilmesi gerektiği ortaya çıkmıştır. Ayrıca, bu çalışmaya göre, BDM'lerin kılavuz delgi ve genişletme işlemlerindeki saha spesifik enerji parametresinin kayaç kalite değeri (RQD) ile tahmin edilebileceği belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Başyukarı delme, Jeolojik ortam, BDM seçimi, Performans değerlendirmesi

ABSTRACT: Nowadays, Raise Boring Machine (RBM) as one of the most modern machines used to excavate vertical or inclined shafts safely and quickly in mining and tunneling projects. The basic working principle of raise boring is to drill a small-diameter pilot hole vertically or inclined between two or more levels, and then enlarge this hole by reaming method. Selecting RBMs according to the geological environment to be excavated and accurately predicting their performance are important issues that increase excavation efficiency and reduce costs in mining and tunneling projects. In this study, experiences obtained from some raise boring projects in Türkiye are summarized. As a result of this study, it has been shown that the performance parameters of RBMs in vertical and inclined shafts should be evaluated separately. In addition, the field specific energy parameter of RBMs in pilot hole drilling and reaming operations can be estimated from the rock quality designation (RQD) value of the rocks.

Keywords: Raise boring, Geological environment, RBM selection, Performans evaluation

1. GİRİŞ

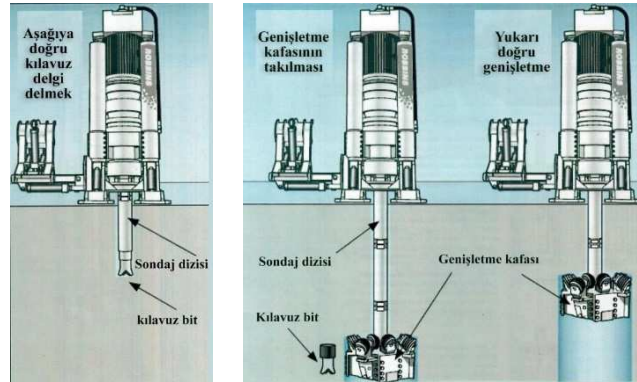
Dikey ve/veya eğimli kuyuların mekanize şekilde yapılması, delme ve patlatma yöntemine kıyasla güvenli, ekonomik ve hızlı bir delme / kazı yöntemi sunmaktadır. Geleneksel başyukarı delme yönteminde, Başyukarı Delme Makinesi (BDM), birbirine bağlanacak iki seviyenin üst seviyesine kurulur. BDM, gerekli derinliğe kadar bir kılavuz delik açmak için 23-35 cm civarında küçük çaplı bir matkap ucu kullanır. Kılavuz delik istenen derinliğe (alt seviyedeki açıklığa) kadar delindikten sonra, kılavuz matkap ucu çıkarılır ve büyük çaplı bir genişletme kafası (~ 8 m'ye kadar) ile değiştirilir. Daha sonra genişletme kafası üst seviyeye geri çekilerek delik çapı büyütülür. Kılavuz delgisinde, çıkan pasa basınçlı su yardımıyla delikten çıkarılır. Ancak, genişletme aşamasında, kazılan malzeme / pasa sürekli olarak çıkarıldığı deliğin dibine yerçekimi ile düşer.

Mekanize kuyu açma projelerinde fizibilite ve işletme aşamalarında makine seçimi, seçilen makinenin performans tahmini, kuyu sağlamlığı gibi konular büyük önem taşımaktadır. Özellikler başyukarı delme makinelerinin performansının fizibilite aşamasında tahmin edilmesi, mekanize kuyu kazı işlemlerinde maliyetleri ve proje tamamlama süresini değerlendirmek için önemli bir konudur ve doğrudan proje ekonomisini etkilemektedir. BDM'nin kazı performansı, temel olarak kaya kütlelerinin jeolojik-jeoteknik özelliklerine, makinenin özellik ve tasarımına ve keskiye uygulanan kuvvet gibi işletme parametrelerine bağlı olarak değişmektedir. Calder (1972) delme çalışmalarından kazı hızını tahmin etmek için deneysel bir model önermiştir; buna göre, kazı hızı kayanın tek eksenli basınç dayanımı, itme kuvveti ve kuyunun çapıyla ilgilidir. Dollinger (1977), BDM'lerde optimum performans elde etmek için makinenin ilerleme hızının ve keski tüketiminin dengelenmesi gerektiğini belirtmiştir. Piggott (1985) yumuşak ila orta dayanıklılıkta formasyonlarda kuyu delme işlemlerini daha hızlı ve daha ekonomik hale getirmek için bazı önerilerde bulundu. Bilgin (1989) ve Bilgin vd. (2014), uç batırma deneylerinden elde edilen penetrasyon indeksinin BDM performansını tahmin etmek için kullanılabileceğini belirttiler. BDM'ler için ampirik tahmin modellerinde en yaygın olarak kullanılan kaya özelliği, tek eksenli basınç dayanımıydı ve önceki çalışmaların çoğu, genişletme operasyonlarının yalnızca anlık penetrasyon oranını tahmin etmeye çalışmaktadır. Son yıllarda literatüre diğer kaya özellikleri ile BDM operasyonel-performans parametreleri arasındaki ilişkiler de araştırılmıştır (Shaterpour-Mamaghani ve Bilgin, 2016; Shaterpour-Mamaghani vd., 2018; Shaterpour-Mamaghani ve Copur, 2021).

Türkiye'de bu makineler son dönemde, iş güvenliğini ön planda tutan ve gelişmiş tekniklere yatkın, maden ve inşaat işletmelerinde, havalandırma ve diğer amaçlı kuyuları açmak için kullanılmaktadır. Madencilik ve tünelcilik projelerinde uygun BDM seçimi, kazı verimliliğini arttırmak ve maliyetlerde tasarruf etmek için önemli bir faktördür. Bu gerçeğin ışığında, bu çalışmada öncelikler başyukarı delme yöntemleri sınıflandırılmıştır. Daha sonra başyukarı delme uygulamalarında önemli hususlar tartışılmıştır. Son olarak Yusufeli Barajı ve HES projesi ile Balya kurşun çinko işletmesinde yapılan başyukarı delme operasyonlarından elde edilen tecrübe ve verilere göre BDM'lerin farklı jeolojik ortamlarda değişen operasyonel-performans parametreleri hakkında tartışmalar yapılmıştır.

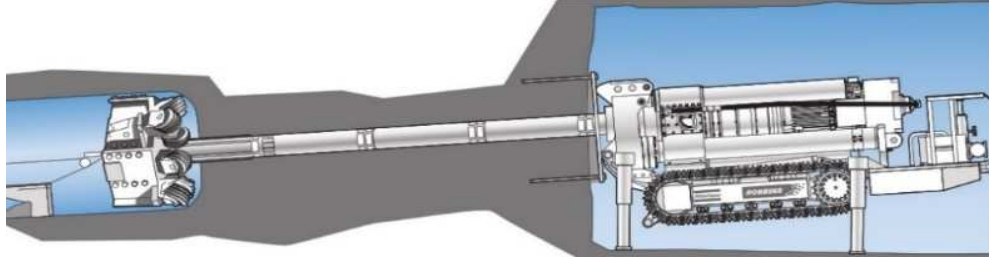
2. BAŞYUKARI DELME YÖNTEMLERİNİN SINIFLANDIRMASI

Yayınlanan literatüre, teknik raporlara ve çeşitli BDM üreticilerinin kataloglarına göre, bu makineler farklı yöntemler kullanarak kuyu delme / kazma yeteneği sunduğu tespit edilmiştir. Şekil 1'de gösterildiği gibi, geleneksel başyukarı yöntemi kılavuz delgi ve genişletme operasyonlarından oluşmaktadır. Bu yöntemin uygulanabilmesi için kuyunun hem üst hem de alt konumlarına erişiminin olması önemlidir.



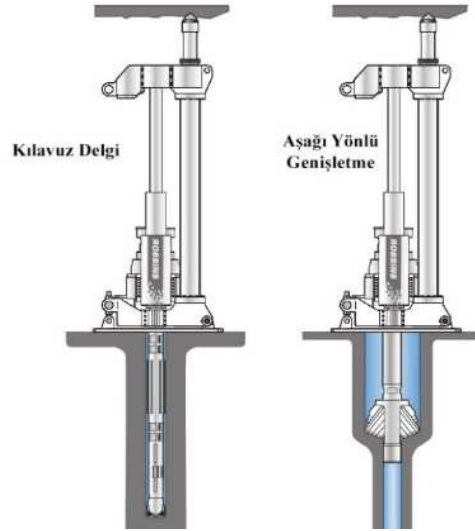
Şekil 1. Başyukarı delme operasyonlarında uygulanan kılavuz delgi ve genişletme işlemleri (Atlas Copco (Epiroc) ürün kataloğu).

Delme-patlatma yönteminin uygulanabilir olmadığı kentsel inşaat projelerinde yatay başyukarı delme yöntemi alternatif olarak kullanılmaktadır. Bu yöntem başlangıçta yatay bir kılavuz delik açılmasını içerir. Kılavuz delik delme işlemi tamamlandıktan sonra matkap ucu bir genişletme kafasıyla değiştirilir (Şekil 2). Yer çekiminin pasanın giderilmesine yardımcı olduğu daha dik deliklerin aksine, yatay başyukarı yönteminde, azalan yer çekimi desteği nedeniyle pasanın çıkarılmasında zorluklarla karşı karşıyadır. Bu sorunu çözmek için kaya yüzeyini temiz ve kesiklerden uzak tutmak amacıyla su ve kazıyıcılar kullanılır (Atlas Copco Rock Drills AB, 2008).



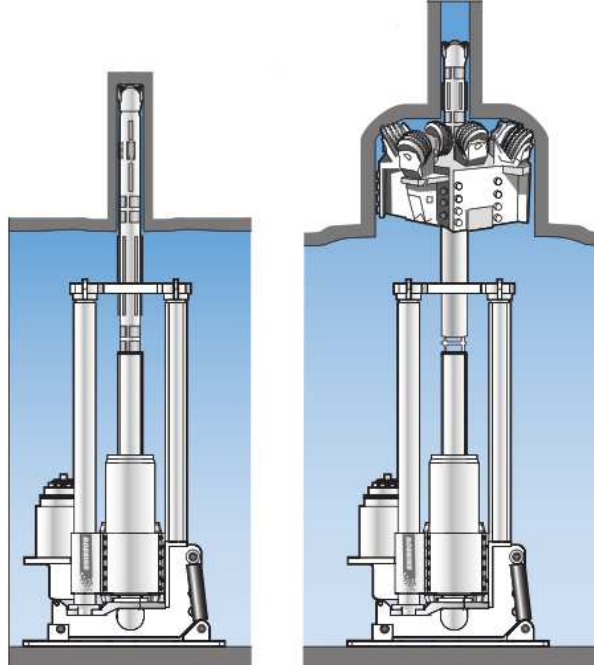
Şekil 2. Yatay başyukarı uygulamasının şematik görüntüsü (Atlas Copco Rock Drills AB, 2008).

Aşağı genişletme yönteminde BDM, alt seviyeye uzanan bir kılavuz delik oluşturarak delme işlemini başlatmak için üst seviyeye konumlandırılır. Kılavuz delik delme işlemi tamamlandıktan sonra kılavuz uç ve matkap tijleri çıkarılır ve bir genişletme kafası yerleştirilir. Daha sonra genişletme kafası aşağı doğru itilerek ve döndürülerek kazı işlemini gerçekleştirir (Şekil 3). Bu işlem sırasında, kazılan malzeme veya çamur, yer çekiminin etkisi altında doğal olarak kılavuz delikten düşer ve daha sonra alt seviyeden çıkarılır.



Şekil 3. Aşağı yönlü genişletme işleminin şematik görüntüsü (Atlas Copco Rock Drills AB, 2008).

Kör delik (boxhole) yöntemi, üst seviyeye erişim olmaksızın yukarıya doğru bir başyukarı delme yöntemini ifade etmektedir (Şekil 4). Bu teknik genellikle üst seviyede istenen bağlantı için sınırlı alan olduğunda kullanılır. Kör delik delme yöntemi, kılavuz delik veya kılavuz deliksiz yapılmaktadır. Yukarı doğru delme işlemi sırasında, salınım ve bükülme gerilimlerini en aza indirmek için tijlere aralıklı olarak dengeleyici (stabilizator) eklenir (Atlas Copco Rock Drills AB, 2008). Kazı sonucu ortaya çıkan pasalar yer çekimi kuvvetinden dolayı doğal olarak delikten dışarı atılır.



Şekil 4. Kör delik işleminde kılavuz delgi kullanılan yöntemin şematik görüntüsü (Atlas Copco Rock Drills AB, 2008).

3. BAŞYUKARI DELME UYGULAMALARINDAKİ ÖNEMLİ HUSUSLAR

Başyukarı delme uygulamalarında kılavuz delgi işleminde sapma konusu, açılacak kuyun dayanıklılık (stability) değerlendirmesi ve performans değerlendirmesi önemli hususlardandır.

3.1. Sapma Değerlendirmesi

Kılavuz delgi işleminde sapma (deviation), makineyle ilgili ve operasyonel parametrelerden doğrudan etkilenmektedir. Genel olarak, bir kılavuz delik açmak ve yukarı genişletmek ile delik sapmasını kontrol etmek, aşağı genişletmeğe göre daha kolaydır. McCracken ve Stacey (2005), yüksek kazı hızlarının ve minimum sapmaların aynı anda çok nadiren elde edildiğini belirtmiştir. Kılavuz delginin sapmasına genellikle tabakaların anizotropisi, farklı kaya sertliği ile dik / eğimli tabakalanma ve pasa çıkartma sistemi neden olur. İncelemelere göre, 0,5 ila 5 mm boyutundaki pasaların oluşmasının, delme performansını %40 oranında azaltabileceğini göstermiştir (Stakne, 2015). Bununla birlikte, delme basıncı (baskı), dönme hızı ve tork dahil olmak üzere farklı katmanların mekanik parametreleri, kılavuz deliğin sapmasına neden olabilir. Kuyu kazısındaki kayaların jeolojik/jeoteknik parametreler ve tijlerin kaya kütlesi ile etkileşimi, kılavuz delik sapmasının kontrolünde hayati konulardır (Zhiqiang ve Yiping, 2015).

3.2. Dayanıklılık Değerlendirmesi

Başyukarı delme uygulamalarında kazılan zemin, bağımsız ve desteksiz bir kazıya olanak sağlayacak yeterli kalitede olmalıdır. McCracken ve Stacey (1989), başyukarı yöntemiyle açılan kuyuların dayanıklılık değerlendirmesinde, Barton vd. (1974) tarafından önerilen Q sisteminden faydalanmış ve kaya kalitesi sınıflandırmasına, yönelim (ayna ve duvar) ve bazı diğer parametrelere göre Eş. 1'deki gibi başyukarı kalite değeri (Q_R) önermişlerdir.

$$Q_R = ((RQD \div J_n) \times (J_r \div J_a) \times (J_w \div SRF)) \times \text{Wall}_{\text{adjustment}} \times \text{Orientation}_{\text{adjustment}} \times \text{Weathering}_{\text{adjustment}} \quad (1)$$

Burada; RQD kaya kalite değeri, J_n süreksizlik takım sayısı, J_r süreksizlik pürüzlülük durumu, J_a süreksizlik ayrışma durumu, J_w süreksizlik suyu indirgeme değişken faktörü ve SRF gerilme indirgeme katsayısı, $\text{Wall}_{\text{adjustment}}$ duvar düzeltmesi, $\text{Orientation}_{\text{adjustment}}$ yönelim düzeltmesi ve $\text{Weathering}_{\text{adjustment}}$ ayrışma düzeltme faktörüdür. Düzeltmeler ve karşılık gelen oranlar Çizelge 1'de özetlenmiştir.

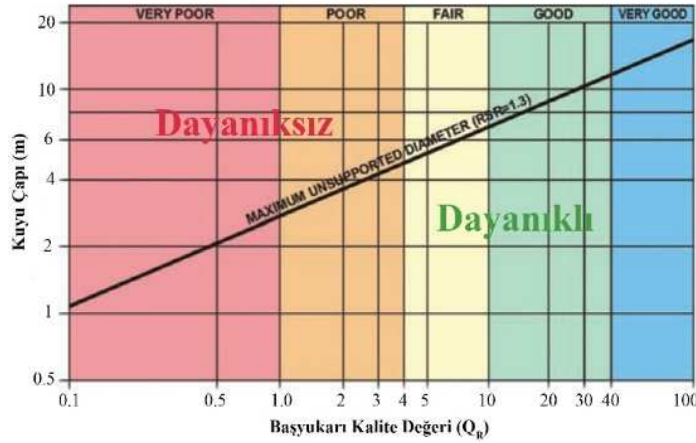
Çizelge 1. Q_R ulaşmak için Q indeksinin düzeltme parametreleri (McCracken ve Stacey, 1989'dan sonra).

Düzeltilen Parametre	Katsayı	$Q > 1$		$Q \leq 1$	
		Değerleme	2,5 Q	1 Q	
Yönelim düzeltmesi	Süreksizlik set sayısı	0	1	2	3
	Değerleme	1	0,85	0,75	0,60
Ayrışma düzeltmesi	Tanım	Yok	Hafif	Orta	Sert
	Değerleme	1	0,95	0,75	0,50

Kuyu çapı, başyukarı açılmış kuyuların stabilite değerlendirmesinde ana faktördür (Şekil 5). Maksimum stabil başyukarı kuyu çapı (Span_{max}), Eş. 2 ile hesaplanabilir.

$$\text{Span}_{\text{max}} = 2 \times \text{RSR} \times (Q_R^{0,4}) \quad (2)$$

Burada; RSR başyukarı kuyu stabilite oranıdır ve kazının beklenen ömrü veya kuyun kritikliği açısından değerlendirilebilir (Penny vd., 2018). Bununla birlikte, McCracken ve Stacey (1989) tipik başyukarı kuyular için bu değeri 1,3 olarak belirtmişlerdir.



Şekil 5. Başyukarı kalite değeri (Q_R) ile kuyu çapı arasındaki ilişki (McCracken ve Stacey, 1989; Peck, 2006'dan uyarlanmıştır).

3.3. Performans Değerlendirmesi

Başyukarı delme makinesinin performansını etkileyen parametreler üç genel kategoride sınıflandırılabilir: mekanik (makine ile ilgili), jeolojik / jeoteknik ve operasyonel-tekniik parametreler. BDM'lerin kullanımı dikkate alınmadan önce uygun düzeyde jeolojik ve jeoteknik inceleme yapılmalıdır. Bu incelemeler kaya kalitesi tanımlaması, ana fay bölgelerinin varlığı, kırıklı-çatlaklı kaya

kütlesi, tabakalı kaya kütlesi, hidrojeoloji (yeraltı suyu, su içeriği, su girişi), kaya dayanım özellikleri (tek eksenli basınç ve dolaylı çekme dayanımları, elastisite modülü, kohezyon vb.), kaya aşındırıcılığı, mineralojik, petrografik özellikler ve kesilebilirlik / kazılabilirlik özellikleri hakkında bilgiler içermelidir. Başyukarı delme yöntemi, sağlam (masif, kırksız-çatlaksız) kayalarda kuyu açılması için uygun bir yöntemdir; ancak jeolojik süreksizliklerin hakim olduğu oluşumlarda çeşitli sorunlarla karşılaşmaktadır. Kuyu eksenini boyunca fay bölgelerinin ve kırık-çatlak özelliklerinin belirlenmesi, BDM'lerle başarılı bir kuyu açmak için temel gereksinimlerdir.

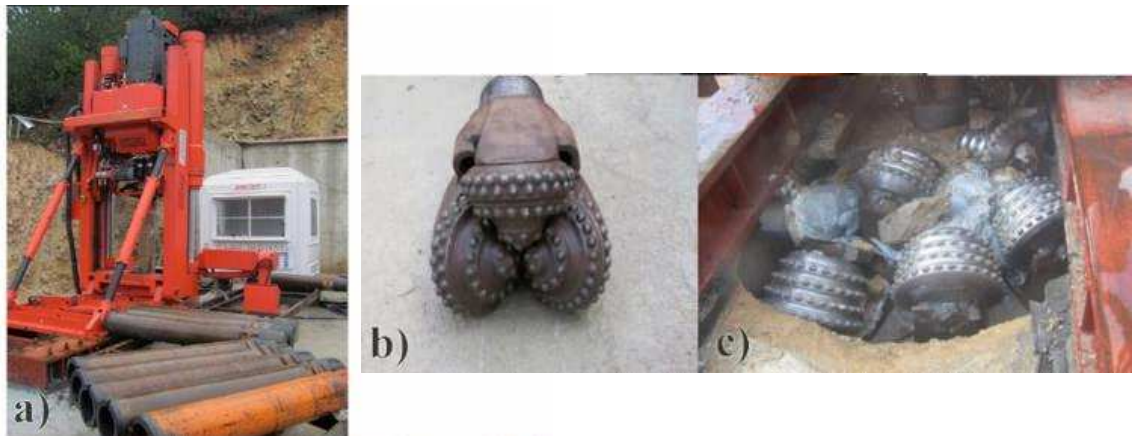
Laboratuvar çalışmalarına kazı alanındaki tüm farklı kaya türlerinden örnekler dahil edilmelidir. Laboratuvar deney programı, tek eksenli basınç ve dolaylı çekme dayanımı, kazı / kesme deneyi, kaya aşındırıcılığı (Cerchar aşındırıcılık indeksi ile), ve petrografik analizi içermelidir. Petrografik ince kesit, mineral bileşenleri ve BDM penetrasyonu üzerinde etkisi olabilecek sert minerallerin yüzdesi hakkında bazı önemli bilgiler verir. Ayrıca, BDM'lerin kazı hızlarını doğru tahmin etmek için uç batırma deneyleri de yapılmalıdır (Bilgin, 1989; Dollinger vd., 1998; Bilgin vd., 2014; Shaterpour-Mamaghani vd. 2016; Shaterpour-Mamaghani vd., 2023).

4. TÜRKİYE'DEKİ BAZI BDM UYGULAMALARI

Bu çalışmada Yusufeli barajı ve HES projesi ile Balya kurşun çinko madeninde BDM ile açılan kuyular incelenmiştir. Yusufeli Barajı ve HES Projesi, Doğu Karadeniz Bölgesinde Artvin İlinin 70 km Güney Batısında, Çoruh Nehri üzerinde yer almaktadır. Bu projede barajın kapak kontrol kuyusu ve enerji kuyusunu açmasında pasa nakliyatındaki zorluklardan dolayı, BDM kullanılmıştır (Shaterpour-Mamaghani vd., 2017). Balya yeraltı kurşun-çinko madeni Balıkesir ilinde bulunmaktadır. Eczacıbaşı Esan grubu 2007 yılından Balya madenini işletmektedir. Balya kurşun çinko madeninin yönetimi, 2013 yılında havalandırma kuyularının açılması için BDM kullanılmasına karar vermiştir (Shaterpour-Mamaghani vd., 2018). İncelenen kuyuların genel bilgileri Çizelge 2'de özetlenmiştir. Her iki projede de Şekil 6 ve Çizelge 3'te özellikleri verilen BDM kullanılmıştır.

Çizelge 2. BDM ile açılan kuyuların genel bilgileri (Shaterpour-Mamaghani vd., 2017; 2018).

Proje	Uzunluk (m)	Kılavuz	Çap (m)		Eğim (°)	Bitirme süresi (iş günü)	
			Genişletme	Genişletme		Kılavuz	Genişletme
Yusufeli	130,00	0,31	2,44	2,44	90,0	15	34
Balya	331,36	0,31	2,44	2,44	67,9	38	63



Şekil 6. a) BDM, b) kılavuz delgi matkabı, c) genişletme kafası.

Çizelge 3. Sandvik Rhino 1088 DC model BDM'nin özellikleri.

Özellikler	Değer
Kazı uzunluğu	610 m
Kazı çapı	0,66-2,44 m
İtme kuvveti	4.000 kN
Kılavuz torku	300 kNm
Genişletme torku	160 kNm
Kılavuz delgi dönme hızı	0-60 dev./dak.
Genişletme dönme hızı	0-21 dev./dak.
Güç	252 kW
Ağırlık (taşıyıcı hariç)	16.500 kg

Yusufeli projesinde kapak ve enerji kuyuları diyabaz ve granodiyorit kayalarında açılmıştır. Balya projesinde ise sekiz farklı jeolojik birimde (metasedimanter, kireçtaşı-1, kireçtaşı-2, skarn, pirit cevheri, dasit, hornfels ve fay zonu (andezit)) delme / kazı işlemi yapılmıştır. Shaterpour-Mamaghani vd. (2017; 2018) belirtildiği gibi kaya örneklerinin kayaç kalite değeri (RQD) %49 ile %93 arasında değişiklik göstermiştir. Tek eksenli basınç dayanımları 53,3 ile 211,4 MPa arasında ve dolaylı çekme dayanımları 2,4 ile 13,5 MPa arasında değişmiştir. Ayrıca numunelerin Cerchar aşındırıcılık indeksleri de 1,21 ile 3,71 aralığında değişmiştir.

Her iki projede kılavuz delgi ve genişletme işlemlerinde operasyonel (dönme hızı, tüketilen tork ve itme / çekme kuvveti) ve performans (anlık ve birim penetrasyonları,) parametreleri her bir jeolojik birim için kaydedilmiş / hesaplanmıştır (Shaterpour-Mamaghani vd., 2017; 2018). BDM'nin operasyonel ve performans parametreleri aralığı Çizelge 4'te özetlenmiştir.

Çizelge 4. Kılavuz delgi ve genişletme işlemlerinde BDM operasyonel ve performans parametrelerinin aralıkları.

Parametre	Kılavuz delgi	Genişletme
Dönme hızı (dev/dak.)	4,5-18,6	3,1-4,0
Tüketilen tork (kNm)	5,0-10,0	30,0-64,0
İtme / çekme kuvveti (kN)	44-193	317-1074
Anlık penetrasyon (m/saat)	0,68-2,40	0,18-1,54
Birim penetrasyon (mm/dev.)	0,94-10,70	0,79-9,11
Saha spesifik enerji (kWh/m ³)	33,52-166,81	4,37-16,53

Bu çalışmada dikey ve eğimli kuyuların performansını ayrı değerlendirmek gerektiği sonucunda varılmıştır. Genişletme operasyonunda eğimli kuyuda ortalama anlık penetrasyon değeri 0,75 m/saat olarak hesaplanmıştır. Aynı parametre dikey kuyu için 0,47 m/saat olarak hesaplanmıştır. Ortalama çekme kuvveti ise eğimli ve dikey kuyu operasyonları için sırasıyla 572 kN ve 1005 kN olarak elde edilmiştir. Bu çekme kuvvetindeki fark, dikey genişletme işleminde genişletme ekipmanının (kesici kafa ve tijler) tüm kütlelerinin kaldırılmasından kaynaklanıyor olabilir. Ancak, eğimli genişletme işleminde sürtünme katsayısı ve eğim açısına bağlı olarak genişletme ekipmanını kütlelerinin bir kısmıyla taşımak, daha düşük çekme kuvveti gerektirir ve bu da toplam genişletme itme kuvvetini azaltır.

Elde edilen bir diğer bulgu da kaya kalite değeri parametresi ile kılavuz delgi ve genişletme operasyonlarındaki saha spesifik enerji değerleri arasında doğrudan korelasyon olduğudur. Kaya kalite değeri çoğu maden ve inşaat projelerinin saha çalışmalarında elde edilmektedir. Böylelikle bu veri ile BDM'lerin kılavuz delgi ve genişletme operasyonlarının spesifik enerji değerinin tahmin edilmesi

mümkün olmaktadır. Bu durumda, operatörler, mühendisler ve proje sorumluları BDM'lerin kılavuz delgi ve genişletme operasyonlarıyla ilgili daha öngörülebilir ve dikkati tahminler yapabilirler.

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada başyukarı delme makineleri uygulamalarında önemli konular özetlenmiştir. Bu hususlar kuyu delme / kazının öncesinde ve sonrasında dikkate alınabilir. Özellikle kılavuz delgi işleminde sapma değerlendirmesi önemli konulardan biridir. Bir diğer önemli husus da açılacak kuyunun dayanıklılık değerlendirmesidir. Bunun için de McCracken ve Stacey (1989) tarafından önerilen yöntem yaygın olarak kullanılmaktadır. Türkiye'deki Yusufeli Barajı ve HES projesi ile Balya kurşun çinko işletmesinde BDM ile açılan kuyuların performans incelemeleri sonucunda, dikey ve eğimli kuyuların değerlendirmesinin ayrı yapılması daha güvenilir sonuçlar verdiği saptanmıştır. Ayrıca, BDM'lerin performans değerlendirmesinde detaylı saha ve laboratuvar çalışmalarının daha güvenli ve hassas sonuçlar elde etmek için büyük önem taşıdığı görülmüştür.

6. KATKI BELİRTME

Yazar DSİ Çoruh Projeleri 26. Bölge Müdürlüğü Artvin, Limak-Cengiz-Kolin ortaklığı, Balya kurşun çinko işletmesi ve Sargın İnşaat ve Makine Sanayi Ticaret A.Ş.'ye destekleri için teşekkür eder; onların desteği olmadan bu çalışma imkânsız olurdu.

7. KAYNAKLAR

- Atlas Copco (Epiroc) ürün kataloğu.
Atlas Copco Rock Drills AB, 2008. Raiseboring in mining and construction. First edition, Örebro, Sweden, 112 p.
Barton, N., Lien, R., and Lunde, J., 1974. Engineering classification of rock masses for the design of rock support. *Rock Mechanics*, 6: 189-236.
Bilgin, N., 1989. *Applied Rock Cutting Mechanics for Civil and Mining Engineers*. 1st ed. Birsen, Istanbul (In Turkish).
Bilgin, N., Copur, H., Balci, C., 2014. *Mechanical Excavation in Mining and Civil Industries*. 1st ed. CRC Press, New York.
Calder, P.N., 1972. Rock Mechanics aspects of large hole boring machine design. In: 8th Canadian rock mechanics Symposium, Canada, s.159-175.
Dollinger, G.L., 1977. Choosing cutters for the best boreability. *Compressed Air Magazine*, Sept, s.15-19.
Dollinger, G.L., Handewith, H.J., and Breeds, C.D., 1998. Use of the Punch Test for Estimating TBM Performance, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 13 (4): 403-408.
McCracken, A., Stacey, T.R., 1989. Geotechnical risk assessment of large diameter raise-bored shafts. *Shaft Engineering*, Institution of Mining and Metallurgy, pp. 309-316.
McCracken, A., Stacey, T.R., 2005. Geotechnical risk assessment of large diameter raise-bored shafts. *Shaft Engineering*, Institution of Mining and Metallurgy, Taylor & Francis e-Library, pp. 322-331.
Penny, A.R., Stephenson, R.M., Pascoe, M.J., 2018. Raise bore stability and risk assessment empirical database update. In: *Proceedings of the fourth Australasian ground control in mining conference (AusRock)*, The Australasian Institute of Mining and Metallurgy, Melbourne, pp 434-445.
Pigott, C.P., 1985. The route to more efficient blind shaft drilling. In: *Rapid Excavation and Tunnelling Conference*, New York, *Proceedings Volume 2*, pp. 974-991.
Shaterpour-Mamaghani, A., Bilgin, N., 2016. Some contributions on the estimation of performance and operational parameters of raise borers – A case study in Kure Copper Mine, Turkey. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 54: 37-48.
Shaterpour-Mamaghani, A., Bilgin, N., Balci, C., Avunduk, E., and Polat, C., 2016. Predicting Performance of Raise Boring Machines by Using Empirical Models, *Rock Mechanics and Rock*

- Engineering, 49 (8): 3377-3385.
- Shaterpour-Mamaghani, A., Copur, H., 2021. Empirical Prediction of Reaming Performance of Raise Boring Machines based on Pilot Hole Drilling Performance, Raise Inclination and Rock Properties. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 54: 1707-1730.
- Shaterpour-Mamaghani, A., Copur, H., Balci, C., Tumac, D., Kocbay, A., Dogan, E., Altintas, E., Erdogan, T., Sirin, O., Gumus, A., 2023. Suggestion of new models for predicting performance of raise boring machines based on indentation tests *Tunnelling and Underground Space Technology*, 138: 105181.
- Shaterpour-Mamaghani, A., Copur, H., Bilgin, N., Kocbay, A., Erdogan, T., 2017. Raise Boring Machine performance in the Yusufeli Dam and HEPP Project. *World Tunnelling Congress 2017*, Bergen, Norway.
- Shaterpour-Mamaghani, A., Copur, H., Dogan, E., Erdogan, T., 2018. Development of new empirical models for performance estimation of a raise boring machine. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 82: 428-441.
- Stakne, P., 2015. Basic considerations and practical experience with the boring of deep shafts by the raise boring process / Grundsatzüberlegungen und baupraktische Erfahrungen beim Auffahren tiefer Schächte im Raise-Boring-Verfahren. *Geomechanik Tunnelbau*, 8: 50-59.
- Zhiqiang, L., Yiping, M., 2015. Key technologies of drilling process with raise boring method, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 7 (4): 385-394.

Geogrid Donatılı Dolgu ve Geofom Dolgu Birlikte Kullanılması, Bursa Avrupa Konseyi GA7 Otoyol Genişletme Projesi Örneği

Combined Use Of Geogrid Reinforced Embankment and Geofom Embankment, Case Of Bursa Avrupa Konseyi GA7 Motorway Widening Project

Pınar CAYMAZ^{1,*}

¹ Reinforced Earth A.Ş., Çekmeköy, İstanbul
(* pincaraymaz@gmail.com)

ÖZ: Geogrid donatılı yol dolgusu uygulamaları, deprem etkisinin azaltılması, zemin taşıma kapasitesinin artırılması ya da 90 derece dik zemin dolgularının gerekli olması durumunda yaygın olarak kullanılan bir uygulamadır. Bu yöntem, yol dolgularının stabilitesini ve uzun ömürlülüğünü sağlamak için etkili bir çözümdür. Geogrid malzemeler, yüksek mukavemetli polimerlerden üretilen ve nitelikli dolgu malzemesi ile kullanılan destek malzemeleridir. Örnek çalışmada geogrid donatının bu özelliklerinden faydalanarak 4 metre yükseklikte yol genişletme çalışması yapılması istenmiştir. Projenin bir bölümünde, yol genişliğinin geogrid geri donatı uzunlu için yeterli olmadığı görülmüştür. Bu bölümde hafif dolgu malzemesi olan EPS malzeme (geofom) ile 4 metre yüksekliğinde 2 metre genişliğinde EPS malzeme (geofom) dolgu uygulaması yapılmıştır. İki malzeme arasında oluşacak rijitlik farklarının önlenmesi amacıyla yol dolgusunun alt kısmında yer alan betonarme yük yayma platformu geofom uygulama noktası bitişinden itibaren 3 metre da fazla uzatılarak geogrid donatılı dolgunun üzerine doğru uzatılmıştır. Bu sayede iki dolgu arasındaki rijitlik fark ve bu farkın doğuracağı deformasyon problemlerinin önüne geçilmiştir. Bu bütünleşmiş yaklaşım ile geogrid donatılarının dezavantajı olan geri dolgu mesafesi gerekliliğinin ortadan kalktığı görülmektedir. Uygulamanın tamamının geofom ile yapılması durumunda ise projenin ekonomik olmadığı görülmektedir.

Anahtar Kelimeler: Geogrid, Geofom, Hafif Dolgu, Yol Dolgusu, Yol Genişletme

ABSTRACT: The application of geogrid-reinforced road embankments is a common practice used to reduce the impact of earthquakes, increase the bearing capacity of the soil, or in cases where 90-degree vertical embankments are necessary. This method is an effective solution to ensure the stability and longevity of road embankments. Geogrid materials are support materials produced from high-strength polymers and used in combination with qualitative fill material. In the case study, a 4 meter- high road widening project was requested by utilizing these properties of geogrid reinforcement. In one part of the project, it was observed that the road width was not sufficient for the geogrid reinforcement length. In this section, EPS material (geofom), which is a lightweight backfill material, was used to fill 4 meters high and 2 meters wide EPS material (geofom). To mitigate stiffness differences between platforms above two materials, the reinforced concrete load-distributing platform at the base of the road embankment was extended an additional 3 meters beyond the end of the geofom application point, spanning over the geogrid-reinforced embankment. This extension effectively prevents differential stiffness between the two platforms and mitigates deformation arising from it. With this integrated approach, it is seen that the backfill distance requirement, which is the disadvantage of geogrid reinforcement, is eliminated. It has been observed that using only geofom in the project is not cost-effective.

Keywords: Geogrid, Geofom, Lightweight Embankment, Road Embankment, Road Widening

1. GİRİŞ

Topoğrafyadaki değişimler, kamulaştırma problemleri gibi sebepler yol dolgusu, yol genişletme çalışmaları, köprü ve kavşak yaklaşımları gibi yapıların inşasında yer yer yükseklikleri onlarca metreyi

bulan, 90 derece dik dolguların inşa edilme gerekliliğini ortaya çıkarmıştır. Bu dolguların kamulaştırma, arsa değeri ve diğer sebeplerle trapez şekilde imal edilememesi ile dik ya da dike yakın istinat duvarlarının gerekliliği artmıştır. Son yıllarda teknolojinin de gelişimi ile daha çevreci daha ekonomik ve görsel daha kuvvetli istinat yapılarının gelişmesi ile geleneksel tipte imal edilen ağırlık tipi betonarme istinat yapıları, özellikle yüksek kesitlerin ortaya çıktığı zamanlarda yerini daha ekonomik, daha estetik, daha hızlı ve daha ekonomik olması sebebi ile çelik ve polimer gibi donatılar ile güçlendirilen duvarlara bırakmaya başlamıştır. Donatılı istinat duvarları adı verilen bu yapılar, betonarme istinat duvarlarına göre daha esnek yapılar olduğundan bu sistemlerin deprem performanslarının betonarme istinat yapılarına göre daha başarılı olduğu da pek çok kez kanıtlanmıştır. Dolgular ilk yıllarında çelik şeritli toprakarme dolgular olarak tasarlanmaya başladıysa da günümüzde önyüzlerin çeşitlendirilebilmesi, görsellerinin ve drenaj sistemlerinin güçlü olması ayrıca deprem performanslarının yüksek olması ile çelik şeritli toprakarme duvarların yerini geogrid donatılı dolgular ve istinat yapıları almıştır. Yapılan araştırmalarda, 4 metre üzeri inşa edilen geosentetik donatılı istinat dolgu ve duvar yapılarının geleneksel betonarme yapılara kıyasla %25 - %50 ekonomik avantaj sağladığını da göstermektedir.

Geosentetik donatılı dolguların çalışma prensibi, dolgudaki çekme ve gerilme kuvvetlerinin dolgu içerisine serilen donatı sayesinde zemine aktarılmasına dayanmaktadır. Dolgu malzemelerinin özellikleri, TS 1900, AASHTO T-89'da belirtilmiştir. Dolgu malzemesinin tasarımda belirlenen kalınlıklarda (genellikle 0,40 cm ve 1,00 m arasında) serilmesi ve sıkıştırılmasının ardından, dolguyu güçlendirmesi için kullanılan geogrid malzemeler tasarımda belirlenen uzunlukta ve aralıklarda dolgu malzemesinin arasına serilir. Dolgu malzemesinin akmaması ve geogrid malzemelerin dış etmenlerden etkilenmemesi için yukarıda belirlenen (gabion kafesler, çelik hasır, modüler blok vb) ön yüz elemanları kullanılmaktadır.



Şekil 1. İnceleme alanının Google Earth üzerinde görünümü.

Sistem tasarımı esnasında yapılan iç ve dış stabilite hesaplamaları içerisinde en önemlisi hususlardan biri geogrid donatı uzunluğudur. Geogrid donatı uzunluğunun yeterli olmaması durumunda donatı dolgudan sıyrılabileceğinden dolgu/duvarda iç stabilite problemi yaşanabilir.

Zemine ek bir yük olarak etki eden toprak dolguların özellikle oturma potansiyeli yüksek zayıf zeminler ile olan etkileşimlerinde bazı bölgelerde dolgu izdüşümünde zemin iyileştirme yöntemlerine ihtiyaç duyulabilir. Zemin iyileştirme yöntemlerinin pahalı olması ve bazı bölgelerde özel ekipmanlara ihtiyaç duyulması sebebi ile son yıllarda toprak dolgunun yerini, toprak dolgudan 100 kat daha hafif olan EPS malzemelerden üretilen geofoam (hafif dolgu malzemeleri) malzemeler almaktadır. Yapılan çalışma geogrid dolgu ile geofoam dolgunun birlikte kullanıldığı ilk yol genişletme çalışmasıdır.

Bu bildiri kapsamında inceleyeceğimiz Bursa Avrupa Konseyi GA7 Otoyol Genişletme Projesi'nde yol genişletme için kullanılacak yol alt dolgusu geosentetik donatılı duvar olarak tasarlanmıştır. Fakat projenin KM:0+015 istasyonu ile KM:0+055 istasyonları arasında donatı uzunluğu için yeterli alan kalmadığından bölge hafif dolgu malzemesi olan geofoam ile imal edilmiştir (Şekil 2). Geofoam malzemeler toprak dolgulara kıyasla 100 kat daha hafif malzemelerdir. Bu sayede mevcut zemine aktarılacak ekstra bir gerilme olmayacağından, oturma potansiyeli yüksek zemin için herhangi bir yapısal kusur oluşmadan proje tamamlanabilmiştir.

2. BLOK ÖN YÜZLÜ GEOSENTETİK DONATILI DOLGU UYGULAMA DETAYLARI

Geosentetik donatılı dolgular ve EPS malzemelerde (geofoam) güneş görebilecek kısımların kapatılması gerekmektedir. Aynı zamanda bu uygulama geosentetik donatılı dolgularda dolgu malzemesinin akmasının önlenmesi için de gereklidir. Akmanın ve güneş etkilerinin önlenmesini sağlayan ön yüz elemanları dolgu inşası esnasında dolgunun bir elemanı olarak dolgu ile birlikte inşa edilir. Ön yüz elemanı prekast panel, çelik tel kafesler ya da gabion kafeslerden imal edilebilir (Şekil 2). Çalışma alanımızda kullanım kolaylığı ve uygulama sahasına en uygun yöntem olarak bloklu geosentetik donatılı duvar uygulaması tercih edilmiştir.



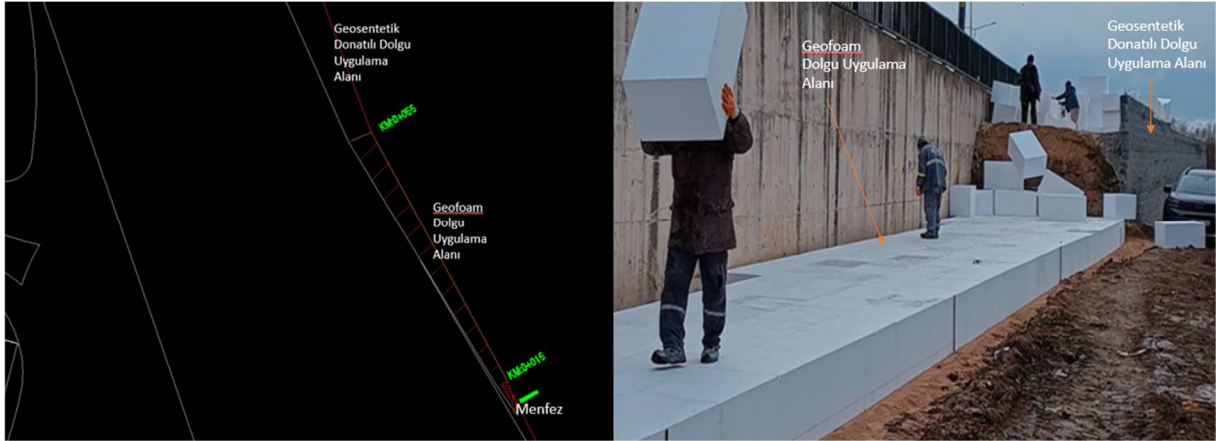
Şekil 2. Ön yüz çeşitliliklerine göre geosentetik donatılı duvarlar.

Geofoam dolgularda kullanılan EPS malzemeler ise güneşten ve dışarıdan sızabilecek yabancı malzemelerden (benzin, yağ vb) korunmak amacıyla ön yüz elemanına ihtiyaç duymaktadır. Geofoam malzemelerdeki ön yüz kaplama elemanı ise dolgudan ayrı çalışır ve dolgudan bağımsızdır. Tercihe göre dolgudan bağımsız olarak kendi kendini taşıma kabiliyeti olan prekast paneller ile ya da püskürtme beton uygulaması ile geofoam dolgu malzemesinin dış ortam ile teması kesilir.

Çalışma alanımız içerisindeki geofoam dolgu ön yüzü püskürtme beton uygulaması ile kapatılmıştır.

Çalışma alanında yapılan 2 uygulama birbirinden ayrı tasarlanmış ve uygulanmıştır. Önce bloklu geosentetik donatılı duvar uygulaması yapılmıştır. Uygulama bu uygulama için özel tasarlanan bloklar, geosentetik donatı malzemesi (geogrid), drenaj malzemeleri ve Karayolları Teknik Şartnamesince özellikleri belirlenen dolgu malzemesinden oluşmaktadır. Öncelikle uygulama yapılacak alan temizlenmiş ve silindir yardımı ile taban malzemesi sıkıştırılmıştır. Geogrid malzeme zemine Şekil 2 'deki gibi düz bir şekilde serilmiştir. Uygulama bitiş noktası referans alınarak bloklar geogrid malzeme üzerine dolgu boyunca dizilir. Blokların arka kısmına drenaj malzemeleri yerleştirilir ve nitelikli dolgu malzemesi blok arkasına ve geogridlerin üzerine önden yüklemeli bir iş makinası ile serilir. Bu işlem projede belirlenen aralıklar ile tekrarlanır.

Geosentetik donatılı dolgularda önemli hususlardan biri de geogrid boylarının ne uzunlukta olacağıdır. Bu uzunluğun yeterli olmaması geogrid malzemelerin dolgu malzemesinden sıyrılmasına sebep olabilir. Avrupa Konseyi GA7 İstinat Duvarı Projesi KM: 0+015 ve KM:0+055 arasında yüksekliğin 3,50 metre ile 4,40 metre arasında değişkenlik gösterdiği bölümde mevcuttaki geri dolgu mesafesinin 2,5 metre ile 2 metre arasında olduğu görülmüştür. Yapılan analizler, bu mesafelerin geogrid donatı boyu için yeterli olamayacağını göstermiştir. Bu durumda KM: 0+015 ve KM:0+055 arasındaki kısımda geofoam bloklar ile hafif dolgu yapılması gerekliliği doğmuştur. KM:0+055 sonrası devam eden yol genişletme çalışması da geosentetik donatılı dolgu olarak devam etmiştir (Şekil 3).



Şekil 3. KM:0+055 geofoam dolgu uygulaması ve geosentetik dolgu uygulaması birleşim noktası.

3. GEOFOAM DOLGU UYGULAMA DETAYLARI

Geofoam bloklar ile yapılan hafif dolgu uygulamaları Norveç'te ilk kez uygulandığı 1972 yılında bu yana oturma kabiliyeti yüksek zayıf zeminlerde geleneksel toprak dolguların alternatifi olmaya devam etmektedir. Özellikle zemin iyileştirme gerekliliği duyulan bölgelerde zemin iyileştirme ihtiyacını bertaraf ederek daha hızlı çözümler sunulabileceğini göstermiştir. Özellikle derin iyileştirme çalışmalarının gerekli olduğu bölgelerde hızın yanı sıra ekonomik yönden de projeye katkı sağlamaktadır.

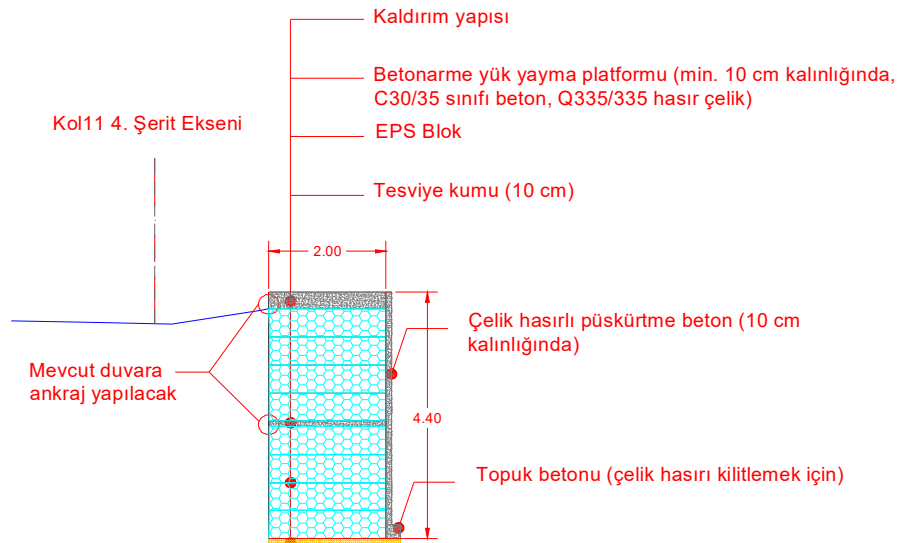
Geofoam ürünler günümüzde geleneksel zemin iyileştirme yöntemlerine alternatif oluşturmakla birlikte özellikle mevcut otopark üzeri yol ve peyzaj uygulamalarında, mevcut menfezlerin üzerinden geçecek olan yol geçişleri ve kot yükseltme çalışmaları için de sıklıkla kullanılmaktadır.

Geofoam dolgu için gerekli olan hesap adımları NCHRP şartnamesinde belirtilmiştir. Geofoam malzemeler ASTM standartlarına belirli mühendislik özelliklerine sahip fabrika ürettiği malzemelerdir (Çizelge 1). Geofoam malzemeler 14 - 45 kg/m³ yoğunluklarında üretilebilir. Projeye uygun geofoam malzeme belirlendikten sonra tasarım da belirlenen ölçülerde kesilerek uygulama için uygulama sahasına sevk edilirler.

Çizelge 1. ASTM D6817 – Geofoam bloklar için standart şartname.

Type	EPS12	EPS15	EPS19	EPS22	EPS29	EPS39	EPS46
Density, min., kg/m ³ (lb/ft ³)	11.2 (0.70)	14.4 (0.90)	18.4 (1.15)	21.6 (1.35)	28.8 (1.80)	38.4 (2.40)	45.7 (2.85)
Compressive Resistance, min., kPa (psi) at 1 %	15 (2.2)	25 (3.6)	40 (5.8)	50 (7.3)	75 (10.9)	103 (15.0)	128 (18.6)
Compressive Resistance, min., kPa (psi) at 5 %	35 (5.1)	55 (8.0)	90 (13.1)	115 (16.7)	170 (24.7)	241 (35.0)	300 (43.5)
Compressive Resistance, min., kPa (psi) at 10 % ^A	40 (5.8)	70 (10.2)	110 (16.0)	135 (19.6)	200 (29.0)	276(40.0)	345 (50)
Flexural Strength, min., kPa (psi)	69 (10.0)	172 (25.0)	207 (30.0)	276 (40.0)	345 (50.0)	414 (60.0)	517 (75.0)
Oxygen index, min., volume %	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0

Uygulama derzler birbiri üzerine gelmeyecek şekilde her katman ayrı ayrı dizayn edilir. NCHRP şartnamesi geofoam genişlik/yükseklik oranının 1 olması gerektiğini belirtmiştir. Çalışma sahası içerisinde yapılacak olan uygulama maksimum yüksekliği dikkate alındığında 2,5 metre genişlikte ve 4 metre yükseklikte geofoam dolgu yapılması gerekmektedir. Çalışma sahasının deprem koşulları da incelendiğinde geofoam dolgunun 2 bölüm halinde yapılmasına karar verilmiştir. Şekil 4'te görüldüğü üzere geofoam dolgu tabandan 2 metre yüksekliğe kadar inşa edilmiş ve üzerine betonarme bir ağırlık platformu oluşturulmuştur. Bu platform mevcutta bulunan yol yapısının duvarına ankrajlarla tutturulmuştur. Daha sonra ikinci aşamaya geçilmiş ve dolgu uygulaması tekrar yapılmıştır. İkinci kat dolgu uygulaması üzerine betonarme yük yayma platformu yapılarak uygulama tamamlanmıştır (Şekil 4).



Şekil 4. Km: 0+15 EPS Blok tasarım enkesiti.

4. AVRUPA KONSEYİ GA7 İSTİNAT DUVARI PROJESİ GEOFOAM DOLGU DURAYLILIK KONTROLLERİ

Çalışma alanında geofoam bloklar ile 2 metre – 2,5 metre genişliğinde 3,5 metre- 4 metre yüksekliğinde yan yüzeyleri 90° eğimli (dik) yaya kaldırım dolguları inşa edilmiştir.

KM: 0+015 ve KM:0+055 istasyonları için toplam dolgu yüksekliği kaldırım üst kaplaması ile birlikte 4.40 metre (4 metre EPS Blok dolgu + 0.10 metre yük yayma platformu + 0.30 metre üst yapı) olarak. Tasarlanan EPS Blok dolgusu için tasarım en kesiti Şekil 4'de verilmiştir.

Toplam EPS Blok dolgusunun neden olacağı düşey gerilme:

$$q = \gamma_{EPS} \times T_{EPS} + \gamma_{pav} \times T_{pav} + \frac{n \times \gamma_{con} \times H_{sho} \times T_{sho}}{B_{EPS}} \quad (1)$$

Eşitlik (1)'de verilenler: q= EPS Blok dolgularının neden olacağı toplam düşey sürşarj,

γ_{EPS} = EPS birim hacim ağırlığı, T_{EPS} = EPS Blok dolgu yüksekliği, γ_{pav} = Beton birim hacim ağırlığı, T_{pav} = Beton kalınlığı, n= Shotcrete uygulanacak yüzey sayısı, H_{sho} = Shotcrete yüksekliği, T_{sho} = Shotcrete kalınlığı ve B_{EPS} = EPS Blok dolgu genişliği. Shotcrete cephe kaplaması EPS Blok dolgularının 90° eğimli (dik) olan yüzeyine uygulanacağı için kaplamaların neden olduğu yük EPS Blok üzerinde ilave bir düşey sürşarj olarak dikkate alınmıştır.

$$q = 15.22 \text{ kPa}$$

Dolgu imalatına başlanmadan önce mevcut doğal arazi üzerinde 0.20 metre derinlikte bir kazı yapılmış ve kazı sonrası EPS Blok dolgu imalatına başlanmıştır. Doğal arazi için birim hacim ağırlığı $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ olarak alınır ise kazı sonrası doğal zemin yüzeyine etkiyen net düşey sürşarj:

$$q_{net} = 15.22 - (0.20 \times 18) = 11.62 \text{ kPa 'dır.}$$

11.62 kPa büyüklüğündeki net düşey sürşarjın ileri dönemlerde doğal zeminde neden olacağı toplam konsolidasyon oturmasının ihmal edilebilecek mertebelerde olacağı düşünülmektedir.

Drenajsız yükleme koşulunda bir sürekli temel için nihai zemin taşıma gücü (q_{ult}) Eşitlik (2) ile ifade edilmektedir:

$$q_{ult} = \gamma \times D_f + c_u \times N_c \quad (2)$$

Eşitlik (2)'de verilenler γ = Örtü yükü birim hacim ağırlığı (kN/m^3), D_f = Örtü derinliği (m), c_u = Drenajsız kayma dayanımı (kPa) ve N_c = Terzaghi kayma dayanımı taşıma gücü parametresidir. Örtü derinliği olmadığı için, Eşitlik (2) Eşitlik (3)'e dönüşür:

$$q_{ult} = c_u \times N_c \quad (3)$$

$$N_c = 5 \times \left(1 + 0.2 \times \frac{B}{L}\right) \times \left(1 + 0.2 \times \frac{D_f}{B}\right)$$

Eşitlik (3)'te verilenler: B = Temel genişliği (m) ve L = Temel uzunluğudur (m). Geleneksel bir yol dolgusu göz önünde bulundurulduğunda uzunluk genişliğe oranla oldukça büyük olacak ve bu nedenle de B/L parametresi sifra yaklaşacaktır. Yukarıda da değinildiği üzere $D_f = 0$ olduğundan $N_c = 5$

olacaktır. Dolayısı ile nihaî zemin taşıma gücü Eşitlik (4)'e dönüşür:

$$q_{ult} = 5 \times c_u \quad (4)$$

Mevcut zemin ile ilgili drenajsız kayma dayanımı (c_u) değeri 20 kPa olarak alınmıştır.

Zemin taşıma gücü $5 \times 20 = 100$ kPa

NCHRP yol dolguları için ölü ve hareketli yükler altında zemin taşıma gücü aşılmasına karşı güvenlik kontrolünde EPS Blokların birim hacim ağırlığının 1 kN/m^3 olarak alınması önermektedir.

EPS Blok dolgusu yaya yüklerine hizmet vereceği için yaya yükü için TS 498 yönetmeliğinden faydalanılmıştır.

EPS Blok dolgusunun zemin yüzeyinde neden olacağı toplam net düşey gerilme 18.58 kPa olarak hesaplanmıştır. Yaya yükü olarak ise 5 kPa bir yayılı yükün dolgunun üstüne etkiyeceği kabul edilerek zemin yüzeyine etkiyecek toplam gerilme 23.58 kPa olarak hesaplanmıştır. 1.2 güvenlik katsayısı ile arttırılmış yükler altında EPS Blok dolgusu için güvenlik sayısı:

$$FS = \frac{100}{28,30} = 3.53 > 1.3$$

EPS Blok dolgusunun ölü yükleri + hareketli yükleri altında dolgu temel zemininde taşıma gücü aşılması meydana gelmesi beklenmemektedir.

NCHRP şartnamesi bir EPS blok otoyol dolgusu için suyun kaldırma kuvveti nedeni ile yüzmeye karşı güvenlik sayısının en az $FS = 1.2$ olmasını önermektedir [1]. Şekil 4'e göre yan yüzeyleri düşey olan bir EPS Blok dolgusunun her iki tarafındaki en büyük su yüksekliği bu güvenlik kriteri göz önünde bulundurulurken hesaplanmıştır.

Suyun kaldırma kuvveti nedeni ile yüzmeye karşı güvenlik sayısı:

$$FS = \frac{\Sigma F_N}{F_U} \quad (5)$$

Eşitlik (5)'de verilenler:

ΣF_N = Yerçekimsel kuvvetler toplamı (kN/m):

$$\Sigma F_N = W_{EPS} + W_{pav} + W_{sho} \quad (6)$$

W_{EPS} = EPS Blokların ağırlığı (kN/m):

$$W_{EPS} = B_{EPS} \times H_{EPS} \times \gamma_{EPSdry} \quad (7)$$

Eşitlik (7)'de verilenler: B_{EPS} = EPS Blok dolgu genişliği (m), H_{EPS} = EPS Blok dolgu yüksekliği (m) ve γ_{EPSdry} = EPS'nin kuru koşulda birim hacim ağırlığıdır (kN/m^3).

$$W_{EPS} = 1.28 \text{ kN/m}$$

W_{pav} = Yol üst yapısının ağırlığı (kN/m):

$$W_{pav} = B_{EPS} \times t_{pav} \times \gamma_{pav} \quad (8)$$

Eşitlik (8)'de verilenler: t_{pav} = Kaldırım yapısının kalınlığı (m) ve γ_{pav} = Kaldırım yapısının birim hacim ağırlığıdır (kN/m³).

$$W_{pav} = 19.20 \text{ kN/m}$$

Tasarımda güvenli tarafta kalmak amacıyla EPS Blok dolgusunun dış yüzeylerine uygulanacak püskürtme beton cephe kaplamalarının yerçekimsel kuvvetlere katkısı göz ardı edilmiştir.

Yerçekimsel kuvvetler toplamı:

$$\Sigma F_N = 20.48 \text{ kN/m}$$

F_U = Suyun kaldırma kuvveti (kN/m):

$$F_U = H_w \times B_{EPS} \times \gamma_w \quad (9)$$

Eşitlik (9)'da verilenler: H_w = Dolgu tabanından su yüksekliği (m) ve γ_w = Suyun birim hacim ağırlığıdır (kN/m³).

$$F_U = H_w \times 2 \times 9.81 = 19.62 H_w$$

Buna göre, suyun kaldırma kuvveti nedeni ile yüzmeye karşı güvenlik sayısı:

$$FS = 1.2 = \frac{20.48}{19.62 H_w} = 0,86 \text{ m}$$

Suyun kaldırma kuvvetine karşı güvenlik sayısının $FS = 1.2$ değerinden daha küçük olmaması gerekmektedir. Su düzeyinin EPS blok dolgu taban kotu üzerinde $H_w = 0,86$ metreye kadar güvenli olacağı hesaplanmıştır.

Ölü ve hareketli yükler nedeni ile EPS Blok dolgusunda öngörülen deformasyonlar Çizelge 2'de verilmiştir. Çizelge 1'de verilenler: s = Oturma (cm) ve s_{cum} = Kümülatif oturmadır (cm). Ölü ve hareketli yükler nedeni ile EPS Blok dolgusundaki deformasyonlar her bir düzey için basitçe eşitlik (10) ile hesaplanmıştır:

$$S_z = \frac{\sigma_{z+i} + \sigma_z}{2 \times E_{EPS}} \times H_{EPS} \quad (10)$$

Eşitlik [10]'da verilenler: S_z = Dolgu üst yüzeyinden z kadar aşağıdaki düzeyde oturma (m), σ_z = Dolgu üst yüzeyinden z kadar aşağıdaki düzeye etkileyen güvenli toplam düşey gerilme (kPa), σ_{z+i} = Dolgu üst yüzeyinden $z+i$ kadar aşağıdaki düzeye etkileyen güvenli toplam düşey gerilme (kPa) ve H_{EPS} = EPS dolgu sırası kalınlığı (m) ve E_{EPS} = EPS elastisite modülüdür (kPa).

EPS Blok dolgusunun yoğunluğu $\rho = 16 \text{ kg/m}^3$ olan bloklar kullanılarak inşa edilecektir. ASTM D6817 standardına göre, kullanılan EPS blok için elastisite modülü $E = 2.9 \text{ MPa}$ olarak alınabilmektedir.

Çizelge 2. Ölü ve hareketli yükler nedeni ile EPS Blok dolgusu içerisinde meydana gelecek deformasyonlar.

z (m)	Ölü yükler nedeni ile oturmalar			Yaya yükleri nedeni ile oturmalar		
	σ_{DL-FS} (kPa)	S (cm)	S_{cum} (cm)	σ_{LL-FS} (kPa)	S (cm)	S_{cum} (cm)
0,00	17,50			6,00		
0,50	18,10	0,31	2,74	6,00	0,10	0,83
1,00	18,70	0,32	2,44	6,00	0,10	0,72
1,50	19,30	0,33	2,12	6,00	0,10	0,62
2,00	19,90	0,34	1,79	6,00	0,10	0,52
2,50	20,50	0,35	1,45	6,00	0,10	0,41
3,00	21,10	0,36	1,11	6,00	0,10	0,31
3,50	21,70	0,37	0,75	6,00	0,10	0,21
4,00	22,30	0,38	0,38	6,00	0,10	0,10

EPS Blok dolgusunun üst yüzeyinde ölü yükler nedeni ile kümülatif oturma 2,74 cm (kalıcı elastik deformasyon) ve hareketli yükler nedeni ile kümülatif oturma 0,83 cm (geçici elastik deformasyon) olarak hesaplanmıştır. Toplam kümülatif deformasyon 3,57 cm olup, bu değer toplam EPS Blok dolgu yüksekliğinin $0.0357 / 4.0 = \%0,89$ 'una karşılık gelmektedir. EPS için elastik deformasyon sınırı %1 olup, EPS bloklar ile dolgu inşaatında tasarım kriteri kümülatif oturmanın elastik sınırlar içerisinde olmasıdır. FS = 1.2 güvenlik sayısı dikkate alınarak hesaplanan birim deformasyonun $\%0,89 < \%1$ olması nedeni ile bu uygulama için tasarım kriteri sağlandığı görülmektedir.

5. SONUÇLAR

Çalışma sahası Km:0+015 ve Km:0+055 arası kısımda geri dolgu mesafesi geosentetik malzemelerin geogrid boylarını karşılayamadığından bu kısımda geosentetik donatılı dolgu uygulaması yapılamadığı tespit edilmiş ve çözüm yolu olarak geofoam teknolojisi ile hibrit bir çalışma yapılmasına karar verilmiştir.

Proje Türkiye'de bilinen, geofoam bloklar ile yapılan ilk yol genişletme çalışmasıdır. Projenin tamamının geofoam bloklar ile tamamlanması da tasarım esnasında değerlendirilmiş fakat bu uygulama da ekonomik olarak uygun bulunmamıştır. Geofoam dolgu malzemesi geleneksel toprak dolgu ve geosentetik donatılı toprak dolgu malzemelerine göre ekonomik yönden dezavantajlıdır.

Yapılan çalışmada iki teknoloji birlikte kullanılarak en ekonomik çözüm sağlanmıştır.

6. KAYNAKLAR

- ASTM D6817 / D6817M, 2017. Standard Specification for Rigid Cellular Polystyrene Geofoam. Stark, T. D., Arellano, D., Horvath, J. S. and Leshchinsky, D., (2004). "Geofoam Applications in the Design and Construction of Highway Embankments", NCHRP Web Document 65 (Project 24-11).
- DBYBHY. 2018. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik. Ankara: Bayındırlık ve İskân Bakanlığı. Bölüm 16.12. Deprem Etkisi Altında Dayanma Yapılarının Tasarımı İçin Kurallar, s. 354-356.

Experiments on bonding characteristics of piles in Ryukyu Limestone under static and creep loads

Takashi ITO^{1,*}, Jimmy OSHIRO¹, Ömer AYDAN¹, Naohiko TOKASHIKI¹

¹ University of the Ryukyus, Civil Engineering Department, Okinawa, Japan
(* takito@tec.u-ryukyu.ac.jp)

ABSTRACT: When Ryukyu limestone formation overlays the Shimajiri formation, the common practice of pile design was to disregard Ryukyu limestone formation due to the possibility of caves and utilize Shimajiri formation. When Ryukyu limestone formation is quite thick, the design of piles results in non-economical construction. In this study, a fundamental study is carried out how to utilize Ryukyu limestone formation as foundation rock for piles under static and creep loads. The study involves the evaluation of properties of Ryukyu limestone, interface shear strength between pile and Ryukyu limestone. The authors reports the outcome of this integrated study on the various aspects of evaluation of bearing capacity of piles embedded in Ryukyu Limestone Formation under static and creep loading conditions.

Keywords: Piles, Bonding strength, Ryukyu limestone, Creep, Shimajiri formation

ÖZ: Ryukyu kireçtaşı formasyonu Shimajiri formasyonunu örttüğünde, kazık tasarımındaki yaygın uygulama, mağara olasılığı nedeniyle Ryukyu kireçtaşı formasyonunu göz ardı etmek ve Shimajiri formasyonunu kullanmaktır. Ryukyu kireçtaşı formasyonu oldukça kalın olduğunda, kazık tasarımı ekonomik olmayan bir inşaatla sonuçlanmaktadır. Bu çalışmada, Ryukyu kireçtaşı formasyonunun statik ve sürünme yükleri altında kazıklar için temel kaya olarak nasıl kullanılacağına dair temel bir çalışma yürütülmektedir. Çalışma, Ryukyu kireçtaşının özelliklerinin, kazık ve Ryukyu kireçtaşı arasındaki arayüz kayma mukavemetinin değerlendirilmesini içermektedir. Yazarlar, statik ve sürünme yüklemeye koşulları altında Ryukyu kireçtaşı formasyonuna gömülü kazıkların taşıma kapasitesinin değerlendirilmesinin çeşitli yönleri üzerine yapılan bu entegre çalışmanın sonuçlarını rapor etmektedir.

Anahtar Kelimeler: Kazıklar, Bağlanma dayanımı, Ryukyu kireçtaşı, Sürünme, Shimajiri formasyonu

1. INTRODUCTION

The main islands of Ryukyu Archipelago are Okinawa, Amami-Oshima, Miyako, Ishigaki, Iriomote and Yonaguni located at the southernmost portion of Japan. The islands are situated on Ryukyu arc bounded by Okinawa trough and Ryukyu trench. The environment is tropical. Ryukyu Limestone is widely distributed in Ryukyu Archipelago. It is broadly defined as coral, gravely and sandy or sandy-gravel lime-stone. Geo-engineering issues associated with Ryukyu Limestone formation are cliff collapses, sinkholes due to karstic caves and their effect on super structures.

The pores of limestone are large and it may contain some large-scale cavities due to combined action of groundwater and tectonic movements. Therefore, it is considered not to be suitable as a bearing layer for foundations of large-scale engineering structures due to the apparently inconsistency of the Ryukyu Limestone strength. When Ryukyu Limestone formation is quite thick, it results in an uneconomical foundation design as foundations will need to reach deeper rock strata by using very long piles. This is a serious engineering issue in Okinawa Prefecture, Japan and some studies are necessary to clarify if the Ryukyu Limestone formation is really unsuitable as foundation rock under static and creep loads.

In this study, some models using small-scale piles embedded in Ryukyu Limestone specimens were subjected to static and creep loads to investigate their deformation response and their load-bearing

capacity. The outcomes of these experimental studies are explained and their implications in foundation design are discussed. These studies may help to better understand the expected pile capacities in Ryukyu Limestone which can result in more efficient and economical designs.

2. CHARACTERISTICS OF ROCK FORMATIONS

2.1. Ryukyu Limestone Formation

The mechanical properties of Ryukyu Limestone have been extensively investigated by Tokashiki and his colleagues (Tokashiki & Aydan, 2003; 2010a,b, 2008). The porosity of the Ryukyu limestone was determined using densities under dry and immersed conditions as the simplest methods. As the shape of pores could not be evaluated in the density method, Tokashiki (2010a,b) utilized the stereology technique to evaluate the porosity of Ryukyu Limestone and the shape of pores. This technique requires a number of slices of rock sample for the digitization and data processing to determine the porosity and the shape of pores. Recently, the X-Ray CT Scanning technique was used to evaluate the shape and spatial distribution of pores in Ryukyu limestone as shown in Figure 1. The Ryukyu limestone is porous and its porosity varies between 4% to 30%. It is generally classified as sandy limestone and coral limestone and their physical and mechanical properties are given in Table 1.

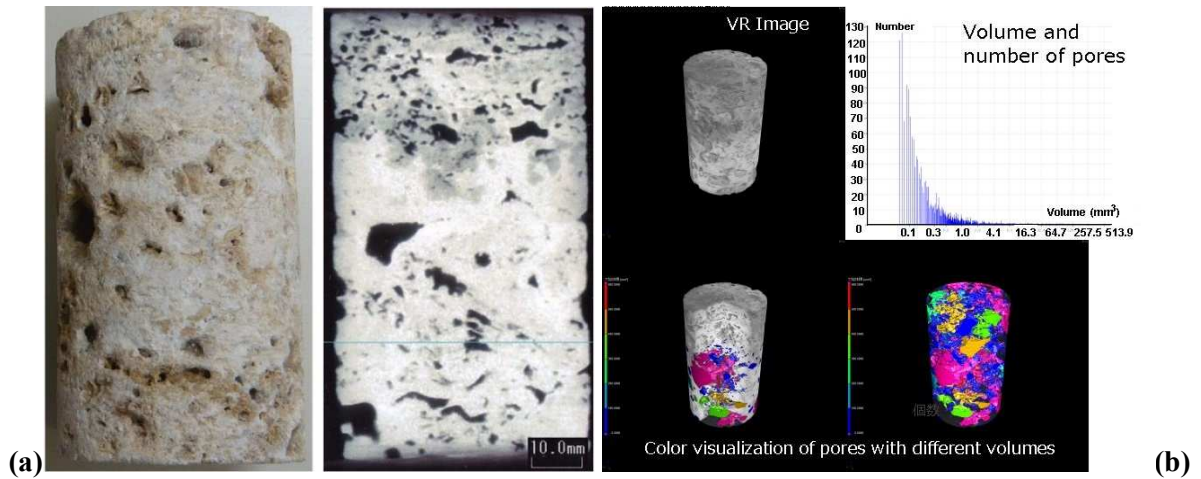


Figure 1. (a) Comparison of actual and scanned images of a Ryukyu Limestone Sample and (b) 3D visualization of porosities in Ryukyu Limestone

Table 1. Properties of Ryukyu Limestone.

Type	γ (kN/m ³)	σ_c (MPa)	σ_{ti} (MPa)	c (MPa)	ϕ_i
Coral	19.6-23.4	20-34	2.5-4.1	3.6-5.2	50-56
Sandy	18.0-18.2	0.7-2.2	0.14-0.25	0.2-0.5	37-44

γ : Unit weight; σ_c : Uniaxial compressive strength; σ_{ti} :Tensile strength; c : Cohesion; ϕ_i : Friction angle.

2.2. Shimajiri Formation

Shimajiri formation consists of mudstone and sandstone. Experimental results on mudstone and sandstone samples of Shimajiri formation conducted by the authors have been summarized in Table 2. The sandstone of Shimajiri Formation has a very low strength ranging between 300-340 kPa and it is

very porous. The mudstone samples have much higher strength ranging between 1.2-3.6 MPa under natural water content conditions.

Table 2. Properties of Shimajiri Formation.

Type	γ (kN/m ³)	σ_c (MPa)	c (MPa)	ϕ_i
Sandstone	17.6-22.6	0.34	0.1	34-38
Mudstone	14.7-18.5	1.2-3.6	0.4-1.1	24-28

3. EXPERIMENTAL SET-UP FOR PUSH-OUT STATIC AND CREEP TESTS

Cylindrical Ryukyu Limestone specimens of 100 mm in diameter and height were used in static and creep push-out tests for small-scale piles. Piles were made of smooth steel bars which were 100 mm long and 13 and 19 mm diameter. The embedded length of the steel bar into the specimen was 90 mm and was fixed with grout as shown in Figure 2(a). Figure 2(b) shows the experimental set-up for creep tests. To investigate the effect of end bearing of rocks on creep responses, mudstone and limestone cores were plugged to the bottom of the samples. Bonding stress is evaluated from the following relation (see Aydan 1989, 2018)

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} = -\frac{2}{r_b} \tau_b \quad (1)$$

Where x , σ , r_b , and τ_b are coordinate, density, axial stress and radius of tendon and shear stress along the tendon-grout interface, respectively (Figure 3).



Figure 2. Views of samples for (a) static and (b) creep tests.

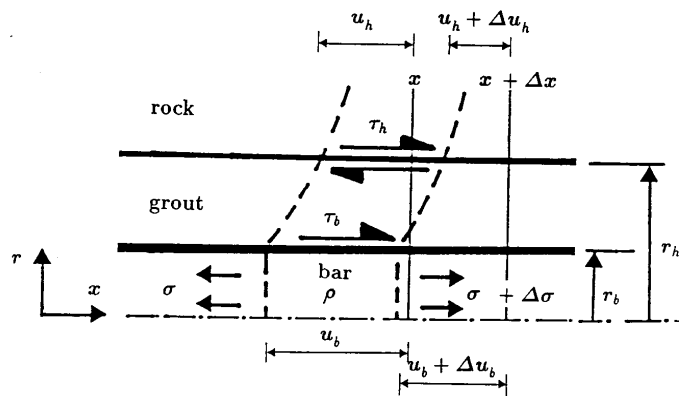


Figure 3. Modelling of dynamic axial response of tendon.

Figure 4 illustrates the configuration of push-out samples under static and creep loading conditions. Samples were subjected to static and creep loads. Two strain gauges were glued on the smooth bar type piles and they were denoted as upper and lower gauges. Plugs of Ryukyu limestone or mudstone were inserted into the borehole at the bottom of the samples.

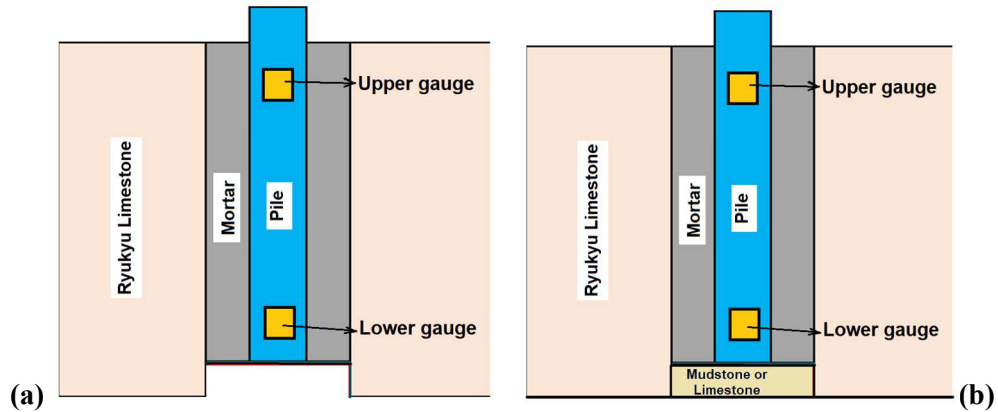


Figure 4. configurations for push-out tests under (a) static and (b) creep conditions.

4. SHORT-TERM STATIC PUSH-OUT TESTS

The static tests were carried out using conventional testing devices while creep tests were carried out using the cantilever type creep testing device, in which the creep loads can be applied up to 5000 kN. Figure 5 shows a typical load, strain responses during a short-term static tests. As noted from the figure, the strain is largest at the upper gauge as expected. Once debonding occurs, the force is reduced to residual level as there is no plug at the end of the sample.

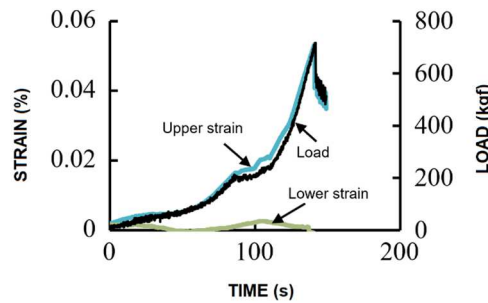


Figure 5. Response of load, strains during a short term static tests.

5. CREEP PUSH-OUT TESTS

Presently, the number of creep tests is limited as these tests require some time. However, we will present and discuss the experimental results obtained so far in this section.

5.1. Ryukyu Limestone

Two samples were tested so far. Figure 6 shows the multi-stage creep tests with a Ryukyu limestone plug before slip occurred. As noted from the figure, the strain increases after each increment of creep load. As expected the creep strain depends upon the load level ratio and creep strain tends to increase as the load level is increase.

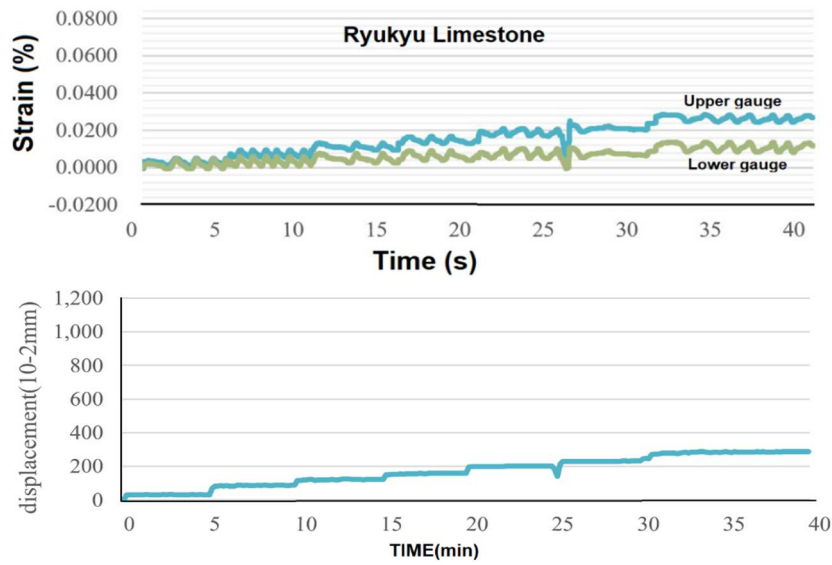


Figure 6. Strain responses of upper and lower gauges and push-out displacement during the multi-stage creep loading on samples with Ryukyu limestone plugs.

5.2. Mudstone

Two samples were tested so far. Figure 7 shows the multi-stage creep tests with a mudstone plug before slip occurred. As also noted from Figure 7, the strain levels of upper and lower gauges increase after each increment of creep loading. The creep strain depends upon the load level ratio and creep strain tends to increase as the load level is increase.

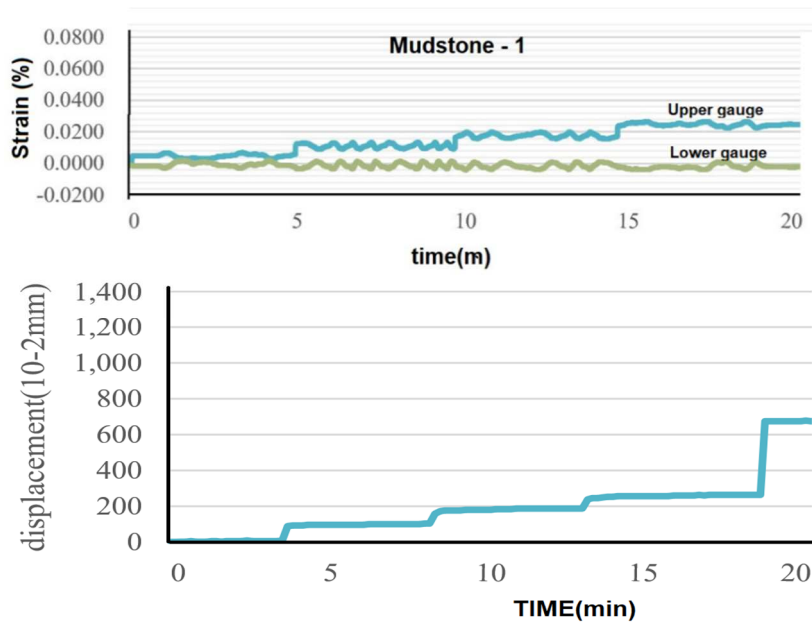


Figure 7. Strain responses of upper and lower gauges and push-out displacement during the multi-stage creep loading on samples with mudstone plugs.

Figure 8 shows the strain responses of upper and lower gauges during the slip process for sample denoted No 2. As noted from Figure 8, the strain level of the lower strain gauge become equal to that of the upper strain gauge, which implies that slip occurred without any bonding resistance.

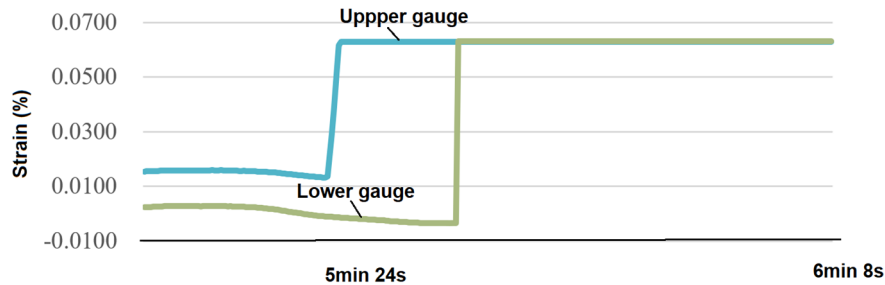


Figure 8. Strain responses of upper and lower gauges during slip on samples with mudstone plugs.

6. CONCLUSIONS

The authors attempted to evaluate the bonding response and properties of the interface shear strength between pile and Ryukyu limestone under static and creep loading conditions. Particularly, the effect of end-bearing on creep properties are evaluated. Although, the number of experiments is not sufficient yet, the creep behaviour was at negligible level for samples with Ryukyu limestone. On the other hand, the creep behaviour of samples with mudstone plugs become quite dominant and the creep strain increases after each increment of the applied load. In other words, the creep behaviour of piles having mudstone layers as the end-bearing medium may be critical for super-structures.

7. REFERENCES

- Aydan, Ö., 1989. Reinforcement of rock engineering structures. PhD Thesis, Nagoya University, 204p.
- Aydan, Ö., 2018. Rock Reinforcement and Rock Support. ISRM Book Series No. 6, CRC Press, 484p.
- Tokashiki, N., and Aydan, Ö., 2003. Characteristics of Ryukyu Limestone and its utilization as a building stone in historical and modern structures. *International Symposium on Industrial Minerals and Building Stones*, Istanbul, pp. 311-318, 2003.
- Tokashiki, N., and Aydan, Ö., 2010a. Kita-Uebaru Natural Rock Slope Failure and Its Back-analysis. *Environmental Earth Sciences*.
- Tokashiki, N., and Aydan, Ö., 2010b. The stability assessment of overhanging Ryukyu limestone cliffs with emphasis on the evaluation of tensile strength of Rock Mass. *Journal of Geotechnical Engineering, JSCE*, vol. 66, No. 2, 397-406.
- Tokashiki, N., Aydan, Ö., Motomura, Y., Teruya, M., Kojo, K., and Uehara, T., 2008. The stability assessment of natural rock structures in Ryukyu limestone formation. 12th Domestic Rock Mechanics Conference of Japan, 203-208.

Yüzeğe Yakın Kireçtaşları İçinde Açılan Metro Tünel Kazılarında Karşılaşılan Beklenmedik Karstik Boşlukların İyileştirilmesi

Improvement Of Unexpected Karstic Cavities Encountered In Metro Tunnel Excavations Opened In Near Surface Limestones

Yalçın EYİGÜN^{1,*}

¹ İstanbul Ticaret Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü,
Küçükalyalı E5 Kavşağı İnönü Cad. No: 4, Küçükalyalı 34840 / İstanbul
(* yeyigun@ticaret.edu.tr)

ÖZ: Bu çalışmada Kadıköy – Kartal Metrosu Cevizli ile Hastane istasyonları arasındaki Cevizli Köprüsü civarında sondajlarda tespit edilemeyen karstik boşlukların tünel açma işinin sekteye uğramaması için uygulanan iyileştirme yöntemi ele alınmaktadır. Sert ve sağlam kayalardan oluşan bu kesimlerde delme-patlatma yöntemi ile tünel açılırken S17 nolu shafttan Kartal istikametine doğru Km: 17+717'deki patlatma sonrasında Dolayoba formasyonunda K60D/85GD yönelimli çok ayrılmış, yumuşak, sulu, limonitik, killeşmiş sokulumun sebep olduğu, tünel içinden yüzeğe kadar etkisi olan boşalmalar meydana gelmiş, E-5 karayolunda şeritlerin kapatılması gerekmiştir. Karayolunda 3 m aralıklarla yüzeyden delgiler açılmış hem boşlukların tespiti hem de boşluk hacmine göre beton veya çimento enjeksiyonu ile doldurularak tünel kazıları emniyetli hale getirilmiştir. 78 metrelik tünel kesiminde çift hat için tünel aynasından ve yüzeyden, araştırma ve enjeksiyon amaçlı toplam 6167 m delgi yapılarak 981 ton çimento kullanılmıştır. Bu iyileştirmenin başarılı bir şekilde uygulaması sayesinde tünel kazısına devam edilerek yüzeyde herhangi bir olumsuzluk olmadan kazı tamamlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Kireçtaşı, Karstik Boşluk, Metro Tüneli, İyileştirme, Dolayoba Formasyonu

ABSTRACT: This study contains the improvement method applied to prevent the tunneling work of karst cavities that could not be detected in boreholes around the Cevizli Bridge between Kadıköy - Kartal Metro Cevizli and Hospital stations. While the tunnel was opened by drill and blast method in these sections consisting of hard and strong rocks, after the blasting at Km: 17+717 from the S1 shaft towards Kartal, in the Dolayoba formation, failure by the very weathered, soft, watery, limonitic, argillaceous intrusion in the direction of N60E 85SE, from inside the tunnel to the surface caused the lanes had to be closed on the E-5 highway. Boreholes were drilled from the surface at 3 m intervals on the highway, both to identify the gaps and to fill them with concrete or cement injection according to the void volume, making tunnel excavations safe. For the double tubes in the 78-meter tunnel section, a total of 6167 m of drilling was done from the tunnel face and the surface for research and injection purposes, and 981 tons of cement were used. Due to the successful implementation of this improvement, the tunnel excavation continued and was completed without any negative effects on the surface.

Keywords: Limestone, Karst Cavity, Metro Tunnel, Remediation, Dolayoba Formation

1. GİRİŞ

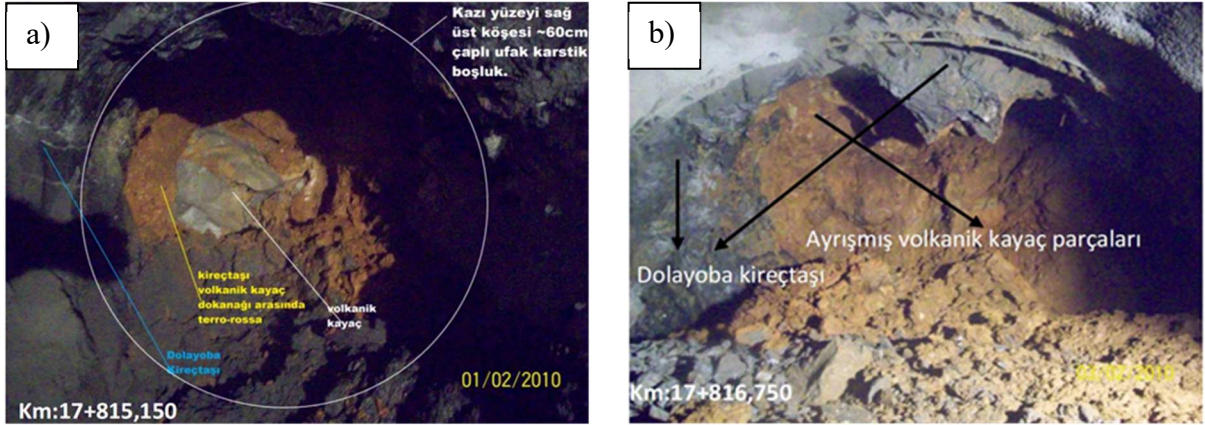
Kadıköy – Kartal Metrosu, İstanbul'un Anadolu yakasının en önemli karayolu aksı olan D100 (E-5) koridorunu takip etmektedir. Yüzeyden 20-30 metre derinliklerde kazılan tüneller, işleyen karayolu altında tamamlanmıştır. Karayolunun kenar boşlukları ile orta refüj boyunca mümkün en sıkı aralıkta sondajlar yapılarak proje öncesinde zemin profili belirlenmiştir. Cevizli ile Hastane istasyonları arasındaki Cevizli Köprüsü civarında tünel örtüsü 20 m civarındadır. Sondaj verilerine göre burada zemin; ilk 5-6 metrede ince çakıllı yer yer bloklu yapay dolgu, sonrasında tünel tabanına kadar ise

ayrışmamış-az ayrılmış az çatlaklı kırıklı, iyi-orta-zayıf kaya niteliğinde dağılım gösteren Dolayoba Formasyonundan oluşmaktadır. İstanbul Paleozoyik istifinde alttan üste doğru, tümüyle kireçtaşlarından oluşan ilk birim olan Dolayoba Formasyonu, ilk defa Penck (1919) tarafından “Kalkerli Pendik Fasiyesi” olarak adlandırılmıştır. Baykal ve Kaya (1963), birimi “Kalsit Damarlı Mavi Kalker” olarak isimlendirmiştir. Kaya (1973) birimi İstinye kireçtaşı olarak adlandırdıktan sonra 1978’de aynı birimi bu kez Dolayoba kireçtaşı ve İstinye formasyonu olarak adlandırmıştır. Önal (1981) birim adını Dolayoba Formasyonu olarak kullanmıştır (Özgül, 2005). Bu formasyon, RQD değeri %80’den büyük, GSI indeksi 55-60 aralığında, yeraltı suyu içermeyen yani tünel kazıları stabilitesi açısından uygun değerlere sahiptir. Sondajlar ve jeofizik etüt çalışmalarında ayrıca bu kesimdeki kireçtaşları içinde volkanik dayklar (andezit) ve sert kuvarsitler tespit edilmiş ve kazı sırasında da bunlara rastlanmıştır. Bu anomaliler geçilirken kazı zorluğu sebebiyle delme-patlatma metodu da uygulanmıştır. S17 nolu shafttan Kartal istikametinde kazı devam ederken km: 17+814’teki patlatma sonrasında Dolayoba formasyonu içerisine K60D/85GD konumlu sokulum, çok ayrılmış, yumuşak, sulu, limonitik, killeşmiş, likit kıvamda sahiptir. Bu sokuludan kaynaklı, tünel tavanında yaklaşık 6 m³ lük boşalma meydana gelmiştir. Kadıköy-Kartal Metro projesinin km: 17+814- 17+900 arası hat kesimi Cevizli-Hastane İstasyonları arasında sorunlu bölgenin lokasyonu Şekil 1’de gösterilmektedir.



Şekil 1. Kadıköy-Kartal Metro projesinin Cevizli-Hastane İstasyonları arasında sorunlu bölgenin lokasyonu (km: 17+814- 17+900 arası hat kesimi).

S17 nolu shafttan Kartal yönünde kazılan tünellerden Hat-2 isimli tüpte kazı sırasında elde edilen ayna verileri; kazının, K60B/45 KD konumlu Dolayoba Formasyonu üyesi kireçtaşları ve bunu yaklaşık olarak her 30-40 metrede dik veya dike yakın açıyla kesen K60D yönlü volkanik dayklar (orta ayrılmış-ayrışmış, orta-iyi kaya özellikli) içerisinde ilerlediğini göstermekteydi. Delme-patlatma metoduyla ilerlemenin gerçekleştirildiği bu zonda sert kireçtaşı ile birlikte aynanın bir kısmından tünel içine bol miktarda akıcı kıvamda kırmızı renkli kil (terra-rossa) malzemesi akmaya başlamıştır. Tünel aynasında sol üst kısımdan sert kayalarla beraber, beklenmedik karstik boşlukları doldurup su ile birleşip akarak tünel stabilitesine ve yüzeye kadar olumsuz etki eden kırmızı kil çamuru (terra-rossa), bu bölgedeki tünel çalışmalarının durmasına sebep olmuştur. Açılım paftasında belirtildiği gibi bir sonraki patlatmada aynanın sol omuz kısmından sağ ayak kısmına kadar terra-rossalı karstik boşluk ve volkanik kayaç yer almaktadır (Şekil 2).



Şekil 2. Dolayoba Formasyonu kireçtaşları içinde volkanik kayaç sokulumu geçilirken rastlanan karstik boşlukta akıcı kıvamdaki kilin akmasının sebep olduğu zemin boşalması. a) Km: 17+815,150 den fotoğraf b) 17+816,750 den fotoğraf.

2. MALZEME VE YÖNTEM

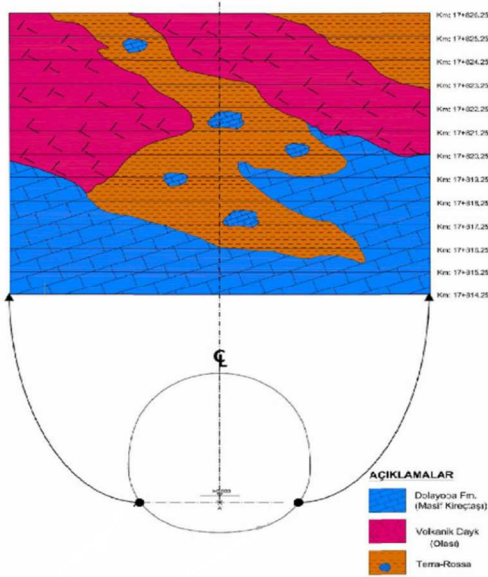


Şekil 3. Karstik boşluğun tünel eksenini boyunca yayılımını belirlemek için yapılan yatay araştırma delgileri.

Kadıköy – Kartal Metrosu Cevizli ile Hastane istasyonları arasındaki Cevizli Köprüsü civarında sondajlarda tespit edilemeyen karstik boşlukların tespiti amacıyla karayolunda 3 m aralıklarla yüzeyden araştırma sondajları yapılmıştır. Bu sondajlardan sonra kazı yüzeyinde, tünel aynasından kazı ilerleme yönünde karstik boşluğun boyutunu belirlemek için 12 m uzunluğunda 8 adet yatay araştırma delgisi yapılmıştır (Şekil 3). Bu çalışma, zemin akmasının etkili olduğu ilk 20 metrenin tanımlanması ve iyileştirilmesi için zorunlu ilk acil iş olarak yapılmıştır.

Elde edilen verilere göre tünel içerisinde Km: 17 + 814 ile Km: 17+826 arasında kazı yüzeyinden 12 m ilerisine kadar karstik boşluğun ölçüleri belirlenmiş ve ayna jeoloji haritası açılım paftaları oluşturulmuştur (Şekil 4). Bu delgi verileri 3 boyutlu olarak değerlendirilmiş ve olası yayılım ile tünel kazı aksı ve yüzeye etkisinin risk değerlendirmesi buna göre yapılmıştır.

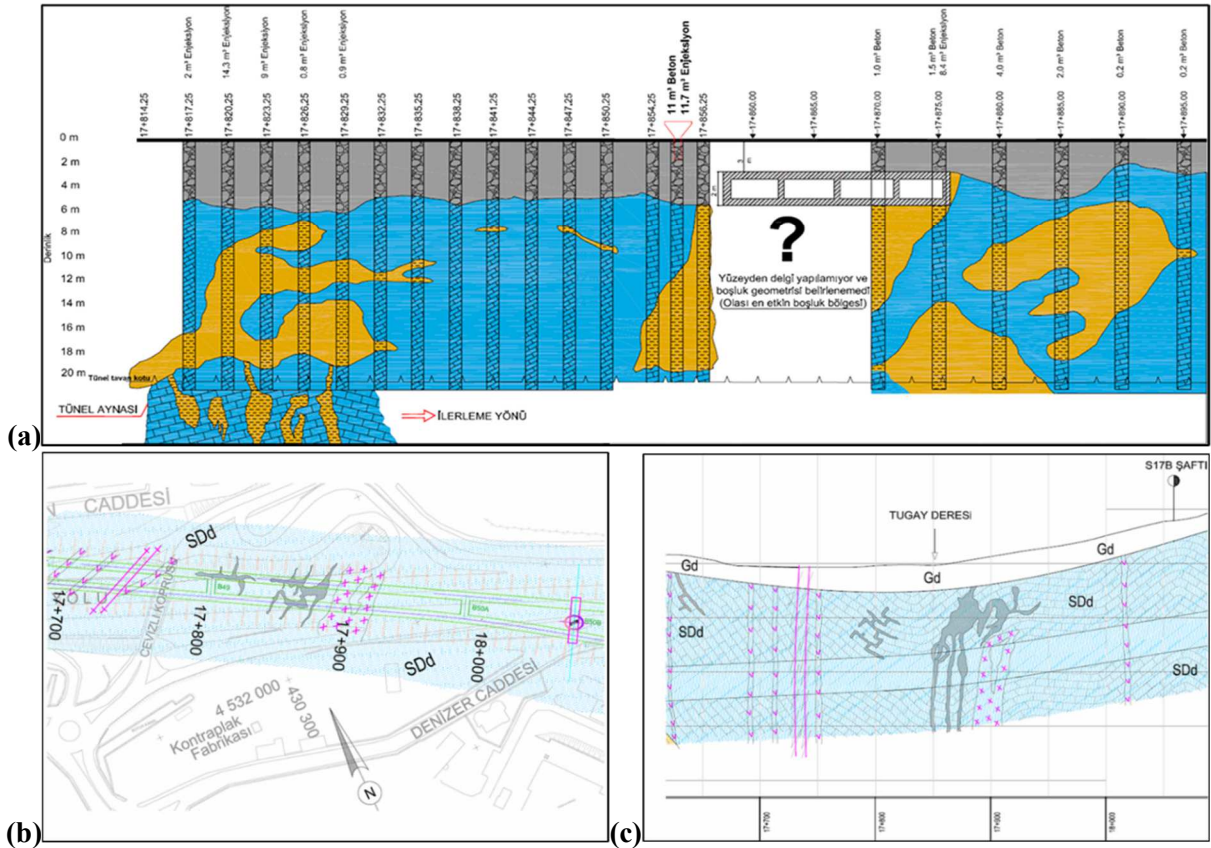
Oluşturulan açılım paftasında belirlenen boşluklu bölgeye acil önlem olarak tünel kazı yüzeyinden 500 torba çimento enjeksiyonu yapılmıştır (Şekil 5). Km:17+814'te meydana gelen zemin akmasından sonra kazı destek ön çakma çubukları 2,5 inçlik 20 adet enjeksiyonlu süren olarak değiştirilmiştir. Bu noktadan sonra Dolayoba Formasyonu ve volkanik kaya (andezit) içerisinde yaklaşık 9 m ilerlemeye devam edilmiş ancak Km:17+823,250'de 19.02.2010 tarihinde meydana gelen ~30 m³ lük yeni bir zemin akması sonrasında bu defa ön çakma çubukları 4 inç çapında 9 metrelik şemsiye kemer (umbrella arch) olarak revize edilmiştir.



Şekil 4. Km: 17 + 814 ile Km: 17+826 arasında yapılan delgiler sonucunda oluşturulan ayna jeoloji haritası (Biberoğlu vd.,



Şekil 5. Zemin boşalmasının etkili olduğu ilk 20 metre ve enjeksiyon çalışması.



Şekil 6. Yüzeysel-tünel içi delgi çalışmaları ile öngörülen a) jeoloji kesiti, b) haritası ve c) profili (Biberoğlu vd., 2011).

Boşluk sebebiyle oluşan sorunun büyümemesi için acilen yapılan bu uygulamalar, daha büyük bir göçüğün oluşmasını engellemiştir ancak bu bölgede aynı karakterde görünen zeminin devamının da tünel kazısında yeni “istenmeyen sürprizler” göstermemesi için araştırmanın tünel aksı boyunca benzer karakterdeki yaklaşık 80 metre boyunca daha ilerletilmesi bir zorunluluk olarak ortaya çıkmıştır. Oluşturulan açılım paftası ve KKS-42 nolu sondaj verileri incelenerek Km:17+817,25-17+895,00 arası olası karstik boşluklu bölge olarak belirlenmiştir (Şekil 6).

Yapılan ilave detaylı zemin araştırmaları ile tünel ilerlemelerinin tam uyumlu olduğu gerçek ayna verileriyle doğrulanmıştır. Örneğin, oluşturulan zemin profilinde sağlam zon olarak tanımlanan ve karstik boşluk öngörülme aralıkta, km: 17+832 ve km: 17+840'tan alınan iki tünel ayna fotoğrafında aynanın tamamen volkanik kayalardan oluşması, çalışmanın doğruluğunun bir göstergesidir (Şekil 7).

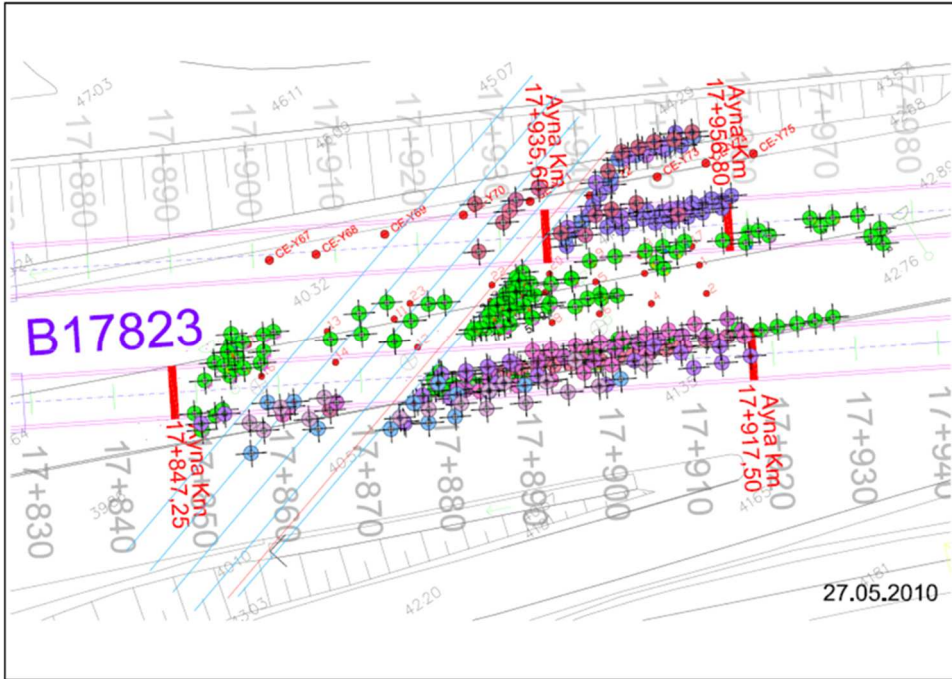


Şekil 7. a) Km: 17+832 ve b) Km: 17+840'tan alınan iki tünel ayna fotoğrafı.

Belirlenen bu alan içerisinde karstik boşluğun tam boyutlarını tespit etmek ve enjeksiyon ile doldurmak amacıyla 10.01.2010-28.01.2010 tarihleri arasında Km:17+817,25-17+895,00 arası yüzeyden enjeksiyon yapmak için tünel ekseninin D100 karayolu şeridinde denk gelmesi sebebiyle D100 karayolunun bir şeriti kapatılmıştır (Şekil 8). Kapatılan şeritten tünel ekseninin yüzeydeki izdüşümünde Km:17+817,25-17+895,00 arası 3 m aralıklarla 5 inç çapında (Km 17+853,00 de 30 cm) tünel eksen kotuna kadar sondajlar yapılmıştır. Yapılan sondajlardan elde edilen sondaj logları sonucunda olası karstik boşluk bulunma ihtimalli olarak tespit edilen Km:17+817,25-17+895,00 arasının terra-rossa dolgulu karstik boşluğa müdahale zonu olarak tanımlanmıştır. Km:17+814,25- 17+826,26 arası için hazırlanan açılım paftası ve Km:17+817,25-17+895,00 arası için oluşturulan sondaj logları birleştirilerek Km:17+814,25-17+895,00 arası için oluşturulan jeolojik kesite göre enjeksiyon yapılacak kuyular belirlenmiş, belirlenen 5 inç çaplı kuyulardan Parker yardımıyla serbest basınçla en yakın kuyulardan enjeksiyon gelene kadar 1/1 oranında çimento enjeksiyonu planlanmıştır (Şekil 9). Yapılan her bir enjeksiyonda komşu kuyulardan ve tünel kazı yüzeyindeki delgilerden yaklaşık 10 m³ terra-rossa kusturulana kadar işlem sürdürülmüştür. 16 - 29 Ocak 2010 tarihleri arasında yapılan 1. Etap çalışmalarda, 36 farklı noktadan toplam 568 m delgi yapılmış, 190 ton çimento sarfedilmiş, geniş bir kavite için de 14 m³ beton kullanılmıştır. 03 Nisan - 26 Mayıs 2010 tarihleri arasında yapılan 2. Etap çalışmalarda ise 330 farklı noktadan toplam 5.599 m delgi yapılmış, 791 ton çimento sarfedilmiş, ayrıca geniş boşluklar için de 1.131 m³ beton kullanılmıştır. 78 metrelik tünel kesiminde çift hat için tünel aynasından ve yüzeyden, araştırma ve enjeksiyon amaçlı toplamda 6.167 m delgi yapılarak 981 ton çimento kullanılmıştır. Bunun sonucunda tünel kazısına devam edilerek yüzeye sirayet eden herhangi bir olumsuzluk olmadan kazı tamamlanmıştır. Ardından devam ettirilen tünel kazı çalışmaları başarı ile tamamlanmış ve hat hizmete açılmıştır.



Şekil 8. Km:17+817,25 ila Km: 17+895,00 arası yüzeyden enjeksiyon yapılması için D100 karayolunun bir şeridinin kapatılması.



Şekil 9. Enjeksiyon uygulama noktalarının plan üzerindeki konumu.

3. SONUÇLAR

Bu vaka çalışmasında, İstanbul Kadıköy – Kartal Metrosu Cevizli ile Hastane istasyonları arasındaki Cevizli Köprüsü civarında yüzeye yakın, yeraltı suyu veya boşluk anomalisi göstermeyen, sağlam Dolayoba Formasyonu kireçtaşları içinde tespit edilmemiş karstik boşlukların iyileştirilmesini konu alan çalışmalar ele alınmıştır. Formasyon içerisinde bulunan volkanik kayaç (andezit) sokulumları sebebiyle patlatmalı kazı ile ilerlenen tünellerde sondajların sık yapılsa dahi belirleyemediği bir durum olarak yer ortamında çok kısa aralıkta karstik boşluklar olabileceği ve bu boşlukların su ile birleşip akıcı çamura dönüşen kırmızı kil (terra-rossa) içeriğine sahip olabileceği ve ayrıca göçük ve kayıplara sebep olabileceği yaşanan tecrübe ile ortaya çıkmıştır. Benzer projelerde kireçtaşı tabakalarının içerdiği beklenmedik boşlukların sondaj çalışmaları ile belirlenemediği durumların mümkün olabileceği dikkate alınmalıdır. Tünel aynasında anomali ile ilk karşılaşılması anında kazının derhal durdurularak boşluğun doldurulması yüzey ve aynada ilk tedbir olarak öngörülmeli, boşluğun devamının tespiti için jeolojik ve jeofizik metotlarla tespit ve tahkik çalışmaları yürütülmelidir. Boşluk doldurma çalışmalarının tatmin edici noktaya geldiğinin tespiti için kontrol delgileri yapılması ve su ihtiva eden veya su kaçağı olan noktalar ile sanat yapılarının, yolların bulunduğu noktalarda özel çözüm geliştirilmesi emniyetli tünel kazısı için gereklidir.

4. KATKI BELİRTME

Yazar verilerin kullanımına verdiği izin için Ulaştırma ve Altyapı Bakanlığı Altyapı Yatırımları Genel Müdürlüğü'ne ve kritik yorumları ile makaleye katkıda bulunan Kocaeli Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeoloji Mühendisliği bölümü öğretim üyesi Doç. Dr. Ahmet KARAKAŞ'a teşekkür eder.

5. KAYNAKLAR

- Baykal, A.F., Kaya, O., 1963. İstanbul bölgesinde bulunan Karboniferin genel stratigrafisi, MTA Dergisi, 61, 1-9.
- Biberoğlu, S., Çulfaz, M., Şenol, Ş., 2011. İstanbul Büyükşehir Belediyesi Kadıköy-Kartal Metrosu İkmal İnşaatı ve Elektromekanik Sistemler Temin, Montaj ve İşletmeye Alma İşleri Kapsamında HAT-1 Km: 17+600-18+600 Arasının Jeoloji- Mühendislik Jeolojisi ve Jeoteknik Özellikleri Teknik Değerlendirme Raporu, 48 s.
- Kaya, O., 1973. The Devonian and Lower Carboniferous stratigraphy of the Istinye, Bostancı and Büyükkada subareas (Paleozoic of İstanbul). Ege Üniversitesi Fen Fakültesi Kitaplar Serisi No.40, 1-36.
- Kaya, O., 1978. İstanbul Ordovisyeni ve Silüryeni. Yerbilimleri, 4 (1), 1-22.
- Önalın, M., 1981. İstanbul Ordovisyen ve Silüryen istifinin çökelme ortamları. İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Yerbilimleri Dergisi, 2 (3-4), 161-177.
- Özgül, N., 2005. İstanbul İl Alanının Genel Jeoloji Özellikleri, Deprem ve Zemin İnceleme Müdürlüğü, İstanbul Büyükşehir Belediyesi.
- Penck, W., 1919. Grundzüge der Geologie des Bosphorus. Veröffentlichungen des Instituts für Meereskunde, Geol.- Naturw, Reihe, H. 4, Berlin.

Kaya ve Zeminlerin Mühendislik Özellikleri /
Engineering Properties of Soils and Rocks

Prediction models among various indices and physico-mechanical properties of the Cappadocian tuffs of Türkiye

Ömer AYDAN^{1,*}, Reşat ULUSAY²

¹ University of the Ryukyus, Civil Engineering Department, Okinawa, Japan

² Hacettepe University, Geological Engineering Department, Ankara, Türkiye

(* aydan@tec.u-ryukyu.ac.jp)

ABSTRACT: The authors have carried out numerous various kind experiments since 1996 on the tuff of various locations in the Cappadocia region, Türkiye. Based on these experiments, the authors report the interrelations among several indices and physico-mechanical properties and the applicability of existing and new relations are compared with experimental results. The comparisons imply that while the needle penetration index (NPI) yield better estimations compared with the estimations from Equotip hardness test. Therefore, it is recommended not to use the Equotip hardness for inference of mechanical properties of the very soft Cappadocian tuffs.

Keywords: Cappadocian tuffs, Needle penetration index, Block punch index, Equotip hardness, Physico-mechanical properties, Prediction equations

ÖZ: Yazarlar 1996 yılından bu yana Türkiye'nin Kapadokya bölgesindeki çeşitli lokasyonlarda bulunan tüfler üzerinde çok sayıda farklı türde deneyler gerçekleştirmişlerdir. Bu deneylere dayanarak, yazarlar çeşitli indeksler ve fiziko-mekanik özellikler arasındaki ilişkileri rapor etmişler ve mevcut ve yeni ilişkilerin uygulanabilirliğini deneysel sonuçlarla karşılaştırmışlardır. Karşılaştırmalar, iğne penetrasyon indeksinin (NPI) Equotip sertlik testinden elde edilen tahminlere kıyasla daha iyi tahminler verdiğini göstermektedir. Bu nedenle, çok yumuşak Kapadokya tüflerinin mekanik özelliklerinin çıkarımı için Equotip sertliğinin kullanılmaması önerilmektedir.

Anahtar Kelimeler: Kapadokya tüfleri, İğne penetrasyon indeksi, Disk makaslama indeksi, Equotip sertliği, Fiziko-mekanik özellikler, Tahmin denklemleri

1. INTRODUCTION

Many underground cities, semi underground settlements, most of which are, at least, 1500 years old, exist in the Cappadocia Region of Central Turkey and have been carved in soft tuffs. These structures are of great importance from a viewpoint of preservation of these historical structures as assets for mankind as well as providing very important data on the long-term response and variations of mechanical properties in relation to varying environmental conditions. The modern Cappadocia area extends over 5000 km² within the triangle of Kayseri-Aksaray-Niğde in Central Anatolia of Türkiye (Figure 1). This area forms a high plateau and is covered by almost horizontally layered acidic volcanic tuffs and lavas from Erciyes, Melendiz and Hasandağ volcanoes.

Aydan and Ulusay (2003) reported a detailed experimental study on the geo-mechanical characteristics of tuffs of the Cappadocia Region, also including a summary of the past experimental studies. There are various indices such as wave velocities (V_p , V_s), needle penetration index (NPI), Schmidt hammer rebound number (R), color index and recently equotip hardness (or rebound number) in rock mechanics and rock engineering. Physico-mechanical properties such as unit weight, water absorption, elastic modulus, Poisson's ratio, uniaxial compressive strength (UCS), Brazilian Tensile strength (BTS), cohesion, friction angle are of great importance for assessing the stability and responses of the antique and modern structures in the Cappadocia Region.

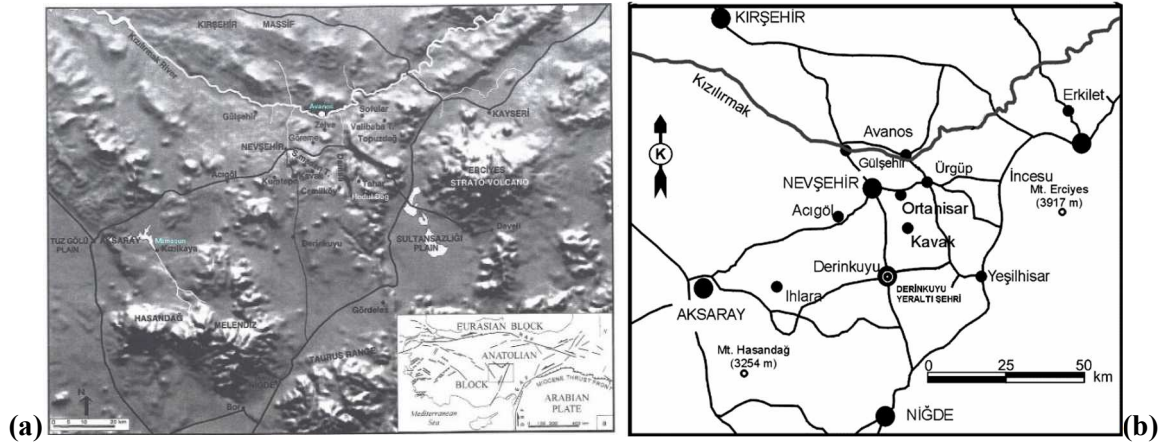


Figure 1. (a) Geomorphologic map and (b) map of localities mentioned in the text.

In this study, the results of experiments and the interrelations among several indices and physico-mechanical properties are presented, and the applicability of existing and new relations to experimental results on the Cappadocian tuffs are explored.

2. EXPERIMENTS

The authors have performed numerous short-term laboratory-testing program, which involved the followings: (a) physical properties such as unit weight and water absorption coefficients, and (b) mechanical tests such as cantilever and three-point bending tests, indirect tensile strength test (Brazilian tests), uniaxial compression strength (UCS) test (e.g., Aydan and Ulusay 2003, 2013; Ulusay and Aydan 2010). In relations to these tests, some index tests such as Schmidt Hammer Rebound value, needle penetration index, elastic wave velocity, equotip hardness value, and punch strength index have been also carried out.

Water absorption, computed from the unit weight of dry and fully saturated samples, ranges between 16.2 and 19.4% (Erguvanlı and Yüzer, 1977; Aydan et al. 1999; Aydan and Ulusay 2003). The geomechanical properties of the tuffs at Derinkuyu (categorized into Gördeles tuff) and other locations in Cappadocia strongly influenced by their water absorption characteristics. Table 1 summarizes the average geomechanical properties of tuff samples collected from various localities in the Cappadocia Region. This table suggests that the tuff is a weak rock in terms of its UCS according to ISRM (2007). The strength, elastic modulus and P-wave velocity of dry and fully saturated tuff are quite different from each other and those of saturated tuff samples are much lower than those of dry tuff samples (Figure 2a). It should be also noted that all these experiments were carried out under drained conditions, macroscopically.

Table 1. Average geomechanical properties of tuffs (dry).

Property	Derinkuyu	Ürgüp	Avanos	Zelve	Ortahisar	Güneyce
Unit weight (kN/m ³)	14.2	13.8	13.6	13.6	14.7	11
Uniaxial compressive strength (MPa)	9.4	5.4	3.9	3.6	2.0	0.6
Tensile Strength (MPa)	0.6	0.4	0.35	0.35	0.2	0.1
Elastic modulus (GPa)	3.3	1.4	0.9	0.85	1.5	0.3
Poisson ratio	0.2	0.15	0.1	0.12	-	-
Elastic wave velocity (km/s)	2.0	1.9	1.6	1.5	1.8	1.2

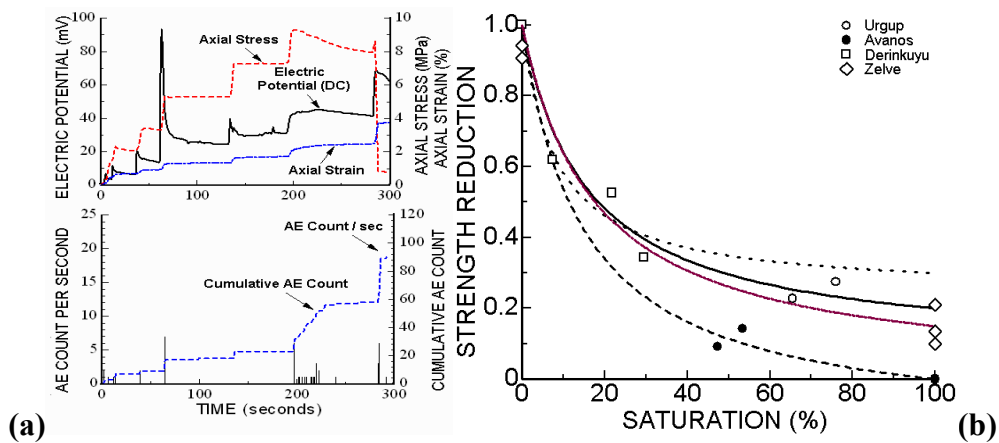


Figure 2. (a) Variation of strength as a function of saturation of some Capadocian tuffs, and (b) multi-parameter responses of a tuff sample from Derinkuyu under uniaxial compression.

In some of the tests, multi-parameter responses, which may be useful in long term monitoring of structures in rock, were also measured. Figure 2b shows an example of multi-parameter responses of the tuff sampled. The sample was loaded in a step-like loading path, which may resemble multi-stage creep tests. As seen in the figure, the electrical potential response of the tuff sample is closely related to the loading paths. Particularly, the rate of electric potential development during load increment is very high and it tends to decrease, as the load is kept constant. As the strain rate is quite high during load increment and tends to decrease once the load is kept constant, the electrical potential response seems to be closely associated with the strain rate response of the sample. Before the peak strength of the sample was achieved, a bay-like electric potential response was observed. These results are consistent with those reported by Aydan et al. (2003; 2011).

3. INDEX TESTS

3.1. Wave Velocities

Wave velocity of tuff samples were measured perpendicular to bedding (denoted as vertical direction of sampling) and two mutual directions parallel to the bedding plane (denoted as horizontal direction of sampling). The elastic wave velocity of intact rock ranges between 1.45 km/s to 2.17 km/s (Aydan and Ulusay, 2003). Figure 3 shows the vertical wave velocity to horizontal wave velocity versus the horizontal wave velocity.

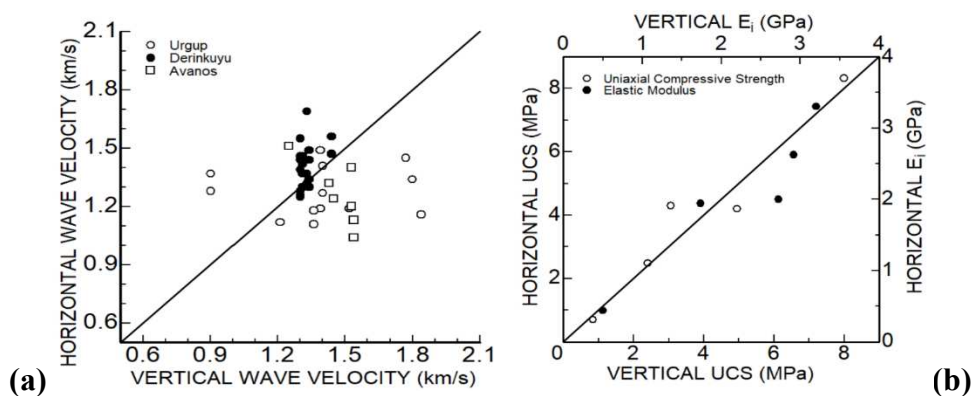


Figure 3. Effect of bedding inclination on (a) wave velocity and (b) UCS.

In the same figure, the line in Fig. 3 corresponds the isotropic variation of properties. The results are scattered around the line of isotropy. Derinkuyu samples (Gördeles tuff) indicate that the wave velocity should be greater within the bedding plane than that perpendicular to the bedding plane (Aydan and Ulusay, 2013). On the other hand, the samples from Avanos (Zelve tuff) indicate somewhat opposite results. The samples from Ürgüp (Kavak tuff) are also similar to those of the Avanos samples.

3.2. Schmidt Rebound Number

Variation of the Schmidt rebound number with depth (underground level) at four historical underground cities and test locations at storage houses, a hotel and a ceramic factory excavated in rock are shown in Figure 4a. It is evident from the plots in Figure 4b that Schmidt rebound numbers of both tuffs generally do not show significant changes in vertical and horizontal directions. The rebound numbers range between 10 and 26 and a general trend of range between 10-20 with an average of 15 is evident. This scattering may be reflecting the effect of soft matrix and hard inclusions of tuffs. Furthermore, lower rebound numbers were obtained when the rock surfaces were wet (Aydan and Ulusay, 2003).

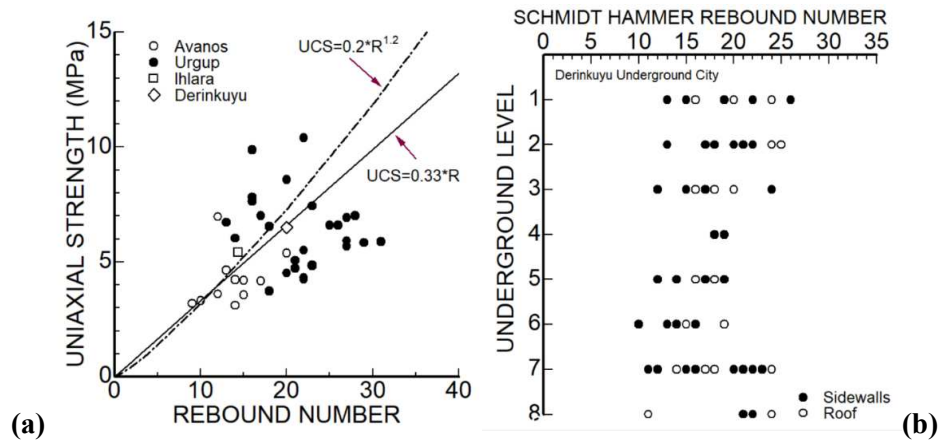


Figure 4. (a) Relation between Schmidt hammer rebound value (R) and UCS and (b) Variation of Schmidt hammer rebound value with depth in the Derinkuyu Underground City.

3.3. Needle Penetration Index Tests

The needle penetration device is developed by MARUTO Co. of Japan (Maruto Co., 1999). The device can measure the applied load up to 100 N and the penetration depth is up to 10 mm. The diameter of the needle is 0.82 mm (Ulusay et al., 2014; Aydan, 2012; Aydan et al., 2014). The ratio of applied load to penetration depth is called needle penetration index (NPI). The original motivation to develop this device was to assess the properties of squeezing rocks in tunneling and soft rocks beneath large bridge foundations, as it is often difficult to sample rocks and to test them in laboratory. The damage caused to rock by the needle penetration is also quite negligible and the device can also be effectively used in assessing the state and properties of rocks in archeological remains excavated in/on rock mass, particularly.

Another penetration test device utilizing a low capacity loading device and a special rod-like loading platen with a flat-end was developed by Aydan et al. (2008). The device is presently used in laboratory conditions. However, it can be easily used at a construction site. The diameter of rod-like platen ranges between 1 to 3 mm. However, experimental results indicates that there are some undesired stress concentrations when the diameter is less than 1mm and the rod-like platen may buckle when high strength rock is tested. For the interpretation of the experimental results, the nominal strain is defined in

terms of penetration displacement divided by rod diameter. Furthermore, the applied stress is defined by dividing the applied load by the area of the flat-end. The device is equipped with a load cell and a displacement transducer to record load-displacement responses. In addition, an AE sensor is attached to the sample to monitor the cracking phenomenon. Figure 5a shows penetration-applied stress responses for several tuffs sampled from different sites.

Aydan et al. (2008) performed several experiments to compare the responses measured by MARUTO needle penetration device with the device having a cylindrical flat-ended needle they developed. The needle of the MARUTO penetration device was attached to the load cell and the response measured under the same circumstances as those of the flat-ended cylindrical needle having a diameter of 2 and 3 mm. Figure 5b shows an example of measurements for a tuff sample from Derinkuyu.

Aydan et al. (2008) also proposed a procedure for obtaining mechanical parameters of rocks from the response of a single 3mm penetration index test. The computed and measured nominal strain versus applied stress responses are shown in Figure 6 together with inferred mechanical properties in the same figures for tuff samples from Zelve and Orthahisar. However, it should be noted that this model requires more information on the strain levels of state changes.

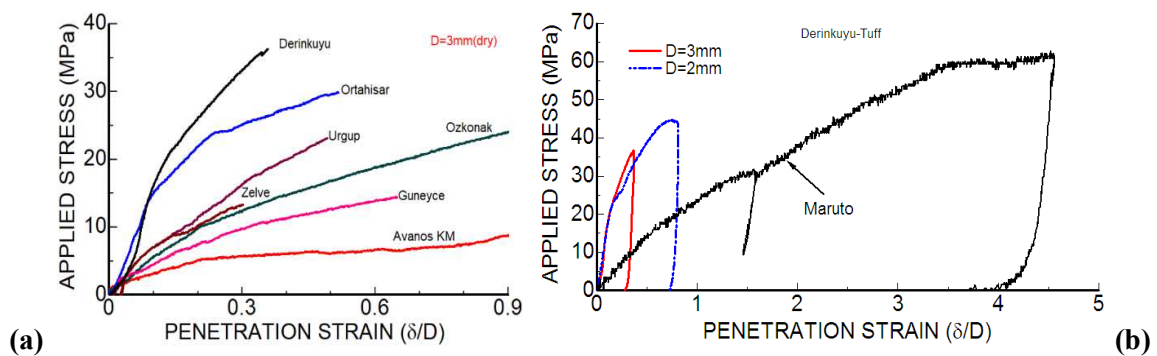


Figure 5. Comparison of nominal strain vs. applied pressure responses of the tuff samples from (a) different localities and (b) Derinkuyu tested using MARUTO needle, and 2 and 3mm flat-ended cylindrical penetration rods.

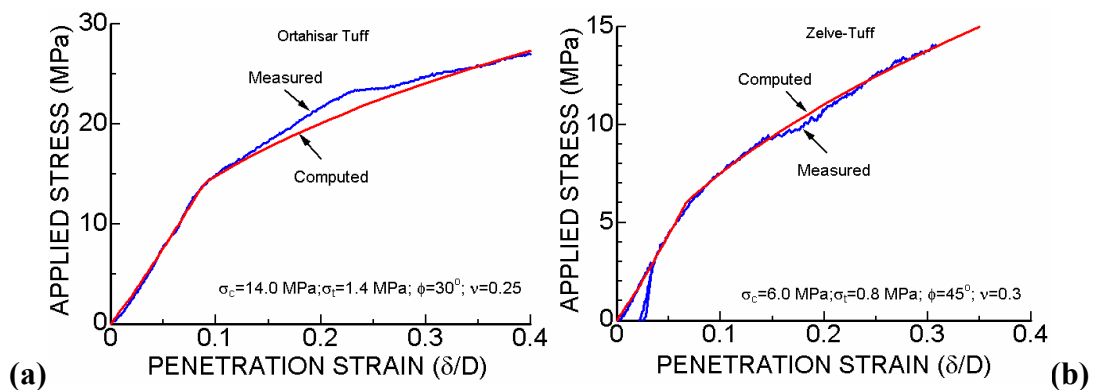


Figure 6. Inference of various parameters from the 3mm penetration index tests for tuff samples from (a) Zelve and (b) Ortahisar.

3.4. Equotip or Leeb Hardness (Rebound) Tests

Equotip hardness (rebound) test device was originally developed for evaluating the hardness of metals. However, since 1990's it also found a wide use on rocks. The device measures the ratio of a rebound height of a small hardened steel sphere to the original drop height and the ratio is multiplied by 1000. As the test area is very small, it can be utilized in many places and it is very likely to measure also the state of matrix and inclusions in some rocks. Therefore, it may be also possible to utilize in many archeological rock structures. Nevertheless, some small damage definitely occurs beneath the impact locations always even in many hard rock samples. Furthermore, the Equotip hardness (rebound number) differs even on the same surface and the surface conditions.

3.5. Blok Punch (double shear) Strength Index Tests

This index test was developed by van der Schrier (1988), then was modified in terms of its size factor by Ulusay and Gökçeoğlu (1997) and it has been also accepted by ISRM as an ISRM Suggested Method (Ulusay et al. 2001; ISRM 2007). Rock disc specimens with thicknesses ranging from 9.5 to 12 mm were cut from the top and bottom portion of the core samples and disc samples are subjected to load and they are sheared at both sides using an apparatus mounted on a point load test frame (Figure 7a). Fundamentally the technique can be categorized as a double shear testing procedure (Jaeger and Cook, 1979) and the index test results essentially correspond to cohesive strength (cohesion). Aydan et al. (2021) developed a similar type device using rectangular prism samples subjected to static or impact loads and the shearing area of samples can be subjected to normal stress (Figure 7b).

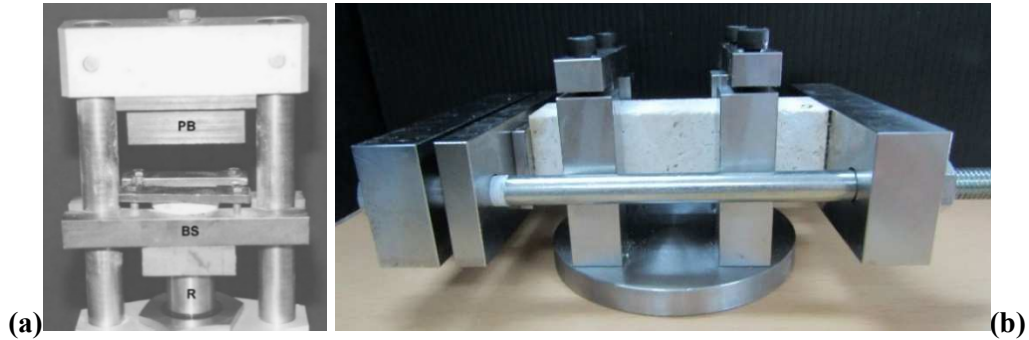


Figure 7. (a) Block Punch Index test device (Ulusay et al., 2001), (b) double shear device from Aydan et al. (2021).

4. PREDICTION MODELS

The needle penetration device is used on rock samples from the Cappadocia. The mechanical properties of each rock are also determined by separate Brazilian and uniaxial compressions tests.

4.1. Elasticity Modulus

The data between NPI and E_i of rocks are shown in Figure 8a for various rock groups. In the same figure, empirical relations fitted to the following linear function are also plotted

$$E_i = A \cdot NPI \quad (1)$$

where A is an empirical coefficient. The units of E_i and NPI are GPa and N/mm, respectively. The value of A ranges between 0.015 and 0.12 and most of plotted data are clustered around the empirical function with a coefficient of 0.05.

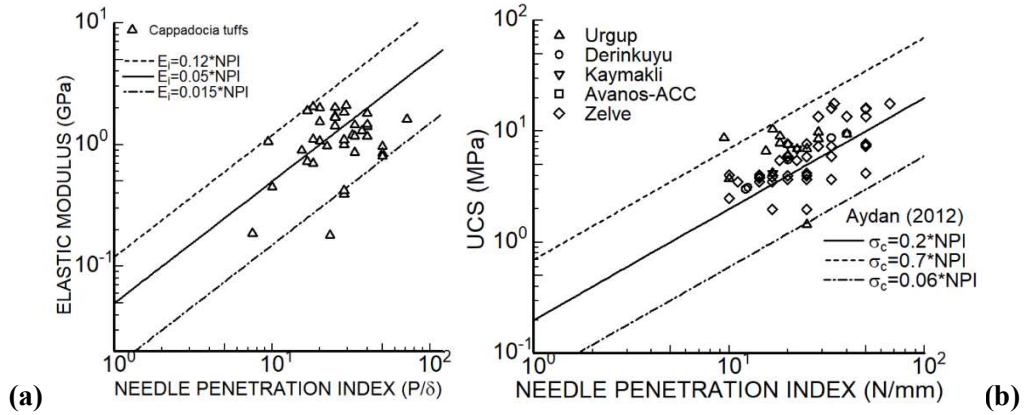


Figure 8. Comparison of experimental data between NPI and (a) E_i and (b) UCS with empirical relations.

4.2. Uniaxial Compressive Strength

Needle penetration device was originally developed for inferring the UCS of soft rocks. Figure 8b shows the measured data between NPI and uniaxial UCS (σ_c) together with empirical relations fitted to the following linear function:

$$\sigma_c = B \cdot NPI \quad (2)$$

where B is an empirical coefficient. The units of (σ_c) and NPI are MPa and N/mm, respectively. The value of B ranges between 0.06 and 0.7 and most of the plotted data are clustered around the empirical function with a coefficient of 0.2. The relations provided by MARUTO Company and others (see Ulusay et al. 2014; Aydan et al. 2014) are quite similar to the proposed functions. In view of plotted data, the value of coefficient B should be evaluated for each rock group, separately in order to improve the correlations.

4.3. Tensile Strength

Figure 9a shows the measured data between NPI and Brazilian tensile strength (σ_t) together with empirical relations fitted to a following linear function:

$$\sigma_t = C \cdot NPI \quad (3)$$

where C is an empirical coefficient. The units of uniaxial tensile strength (σ_t) and NPI are MPa and N/mm, respectively. The value of A ranges between 0.006 and 0.07 and most of the plotted data are clustered around the empirical function with a coefficient of 0.02. It is interesting to note that the coefficients are one tenth of those for the UCS, which is a quite well-known relation between the uniaxial compressive and tensile strengths of rocks.

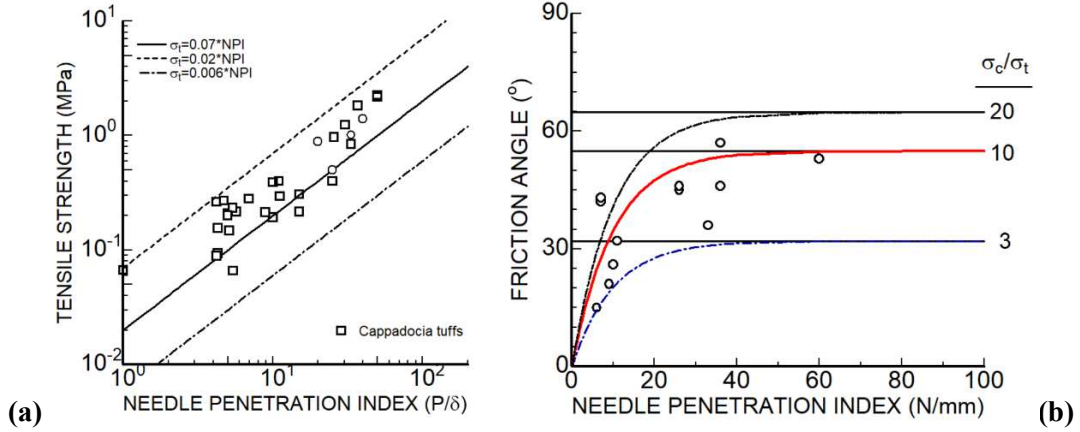


Figure 9. Comparison of the experimental data between NPI and (a) tensile strength and (b) friction angle with empirical relations.

4.4. Friction Angle

Friction angle is a well-known parameter in rock mechanics and it is one of the important parameters of Mohr-Coulomb yield/failure criterion. From Mohr-Coulomb criterion, one can easily write the following relation:

$$\phi = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma_c - \sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t} \right) \quad (4)$$

where ϕ , σ_t and σ_c are friction angle, tensile strength and UCS. However, it should be noted that Eq. (4) would yield the representative friction angle under tensile regime (TR). The friction angle in the compressive stress regime (CR) will be smaller if bi-linear Mohr-Coulomb criterions is adopted (see Aydan et al., 2012 for details). If the correlations between NPI and tensile strength and UCS given by Eqs. (2) and (3) hold, the following equation may be written as

$$\phi = \sin^{-1} \left(\frac{B - C}{B + C} \right) \text{ or } \phi = \sin^{-1} \left(\frac{1 - C/B}{1 + C/B} \right) \quad (5)$$

Therefore, the variation of friction angle as a function of NPI should be quite small. However, if the friction angle is required to be nil for NPI=0, another function may be of the following form

$$\phi = D(1 - \exp(-NPI / E)) \quad (6)$$

The values of coefficients D will be 32, 54.9 and 64.81 while the value of E should be 10 for the experimental results shown in Figure 9b. Friction angles computed using Eqs. (5) and (6) are plotted in Figure 9b. At first glance, it seems that there is some scattering. However, as the ratio of tensile strength of various rocks generally ranges between 0.05 and 0.33, the estimation from Eqs. (5) or (6) can represent almost all experimental data.

4.5 Block-Punch Strength Index

The BPI values ranged between 0.42 and 0.82 MPa, and 0.54 and 0.96 MPa for the specimens from Zelve (Avanos) and Kavak (Ürgüp) tuffs, respectively. The statistical analyses indicated that the best fit to the experimental data is a linear fit as shown in Figure 10a with the following general trend equation:

$$UCS = 5.43 \cdot BPI \quad (7)$$

It is evident that there is a good agreement between the above equations and, therefore, Eq. 7 may be used to estimate UCS from BPI for these tuffs as a practical method. Furthermore, if BPI is assumed to be equivalent to cohesion, it is expected that the cohesion should be approximately twice the tensile strength of rocks. In view of values given in Table 1, such deduction is also confirmed.

4.6. Equotip Index Test

The relation between Equotip hardness (L) and UCS for the tuffs from various localities of Cappadocia is explored and the results are shown in Figure 10b. As noted from the figure, the empirical relation fitting experimental results suggests the following function.

$$UCS = a \cdot L - b \quad (8)$$

While the coefficient a in Equation (8) has the value of 0.12, the value of constant b ranges between 14 and 30 with a mean value of 22. For a given value of L , the range of estimated UCS values would be quite large and this may imply that the equotip index may not be appropriate to evaluate the properties of soft rocks such as tuffs of Cappadocia.

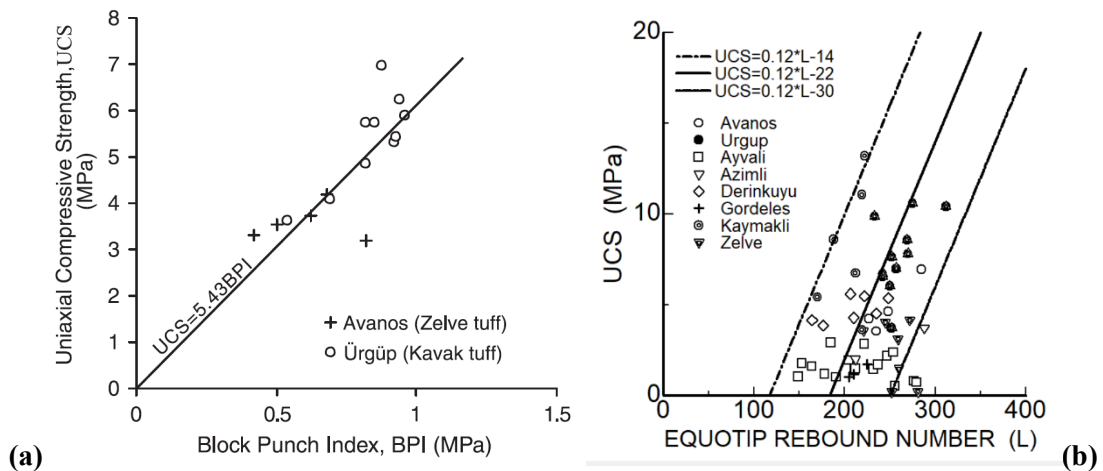


Figure 10. Relation between uniaxial compressive strength and (a) block punch index and (b) equotip rebound number.

5. CONCLUSIONS

In this paper, the authors first briefly described various index test techniques available in the field of rock mechanics and rock engineering. Estimations from various equations developed to infer the physico-mechanical properties in terms of needle penetration index (NPI) are compared with experimental results. The following conclusions may be drawn from the materials presented in the previous sections:

- (i) The needle penetration device developed by MARUTO Co. and used in the experiments are directly associated with elasto-plastic response of rocks during penetration. This fact was confirmed through

the comparison of experimental results with the flat-ended cylindrical penetration device developed by Aydan et al. (2008).

- (ii) Several empirical relations are available to infer the physico-mechanical properties (i.e. elastic modulus, uniaxial compressive strength, Brazilian tensile strength, elastic wave velocity etc.) of soft rocks from needle penetration index (NPI). The comparisons of experimental results indicated that the established relations can be used for inferring various properties with a confidence.
- (iii) As the damage caused to rock by penetration is quite negligible, the device can also be effectively used in assessing the state of rocks and inferring its properties particularly in archeological structures excavated in/on rock mass. Such practical applications to underground and semi-underground structures in the Cappadocia region of Türkiye and elsewhere have already been implemented and proved to be quite useful.
- (iv) It is possible to determine the yield function constants such as tensile strength, UCS, friction angle and deformability parameters such as elastic modulus and Poisson's ratio from a single experiment. This might be a useful and powerful technique for engineering applications.
- (v) While Equotip index technique cause very small damage to the surface of rock samples and it can be used for inferring properties of rocks, the range of estimations are somewhat is large. This results from the variation of Equotip rebound number. If such variations are small, it may also be an effective technique.
- (vi) The suggested method for Block Punch Index (BPI) (Ulusay et al., 2001) may be used to infer cohesion of rocks. If the device developed by Aydan et al. (2021) as an alternative testing technique is used, it should also possible to estimate the parameters of Mohr-Coulomb yield function under both static and impact loading conditions with confining pressure.

6. REFERENCES

- Aydan, Ö., 2012. The inference of physico-mechanical properties of soft rocks and the evaluation of the effect of water content and weathering on their mechanical properties from needle penetration tests, ARMA 12-639, Proceedings of 46th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium, Chicago (on CD).
- Aydan, Ö., Ulusay, R., 2003. Geotechnical and geoenvironmental characteristics of man-made underground structures in Cappadocia, Turkey. *Engineering Geology* 69: 245-272.
- Aydan, Ö., Ulusay, R., 2013. Geomechanical evaluation of Derinkuyu Antique Underground City and its implications in geoenvironmental engineering. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 46: 731-754.
- Aydan, Ö., Ulusay, R., Yüzer, E., 1999. Man-made structures in Cappadocia, Turkey and their implications in rock mechanics and rock engineering. *ISRM News Journal* 6 (1): 63-73.
- Aydan, Ö., Tokashiki, N., Ito, T., Akagi, T., Ulusay, R., Bilgin, H.A. (2003): An experimental study on the electrical potential of non-piezoelectric geomaterials during fracturing and sliding. 9th ISRM Congress, South Africa, 73-78.
- Aydan, Ö., Watanabe, S., Tokashiki, N., 2008. The inference of mechanical properties of rocks from penetration tests. Proceedings of the 5th Asian Rock Mechanics Symposium (ARMS5), Tehran, 213-220.
- Aydan, Ö., Ohta, Y., Daido, M., Kumsar, H., Genis, M., Tokashiki, N., Ito, T., Amini, M., 2011. Chapter 15: Earthquakes as a rock dynamic problem and their effects on rock engineering structures. *Advances in Rock Dynamics and Applications*, Editors Y. Zhou and J. Zhao, CRC Press, Taylor and Francis Group, 341-422.

- Aydan, Ö., Tokashiki, N., Geniş, M., 2012. Some considerations on yield (failure) criteria in rock mechanics. ARMA 12-640, 46th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium, Chicago, Paper No. 640, 10 pages (on CD).
- Aydan, Ö., Sato, A., Yagi, M., 2014. The inference of geomechanical properties of soft rocks and their degradation from needle penetration tests. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47: 1867–1890.
- Aydan Ö., Kodate, S., Iwata, N., 2021. A New Double Shearing Testing Equipment for the Shear Behaviour of Rocks and Discontinuities under Static and Shock Loads. EUROCK2021, IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci. 833 012039, 8p.
- Erguvanlı, A.K., Yüzer, E., 1977. Past and present use of underground openings excavated in volcanic tuffs at Cappadocia area. *Proceedings of Rock Storage*, Oslo, 15-20.
- ISRM, 2007. The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974-2006. R. Ulusay and J.A. Hudson (editors), Suggested Methods Prepared by the Commission on Testing Methods, International Society for Rock Mechanics, Compilation Arranged by the ISRM Turkish National Group, Ankara, Türkiye, Kozan Ofset, 628 p.
- Jeager, J.C., Cook, N.G.W., 1979. *Fundamentals of Rock Mechanics*. Chapman & Hall, London, 593p.
- Maruto Co. 1999. *Instructions for SH-70 Penetrometer (NANGAN-PENETOROKEI)*. Tokyo, 4 p (in Japanese).
- Ulusay, R., and Aydan, Ö., 2010. Geo-engineering characteristics of the soft tuffs and some assessments on the man-made rock structures in Cappadocia, Turkey. *Proceedings of the I2th IAEG Congress*, A. Williams et al. (eds.), Auckland, New Zealand, pp. 3733-3740.
- Ulusay, R., Gökçeoğlu, C., 1997. The modified block punch index test. *Can. Geotech. J.* 34 (6): 991–1001.
- Ulusay, R., Gökçeoğlu, C., Sülükçü, S., 2001. Draft ISRM suggested method for determining block punch strength index (BPI). *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 38: 1113– 1119.
- Ulusay, R., Aydan, Ö., Erguler, Z.A., Ngan-Tillard, D.J.M., Seiki, T., Verwaal, W., Sasaki, Y., Sato, A., 2014. ISRM Suggested Method for the Needle Penetration Test. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 47: 1073–1085.
- van der Schrier, J.S., 1988. The block punch index test. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology* 38: 121-126.

Barton-Bandis Kriterinin Düşük Dayanımlı Kayalardaki Süreksizlikler İçin Performansının Değerlendirilmesi

Evaluation of the Barton-Bandis Criterion Performance for Discontinuities in Low Strength Rocks

Kemal Cem SOLAK^{1,*}, Ergün TUNCAY¹

¹ Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 06800, Beytepe, Ankara
(* cemsolak@hacettepe.edu.tr)

ÖZ: Barton-Bandis görgül yenilme kriteri süreksizlik yüzeylerinin makaslama dayanımının belirlenmesinde yaygın olarak kullanılmaktadır. Ancak literatürde, düşük dayanıma sahip örneklerde düşük normal gerilmeler (σ_n) altında kriterin performansının sınırlanmadığı görülmektedir. Bu çalışmada, düşük dayanımlı kaya ortamlardaki süreksizliklerin dayanımına ilişkin Barton-Bandis kriterinin performansının değerlendirilmesi amaçlanmıştır. Bir ignimbirit örneğinden laboratuvar ortamında süreksizlik yüzeyleri üretilmiş ve yüzeylerin dayanımı (JCS), tek eksenli sıkışma dayanımı deneyi, Schmidt çekici ve iğne penetrometre cihazı kullanılarak belirlenmiştir. Pürüzlülük katsayısı (JRC), profilometre ile belirlenen profillerin standart JRC profilleriyle karşılaştırılmasıyla tayin edilmiştir. Ek olarak, literatürdeki istatistiksel parametrelerle JRC değerleri ayrıca hesaplanmıştır. İgnimbiritlerde yapılan makaslama deneylerinin sonuçları, JCS/ σ_n oranına bağlı iki farklı eşitlik kullanılarak çizilen yenilme zarflarıyla birlikte sunulmuş ve değerlendirilmiştir. Sonuçta, JCS/ $\sigma_n \geq 100$ durumu için önerilen eşitliğin genel eşitlik kadar başarılı olamadığı ve genel eşitliğin düşük normal gerilmelerde yapısal sorunlar içerdiği görülmüştür. Ayrıca, yumuşak kayalarda Schmidt çekiciyle JCS belirlenirken hatalı sonuçların elde edilebileceği görülmüş ve alternatif olarak iğne penetrometre cihazının kullanılabilirliği önerilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Barton-Bandis kriteri, JRC, JCS, Sayısallaştırma, İğne penetrometresi

ABSTRACT: Barton-Bandis empirical failure criterion is widely used in determining the shear strength of discontinuity surfaces. However, it is seen in the literature that the performance of the criterion has not been tested with low strength samples under low normal stresses (σ_n). This study aims to evaluate the performance of the Barton-Bandis criterion regarding the strength of discontinuities in low-strength rocks. Thus, discontinuity surfaces from ignimbrite were produced in the laboratory. The strength of the discontinuity surface (JCS) was determined through the uniaxial compressive strength test, Schmidt hammer and needle penetrometer. Roughness coefficient (JRC) was determined by comparing profiles determined by profilometer with standard JRC profiles. In addition, JRC values were also calculated with statistical parameters in the literature. The results of shear tests performed on ignimbrites are presented and evaluated together with the failure envelopes drawn using two different equations depending on the JCS/ σ_n ratio. As a result, it was seen that the proposed equation for JCS/ $\sigma_n \geq 100$ was not as successful as the general equation and that the general equation contains structural problems at low normal stresses. Additionally, it has been observed that erroneous results can be obtained when determining JCS with the Schmidt hammer in soft rocks, and it has been suggested that a needle penetrometer device can be used as an alternative.

Keywords: Barton-Bandis criterion, JRC, JCS, Digitization, Needle penetrometer

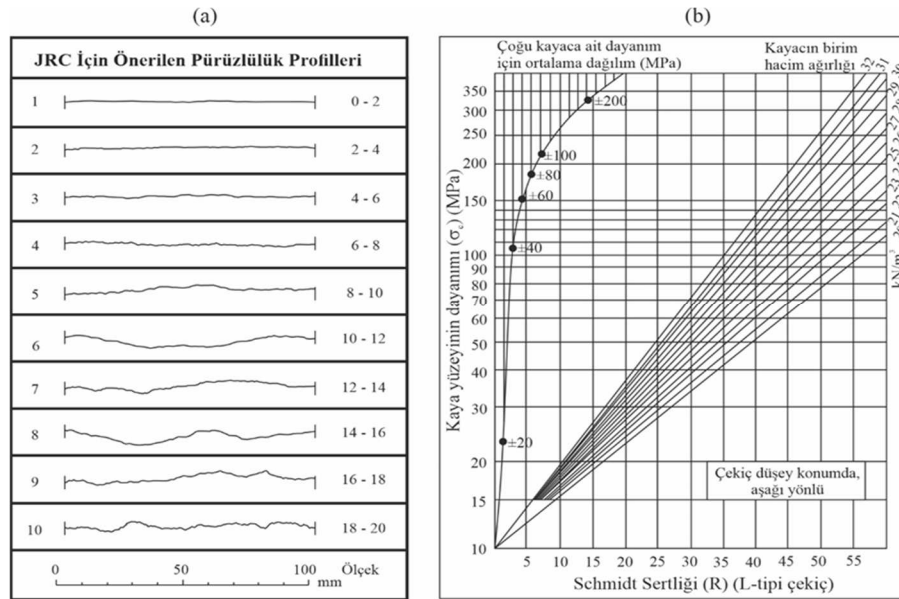
1. GİRİŞ

Süreksizlik denetimli duraysızlıklarda kaya kütlelerinin dayanımı süreksizlik yüzeylerinin makaslama dayanım parametrelerince kontrol edilmektedir. Süreksizlik yüzeylerinin dayanımının belirlenmesine yönelik geçmişten bugüne birçok çalışma yapılmış ve çeşitli yenilme kriterleri önerilmiştir. Bu çalışmalar arasında en yaygın kullanılanı ilk defa Barton (1973) tarafından önerilen yenilme kriteridir. Takip eden yıllar içerisinde yenilme kriteri üzerinde yapılan çalışmalar (Barton ve Choubey, 1977; Barton ve Bandis, 1980) ile kriter geliştirilmiş ve günümüzde kullanılan ismiyle (Barton-Bandis kriteri) literatüre kazandırılmıştır.

Barton-Bandis kriteri, doğrusal Mohr-Coulomb yenilme kriterinin aksine eğrisel bir yenilme zarfı sunmakta ve farklı normal gerilme seviyeleri için makaslama dayanım parametrelerinin belirlenmesine olanak sağlamaktadır. Yenilme kriteri, eşitliğinde (Eş. 1) barındırdığı parametrelerin pratik şekilde belirlenebilmesi nedeniyle yaygın şekilde kullanılmaktadır. Eşitlik 1'de τ makaslama gerilmesi, σ_n normal gerilme, JRC süreksizlik yüzeyinin pürüzlülük katsayısı, JCS süreksizlik yüzeyinin dayanımı ve ϕ_b temel sürtünme açısını temsil etmektedir. ϕ_b parametresi düz, pürüzsüz ve bozunmamış yüzeyler üzerinde gerçekleştirilen makaslama deneyleri ile belirlenmektedir. Barton ve Choubey (1977) süreksizlik yüzeylerinde bozunma gözlenmesi durumunda ϕ_b yerine ϕ_r (artık makaslama dayanımı) parametresinin kullanılmasını önermişlerdir.

$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_b \right] \quad (1)$$

Barton ve Choubey (1977) JRC parametresinin pratik bir şekilde belirlenebilmesi adına standart pürüzlülük profillerini önermiştir (Şekil 1a). Aynı araştırmacılar JCS parametresinin tayini amacıyla süreksizlik yüzeyleri üzerinde Schmidt çekicinin kullanılabilceğini ifade etmişlerdir. Deere ve Miller (1966) tarafından önerilen abak (Şekil 1b) yardımıyla JCS parametresi belirlenebilmektedir. ISRM (2007) Schmidt çekici ile elde edilebilecek en düşük geri sıçrama değeri olan 10 değerinin zayıf kayalara ($\sigma_c < 20$ MPa) karşılık geldiğini ve Schmidt çekicinin çok zayıf ve aşırı derecede zayıf kayalarda kullanılmaması gerektiğini belirtmiştir.



Şekil 1. (a) JRC için önerilen pürüzlülük profilleri ve (b) Schmidt çekici ile JCS belirlemede kullanılan abak (Barton ve Choubey, 1977'den düzenlenmiştir).

Standart pürüzlülük profilleri ile JRC parametresi belirlenirken yapılan karşılaştırmalarda kullanıcıdan kaynaklı farklılıklar meydana gelebilmektedir. Bu farkların önüne geçerek daha objektif JRC değerleri belirlemek amacıyla yapılan çalışmalar bulunmaktadır. Bu çalışmalarda süreksizlik yüzeyleri çeşitli yöntemlerle sayısallaştırılmaktadır. Süreksizlik yüzeylerinin sayısallaştırılmasında telli profilometre en çok kullanılan yöntemlerin başında gelmektedir. Ayrıca optik tarayıcı (Marsch vd., 2020) ve fotogrametri (An vd., 2021) gibi yöntemlerden de yararlanılmaktadır. Sayısallaştırma işlemlerinden elde edilen sonuçlar pürüzlülüğün tanımlanmasında kullanılacak istatistiksel, jeostatistiksel ve fraktal yöntemler için girdi verisi olmaktadır. İstatistiksel yöntemlerde ortalama pürüz yüksekliği (R_a), ortalama yüzey yüksekliği (Z_1), pürüz eğimlerinin karelerinin ortalamasının karekökü (Z_2), yapı fonksiyonu (SF), ortalama eğim açısı (i_{ave}), ortalama eğim açısının standart sapması (SD_i), maksimum eğim açısı (i_{max}), gerçek profil uzunluğu (R_L) ve normalize edilmiş uzunluk yöntemi (L_{0*}) gibi parametrelerle pürüzlülük tanımlaması yapılmaktadır. Jeostatistiksel yöntemlerde variogram yaklaşımı kullanılırken, fraktal yöntemlerde fraktal boyut belirlenerek pürüzlülüğe yönelik belirlemeler yapılmaktadır (Belem vd., 2000; Abolfazli ve Fahimifar, 2020). Bu yöntemler ile pürüzlülük tanımlandıktan sonra literatürde önerilmiş eşitlikler yardımıyla JRC tahminleri yapılmaktadır.

Yapılan literatür taramalarında, Barton-Bandis kriterinin düşük dayanımlı kayalar üzerinde performansının sınırlanmadığı görülmüştür. Ayrıca kriterin düşük normal gerilmeler altında kullanımına ilişkin çalışmalara da rastlanmamıştır. Bahsedilen eksiklikleri gidermek amacıyla gerçekleştirilen bu çalışma kapsamında Nevşehir'deki bir taş ocağından Ürgüp formasyonunun Kavak üyesine ait ignimbirit örnekleri temin edilmiştir. Sarı renkli ignimbiritlerden mineralojik incelemelerde kullanılmak üzere ince kesitler alınmış, jeomekanik parametrelerin belirlenmesi için örnekler hazırlanmıştır. Bu örnekler üzerinde tek eksenli sıkışma dayanımı (UCS) ve çekme dayanımı (σ_t) deneyleri gerçekleştirilmiştir. Blok örnekler üzerinde Schmidt çekici deneyleri yapılarak JCS parametresi tayin edilmeye çalışılmış ve daha sonra Schmidt çekicine alternatif olması amacıyla iğne penetrometresi kullanılmıştır. Blok örnekler makaslama deneylerinde kullanılacak boyutlara küçültülmüş ardından bir mengene düzeneği ile yapay süreksizlik yüzeyleri oluşturulmuştur. Süreksizlik yüzeylerinin pürüzlülüğünü belirlemek için örnek yüzeyi üzerinde dört hat boyunca profilometre ile pürüzlülük ölçümleri alınmıştır. Bu ölçümler standart pürüzlülük profilleri ile karşılaştırılarak yüzeylere ait JRC değerleri saptanmıştır. Ayrıca profilometre ile elde edilen pürüzlülük profilleri sayısallaştırılmış ve çeşitli istatistiksel parametreler yardımıyla pürüzlülük tanımlaması yapılmıştır. Bu parametreler kullanılarak literatürde önerilmiş eşitlikler ile JRC değerleri hesaplanmıştır. ϕ_b parametresinin belirlenmesi için düz ve pürüzsüz yüzeyler oluşturulmuş ve bu yüzeyler üzerinde makaslama deneyleri gerçekleştirilmiştir. Çalışmanın son aşamasında ignimbiritlerde oluşturulan süreksizlik yüzeyleri üzerinde makaslama deneyleri gerçekleştirilmiş ve deney sonuçları ile Barton-Bandis kriterinden hesaplanan makaslama dayanımı değerleri karşılaştırılmıştır.

2. İGNİMBİRİTLERDE GERÇEKLEŞTİRİLEN LABORATUVAR ÇALIŞMALARI

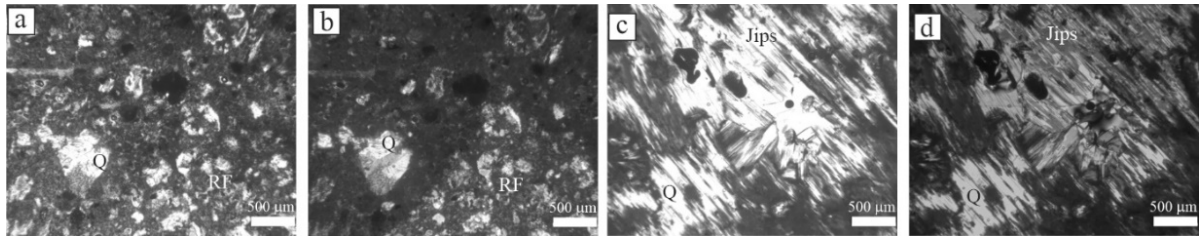
İgnimbiritler üzerinde gerçekleştirilen mineralojik incelemeler, jeomekanik parametrelerin tayinini yönelik deneyler, süreksizlik yüzeyi hazırlama aşamaları ve makaslama dayanımı deneyleri özet halinde anlatılmıştır.

a. Mineralojik Özellikler

Nevşehir bölgesindeki bir taş ocağından bloklar halinde temin edilen örnekler, Orta Anadolu Volkanik Bölgesi'nde yer alan piroklastik akıntı birimlerine aittir. Ürgüp formasyonu altında bulunan Kavak üyesine ait birimden alınan ince kesitlerde (Şekil 2) jipslere rastlanmıştır. Jipslerin arasında kuvarslar gözlenirken yer yer kayaç parçaları izlenmiştir. Kesitler dahilindeki biyotitlerin bozunmuş olduğu dikkat çekmiştir. Feldispatlardaki bozunmadan kaynaklı olarak da killeşme görülmüştür. Ayrıca hamur içerisinde yer yer kuvars parçalarına rastlanmıştır.

b. Jeomekanik Parametrelerin Belirlenmesi

ISRM (2007) standartları esas alınarak birim hacim ağırlık (γ), UCS, σ_t ve Schmidt geri sıçrama değerleri tayin edilmiştir (Çizelge 1). Schmidt çekici ile 20 vuruş gerçekleştirilmiş, en düşük 10 değer hesaplamaya katılmamıştır. Ortalama Schmidt geri sıçrama değeri ve Şekil 1b'deki abak kullanılarak UCS değeri tayin edilebilmektedir. Ancak abaktaki γ değerleri 20-32 kN/m³ arasında değiştiği ve ignimbiritlerin ortalama γ değeri 14.5 kN/m³ olduğu için, abağı kullanarak UCS'yi tayin etmek mümkün değildir. Deere ve Miller (1966) abağı temsil eden bir eşitlik önermiştir (Eş. 2). Ortalama geri sıçrama değeri (R) ve γ kullanılarak UCS belirlenebilmektedir. Ancak bu eşitlik de abak yardımıyla türetildiğinden ötürü, $\gamma < 20$ kN/m³ olan durumlarda eşitliğin kullanılması sakıncalıdır. Bu kısıtlamaya rağmen Eşitlik 2 kullanılmış ve UCS değeri 23.85 MPa olarak hesaplanmıştır.



Şekil 2. Sarı renkli ignimbiritlerden alınan ince kesitlere ait (a ve c) tek nikol ve (b ve d) çift nikol görüntüleri (Q: kuvars, RF: kayaç parçası).

Çizelge 1. Sarı renkli ignimbiritlerde gerçekleştirilen deneylere ait sonuçlar.

	Örnek Sayısı	En düşük	En yüksek	Ortalama	Standart Sapma
γ (kN/m ³)	9	16,95	17,14	17,05	0,11
UCS (MPa)	4	9,44	12,39	11,37	1,34
σ_t (MPa)	8	1,47	2,77	2,09	0,53
Schmidt Geri Sıçrama Değeri	10	23	27	24,9	-

$$\log(\sigma_c) = 0.00088\gamma R + 1.01 \quad (2)$$

Düşük dayanımlı yumuşak kayalarda Schmidt çekici kullanımı hatalı sonuçlara sebep olabilmektedir. 20 MPa'dan düşük dayanımlı yumuşak kayalar üzerinde uygulanabilen iğne penetrometresi (Ulusay vd., 2014) kullanılarak UCS değerinin belirlenmesine yönelik çalışmalar gerçekleştirilmiştir. İgnimbiritlerde gerçekleştirilen iğne penetrometresi deneylerinde iğne penetrasyon indeksi olarak adlandırılan NPI değeri 48.22 N/mm olarak bulunmuştur. Belirlenen NPI değeri farklı araştırmacılar tarafından önerilen eşitliklerde kullanılmış ve bu eşitliklerden hesaplanan UCS değerleri Çizelge 2'de verilmiştir. İgnimbirit benzeri malzemeler ile çalışan araştırmacıların (Aydan, 2012; Aydan ve Ulusay, 2013) önerdikleri eşitlikler ile hesaplanan UCS değerlerinin bu çalışma kapsamında belirlenen UCS değerlerine yakın sonuçlar verdiği görülmektedir. Farklı kaya türleri kullanılarak türetilen eşitlikler ile hesaplanan UCS değerlerinin değişkenlik gösterdiği dikkat çekmektedir.

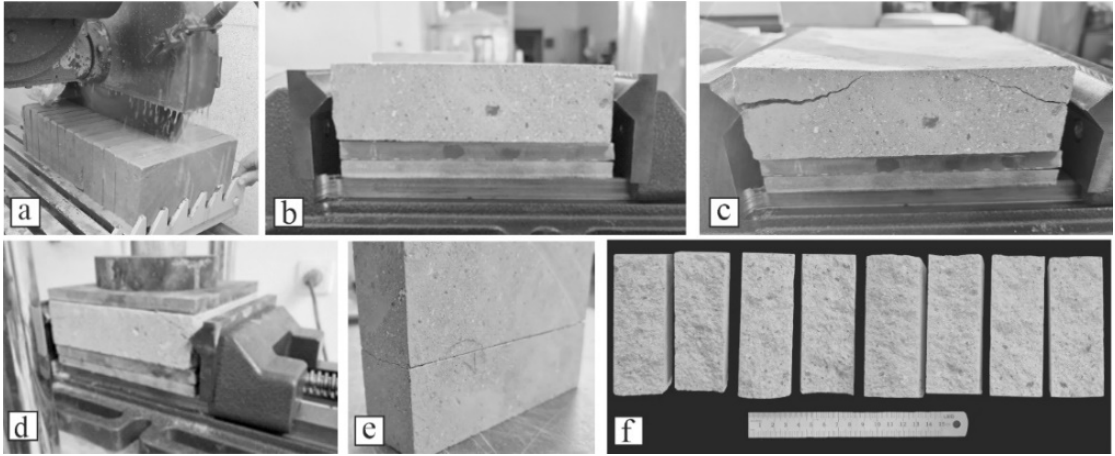
Çizelge 2. İgnimbiritlerden elde edilen NPI ile hesaplanan UCS değerleri.

Kaynak	Eşitlik	UCS (MPa)
Okada vd. (1985)	$\log UCS = 0.978 \log NPI + 1.599$	18.49
Aydan (2012)	$UCS = 0.2 NPI$	9.64
Ulusay ve Ergüler (2012)	$UCS = 0.4 NPI^{0.929}$	14.65
Aydan ve Ulusay (2013)	$UCS = 0.3 NPI$	14.47
Kahraman vd. (2017)	$UCS = 0.35 NPI$	16.88

Barton-Bandis kriterinde girdi parametresi olarak kullanılan ϕ_b değerinin belirlenmesi amacıyla ignimbiritlerden düz ve pürüzsüz yüzeyler hazırlanmıştır. Bu yüzeyler üzerinde farklı normal gerilmeler altında makaslama deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deneylerden elde edilen sonuçlarla çizilen yenilme zarflarından ϕ_b parametresine ait değer 35° olarak belirlenmiştir.

c. Süreksizlik Yüzeylerinin Oluşturulması

Taş ocağından temin edilen büyük prizmatik bloklar, kenar uzunlukları makaslama deneyinde kullanılacak boyutlara yakın olacak şekilde küçültülmüştür (Şekil 3a). Küçültülmüş prizmatik örneklerden süreksizlik yüzeyleri elde etmek amacıyla bir mengene düzeneği tasarlanmıştır. Mengenenin sıkıştırıcı başlıklarına üçgen prizma şeklinde sert kamalar takılmış ve kamalara ait kesici uçların aynı hizada olması sağlanmıştır (Şekil 3b). Farklı pürüzlülüğe sahip süreksizlik yüzeyleri üretebilmek adına düzenek içine yerleştirilen örneğe değişik seviyelerde normal gerilmelerin uygulanması planlanmıştır. Normal gerilme arttıkça daha az pürüzlü yüzeylerin üretilebileceği düşünülmüştür. İlk etapta normal gerilme uygulanmadan örnek kesici kamalar yardımıyla sıkıştırılarak kırılmıştır. Kesici kamalar ile karşılıklı olarak oluşturulan kırıklar örnek boyunca ilerleyip birleşmemiş ve serbest yüzeye (üst yüzey) doğru hareket etmiştir (Şekil 3c). Normal gerilme uygulandığında dabenzer bir durumla karşılaşmıştır (Şekil 3d). Bu durum karşısında örnek kısa kenarı mengene tabanına gelecek şekilde döndürülmüş ve süreksizlik yüzeyi örnek bu konumdayken oluşturulmuştur (Şekil 3e). Bu şekilde oluşturulan örneklerin genişliği yaklaşık 4 cm olurken, uzunlukları da 10 cm olmuştur (Şekil 3f).



Şekil 3. İgnimbiritlerden yapay süreksizlik yüzeyi oluşturma aşamaları.

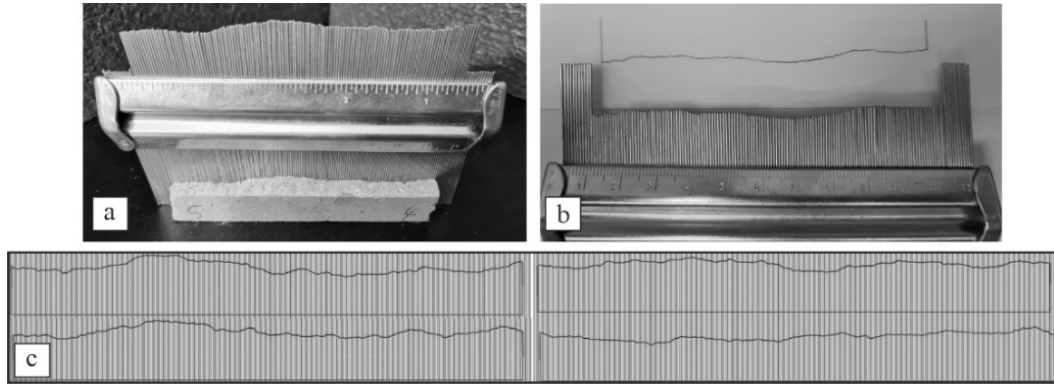
d. Süreksizlik Yüzeylerinin Sayısallaştırılması

İgnimbiritlerde oluşturulan süreksizlik yüzeyleri üzerinde telli profilometre kullanılarak pürüzlülük ölçümleri gerçekleştirilmiştir (Şekil 4a). Her bir örnekten dört hat boyunca pürüzlülük profili çıkartılmış ve bu profiller kağıda işlenmiştir (Şekil 4b). Bu profiller ile standart pürüzlülük profilleri karşılaştırılmış ve her süreksizlik yüzeyinden alınan dört hatta karşılık dört JRC değer aralığı belirlenmiştir. Bu değer aralıklarının orta noktaları belirlenmiş ve dört orta nokta değeri ile ilgili örneğin JRC değeri tayin edilmiştir. Bu işlem toplamda on süreksizlik yüzeyi için tekrar edilmiş ve deneylerde kullanılacak örneklerin JRC değerleri belirlenmiş ve deney grupları oluşturulmuştur (Çizelge 3). Standart profillerin kullanımı ile JRC belirlemeye alternatif olması açısından süreksizlik profilleri sayısallaştırılmıştır. Bu işlemde örneklerden alınan pürüzlülük profilleri AutoCAD programı yardımıyla yatay eksendeki ilerleme aralığı 0.5 mm olacak şekilde sayısallaştırılmış ve profillere ait X-Y koordinat çiftleri

belirlenmiştir (Şekil 4.c). Koordinat çiftleri kullanılarak her bir profil için pürüzlülük tanımlamasında kullanılan istatistiksel parametreler (Z_2 , SF, R_L ve L_{0^*}) hesaplanmıştır. Hesaplamalar sırasında Magsipoc vd. (2020) tarafından literatüre sunulan SRC (Surface Roughness Calculator) isimli programdan yararlanılmıştır. SRC programı ile belirlenen istatistiksel parametreler ve bu parametrelerden hesaplanan JRC değerleri Çizelge 4'te sunulmuştur. JRC hesaplamalarında kullanılan formüller dipnot olarak çizelge altında gösterilmiştir.

e. Makaslama Dayanımı Deneyleri

Zemin örnekleri için kullanılan deformasyon kontrollü doğrudan makaslama deney aleti kullanılarak ignimbiritlerdeki süreksizlik yüzeyleri üzerinde makaslama deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deneylerde 3 kN'luk yük halkası kullanılmış ve ilerleme hızı 0.25 mm/dk olarak seçilmiştir. Tuncay ve Ulusay (2001) ve Solak vd. (2017) tarafından yapılan çalışmalarda $\sigma_n < 100$ kPa olduğu durumlarda düzlemsel kaymaların meydana geldiği görülmüştür. Çizelge 3'te verilen Grup 1 ve 2'ye ait örnek setleri içindeki süreksizlik yüzeyleri üzerinde beş farklı normal gerilme ($\sigma_n = 12.61, 24.01, 43.37, 73.06$ ve 102.86 kPa) altında makaslama deneyleri gerçekleştirilmiştir. Makaslama deneylerinde elde edilen sonuçlar ve Barton-Bandis kriteri ile çizilen yenilme zarfları Şekil 5'te verilmiştir. Barton (1973) $JCS/\sigma_n \geq 100$ olduğu durumlarda Eş.1 yerine Eş.3'ün kullanılması gerektiğini belirtmiştir. Kriter ile yenilme zarfları çizilirken $JCS/\sigma_n \geq 100$ olduğu durumlarda önerilen 70° 'lik eşik açısı dikkate alınmıştır (Şekil 5a, b). Şekil 5.c ve d'de ise eşik açısı dikkate alınmadan Eş. 1 ile çizilen yenilme zarfları ve deney sonuçları birlikte sunulmuştur.



Şekil 4. İgnimbiritlerdeki süreksizlik yüzeylerinin sayısallaştırma aşamaları.

Çizelge 3. İgnimbiritlerden elde edilen süreksizlik profillerinin standart pürüzlülük profilleri ile karşılaştırılması sonucu belirlenen JRC değerleri.

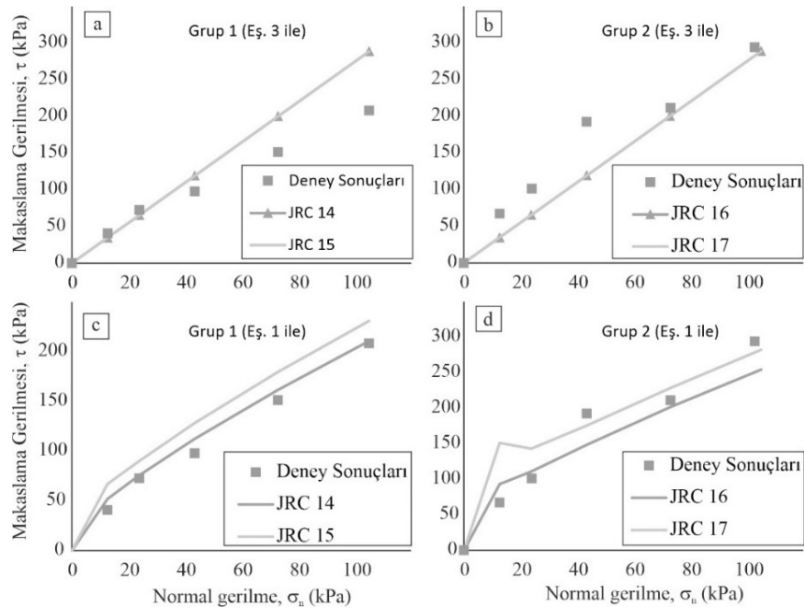
Grup 1	1. Profil	2. Profil	3. Profil	4. Profil	Genel JRC	Ort. JRC
0 MPa S1	12-14	12-14	12-14	12-14	13	
0 MPa S3	14-16	14-16	12-14	12-14	14	
1 MPa S1	12-14	18-20	12-14	12-14	14.5	14.1
1 MPa S2	16-18	16-18	12-14	12-14	15	(14 – 16)
1 MPa S3	16-18	12-14	12-14	12-14	14	
Grup 2	1. Profil	2. Profil	3. Profil	4. Profil	Genel JRC	Ort. JRC
0 MPa S5	16-18	16-18	16-18	16-18	17	
0.5 MPa S2	16-18	16-18	18-20	18-20	18	
0.5 MPa S3	16-18	16-18	14-16	14-16	16	16.3
0.5 MPa S5	12-14	16-18	16-18	12-14	15	(16 – 18)
0.5 MPa S6	14-16	14-16	14-16	16-18	15.5	

Çizelge 4. İgnimbiritlere ait süreksizlik profilleri ile hesaplanan istatistiksel parametreler ve JRC değerleri (parantez içerisinde).

Grup 1	Z ₂ (1)	SF (2)	R _L (3)	θ _{max} /(C+1) Ort. (4)
0 MPa S1	0.29110 (14.8)	0.02118 (16.0)	1.03968 (15.1)	12.09241 (14.6)
0 MPa S3	0.28736 (14.6)	0.02064 (15.7)	1.03815 (14.8)	11.80237 (14.3)
1 MPa S1	0.28282 (14.4)	0.02000 (15.4)	1.03721 (14.6)	11.68289 (14.1)
1 MPa S2	0.27605 (14.1)	0.01905 (14.9)	1.03573 (14.3)	11.74041 (14.2)
1 MPa S3	0.28520 (14.5)	0.02034 (15.6)	1.03777 (14.7)	11.82214 (14.3)
Grup 2	Z ₂ (1)	SF (2)	R _L (3)	θ _{max} /(C+1) Ort. (4)
0 MPa S5	0.32959 (16.6)	0.02716 (18.6)	1.04866 (16.6)	13.37108 (16.3)
0.5 MPa S2	0.33285 (16.7)	0.02770 (18.8)	1.05051 (16.8)	13.70793 (16.7)
0.5 MPa S3	0.33859 (16.9)	0.02866 (19.2)	1.05058 (16.9)	13.59494 (16.6)
0.5 MPa S5	0.31870 (16.1)	0.02539 (17.9)	1.04685 (16.3)	13.20308 (16.1)
0.5 MPa S6	0.31659 (16.0)	0.02506 (17.7)	1.04671 (16.3)	13.20720 (16.1)

(1) $JRC = 61.79(Z_2) - 3.47$ (Yu ve Vayssade, 1991); (2) $JRC = 137.1739(SF)^{0.5} - 3.9998$ (Li ve Zhang, 2015); (3) $JRC = (0.0336 + \frac{0.00124}{\ln R_L})^{-1}$ (Tatone ve Grasselli, 2010); (4) $JRC = 3.95 \left[\frac{\theta_{max}}{(C+1)_{2D}} \right]^{0.7} - 7.98$ (Tatone ve Grasselli, 2010)

$$\tau = \sigma_n \tan(70) \quad (3)$$



Şekil 5. Maksaslama deney sonuçları ve Barton-Bandis kriteri kullanılarak çizilen yenilme zarfları.

3. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında elde edilen sonuçlar maddeler halinde belirtilmiştir.

a) Barton-Bandis kriterinde girdi parametresi olarak kullanılan JCS parametresi Schmidt çekici kullanılarak belirlenmektedir. Ancak düşük UCS ve γ değerine sahip örnekler üzerinde Schmidt çekicinin kullanımının hatalı sonuçlar verdiği görülmüştür. UCS belirlemede yararlanılan abak ve eşitliğin 20 kN/m^3 'ten düşük γ değerine sahip örnekler için kullanımı sakıncalıdır. JCS parametresinin pratik şekilde belirlenebilmesi adına Schmidt çekici yerine iğne penetrometresi kullanmanın daha tutarlı sonuçlar verdiği görülmüştür. NPI-UCS eşitlikleri türetilirken kullanılan kayalar dikkate alınarak bu eşitliklerin kullanılması halinde, iğne penetrometresinin düşük dayanımlı yumuşak kayaların UCS değerini belirlemede Schmidt çekicine göre daha başarılı sonuçlar vereceği düşünülmektedir.

b) Standart pürüzlülük profilleri JRC'nin belirlenmesinde kullanılan oldukça pratik bir yöntemdir. Ancak standart profillerin kullanımında kullanıcı kaynaklı hataların da meydana gelmesi kaçınılmazdır. Profilometre ile örnek yüzeyinden profiller alınıp sayısallaştırıldıktan sonra uygun istatistiksel parametreler ile pürüzlülük tanımlaması yapılarak JRC değerinin belirlenmesi, JRC'nin objektif bir şekilde tayinine olanak sağlayacaktır. Standart profiller kullanılarak belirlenen JRC değerleri ile Z_2 , R_L ve $\theta_{max}/(C+1)$ parametreleri kullanılarak hesaplanan JRC değerleri birbirine çok yakın değerler almıştır. JRC tayininde bu parametrelerin ve bunlarla ilişkili JRC eşitliklerinin kullanımının daha doğru sonuçlar vereceği düşünülmektedir. SF parametresi ile hesaplanan JRC değerlerinin, standart profiller kullanılarak belirlenen değerlerden ortalama 1.5-2 puan daha yüksek olduğu dikkat çekmiştir. Bu farkın SF parametresi ile JRC belirlemede kullanılan eşitlikten kaynaklı olduğu düşünülmektedir.

c) Barton-Bandis kriteri ile düşük normal gerilmeler altındaki makaslama gerilmeleri hesaplanırken ani artışlar veya matematiksel anlamda hatalı makaslama gerilmesi değerleri görülebilmektedir. Bu ani artışları engellemek adına önerilen eşik açısı yaklaşımı ile çizilen yenilme zarfları, deney sonuçlarının sunduğu eğriselliği temsil etmekte eksik kalmaktadır. $JCS/\sigma_n \geq 100$ olduğu durumlar için çizilen yenilme zarfları (Bkz. Şekil 5a ve b) doğrusal yenilme zarflarıdır. Eşik açısı kullanıldığı için farklı JRC değerleri için çizilen yenilme zarfları üst üste çakışmaktadır. Bir başka deyişle eşik açısı ile çizilen yenilme zarflarında JRC değeri girdi parametresi olarak etkisini yitirmektedir. Eş.3 kullanılmadan çizilen yenilme zarfları (Bkz. Şekil 5c ve d) ise sundukları eğrisel eğilim ile deney sonuçlarını temsil etmede daha başarılıdır. Şekil 5d incelendiğinde JCS/σ_n oranının artmasına bağlı düşük normal gerilme seviyelerinde ani makaslama gerilmesi artışları gözlenmiştir. Ancak bu artış JCS/σ_n oranının yaklaşık 900 olduğu seviyelerde gerçekleşmiştir. Artan σ_n 'e bağlı JCS/σ_n oranı yaklaşık 110 seviyelerine düşmüş ($\sigma_n=102.86$ kPa olduğu durum) ve bu durumda bile Eş.1 ile çizilen yenilme zarfları deney sonuçlarını temsil etmede başarılı olmuştur. Bu verilere göre eşik açısı kullanımı için önerilen $JCS/\sigma_n \geq 100$ şartının oldukça tutucu bir yaklaşım olduğu sonucuna varılmıştır. Barton-Bandis kriterinin $JCS/\sigma_n \geq 100$ olduğu durumlarda bile başarılı performans sergilediği görülmüştür.

4. KAYNAKLAR

- Abolfazli, M., Fahimifar, A., 2020. An investigation on the correlation between the joint roughness coefficient (JRC) and joint roughness parameters, *Construction and Building Materials* 259, 120416.
- An, P., Fang, K., Jiang, Q., Zhang, H., Zhang, Y., 2021. Measurement of rock joint surfaces by using smartphone structure from motion (SfM) photogrammetry, *Sensors*, 21 (3), 922-944.
- Aydan Ö., 2012. The inference of physico-mechanical properties of soft rocks and the evaluation of the effect of water content and weathering on their mechanical properties from needle penetration tests, *Symposium of ARMA, Chicago, Paper No. ARMA12-639*.
- Aydan, Ö., Ulusay R., 2013. Geomechanical Evaluation of Derinkuyu Antique Underground City and Its Implications in Geoengineering, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 46, 731-754.
- Barton, N., 1973. Review of a new shear-strength criterion for rock joints, *Engineering Geology*, 7, 287-332.
- Barton, N., Bandis, S., 1980. Some effects of scale on the shear strength of joints, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 17, 69-73.
- Barton, N., Choubey, V., 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice, *Rock Mechanics*, 10, 1-54.
- Belem, T., Homand-Etienne, F., Souley, M., 2000. Quantitative parameters for rock joint surface roughness, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 33 (4) 217-242.
- Deere, D.U., Miller, R.P., 1966. Engineering classification and index properties of rock, *Air Force Weapons Laboratory Technical Report, New Mexico*.
- ISRM, 2007. The Complete ISRM Suggested Methods for Characterization, Testing and Monitoring:

- 1974-2006, R. Ulusay, J.A. Hudson (Eds.), Suggested Methods prepared by the ISRM Commission on Testing Methods, Compilation Arranged by th ISRM Turkish National Group, Ankara.
- Kahraman, S., Aloglu, A.S., Aydin, B., Saygin, E., 2017. The needle penetration test for predicting coal strength, *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, 117(6), 587-591.
- Li, Y., Zhang, Y., 2015. Quantitative estimation of joint roughness coefficient using statistical parameters, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 77, 27-35.
- Magsipoc, E., Zhao, Q., Grasselli G., 2020. 2D and 3D roughness characterization, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 53, 1495-1519.
- Marsch, K., Wujanz, D., Fernandez-Steeger, T.M., 2020. On the usability of different optical measuring techniques for joint roughness evaluation, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 79, 811-830.
- Okada, S., Izumiya, Y., Iizuka, Y., Horiuchi S., 1985. The estimation of soft rock strength around a tunnel by needle penetration test, *Journal of the Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 33(2), 35-38.
- Solak, K.C., Tuncay, E, Ulusay, R., 2017. An investigation on the mechanisms of instabilities and safe design of the South slope at a lignite pit (SW Turkey) based on a sensitivity approach. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 76, 1321-1341.
- Tatone, B.S.A., Grasselli, G., 2010. A new 2D discontinuity roughness parameter and its correlation with JRC, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 47, 1391-1400.
- Tuncay, E., Ulusay, R., 2001. Deterministic and probabilistic treatments of multiplanar pitwall failures at Himmetoğlu (Turkey) coal mine. *Canadian Geotechnical Journal*, 38, 828-849.
- Ulusay, R., Aydan, Ö., Ergüler, Z.A., Ngan-Tillard, D.J.M., Seiki, T., Verwaal, W., Sasaki, Y., Sato, A. 2014. ISRM Suggested method for the needle penetration test, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47, 1073-1085.
- Ulusay, R., Ergüler, Z.A., 2012. Needle penetration test: Evaluation of its performance and possible uses in predicting strength of weak and soft rocks, *Engineering Geology*, 149-150, 47-56.
- Yu, X., Vayssade, B., 1991. Joint profiles and their roughness parameters, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 28 (4), 333-336.

Isıl Salınım Nedeniyle Doğal Yapı Taşlarında Oluşan Yıpranmanın Araştırılması

Investigation of the Deterioration of Natural Building Stones due to Thermal Fluctuation

N. Nisa KUŞ¹, Dilek KARAPINAR^{1,*}, Yılmaz MAHMUTOĞLU¹

¹İTÜ Maden Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Ayazağa Kampüsü, İstanbul
(* dilekkarapinar@itu.edu.tr)

ÖZ: Doğanın kendi hikayesini yazdığı taş, tarihsel süreç içerisinde estetik görünüm, çevresel uyumluluk, dayanıklılık, kararlılık, işlenebilirlik ve erişilebilirlik gibi özelliklerinden dolayı yapı malzemesi olarak tercih edilmiştir. Günümüzde de yapı malzemesi, tarihi ve kültürel yapıların restorasyonu, dekoratif obje, anıt ve heykelcilik gibi birçok alanda yaygın olarak kullanılmaktadır. Ancak, geçmişten günümüze kadar değişik amaçlarla kullanılan her doğal yapı taşında zamanla yıpranma, çürüme ve bozunma sorunları görülmektedir. Malzeme özelliklerinde oluşan kötüleşmenin en önemli nedenlerinden biri ise atmosferdeki ısıl salınımdır. Bu çalışmada, ülkemizde ticari kimlik taşıyan farklı türdeki 11 adet doğal taş, +20°C ile -25°C ısıl salınım aralığında, donma-çözünme döngüsüne tabi tutulmuş ve mühendislik özelliklerinde ortaya çıkan olumsuzluklar irdelenmiştir. Çalışmada ısıl döngü sayısının farklı tür ve mineralojik bileşime sahip taşlarda yıpranma ve bozunmaya etkisi deneysel veriler kullanılarak ilişkilendirilmiştir. Sonuçta, fiziksel ve mekanik özelliklerinde kötüleşme düzeylerinden hareketle çalışmada kullanılan doğal taşların ısıl salınımına karşı hassasiyetleri ortaya konulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Doğal taş, Donma-çözünme, Hassaslık, Isıl salınım, İndeks özellikler

ABSTRACT: Stone, which nature has written its own story, has been preferred as a building material in the historical period due to its aesthetic appearance, environmental compatibility, durability, stability, workability and accessibility. Today, it is widely used in many areas such as building materials, restoration of historical and cultural buildings, decorative objects, monuments and sculpture. However, every natural building stone, which has been used for different purposes from the past to the present, has problems of wear, decay and deterioration over time. One of the most important reasons for these types of deteriorations is the thermal fluctuation in the atmosphere. In this study, 11 natural stones of different types carrying commercial identity in our country were subjected to freeze-thaw cycles between +20°C and -25°C thermal oscillation range and the negative effects on their engineering properties were examined. In the study, the effect of the number of thermal cycles on the wear and degradation of stones of different types and mineralogical compositions was correlated using experimental data. As a result, based on the changes of their physical and mechanical properties, the sensitivity of the natural stones used in the study to thermal oscillation was revealed.

Keywords: Natural stone, Freeze-thaw, Sensitivity, Thermal fluctuation, Index properties

1. GİRİŞ

Başta yapı malzemesi olmak üzere anıtlar, mimari eleman, dekoratif obje ve kaplama gibi birçok alanda doğal taşlar estetik görünüm, işlenebilirlik ve dayanıklılık gibi özelliklerinden dolayı insanlık tarihi boyunca yaygın olarak tercih edilmiştir. Ancak, hemen hemen kullanılan tüm doğal taşların atmosferik koşullardan olumsuz etkilendiği ve zamanla ilksel özelliklerinde kötüleşmenin olduğu gözlenmiştir. Taş özelliklerindeki kötüleşmede, ısıl dalgalanmanın oldukça etkili olduğu önceki çalışmalarda ortaya konulmuştur (Weise vd, 2004; Mahmutoğlu 2017). Mahmutoğlu (1998) mermer ve kumtaşı örneklerinin ısıtma ve soğutma işlemlerinin sayısına bağlı dayanım ve davranışındaki değişimleri incelemiş, fiziko-

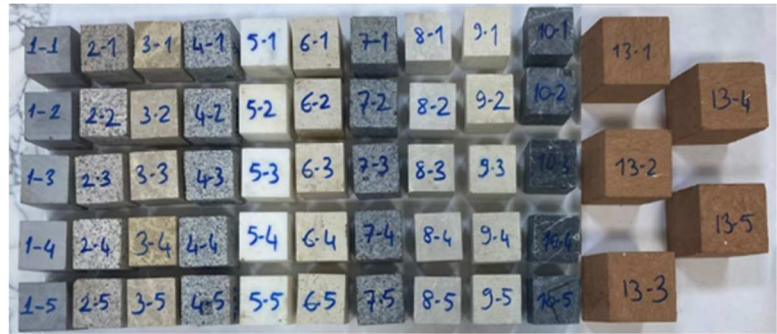
mekanik özelliklerdeki değişimin ısıtma-soğutma çevrimi sayısı ile kuvvetli ilişkisinin olduğunu ortaya koymuştur. Altındağ ve Alyıldız (2004) Isparta bölgesi tüf örnekleri üzerinde donma-çözünme döngülerinin fiziksel ve mekanik özellikler üzerine etkilerini laboratuvar ortamında araştırmış ve ağırlıkça su emme ve nokta yükü dayanımının en fazla etkilenen özellikler olduğunu belirtmişlerdir.

Bu çalışmada, ülkemizde iç ve dış piyasada yapı taşı malzemesi olarak talep gören çeşitli tür ve farklı özelliklere sahip 11 adet doğal taş, çok sayılarda donma-çözünme işlemine tabi tutulmuş, her donma-çözünme döngüsü sonrasında taşın dokusunda ve mühendislik özelliklerinde oluşabilecek değişimlerin belirlenmesi amaçlanmıştır. Deneysel çalışmanın ilk aşamasında kullanılan doğal taş örneklerinin herhangi bir işleme tabi tutulmadan önceki fiziksel ve mekanik özellikleri belirlenmiştir. İkinci aşamada ise her bir taşı temsil eden örneklerden birer tanesi rastgele seçilerek farklı sayıda donma-çözünme işlemine tabi tutulan örnek kategorileri (B, C, D ve E) oluşturulmuştur. Donma-çözünme işlemine ısıtma salınım sıcaklığı 45°C (+20°C ile -25°C) olarak seçilmiştir. Isıl döngü sayısı sıfır olanlar A kategorisi (orijinal örnek), 10, 20, 30 ve 40 olanlar ise B, C, D ve E kategorisi örnekler olarak adlandırılmıştır. Çalışma sonucunda, farklı mineralojik bileşime sahip doğal taşlarda, ısıtma işlem döngü sayısına bağlı meydana gelen yıpranma ve bozunma düzeyleri mühendislik özelliklerinde oluşan değişimler ile ilişkilendirilerek tartışılmıştır.

2. MALZEME VE METOD

Türkiye'nin çeşitli bölgelerinde yapı taşı malzemesi olarak üretilen farklı tür ve özelliklere sahip 11 adet doğal taş deney malzemesi olarak seçilmiştir. Seçilen doğal taş örnekleri numaralandırılarak kodlanmış, ticari adları ve litolojik tanımları Şekil 1'de verilmiştir.

Kod	Ticari Ad/Litoloji
1	Olive Maron (Dolomitik Kçt)
2	Rosaline (Granit)
3	Cappucino (Mermer)
4	Aksaray Yaylak (Granit)
5	Silver White (Mermer)
6	Coral White (Mermer)
7	Giresun Vizon (Granit)
8	Lykia Beige (Mermer)
9	Vize Küfeki (Killi Kireçtaşı)
10	Dark Olive (Kireçtaşı)
13	Ünye Kırmızı (Kumtaşı)



Şekil 1. Deneysel çalışmada kullanılan kodlanmış taş türleri ve numune görüntüleri.

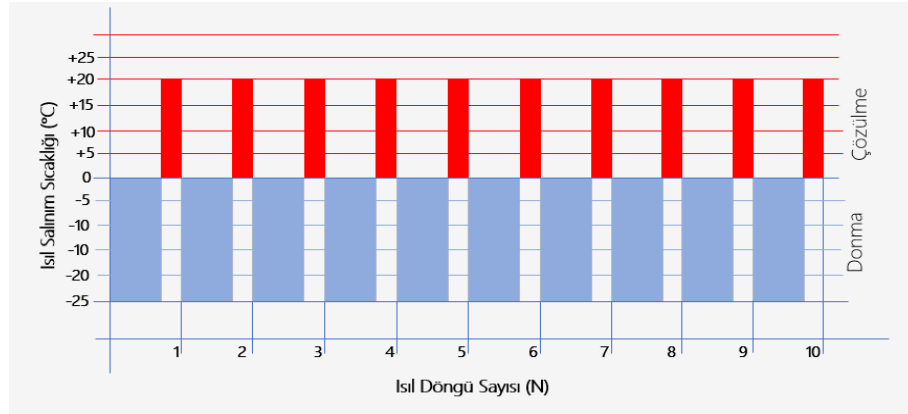
Deney numuneleri TS 699 (2009) da önerilen boyutlarda, küp şeklinde hazırlanmış ve gözle görülebilir yapısal kusur içermemesine dikkat edilmiştir. Her bir taş türü için 5'er adet numune hazırlanmıştır. Ünye Kırmızısı hariç diğer 10 taş türünü temsil eden numune boyutları 50x50x50 mm'dir. Ünye Kırmızısı (13 kodlu taş) ise 70x70x70 mm boyutlarında hazırlanmıştır. Şekil 1'deki numuneler üzerinde belirtilen rakamlardan ilki taş kodlarını, ikincisi ise numune numarasını göstermektedir.

Orijinal ve farklı sayıda donma çözünme işlemine tabi tutulan numuneler 5 kategori altında toplanmıştır (Çizelge 1). Her bir taş türünden alınan birer örnek, gruplandırılarak 11'er adet numune kategorilerini oluşturulmuştur. Çizelge 1'deki P petrografik analiz, F fiziksel, M ise mekanik deney sayısını göstermektedir.

A kategorisi numunelere ısıtma işlem uygulanmamıştır. Diğer B, C, D ve E örnek kategorileri ise sırasıyla 10, 20, 30 ve 40 kez donma-çözünme işlemine maruz bırakılmıştır (Çizelge 1). B kategorisi örneklerin kesiksiz ısıtma işlem sıcaklık değişimi ve döngü sayısı Şekil 2'de şematize edilmiştir.

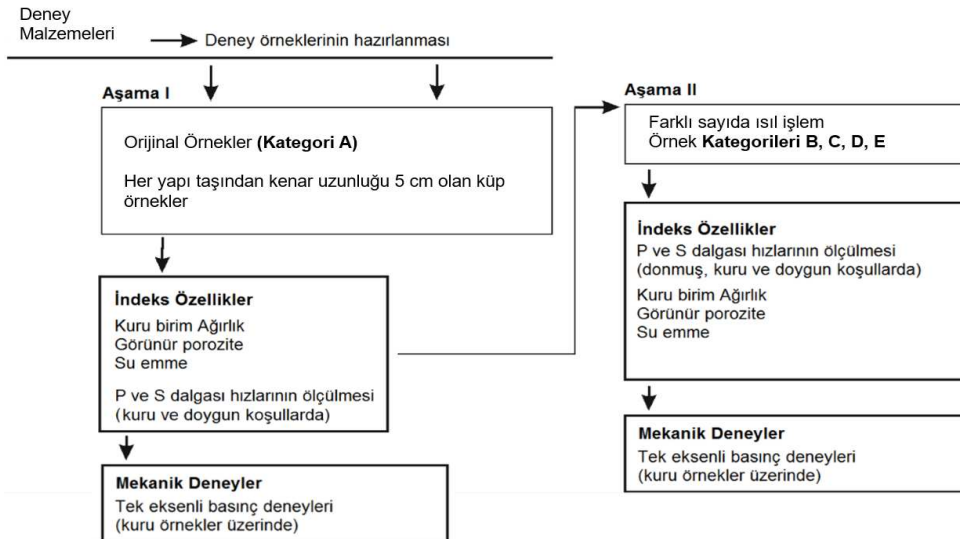
Çizelge 1. Deney örneği kategorilerinin ısısal döngü sıcaklık aralıkları ve ısısal döngü sayıları.

Kategori	Numune Sayısı	Sıcaklık Aralığı (°C)	Isıl Döngü Sayısı (N)	Analiz/Deney Sayısı		
				P	F	M
A	11	-	0	10	50	10
B	11	+20°C ile -25°C	10	-	40	10
C	11	+20°C ile -25°C	20	-	30	10
D	11	+20°C ile -25°C	30	-	20	10
E	11	+20°C ile -25°C	40	10	10	10



Şekil 2. B kategorisi numuneler için donma-çözünme döngüsü ve ısısal salınım sıcaklık aralığı.

Deneyel çalışmaların akış şeması Şekil 3'de gösterilmektedir. İki aşamada gerçekleştirilen çalışmanın ilk etabında numunelerin tümünün fiziksel özellikleri TS EN 1936 (2001)'e göre belirlenmiştir. Kuru birim hacim ağırlığı, porozite ve su emme değerleri ile kuru ve doymuş hallerdeki ağırlıkları hassas terazi yardımıyla belirlenmiştir. TS EN 14579 (2006)'e göre ise kuru halde P ve S dalgası hızları ölçümü yapılmıştır. Tek eksenli basınç deneyleri kuru örnekler üzerinde TS EN 1926 (2007)'e göre uygulanmıştır.



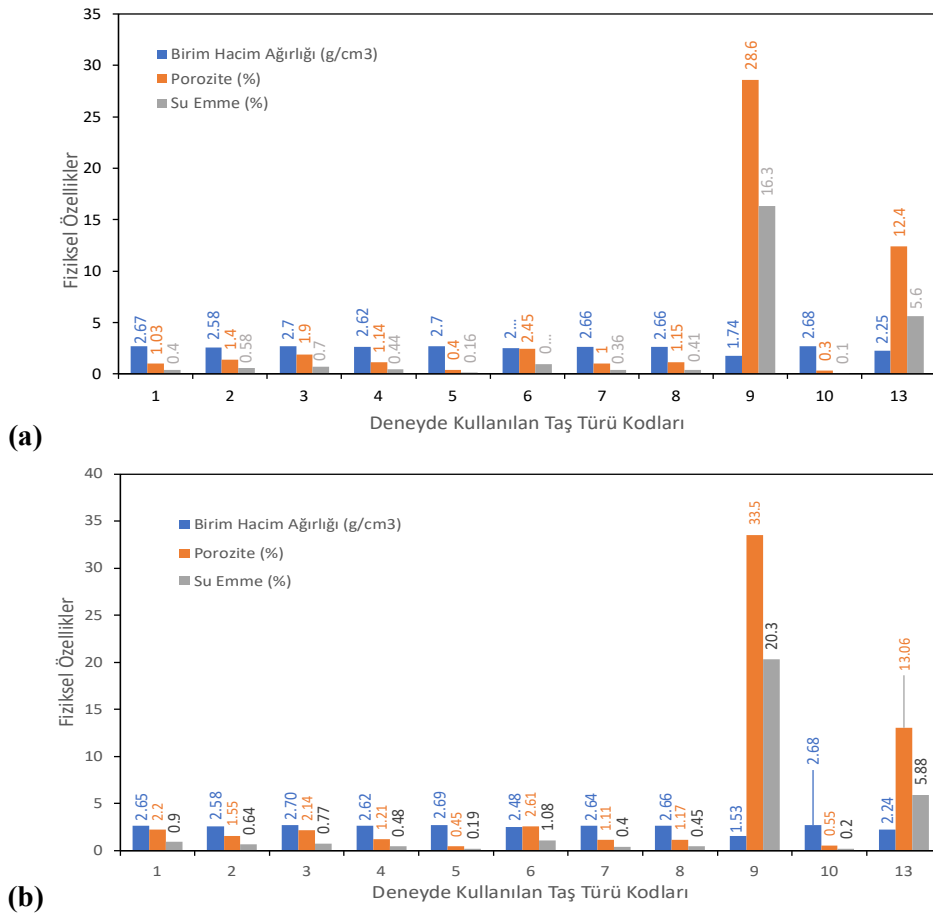
Şekil 3. Deneyel çalışmanın akış şeması.

Çalışmanın ikinci aşamasında donma-çözünme işlemi için ülkemizdeki iklim şartları göz önünde tutularak ısısal salınım aralığı 45°C (+20°C ile -25°C) olarak seçilmiştir. Her bir donma çözünme döngüsü

için örnekler 18 saat dondurucuda (-25°C) bekletilmiş, izleyen 6 saatlik sürede ise laboratuvar sıcaklığındaki (20°C) saf su tankı içerisinde bekletilmiştir. Çözünme süresince su tankı içerisindeki su sıcaklığı termometre yardımıyla kontrol edilerek denetlenmiştir. Bu aşamanın sonunda farklı sayıda ısıl işleme tabi tutulmuş numune kategorileri üzerinde ilk aşamasında gerçekleştirilen deneyler tekrarlanmıştır (Şekil 3).

3. DENEYSEL VERİLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ

DeneySEL çalışmaların sonuçları, ilk aşamada, ısıl işleme tabi tutulmadan önceki tüm numuneler için elde edilen fiziksel büyüklüklerin ortalaması hesaplanarak Şekil 4a'da, ikinci aşamaya dahil 40 kez donma-çözünme işlemine tabi tutulan numuneler için elde edilen değerler ise Şekil 4b'de gösterilerek karşılaştırılmıştır. Her iki aşamada yapılan deneylerin sonuçları Çizelge 2'de topluca özetlenmiştir.



Şekil 4. Deney numunelerinin ortalama kuru birim hacim ağırlıkları, görünür poroziteleri ve su emme miktarları, donma çözünme işlemi öncesi (a), 40 donma-çözünme döngüsü sonrası (b).

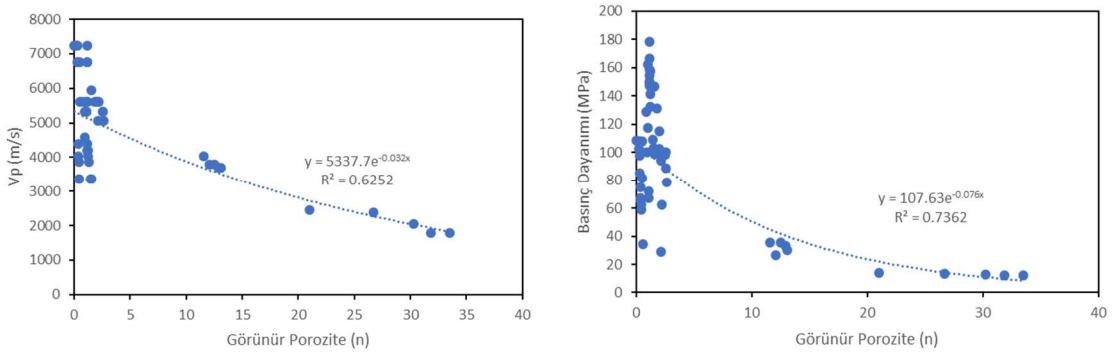
Şekil 4'deki karşılaştırmadan anlaşılacağı gibi donma çözünme işlemi sonrası tüm örneklerin fiziksel özelliklerinde önemli değişimler oluşmuştur. Vize Küfekişi (9) ve Ünye Kırmızısı (13)'nin su emme ve porozite değerleri diğer taşlara görece çok yüksektir. Ancak, diğer taş türlerine ait aynı değerler çok daha düşük olmasına rağmen, donma-çözünme sonrası ölçülen değerlerin orijinal örnekler için elde edilen değerlere oranı daha yüksektir. Bu durum gözenekliliği yüksek taşların ısıl döngüye karşı hassasiyetinin daha düşük olduğunu göstermektedir.

Çizelge 2. Deney örneklerinin tümü için elde edilen sonuçların topluca karşılaştırılması.

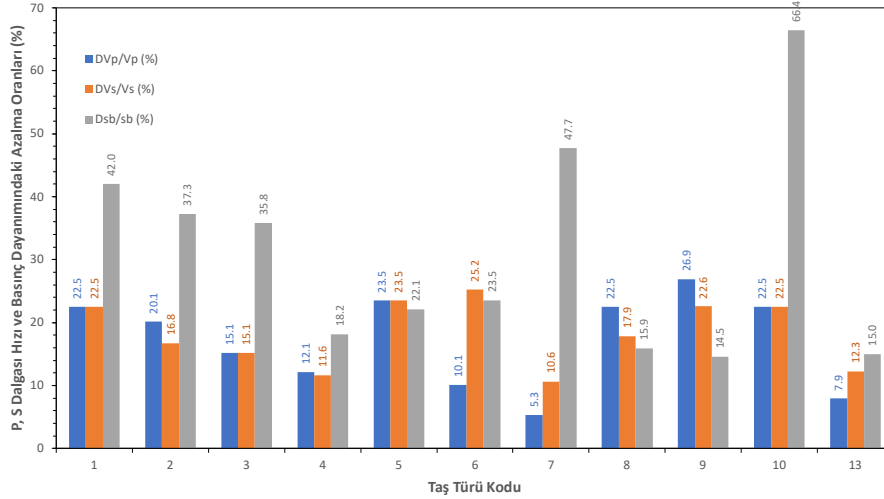
Taş Kodu	Kategori	γ_k (gr/cm ³)	γ_d (gr/cm ³)	n (%)	Aw (%)	Vpk (m/s)	Vs (m/s)	Vpd (m/s)	Basınç Dayanımı (MPa)
1	A	2.698	2.700	1.30	0.50	7246	7246	7246	108.25
	B	2.698	2.699	1.32	0.52	7246	6757	7246	107.94
	C	2.694	2.697	1.48	0.57	6757	6757	6757	107.87
	D	2.652	2.670	2.15	0.81	5618	5618	6757	29.02
	E	2.648	2.650	2.20	0.90	5618	5618	5952	62.76
2	A	2.592	2.599	1.21	0.47	4202	4032	5618	157.36
	B	2.590	2.595	1.32	0.59	3876	3876	5319	145.53
	C	2.589	2.594	1.43	0.61	3356	3356	5319	109.05
	D	2.581	2.593	1.53	0.63	3356	3356	5051	103.40
	E	2.578	2.592	1.55	0.64	3356	3356	5051	98.70
3	A	2.730	2.750	1.56	0.57	5952	5952	7246	146.59
	B	2.728	2.748	1.80	0.73	5618	5618	6757	131.21
	C	2.724	2.747	2.00	0.74	5618	5618	6757	114.78
	D	2.723	2.746	2.02	0.75	5618	5051	6329	100.32
	E	2.721	2.744	2.14	0.77	5051	5051	6329	94.12
4	A	2.628	2.633	0.98	0.37	4587	4386	5952	162.20
	B	2.626	2.631	1.17	0.44	4386	4202	5618	149.15
	C	2.624	2.629	1.18	0.45	4202	4202	5618	147.49
	D	2.623	2.627	1.20	0.47	4202	3876	5618	141.52
	E	2.620	2.625	1.21	0.48	4032	3876	5319	132.69
5	A	2.718	2.720	0.35	0.13	4386	4386	6329	75.30
	B	2.707	2.711	0.38	0.15	4032	3876	5952	67.37
	C	2.700	2.700	0.40	0.16	3876	3356	5952	65.31
	D	2.689	2.690	0.42	0.17	3356	3356	5618	62.74
	E	2.688	2.688	0.45	0.19	3356	3356	5618	58.67
6	A	2.489	2.503	2.00	0.80	5618	5618	5952	102.7
	B	2.486	2.500	2.55	1.02	5319	5319	5618	100.2
	C	2.486	2.498	2.53	0.96	5319	5319	5618	98.16
	D	2.484	2.496	2.57	1.03	5051	4202	5319	88.62
	E	2.480	2.492	2.61	1.08	5051	4202	5319	78.55
7	A	2.670	2.673	0.86	0.32	5618	5952	5618	128.66
	B	2.666	2.670	1.03	0.38	5319	5618	5618	117.45
	C	2.666	2.668	0.95	0.35	5319	5319	5319	100.42
	D	2.660	2.667	1.07	0.38	5319	5319	5051	72.17
	E	2.640	2.664	1.11	0.40	5319	5319	5051	67.30
8	A	2.668	2.669	1.15	0.43	7246	6329	6329	178.45
	B	2.665	2.667	1.14	0.34	6757	5952	5952	166.61
	C	2.662	2.663	1.15	0.43	6757	5618	5618	158.93
	D	2.660	2.661	1.16	0.44	5618	5618	5618	154.74
	E	2.657	2.659	1.17	0.45	5618	5618	5618	150.04
9	A	1.910	2.130	21.00	11.43	2451	2646	2874	14.23
	B	1.863	2.100	26.67	14.31	2392	2451	2392	13.57
	C	1.768	2.070	30.26	17.11	2049	2451	2392	12.88
	D	1.645	2.050	31.84	18.54	1792	2049	1792	12.08
	E	1.529	2.000	33.50	20.30	1792	2049	1792	12.16
10	A	2.696	2.700	0.22	0.08	7246	7246	7246	102.77
	B	2.695	2.699	0.28	0.10	6757	6757	6757	97.63
	C	2.690	2.697	0.29	0.12	6757	6757	6757	85.06
	D	2.687	2.696	0.48	0.17	5618	6757	5952	81.88
	E	2.684	2.695	0.55	0.20	5618	5618	5952	34.51
13	A	2.260	2.379	11.56	5.10	4023	3911	3911	35.40
	B	2.257	2.376	12.10	5.74	3804	3804	3608	26.57
	C	2.250	2.374	12.50	5.79	3804	3608	3608	35.50
	D	2.246	2.354	12.89	5.84	3704	3608	3431	33.20
	E	2.241	2.348	13.06	5.88	3704	3431	3431	30.08

γ_k : Kuru birim hacim ağırlığı, γ_d : Doymun birim hacim ağırlığı, n: Görünür porozite, Aw: Su emme, Vpk: Kuru örneğin P dalgası hızı, Vs: Kuru örneğin S dalgası hızı ve Vpd: Doymun örneğin P dalgası hızı.

Görünür gözeneklilik ile P ve S dalgası hızları ve basınç dayanımı arasındaki ters ilişki literatürden bilinmektedir (Darot, 2000; Mahmutoğlu, 2006 ve 2017). Bu durum göz önünde tutularak, deneylerde kullanılan tüm örneklerin belirtilen özellikleri Şekil 5'de karşılaştırılmıştır. Şekilden de görüldüğü gibi bu özellikler arasında zayıfta olsa bir ilişki bulunmaktadır. Korelasyonun uygunluğunu gösteren R² değerinin düşük (0,62 ve 0,74) olması deney örneklerinin çok farklı türde, farklı doku ve minerolojik bileşimde olmasından kaynaklanmaktadır. Sonuçta deney örnekleri için bu değerlerdeki değişimin kayacın ısıl dalgalanmaya karşı hassaslığının göstergesi olarak değerlendirilebileceği görülmüştür. Bu nedenle, doğal taşların ısıl salınımına karşı hassasiyetini belirlemek için orijinal numuneler ile 40 kez ısıl döngüye tabi tutulan numunelerin P ve S dalgalarının hızları ile basınç dayanımı arasındaki farklardan hareketle yapılan değerlendirme Şekil 6'da, su emme ve porozite değerlerindeki değişim oranları ise Şekil 7'de gösterilmiştir.



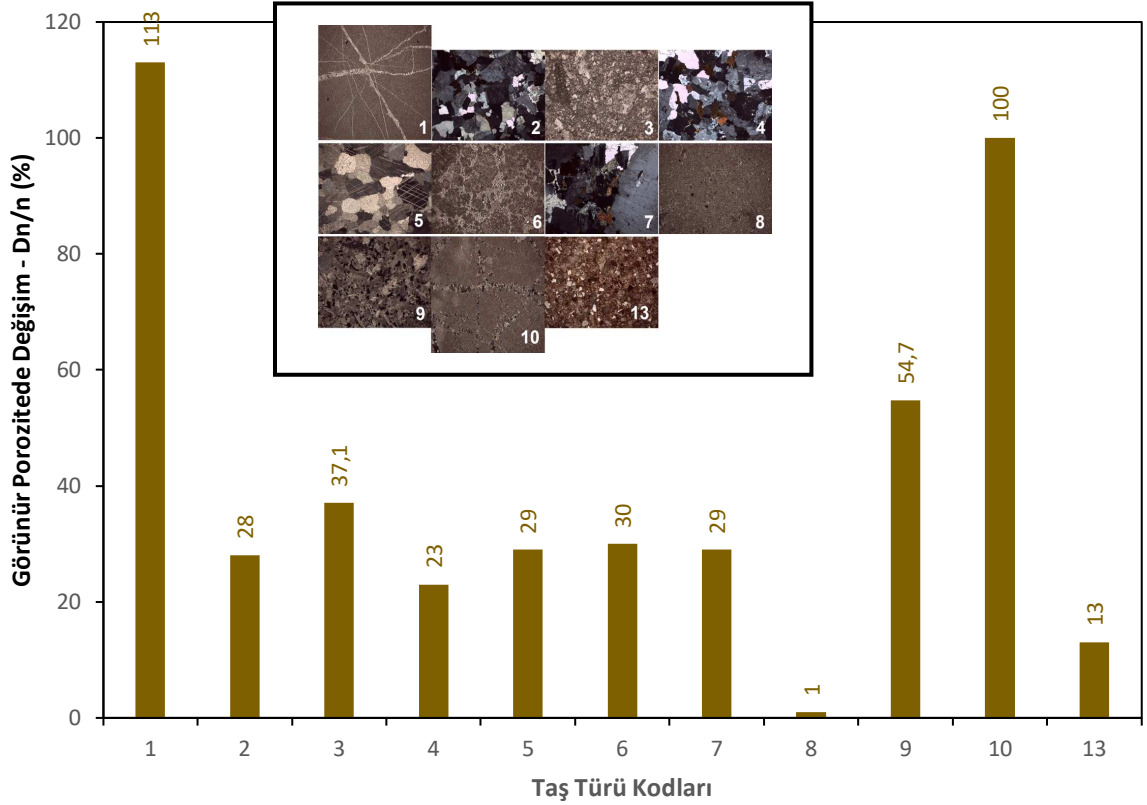
Şekil 5. Deney numunelerinin tümüne ait görünür porozite ile P dalgası hızı ve basınç dayanımı arasındaki ilişki.



Şekil 6. Çalışmada kullanılan ve 40 kez donma-çözünme işlemine tabi tutulan doğal taş türlerinin ultrasen hızları ile basınç dayanımındaki değişimlerin orijinal numuneler için elde edilen değerlere oranları. Lejantta gösterilen DVp, DVs ve Dsb değerleri sırasıyla 40 kez donma-çözünme işlemine tabi tutulan kuru haldeki numunelerin P ve S dalgası hızları ile basınç dayanımındaki değişimlere, Vp, Vs ve sb değerleri ise orijinal değerlere karşılık gelmektedir.

Kırk kez donma çözünmeye maruz bırakılan örneklerin porozite değerlerindeki artışlar karşılaştırıldığında 1, 9 ve 10 numaralı Olive Maron, Vize Küfekişi ve Dark Olive taşlarının diğerlerinden çok farklı davrandığı görülmektedir (Şekil 7). Görünür porozitedeki artış oranları bu taşlarda yüksektir (Şekil 7). Bu taşların ince kesitleri incelendiğinde, 1 ve 10 numaralı taşların ikincil

kalsit damarlar içerdiği belirlenmiştir. 9 Numaralı taşın ise kil minerali içerdiği bilinmektedir. Bu tespit kayaç dokusunda anizotropiye neden olan ikincil kalsit dolgulu damarların kayacın ısıl salınma karşı hassasiyetine neden olabileceğine işaret etmektedir.



Şekil 7. 40 kez donma-çözünme işlemine tabi tutulan taş türü örneklerinin görünür porozitesindeki yüzde artışlar. Dn ve n değerleri sırasıyla 40 kez donma-çözünme işlemine tabi tutulan numunelerin görünür porozitesindeki artışı, n ise donma-çözünme öncesi ölçülen orijinal görünür poroziteye karşılık gelmektedir.

Deney sonuçları en fazla boşluk içeren Vize Küfekişi (9) ve Ünye Kırmızısının (13) donma çözünme işleminden miktarsal açıdan fazla etkilendiğini göstermektedir. Basınç dayanımı en fazla değişen taş türleri nispeten daha düşük poroziteye sahip 2, 7 ve 10 numaralı Rosaline ve Giresun Vizon Granitleri ile Dark Olive mermeridir. En düşük dayanıma sahip 9 numaralı Vize Küfekişinin (kireçtaşı) basınç dayanımındaki azalma ihmal edilebilir düzeydedir. Deneysel çalışmaların sonuçları, ısıl işlem sayısı göz önünde tutularak bütüncül değerlendirildiğinde, döngü sayısı arttıkça kullanılan örneklerin tümünde P dalgası hızı ve basınç dayanımında azalma, görünür porozitelerinde ise artma olduğu görülür (Çizelge 2 ve Çizelge 3). Deneylerde kullanılan her taş türü için ısıl döngü sayısına ve bu özelliklerde oluşan değişimler arasındaki korelasyonların lineer bağıntıyla ifade edilebilecekleri görülmüştür. Bu korelasyonlardan elde edilen eşitlikler ve R^2 değerleri Çizelge 3'de sunulmuştur.

Çizelge 3. Çalışmada kullanılan taş türlerinin basınç dayanımı (σ_b), görünür porozite (n) ve P dalgası hızı (V_p)'nın donma-çözünme döngüsü sayısı (N) ilişkisi.

Taş Türü Kodu	Basınç Dayanımı (MPa)		Görünür Porozite (%)		P Dalgası Hızı (m/s)	
	Bağıntı	R ²	Bağıntı	R ²	Bağıntı	R ²
1	$\sigma_b = -1.7N + 117.1$	0.55	$n = 0.032N + 1.00$	0.93	$V_p = -48.8N + 7474$	0.87
2	$\sigma_b = -1.59N + 154.7$	0.89	$n = 0.009N + 1.23$	0.96	$V_p = -22.1N + 4072$	0.80
3	$\sigma_b = -1.36N + 144.6$	0.98	$n = 0.014N + 1.62$	0.92	$V_p = -18.0N + 5932$	0.77
4	$\sigma_b = -0.67N + 159.9$	0.94	$n = 0.005N + 1.05$	0.66	$V_p = -12.9N + 4541$	0.93
5	$\sigma_b = -0.38N + 73.4$	0.73	$n = 0.0024N + 0.35$	0.99	$V_p = -27.4N + 4348$	0.94
6	$\sigma_b = -0.6N + 105.6$	0.90	$n = 0.012N + 2.2$	0.59	$V_p = -14.0N + 5552$	0.88
7	$\sigma_b = -1.68N + 130.8$	0.96	$n = 0.005N + 0.89$	0.73	$V_p = -6.0N + 5498$	0.50
8	$\sigma_b = -0.69N + 175.5$	0.95	$n = 0.0006N + 1.14$	0.69	$V_p = -17.6N + 6178$	0.77
9	$\sigma_b = -0.05N + 14.1$	0.93	$n = 0.301N + 22.62$	0.92	$V_p = -19.2N + 2479$	0.91
10	$\sigma_b = -1.52N + 110.8$	0.79	$n = 0.0086N + 0.19$	0.90	$V_p = -43.9N + 7278$	0.88
13	$\sigma_b = -0.04N + 32.9$	<0.50	$n = 0.038N + 11.66$	0.97	$V_p = -7.4N + 3955$	0.80

4. SONUÇ ve DEĞERLENDİRME

Bu çalışmada, doğal taş türleri üzerinde ardışık ve kesiksiz uygulanan donma-çözünme sürecinin malzeme özellikleri üzerindeki toplam etkisinin, ısıl salınım hassasiyeti tanımlamada kullanılabileceğinden yola çıkılmıştır. Maksimum 40 periyod olarak uygulanan donma-çözünme döngüsü sonrası her bir taştaki yıpranmanın ölçüsünü gösteren ilişkiler teorik uyumluluk ve tutarlılık göstermektedir. Görünür porozite, P veya S dalgası hızları ile basınç dayanımında oluşan değişimlerin kümülatif toplamından yola çıkılarak doğal taşların ısıl dalgalanmaya karşı hassasiyetlerinin belirlenebileceği değerlendirilmiştir.

Su emme ve porozite değerlerindeki artışlar göz önünde tutulduğunda 1 ve 10 numaralı (Olive Maron ve Dark Olive) taşların diğerlerinden çok farklı davrandığı anlaşılmıştır. Kireçtaşı niteliği taşıyan her iki taşın dokusunun birbirine benzer olduğu ve ikincil iri kalsit damarlar içerdiği belirlenmiştir. Bu durum kayaç dokusunda anizotropiye neden olan benzer yapıların ısıl salınımına karşı hassasiyet açısından önemli olabileceğine işaret sayılmıştır.

5. KAYNAKLAR

- Altındağ, R., Alyıldız, I. S., 2004. Donma-Çözünme Periyotlarının Tüfün (Isparta-Dereboğazı) Fiziko-Mekanik Özellikleri Üzerine Etkisi, 5. Endüstriyel Hammaddeler Sempozyumu, 13-14 Mayıs 2004, 255-262, İzmir, Türkiye.
- Darot, M., Reuschle, T., 2000. Acoustic wave velocity and permeability evolution during pressure cycles on thermally cracked granite. *Int J Rock Mech Min Sci* 37:1019–1026.
- Mahmutoğlu, Y., 1998. Behaviour Of Cyclically Heated Fine Grained Rock, *Rock Mech. Rock Eng.*, Vol. 31, No. 3, Pp. 169–179 .
- Mahmutoğlu, Y., 2017. Prediction of weathering by thermal degradation of a coarse-grained marble using ultrasonic pulse velocity, *Environmental Earth Sci.* 76:435.
- Mahmutoğlu, Y., 2017. The effects of strain rate and saturation on a micro-cracked marble, *Engineering Geology*, 82 (3), 137-144.
- TS 699, 2009. Tabii Yapı Taşları-Muayene ve Deney Metotları, Türk Standart Enstitüsü, Ankara.
- TS EN 1936, 2001,. Doğal Taşlar- Deney Metotları- Gerçek Yoğunluk, Görünür Yoğunluk, Toplam ve Açık Gözeneklilik Tayini, Türk Standart Enstitüsü, Ankara.
- TS EN 1926, 2007. Doğal Taşlar- Deney Metotları- Basınç Dayanımı Tayini, Türk Standart Enstitüsü, Ankara.
- TS EN 14579, 2006. Doğal Taşlar- Deney Metotları- Ses Hızı İlerlemesinin Tayini, Türk Standart Enstitüsü, Ankara.
- Weiss, T., Saylor, D.M., Fuller, E.R., Siegesmund, S. 2004. Prediction of the degradation behaviour of calcareous rocks via finite-element modelling. In: 10th International congress on deterioration and conservation of stone, Stockholm, pp 163–170.

A comparative investigation on the effect of microgrid fiber type new geosynthetics on the CBR values of a sand type soil

Eren KÖMÜRLÜ^{1,*}

¹ Giresun University, Department of Civil Engineering, Giresun, Turkey
(* ekomurlu@giresun.edu.tr)

ABSTRACT: In this study, use of a new polypropylene geofiber type called microgrid fiber (MGF) was investigated in comparison with a conventional polypropylene fiber (PPF) product. California Bearing Ratio (CBR) values of a sand type soil reinforced with different polypropylene geofiber additives were investigated for different fiber ratios in soil mixes. Additionally, specimens without any fiber additive were also tested to compare their CBR values with the results obtained from the others. It was determined that both PPF and MGF additives supplied notably higher CBR values than those of the specimens with no fiber. As another outcome, MGF type fiber was found to increase the CBR values at higher rates in comparison with the conventional PPF product. It was assessed that MGF type novel geofiber additives can be used to make higher soil reinforcement performances rather than the conventional PPF products.

Keywords: Geofibers, Geosynthetics, MGF, Polypropylene fiber, Microgrid fiber, Soil reinforcement

ÖZ: Bu çalışmada, mikrogrid fiber (MGF) olarak adlandırılan yeni bir polipropilen geofiber tipinin kullanımı, geleneksel bir polipropilen fiber (PPF) ürünü ile karşılaştırmalı olarak araştırılmıştır. Farklı polipropilen geofiber katkıları ile güçlendirilmiş kum tipi bir zeminin Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) değerleri, zemin karışımlarındaki farklı fiber oranları için araştırılmıştır. Ayrıca, herhangi bir lif katkısı içermeyen numuneler de CBR değerlerini diğerlerinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırmak için test edilmiştir. Hem PPF hem de MGF katkılarının, lif içermeyen numunelerden önemli ölçüde daha yüksek CBR değerleri sağladığı belirlenmiştir. Bir başka sonuç olarak, MGF tipi elyafın CBR değerlerini geleneksel PPF ürününe kıyasla daha yüksek oranlarda artırdığı tespit edilmiştir. MGF tipi yeni geofiber katkılarının geleneksel PPF ürünlerinden daha yüksek zemin güçlendirme performansları elde etmek için kullanılabileceği değerlendirilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Geofiberler, Geosentetikler, MGF, Polipropilen fiber, Mikrogrid fiber, Zemin güçlendirme

1. INTRODUCTION

Mechanical properties of soils can be improved by using different additives. Numerous studies on various soil improvement methods have been published in the literature. Among the popular soil reinforcement additives, the use of geofiber type geosynthetics is a method to reinforce soils. The geofibers can be briefly defined as fiber products used in soil mixes in geotechnical engineering to improve mechanical properties of soils. Geofibers increase the compressive strength value, crack propagation resistance, ductility, energy absorption capacity and settlement resistance of soils. Within various engineering plastics, polypropylene is one of the most popular and widely used geofiber material. Typical polypropylene geofiber strand lengths vary from 1 cm to 5 cm, and strand diameters of different products generally vary within a range from 30 to 200 micrometers. Ideal length and diameter properties of the geofiber strands change depending on the soil type (Gul and Mir, 2022a; Komurlu, 2023; Langroudi et al., 2021). The chemical resistance of the fiber materials is an important issue for convenient material selection. The polypropylene type engineering polymers are advantageous in terms of having a proper chemical resistivity. Since the fiber additives in the soil mixes are in contact

with water and moisture, materials with corrosion problems like steel ones are not preferred in soil improvement works. Geofiber additives are generally used by mixing with the soil to be compacted in the soil filling works.

In this study, a novel soil reinforcement additive type which is called microgrid fiber (MGF) has been investigated in comparison with a conventional polypropylene fiber (PPF) additive. It should be noted herein that both MGF and PPF additives used in this study are made of the same polypropylene material. MGF is the combination of thin plastic fibers in groups of two or more different directions that form mini grids (Figure 1). MGF type new geosynthetics include different small mesh openings with sizes like several tens or hundreds of micrometers. Microgrid usage was previously investigated for soil improvement works as an alternative for the classical geogrids (Vieira and Pereira, 2022; Mittal and Shukla, 2020; Mittal and Shukla, 2019). The “microgrid” term is suggested to use for grid sizes below 2.5 mm according to the study authored by Leshchinsky et al. (2016). As a novelty of this study, microgrids were cut into pieces and used as a new fiber type for soil mixes.

There are several structural properties that can determine the MGF additive performances like fiber dimensions, planar angles, junction characteristics, grid size and shape. As similar with geogrid type geosynthetic products, MGFs can be biplanar, triplanar or quadroplanar and etc. Lengths of MGF pieces can change in a typical interval of those of classical geofibers. As a motivation of this study, a bettered adherence performance in soil mixes was estimated from MGF additives because combined fibers can work together in their use. Also, the MGF reinforcement was predicted to provide a bettered adherence in the soil mixes due to its structural properties in comparison with ordinary fiber additives. In addition, grid type physical property was thought to make an additional friction coefficient for the soil particle contacts by attaching grain edges to the grids. Grid type reinforcement inclusions can provide an interlocking mechanism with the grains (Gu et al., 2017; Hajitaheriha, 2021; Komurlu, 2023).

Good adherence property of the reinforcement provides a significant advantage not only in the strength values, but also in the crack propagation resistance, as well as the energy absorption capacity of the reinforced materials (Gui et al., 2022; Zhang et al., 2022; Kou et al., 2021). It is a well-known fact that fiber additives can supply bridging effect across the cracks and improve the crack propagation resistivity. Improvement in the crack propagation resistivity directly increases the ductility property and the energy absorption capacity values. Within this circumstance, adherence properties of fiber additives should be paid attention in terms of the crack propagation resistance. Because, a good adherence performance is needed to supply a proper bridging effect (Meddah et al., 2023; Kafodya and Okonta, 2021; Kannan and Sujatha, 2023).

MGF type fiber additives were used in cement stabilized aggregate mixes in a previous study carried out by Komurlu (2023). It was found that polypropylene MGF type new fiber additives can supply better increases in strength values in comparison with the conventional polypropylene fiber (PPF) products. It was assessed that MGF type novel additives can be used to make better adherence and reinforcement performances under both compression and indirect (splitting) tension cases than those of the conventional fiber additive products. Within another research carried by Komurlu vd. (2024), MGF was tested as a new polypropylene fiber additive in resin added sand type soil mixes to compare it with a conventional PPF type geosynthetics product. According to the findings obtained from the uniaxial compressive strength (unconfined compressive strength) tests, it was determined that the new MGF type fiber usually increased the strength values at higher rates in comparison with the conventional fiber product. The geometrical properties of MGF additive are determinative for its soil reinforcement performances. Within different geometries, the most ideal width to length ratio of MGF additives was found to be 0.5 (Komurlu, 2024). Soil reinforcement performances of MGF additives have been started to investigate within various researches. This study is also one of them to investigate the MGF soil improvement performances in comparison with a conventional geofiber product. In consideration with

the previous research findings, the width to length ratio of the MGF additive was selected to be 0.5 within this study. More details about the tested fiber additives can be found under the next section.

2. MATERIALS AND METHODS

To classify the soil specimen of this study, particle size distribution analyses were carried out using No. 4 (4.76 mm), No. 10 (2.00 mm), No. 20 (0.85 mm), No. 50 (0.300 mm), No. 100 (0.150 mm) and No. 200 (0.075 mm) sieves. The particle size distribution obtained from the sieve analysis is given in Table 1. According to the unified soil classification system (USCS), the soil sample with the Cu (coefficient of uniformity) value of 10 and the Cc (coefficient of curvature) value of 1.25 was classified as a well-graded sand (SW). As other parameters for the soil classification system according to the USCS system, 93.4% and 4.1% of particles are respectively smaller than 4.76 mm (No. 4) and 0.075 mm (No. 200). Three different fiber contents of 0%, 0.5%, 1.0% and 1.5% were investigated within the tests. The fiber content values are given as the ratios of the fiber to soil contents by mass. The water content of the soil was calculated using a stove at 105 °C to make dry specimen. According to the moist and dry specimen weighing results, the water content of the sand was determined to be 20%.

In Figure 1, MGF and PPF type fiber types used in this study are seen. Strand diameter of MGF and PPF additives is 0.2 mm. As another size parameter, length of both MGF and PPF type fibers is 14 mm. As stated above, MGF additives with the width to length ratio (B/L) value of 0.5 were used in the mixes. The MGF type fiber additives used in this study have the grid size of 1.2 mm. Contents of the mixes were sensitively weighed using an electronic scale. Specimens were mixed and properly homogenized in a basin for eight minutes before filling in the mould. According to the ASTM D1883-21 coded standard, the classical CBR test mould with an inner diameter of 152 mm was used in the tests. Specimens were filled into the CBR test mould in five layers and compacted with 50 modified Proctor hammer strokes after each layers. The modified Proctor hammer has the mass of 4.6 kg and the drop height of 45 cm for the compaction. After the compaction of the last layer, the extension collar was removed from the mould, then the top of the specimens were trimmed carefully using steel scraper and the upside of the specimens have been checked using a steel straightedge tool. The internal faces of the mould was cleaned before each moulding process. All particles of the soil used in this study passed under the sieve opening of 8 mm. The statements of the relevant standard were met since the maximum particle size should be smaller than 19 mm in the CBR test (ASTM, 2021).

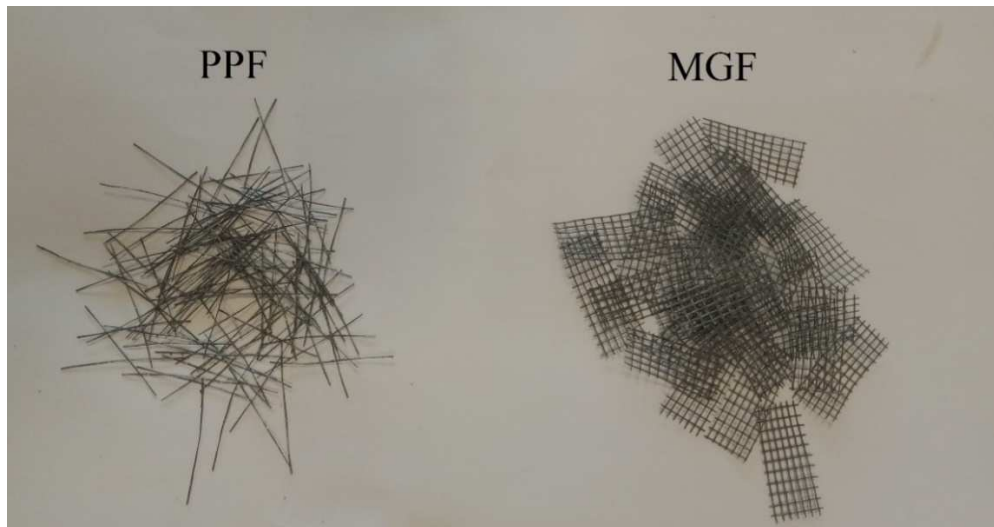


Figure 1. MGF and PPF additives.

Table 1. Particle size distribution of the soil specimen.

Sieve size	0.075 mm (No. 200)	0.150 mm (No. 100)	0.300 mm (No. 50)	0.850 mm (No. 20)	2.00 mm (No. 10)	4.76 mm (No.4)
% Passing	4.1	9.7	20.2	41.3	67.9	93.4

According to the ASTM D1883-21, the loading rate was selected as 1.25 mm/min. The displacement depth of the metal plunger with the diameter of 50 mm was measured by using a LVDT device. The CBR value was calculated in accordance with the load values at the standard penetration depths of 2.5 mm and 5 mm. For further investigations, the loading process was continued until the penetration depth of 15 mm. Generally, the CBR value is used as the ratio of the load at the 2.5 mm or 5 mm penetration to the standard load values which are respectively 13.44 kN and 20.15 kN at 2.5 mm and 5.0 mm penetrations. In addition to the standard penetration depths stated in the CBR test procedures, load values were recorded for further penetration depths for comparing effect of different fiber additives on the load values. A sensitive electric motor press with the loading capacity of 50 kN was used to measure the load values in the CBR test (Figure 2).

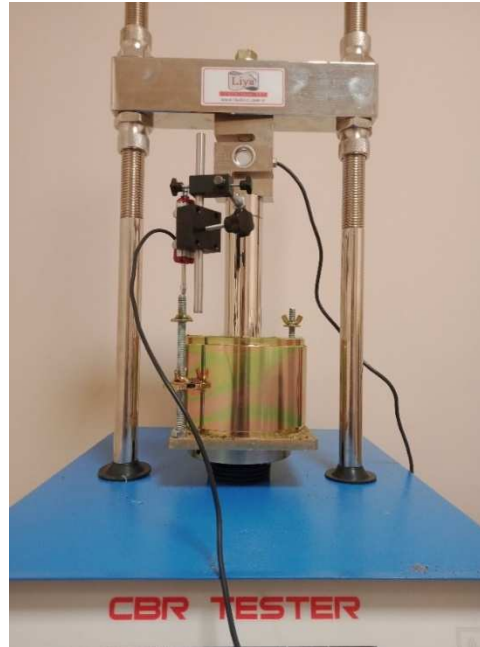


Figure 2. CBR testing.

3. RESULTS

The CBR values calculated for 2.5 mm and 5 mm standard penetration depths are graphically given in Figure 3. According to the results obtained from this study, MGF type novel fiber additive was found to increase the CBR values at higher rates in comparison with the conventional PPF additives. The load values for different penetration depths up to the 15 mm level are given in Table 2. With an increase in the fiber content up to 1.5%, the load values in the CBR test was found to increase. For all the fiber content case, MGF additive supplied higher load values than those of the specimens with the PPF additive.

Table 2. Load values at different penetration depth (PD) values (F_{2.5}: Load at 2.5 mm PD, F₅: Load at 5 mm PD, F_{7.5}: Load at 7.5 mm PD, F₁₀: Load at 10 mm PD, F_{12.5}: Load at 12.5 mm PD, F₁₅: Load at 15 mm PD).

Specimen type	F _{2.5} (kN)	F ₅ (kN)	F _{7.5} (kN)	F ₁₀ (kN)	F _{12.5} (kN)	F ₁₅ (kN)
NF (0% fiber)	2.31	3.85	4.77	5.21	5.56	5.82
0.5% PPF	3.63	6.05	7.49	8.16	8.74	9.15
1.0% PPF	4.38	7.32	9.06	9.89	10.58	10.97
1.5% PPF	4.79	8.10	10.25	11.24	12.02	12.50
0.5% MGF	4.32	7.19	8.92	9.75	10.49	10.93
1.0% MGF	5.19	8.67	10.78	11.96	12.75	13.28
1.5% MGF	5.86	9.80	12.47	13.72	14.63	15.26

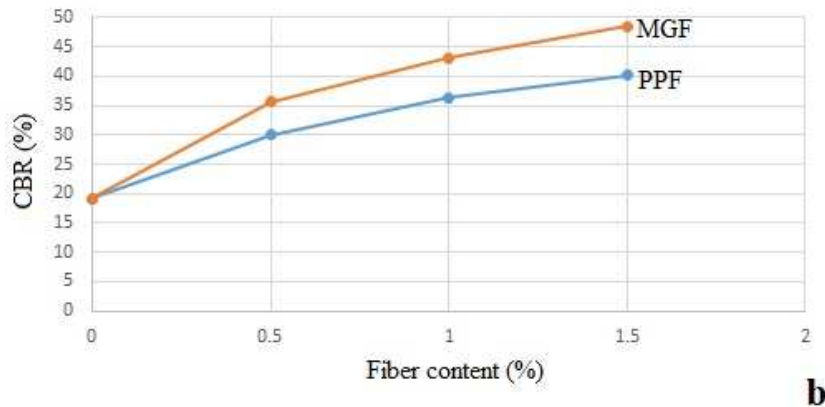
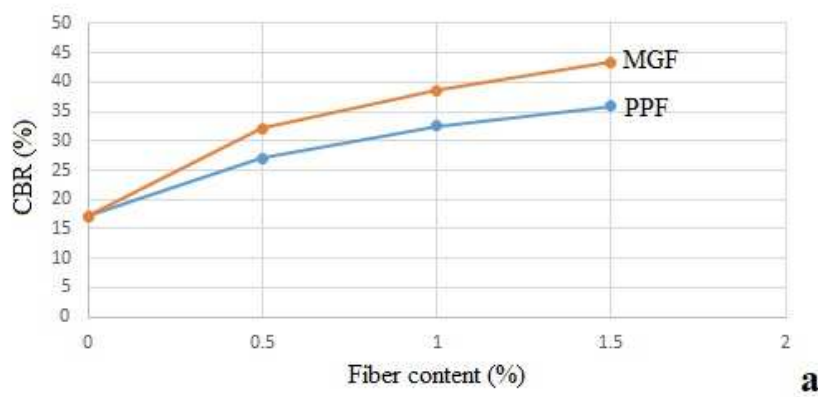


Figure 3. CBR values for the penetration depths of 2.5 mm (a) and 5.0 mm (b).

4. DISCUSSIONS AND CONCLUSION

According to the results, MGF type additive was assessed to be advantageous for increasing in CBR values of the sand specimens. The California Bearing Ratio (CBR) is a measure of the strength of different soils like the subgrade materials of roads or other paved areas, and some other soil mixes used in the construction works, including the soil fill mixes, embankments and etc. The CBR test is usable and beneficial for investigating the strength properties of soils which have not enough cohesion values to keep the mould shape in experiments like unconfined compressive strength (uniaxial compressive

strength) test. Generally, sandy soil specimens are not convenient to be used as remolded as they are not sufficiently cohesive.

The CBR was firstly developed by the California Division of Transportation (Caltrans) for highway engineering. For long years, the CBR test is applied worldwide as a popular method, and the CBR value is considerable parameter to understand the mechanical behaviors of soils. The CBR test measures no direct stiffness modulus and no direct shear strength value. However, the CBR test indirectly gives a combined measure of both stiffness and strength of the soils. In other words, the CBR value is a dependent of both stiffness and strength properties of soil specimens. Although the load displacement relation obtained from the CBR test cannot be used to directly calculate the modulus of elasticity, compressive or shear strength values of soils, the CBR value vary depending on these parameters (Thakur et al., 2021; Wimalasena and Gallage, 2022; Alam et al., 2020). In comparison with the conventional PPF additive, MGF type fiber usage was assessed to be more advantageous to improve the stiffness and strength properties of the sand type soil tested in this study, according to the CBR test.

The load displacement data can be also used to investigate the energy absorption capacity (EAC) property. The area under load (kN) displacement (mm) graphs gives the EAC values in the unit of Joule (N·m). For a penetration depth, the EAC increases with an increase in the load values (Hosseini et al., 2023; Chan et al., 2022). Therefore, it can be stated that MGF additive better improves the EAC property of the reinforced soils rather than the conventional PPF additive. It should be reminded herein that both MGF and PPF additives are made of the same polypropylene material and have the same strand diameter.

The increase in strength values of soil mixes depends on the adherence of the fiber additive and soil particles. According to the results, it was evaluated that MGF additive provides better adherence with the soil compared to PPF. Good adherence property also supplies high crack propagation resistivity and ductility property for the reinforced soil mixes (Isik et al. 2021; Chebbi et al. 2020; Gui et al. 2022). The high crack propagation resistivity and EAC properties are advantageous for the soil mixes because of increasing in the service lifetimes, bettering the durability against the external forces and factors.

This is one of preliminary studies to investigate the MGF additive as a new fiber type to use in soil mixes. In order to better understand the properties of the MGF additive, different parametric studies can be carried out within the scope of further investigations. For instance, different topics such as grid size, fiber size and geometry, grid geometry, fiber material, soil particle size distribution can be examined to investigate the effect of MGF additive used in different soil mixes. Fiber size, geometry and material are important parameters varying the reinforcement performances (Mardani and Hataf, 2024; Choobbasti et al., 2019; Conceição et al., 2023). The relationship between fiber size and soil particle size distribution is an important parameter in terms of strength values of fiber reinforced soil mixes (Mughieda, 2023; Gul and Mir, 2022b; Kömürlü, 2023).

The cost of the conventional polypropylene fiber (PPF) and the MGF type fiber products are 5.0 USD and 5.3 USD per a kilogram, respectively. This minor cost difference is due to the production details of the fiber products. Because both fibers are made of the same polypropylene material, they have the same material cost. In consideration of advantages of the MGF additive, this minor cost difference can be accepted as affordable.

The following conclusions can be made regarding the behavior of polypropylene fiber reinforced/unreinforced sandy soil specimens from CBR tests carried out in civil engineering department laboratories of Giresun University. The polypropylene fiber reinforced specimens showed notable improvements in CBR values. It was observed that the CBR value increases as the fiber content increases up to 1.5%. In comparison with the CBR values of specimens without fiber additives, 1.5%

PPF type fiber content increased the CBR values for more than two times higher. Comparing different polypropylene fiber additives, it was found that MGF type fiber increases the CBR value at higher rates than supplied by the conventional fiber. Depending on the fiber content, CBR values of MGF added specimens were up to 22% higher than those of the PPF added specimens. It is believed that the MGF type new fiber additives have a good potential to become more popular in near future and this study is hoped to be beneficial for new researches on the MGF reinforced soil mixes.

5. REFENECES

- Alam, S.K., Mondal, A., Shiuly, A. 2020. Prediction of CBR Value of Fine Grained Soils of Bengal Basin by Genetic Expression Programming, Artificial Neural Network and Krigging Method. *Journal of the Geological Society of India*, 95, 190–196.
- ASTM, 2021. ASTM D1883-21 coded Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils. West Conshohocken, PA, 19428
- Chan, C.M., Tan, P.C., Rosman, M.Z., 2022. Relating the field and laboratory california bearing ratio (cbr) of stabilised road base. *International Journal of Geomate*, 23(99), 25–30.
- Chebbi, M., Guiras, H., Jamei, M., 2020. Tensile behaviour analysis of compacted clayey soil reinforced with natural and synthetic fibers: effect of initial compaction conditions. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 24(3), 354-380.
- Choobbasti, A.J., Kutanaei, S.S., Ghadakpour, M., 2019. Shear behavior of fiber-reinforced sand composite. *Arabian Journal of Geosciences*, 12, 1-6.
- Conceição, M.P.S., Pinto, C.M.T., Carvalho, M.F., Machado, S.L., 2023. Fiber reinforcement effectiveness in two different sand specimens. *Soils and Rocks*, 46(2), e2023012422.
- Gu, M., Han, J., Zhao, M., 2017. Three-dimensional DEM analysis of single geogrid-encased stone columns under unconfined compression: a parametric study. *Acta Geotechnica*, 12, 559–572.
- Gui, Y., Wong, W.Y., Callage, C., 2022. Effectiveness and Sensitivity of Fiber Inclusion on Desiccation Cracking Behavior of Reinforced Clayey Soil. *International Journal of Geomechanics* 22(3). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0002278](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0002278)
- Gul, N., Mir, B.A., 2022a. Parametric study of glass fiber reinforced fine-grained soil with emphasis on microstructural analysis. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 16(6), 716-728.
- Gul, N., Mir, B.A. 2022b. Influence of glass fiber and cement kiln dust on physicochemical and geomechanical properties of fine-grained soil. *Innovative Infrastructure Solutions*, 7, 344.
- Hajitaheriha, M.M., Akbarimehr, D., Hasani Motlagh A., Damerchilou, H., 2021. Bearing capacity improvement of shallow foundations using a trench filled with granular materials and reinforced with geogrids. *Arabian Journal of Geosciences*, 14, 1431.
- Hosseini, S.E., Tabarsa, A., Bahmanpour, A., 2023. Experimental study of subgrade soil stabilised with geopolymer based on glass powder and calcium carbide. *Road Materials and Pavement Design*, 24(9), 2209-2224.
- Meddah, A., Goufi, A.E., Chaa, K., 2023. Effect of randomly distributed polypropylene fibers on unconfined compressive strength, shear strength, and compressibility characteristics of Algerian high plasticity clay soil. *Arabian Journal of Geosciences*, 16, 463.
- Mittal, A., Shukla. S., 2019. Effect of geosynthetic reinforcement on strength behaviour of weak subgrade soil. *Material Science Forum*, 969, 225-230.
- Mittal, A., Shukla., S., 2020. Effect of Geogrid Reinforcement on Strength, Thickness and Cost of Low-volume Rural Roads. *Jordan Journal of Civil Engineering*, 14, 587-598.
- Kafodya, I., Okonta, F., 2021. Cyclic and post-cyclic shear behaviours of natural fibre reinforced soil. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 15(9), 1145-1154.
- Kannan, G., Sujatha, E.R., 2023. Effect of Nano Additive on Mechanical Properties of Natural Fiber Reinforced Soil. *Journal of Natural Fibers*, 20 (1), 2143980.

- Komurlu, E., 2023. Use of microgrid fiber as a new reinforcement additive to improve compressive and tensile strength values of cemented rock fill mixes. *International Journal of Mining, Reclamation and Environment*, 37 (10), 760-768.
- Komurlu, E., Celik, A.G., Karakaya, V., 2024. An experimental study on strength values of silicate based resin added sand samples with different types of fiber reinforcements. *Yerbilimleri, Bulletin of Hacettepe University Earth Sciences Application and Research Center* (accepted paper).
- Komurlu, E., 2024. Use of microgrid fiber as a new reinforcement additive to improve compressive strength and ductility properties of cement stabilized sands. *International Journal of Geotechnical Engineering* (revisions under review)
- Kou, Hl., Liu, Jh., Guo, W., Hua, Sd., Pan, Yt. 2021. Effect of freeze–thaw cycles on strength and ductility and microstructure of cement-treated silt with polypropylene fiber. *Acta Geotechnica*, 16, 3555–3572.
- Langroudi, S.G., Zad, A., Rajabi. A.M., 2021. Improvement of sandy soil to prevent hydraulic failure using BCF fibers and geotextiles. *Arabian Journal of Geosciences*, 14, 1679.
- Leshchinsky, B., Evans, T.M., Vesper. J., 2016. Microgrid inclusions to increase the strength and stiffness of sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 44, 170-177.
- Mardani, A., Hataf, N. 2024. Experimental investigation into the mechanical behavior of fine-grained soils reinforced with a newly developed branched fiber: a comparative study. *Arabian Journal of Geosciences*, 17, 51.
- Mughieda, O., 2020. CBR behavior of sandy soil reinforced by geofiber material. *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.*, 910, 012005.
- Isik, F., Akbulut, R.K., Zaimoglu. A.S., 2021. Influence of Waste Toothbrush Fiber on Strength and Freezing–Thawing Behavior in High Plasticity Clay. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 43(1), 15-21.
- Thakur, S.R., Naveen, B.P., Tegar, J.P., 2021. Improvement in CBR value of soil reinforced with nonwoven geotextile sheets. *International Journal of Geo-Engineering*, 12, 8.
- Vieira, C.S., Pereira, P.M., 2022. Influence of the Geosynthetic Type and Compaction Conditions on the Pullout Behaviour of Geosynthetics Embedded in Recycled Construction and Demolition Materials. *Sustainability*, 14, 1207.
- Wimalasena, K., Gallage, C., 2022. Predicting California Bearing Ratio (CBR) Value of a Selected Subgrade Material. In: Pasindu, H.R., Bandara, S., Mampearachchi, W.K., Fwa, T.F. (eds) *Road and Airfield Pavement Technology. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 193. Springer, Cham, 547-558.
- Zhang, J., Xu, W., Gao, P., Su, L., Kun, B., Yueyuan, L., Bohan. Y., 2022. Integrity and crack resistance of hybrid polypropylene fiber reinforced cemented soil. *Journal of Engineered Fibers and Fabrics*, 17. <https://doi.org/10.1177/15589250211068428>.

Kayaçların Mekanik Özelliklerine Bağlı Olarak Geliştirilen Gevreklik (Kırılgenlık) Tanımlamaları ile Elastisite Modülü Arasındaki İlişkilerin İstatistiksel Olarak Değerlendirilmesi

Statistical Evaluation of the Relationships Between Brittleness Definitions Developed Based on the Mechanical Properties of Rocks and Elasticity Modulus

Raşıit ALTINDAĞ^{1,*}, Nazmi ŞENGÜN¹, İbrahim UĞUR¹, Fella ARNAD¹

¹ Süleyman Demirel Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Isparta
(* rasitalindag@gmail.com)

ÖZ: Gevreklik (kırılgenlık) kayaların en önemli mekanik özelliklerinden birisidir. Literatürde kaya, cam, seramik, metal gibi farklı malzemeler için çok çeşitli gevreklik ölçme yöntemi ve eşitlikler önerilmektedir. Kaya gevrekliğini tam olarak tanımlayan veya ölçümünü yapan, evrensel olarak kabul edilmiş standart bir gevreklik kavramı veya ölçüm yöntemi bulunmamakla birlikte, söz konusu kapsamda literatürde 80 civarında eşitliğin kullanıldığı görülmektedir. Bu çalışma kapsamında, literatürde yer alan çeşitli 11 farklı çalışmadan elde edilen deneysel sonuçlar veri grupları şeklinde alınmış olup, bu çalışmalardaki kayaçların mekanik özelliklerinden tek eksenli basınç dayanımı (σ_c) ve Brazilian çekme dayanımı (σ_t) ile elastik özelliklerinden statik elastisite modülü (Et) verileri kullanılmıştır. Kayaçların tek eksenli basınç dayanımı ve Brazilian çekme dayanımı verilerine dayalı literatürde çeşitli araştırmacılar tarafından önerilmiş 5 farklı gevreklik tanımlaması kullanılarak her bir kayacın gevreklik değeri veri grubu içinde elastisite modülü arasındaki ilişkiler basit regresyon analizleri ile incelenmiştir. Sonuç olarak, kayaçların gevrekliği ile elastisite modülü arasında doğru orantılı bir artan ilişki olduğu ortaya konmuştur.

Anahtar Kelimeler: Gevreklik, Gevreklik ölçütleri, Basınç dayanımı, Elastik parametreler

ABSTRACT: Brittleness is one of the most important mechanical properties of rocks. A wide variety of brittleness measurement methods and equations are suggested in the literature for different materials such as rock, glass, ceramics and metal. Although there is no universally accepted standard brittleness concept or measurement method that fully defines or measures rock brittleness, it can be seen that around 80 equations are used in the literature in this context. Within the scope of this study, the experimental results obtained from 11 different studies in the literature were used in the form of data groups, in which uniaxial compressive strength (σ_c) and Brazilian tensile strength (σ_t) were taken as mechanical properties and the static elasticity modulus (Et) was taken as elastic properties of the rocks. Using 5 different brittleness definitions suggested by various researchers in the literature based on uniaxial compressive strength and Brazilian tensile strength data of rocks, the relationships between the brittleness value of each rock and the elasticity modulus within the data set were examined with simple regression analyses. As a result, it has been revealed that there is a directly proportional increasing relationship between the brittleness of rocks and the modulus of elasticity.

Keywords: Brittleness, Brittleness criteria, Compressive strength, Elastic parameters

1.GİRİŞ

Kayaç gevrekliği (kırılgenlığı), yeraltı ve yerüstü maden işletmeleri, yeraltı açıklıkları, tüneller, barajlar, kaya içinde açılan temeller gibi mekanik kazının kullanıldığı mühendislik çalışmaları ile özellikle son yıllarda petrol ve doğal gaz sondaj rezervuarları aramaları çalışmalarında delme verimliliği açısından oldukça önemli çalışmalara konu olmaktadır (Singh, 1986; Kahraman, 2002; Altındağ, 2000, 2002,

2010; Hajiabdolmajid ve Kaiser, 2003; Yagiz, 2009; Tarasov ve Potvin, 2013; Munoz vd., 2016). Petrol ve gaz üretiminin ticari gelişimi sırasında kırılma, hidrolik kırma tasarımı için yaygın olarak kullanılmıştır ve kuyu deliği duvarının stabilitesi üzerinde birçok etkiye sahiptir. Örneğin, derin yeraltı mühendisliğinde kırılma, kaya patlaması ve kaya kütlelerinin dinamik kararsızlığı olasılığını değerlendirmek için kullanılmıştır (Singh, 1986; Hajiabdolmajid ve Kaiser, 2003; Wang ve Gale, 2009). Bu nedenle, kayanın kırılmasının doğru ve niceliksel olarak belirlenmesi, çeşitli projelerin geliştirilmesi sırasında belirli bir rehberlik sağlayabilecek çeşitli mühendislik uygulamaları için önemli hale gelmiştir. Kayanın kırılma, petrolle ilgili kaya mekaniğinde önemli bir rol oynar. Şeyldeki sıkışma kırılma malzemenin kırılması, kuyu deliği stabilitesi ile daha fazla ilgilidir. Holt vd. (2015), anizotropik şeyllerdeki kırılmanın simetri düzlemine göre yükleme yönüne bağlı olduğunu açıklamaktadır.

Genel kaya mekaniği açısından bakıldığında, bir malzeme kırılma noktasına kadar doğrusal elastikiyetini koruyorsa o malzeme kırılma olarak tanımlanmaktadır (Cherepanov, 1979). Zhang vd. (2016) kırılma hususunda; (a) bir malzeme, gerilmeye maruz kaldığında çok az elastik deformasyonla ve önemli bir plastik deformasyon olmaksızın kırılıyorsa o malzeme kırılma; (b) kırılma malzemelerin, yüksek mukavemetli malzemeler olsa bile, kırılmadan önce nispeten az enerji emdiklerini ifade etmişlerdir.

Ramsay (1967), kayanın gevrek kırılmasının kohezyon kayb olduğunda meydana geldiğini belirtmiştir. Obert ve Duvall (1967), bir kaya malzemesinin en yüksek dayanımda kırılması veya akma dayanımını biraz aşması durumunda kırılma olacağını öne sürmüşlerdir. Hetenyi (1966) kırılma kayada sünekliğin olmaması olarak tanımlamışlardır.

Malzeme kırılmasının tanımı konusunda pek çok tartışma olmasına rağmen bazı ortak anlayışlara da varılmıştır (Bishop, 1967; Hucka ve Das, 1974; Altındağ, 2010); (1) büyük içsel sürtünme açısı; (2) kayma-kırılma düzleminin açısının azalması, (3) büyük basınç/çekme dayanımı oranı; (4) ağırlıklı olarak iç mikro çatlaklar tarafından kontrol edilen kırılma kırılma, (5) yüksek esneklik (6) batma testinde artan mikro çatlaklar oluşumu, (7) kırılmadan önce tanelerin uzama değerlerinin düşük olması ve (8) yüksek tokluk değerleri olması.

Kırılmanın laboratuvar karakterizasyonu çoğunlukla kaya örneklerinin mekanik parametrelerine dayanır. Bu parametreler arasında mukavemet (kesme mukavemeti, çekme mukavemeti, tepe mukavemeti ve artık mukavemet vb.), elastik özellikler (Young modülü, Poisson oranı vb.), gerinimler (elastik/plastik gerinim, artık gerinim vb.), sertlik, kırılma tokluğu ve diğer birçok karakteristik parametreler (iç sürtünme açısı, enerji salınım hızı vb.) yer alır. Bu tür kırılma indeksleri temel olarak kaya numunelerinin laboratuvar testlerindeki gevrek kırılmasına odaklanmaktadır (Andreev, 1995).

Kayaçlar genellikle düşük çevre basıncında daha kırılma ve çevre basıncı arttığında sünekliğe doğru bir eğilim göstermektedir (Paterson ve Wong, 2005; Holt vd. (2011), üç eksenli verilerden hesaplanan kırılma indekslerinin artan çevre basıncıyla birlikte azaldığını göstermiştir.

Kırılma kayanın en önemli özelliklerinden biri olmasına rağmen, standartlaştırılmış veya evrensel olarak kabul edilmiş bir kırılma kavramı veya kaya kırılma indeksini tam olarak tanımlayan bir ölçüm yöntemi bulunmamaktadır. Literatürde 80'den fazla farklı kriterler dikkate alınarak önerilmiş/kullanılmış gevreklik indeksleri bulunmaktadır.

2. KAYA KIRILGANLIĞININ BELİRLENMESİ İÇİN KULLANILAN BAZI YÖNTEMLER

Basınç altında kaya kırılğanlığının belirlenmesine yönelik yöntemler esas olarak fiziksel veya mekanik parametrelere bağlıdır. Ancak yukarıda da bahsedildiği gibi kaya kırılğanlığının belirlenmesine yönelik standartlaştırılmış gevreklik ölçüm yöntemi veya birleşik bir tanımlama yöntemi bulunmamaktadır. Farklı ifadelerle çok sayıda gevreklik indeksleri önerilmiştir (Bishop, 1967; Hucka ve Das, 1974; Andreev, 1995; Altındağ, 2000, 2002, 2010; Jarvie vd., 2007; Yaralı ve Soyer, 2011; Tarasov ve Potvin, 2013; Munoz vd., 2016; Özfırat vd., 2016).

Tao vd. (2020)'in de kategorize ettiği gibi kırılğanlığın belirlenmesine yönelik mevcut yöntemler, farklı parametrelere dayalı olarak beş gruba ayrılabilir.

- 1) Kaya malzemesinin mineral bileşimine dayanan,
- 2) Elastik parametreler analizinden elde edilen,
- 3) Gerinim parametrelerine dayalı,
- 4) Dayanım parametrelerine dayalı,
- 5) Enerji parametreleri kullanılarak belirlenen gevreklik tanımlamaları.

2.1. Elastik Parametrelere Göre Gevrekliğin Değerlendirilmesi

Elastik parametreleri temel alan kırılğanlık indeksleri, elastik modülün statik veya dinamik bir şekilde elde edilmesi çok uygun olduğundan kaya gazı gelişimindeki kırılğanlığın değerlendirilmesinde yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu indekslerin saha uygulamalarında doğrulanması açısından da bazı girişimlerde bulunulmuştur (Rickman vd., 2008). Hidrolik kırma işlemi sırasında kırılğanlık ile kuyu verimliliği ve doğal çatlakların yoğunluğu arasındaki pozitif ilişkiler belirlenerek daha iyi sonuçlara ulaşılabilmektedir. Elastik parametrelere dayalı gevreklik indeksi için elastik modül ve Poisson oranı şeylin kırılğanlığını etkileyen iki ana parametre olarak kabul edilmiş ve Barnett şeyl rezervuarı için bir kırılğanlık indeksi önerilmiştir (Rickman vd., 2008). Grieser ve Bray (2007), şeylin kırılğanlığını yorumlamak için elastisite modülü ve Poisson oranının çapraz grafiğini kullanarak kayanın kırılğanlığının Poisson oranıyla ters orantılı, elastisite modülüyle ise doğru orantılı olduğunu iddia etmektedirler. Bu fikir daha sonra Sone ve Zoback (2013a, b) tarafından da doğrulanmıştır.

Zhang vd. (2016), elastisite modülünün mukavemet ve gerinim performanslarını birleştirdiğini ve bu nedenle kayaların kırılğanlık davranışını tahmin etmede daha doğru olduğuna inanıldığını savunmaktadır. Bai (2016) ise kırılğanlığın elastisite modülünden bağımsız olduğunu iddia etmektedir.

2.2. Dayanım Parametrelerine Göre Gevrekliğin Değerlendirilmesi

Dayanım parametrelerine dayalı kırılğanlık indeksi için, tek eksenli basınç dayanımı (Uniaxial compressive strength, UCS), çekme dayanımı (Brazilian Tensile Strength, BTS), en yüksek dayanım (Peak Strength, PS) ve artık dayanım (Residual Strength, RS) temel alınarak çeşitli kırılğanlık indeksleri önerilmiştir (Bishop, 1967; Hucka ve Das, 1974; Andreev, 1995).

Bu çalışmada çeşitli yazarlar tarafından önerilen kayaların mekanik mukavemetlerinden olan tek eksenli basınç dayanımı (σ_c) ve Brazilian çekme dayanımı (σ_t) kullanılarak tanımlanan gevreklik tanımlamaları dikkate alınmıştır. Hucka ve Das (1974) tarafından önerilen B1 ve B2 gevreklik tanımlamaları, Yaralı ve Soyer (2011) tarafından önerilen ve B3 gevreklik tanımlaması, Özfırat vd. (2016) tarafından kayaların delinebilirliğinin tahmininde yeni bir yaklaşım olarak önerilen ve B4 gevreklik tanımlaması ve ilk olarak Altındağ (2000) tarafından önerilen ve yine Altındağ (2010) tarafından verilerin sadeleştirilme amaçlı söz konusu eşitliğin karekökü alınarak modifiye edilen gevreklik tanımlaması olan ve B5 gevreklik tanımlaması kullanılmıştır.

$$B1 = \frac{\sigma_c}{\sigma_t} \quad B2 = \frac{\sigma_c - \sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t} \quad B3 = (\sigma_c \times \sigma_t)^{0,72} \quad B4 = \frac{\sigma_c + \sigma_t}{2} \quad B5 = \sqrt{\frac{\sigma_c \times \sigma_t}{2}}$$

3. GEVREKLİK İLE ELASTİSİTE MODÜLÜ ARASINDAKİ İLİŞKİLERİN İSTATİKSEL ANALİZİ

Kayaçların gevreklik değerleri ile diğer kayaç özellikleri ve gerek laboratuvarından gerekse araziden elde edilen bazı kaya mekaniği ve kazı mekaniği çalışma sonuçlarıyla elde edilen veriler arasında ilişkilerin varlığını incelemeye yönelik çeşitli istatistiksel analizler yapılmaktadır.

Lawn vd. (1976) ile Cheng vd. (2015), kaya kırılma indeksiyle kaya kırıklarının tokluğu ve sertliği ile yakından ilişkili olduğunu belirtmişlerdir. Zhang (2002), Cai (2010) ve Yağız ve Gökçeoğlu (2010), kırılma indeksi, tek eksenli basınç dayanımı ve tek eksenli çekme dayanımı arasındaki ilişkiyi çoklu doğrusal olmayan regresyon analizi ve penetrasyon testlerine dayalı bulanık çıkarım sistemi kullanarak incelemişlerdir. Altındağ (2003), Kahraman ve Altındağ (2004), Tiryaki (2006) ve Lawn ve Marshall (1979), çeşitli kaya türleri için kırılma tokluğu ile kırılma indeksi arasındaki ilişkiyi araştırmış ve korelasyon fonksiyonları kurularak ilişkiler ortaya koymuştur. Nygard vd. (2006), kaya kırılma indeksinin aşırı konsolidasyon oranıyla ve kayanın maruz kaldığı tarihsel efektif gerilmeyle yakından ilişkili olduğunu bulmuşlardır. Wang vd. (2007), kaya mukavemeti ve tokluğu deneyleri ile kaya kırılma indeksinin mineralojik bileşimi ile yakından ilişkili olduğunu belirtmişlerdir. Rickman vd. (2008), Kuzey Amerika'daki Fort-Worth Havzası için kırılma indeksiyle hesaplanması için, petrol ve gaz endüstrisinde yaygın olarak kullanılan normalleştirilmiş elastik modül ve Poisson oranına dayalı bir denklem önermişlerdir. Altındağ ve Güney (2010), mekanik deneylere dayanarak kaya kırılma indeksi ile çekme dayanımı arasında anlamlı bir ilişkinin var olduğunu ifade etmişlerdir. Tarasov ve Potvin (2013), laboratuvar deneyleri veri tabanına göre kaya kırılma indeksinin kırılma açısıyla yakından ilişkili olduğunu belirtmiştir. Ayrıca birçok araştırmacı (Honda ve Sanada, 1956; Quinn ve Quinn, 1997; Junliang vd., 2013; Sone ve Zoback, 2013a, b; Guo vd., 2015a, b; Huang vd., 2015) yapmış oldukları çalışmalar sonucunda; kaya kırılma indeksi ile Lamé parametresi, elastik modül, Poisson oranı, kayma modülü ve kütle modülü vb. ile yüksek düzeyde ilişkiler bulunduğunu öne sürmüşlerdir.

Özetle, birçok araştırmacı kaya kırılma indeksini çeşitli açılardan tanımlamaya çalışmış ve daha sonra bunların sayısal miktarlarını tahmin etmek için birçok yöntem önerilmiştir. Ancak günümüzde kaya kırılma indeksi için yaygın olarak kabul edilen bir tanım ve tahmin yöntemi henüz mevcut değildir. Bu çalışmada, bazı literatür verileri kullanılmak suretiyle kayaçların dayanım parametrelerine (basınç dayanımı ve çekme dayanımı) ve elastik parametresi (elastisite modülü) dikkate alınarak bazı kayaç kırılma analizleri yapılmıştır. Dolayısıyla kaya mekaniği ve mühendisliğinde kaya kırılma indeksinin değerlendirilmesi için bazı referanslar sağlamak bu bildirinin ana konusu olmaktadır.

Literatürde çeşitli amaçlarla yapılmış 11 farklı çalışmadan elde edilen 155 adet kayaca ait veriler bu çalışmada kullanılmak üzere derlenmiş ve bildiride sayfa sınırlaması olması nedeniyle bu çalışmada kullanılan verilerin tamamı bu bildiri içeriğinde verilememiş olup diğer verilere ilgili kaynaklarda ulaşılabilir. Yine literatürde yer alan çeşitli yazarlar tarafından önerilen gevreklik ölçütleri dikkate alınarak bu çalışma için literatürden elde edilen kayaçların tek eksenli basınç dayanımı (σ_c) ve Brazilian çekme dayanımı (σ_t) özellikleri kullanılarak her bir kayaç için gevreklik değerleri (B1-B5) hesaplanmış ve Çizelge 1'de verilmiştir.

Bu çalışmada ele alınan 11 farklı kaynak kendi içinde ayrı ayrı 5 farklı gevreklik ölçütü (B1-B5) ile elastisite modülü (E_t) arasında anlamlı ilişkilerin mevcut olup olmadığı basit regresyon analizi ile araştırılmış olup elde edilen ilişkilerin korelasyon katsayıları Çizelge 2'de verilmiştir. Çizelge 2 incelediğinde, ayrı ayrı her bir literatür veri grubu için B1 ve B2 gevreklik ölçütleri ile elastisite modülü

arasında hemen hemen tüm veri grupları için ilişki korelasyon katsayılarının oldukça düşük olduğu görülmektedir. Diğer taraftan B3, B4 ve B5 gevreklik ölçütleri ile elastisite modülü arasında yüksek korelasyon katsayılı lineer artan ilişkiler elde edilmiştir. Ancak incelenen tüm literatür grubunun tamamına yakınında B5 gevreklik tanımlaması ile elastisite modülü arasında ise oldukça yüksek korelasyon katsayılı lineer artan ilişkiler olduğu görülmektedir.

Çizelge 2'de verilen tüm literatür grupları birlikte değerlendirildiğinde B1-B5 gevreklik değerleri ile kayaçların statik elastisite modülü arasındaki ilişkilerin varlığı araştırılmış olup ilişki grafikleri Şekil 1-5'de verilmiştir. Tüm veri gruplarının birlikte değerlendirilmesi sonucunda da B1 ve B2 gevreklik tanımlamaları ile statik elastisite modülü arasında anlamlı bir korelasyonlu ilişki elde edilememiştir (Şekil 1 ve Şekil 2). Ancak B3, B4 ve B5 gevreklik tanımlamaları ile statik elastisite modülü arasında yüksek korelasyon katsayılı (0,73-0,74) lineer artan ilişkilerin var olduğu belirlenmiştir (Şekil 3, Şekil 4 ve Şekil 5).

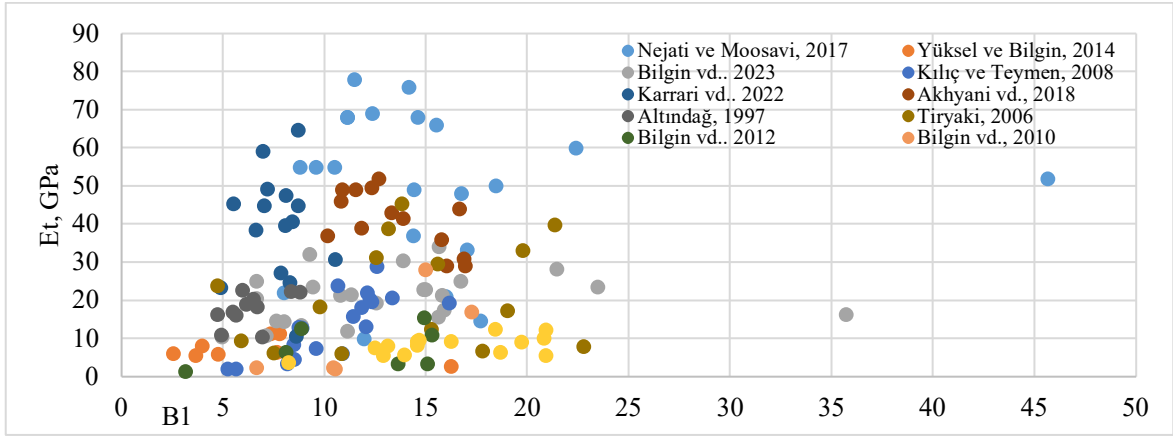
Çizelge 1. Farklı kaynaklardan elde edilen basınç dayanımı, çekme dayanımı, elastisite modül değerleri ve hesaplanmış modül oranı ile farklı gevreklik tanımlamaları.

Kayaç türü	σ_c	σ_t	E_t	B1	B2	B3	B4	B5
	MPa	MPa	GPa					
<i>Nejati ve Moosavi, 2017</i>								
Welsh kireçtaşı	144,9	8,5	33,2	17,0	0,89	167,9	76,7	24,8
İri taneli kumtaşı	32,3	2,7	9,9	12,0	0,85	25,0	17,5	6,6
İnce taneli kumtaşı	58,4	3,3	14,6	17,7	0,89	44,2	30,9	9,8
Kireçtaşı	105,0	2,3	52,0	45,7	0,96	52,0	53,7	11,0
Mermer	202,0	17,6	78,0	11,5	0,84	360,3	109,8	42,2
...								
<i>Yüksel ve Bilgin, 2014</i>								
ZKS.21A	49,2	6,3	11,3	7,8	0,77	62,1	27,7	12,4
ZKS.18	20,9	5,7	5,6	3,7	0,57	31,3	13,3	7,7
ZKS.12	39,0	5,3	11,3	7,3	0,76	46,4	22,1	10,2
ZKS.10	22,6	4,8	5,8	4,8	0,65	29,0	13,7	7,3
ZKS.10A	42,9	5,6	6,4	7,7	0,77	51,8	24,3	11,0
...								
<i>Mamaghani vd., 2023</i>								
1	71,8	4,6	15,7	15,6	0,88	65,1	38,2	12,9
2	43,6	8,8	10,5	5,0	0,66	72,5	26,2	13,9
3	114,1	16,0	10,7	7,1	0,75	223,0	65,1	30,2
4	94,6	8,5	11,9	11,1	0,84	123,5	51,6	20,1
5	79,2	7,0	21,6	11,3	0,84	94,5	43,1	16,6
...								
<i>Kılıç ve Teymen, 2008</i>								
Diorit	239,0	19,0	28,9	12,6	0,85	429,7	129,0	47,6
Kuarsit	210,0	19,7	23,9	10,7	0,83	401,8	114,9	45,5
Kireçtaşı-1	163,0	10,1	19,3	16,1	0,88	207,0	86,6	28,7
Kumtaşı-1	160,0	12,0	20,7	13,3	0,86	231,2	86,0	31,0
Granodiorit	143,0	11,8	22,0	12,1	0,85	210,7	77,4	29,0
...								
<i>Karrari vd., 2022</i>								
Granit	115,8	16,5	44,8	7,0	0,75	230,4	66,2	30,9
Hornfels	152,4	17,5	64,6	8,7	0,79	292,9	85,0	36,5
Granodiorit	117,2	17,7	38,5	6,6	0,74	244,4	67,5	32,2
Granodiorit	127,1	18,2	59,1	7,0	0,75	264,4	72,7	34,0
Mermer	45,7	5,3	10,6	8,6	0,79	52,1	25,5	11,0
...								

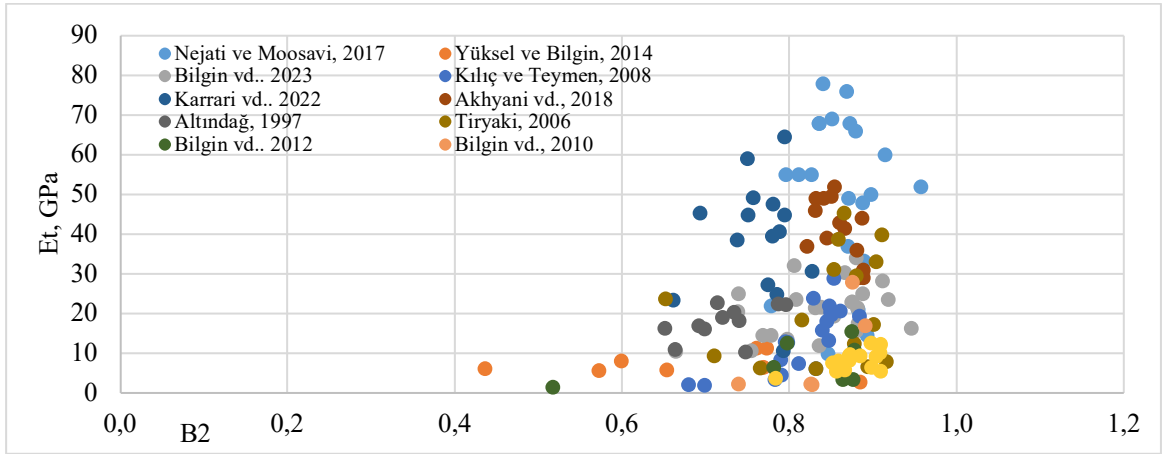
<i>Akhyani vd., 2018</i>								
Gray astan	141,0	10,2	41,5	13,9	0,87	187,1	75,6	26,8
Blue nehbandan	155,0	13,1	39,0	11,8	0,84	240,7	84,1	31,9
White natanz	150,0	11,3	43,0	13,3	0,86	211,1	80,6	29,1
Red yazd	142,0	8,5	44,0	16,7	0,89	165,8	75,3	24,6
Morvarid mashhad	125,0	7,4	31,0	16,9	0,89	136,7	66,2	21,5
...								
<i>Altındağ, 1997</i>								
Mermer	54,0	7,8	10,4	6,9	0,75	77,6	30,9	14,5
Mermer	90,6	10,3	22,2	8,8	0,80	137,5	50,5	21,6
Mermer	72,9	10,9	18,3	6,7	0,74	122,5	41,9	19,9
Mermer	36,6	6,5	16,2	5,6	0,70	51,4	21,6	10,9
Kireçtaşı	61,9	13,1	16,3	4,7	0,65	124,3	37,5	20,1
...								
<i>Tiryaki, 2006</i>								
Triassic L. Bunter 1	41,0	1,8	7,9	22,8	0,92	22,1	21,4	6,1
Triassic L. Bunter 2	18,0	2,4	6,3	7,5	0,76	15,1	10,2	4,6
Triassic L. Bunter 3	23,0	3,9	9,4	5,9	0,71	25,5	13,5	6,7
Triassic L. Bunter 4	48,0	2,7	6,7	17,8	0,89	33,2	25,4	8,0
Coal Measures 1	120,0	7,7	29,6	15,6	0,88	136,5	63,9	21,5
...								
<i>Bilgin vd., 2012</i>								
Arcose	34,1	4,2	6,4	8,1	0,78	35,7	19,2	8,5
Kartal kireçtaşı	65,6	7,4	12,6	8,9	0,80	85,9	36,5	15,6
Dolayoba kireçtaşı	111,9	7,5	15,5	14,9	0,87	127,4	59,7	20,5
Trakya silttaşı	82,6	5,4	10,9	15,3	0,88	80,8	44,0	14,9
Trona	30,0	2,2	3,4	13,6	0,86	20,4	16,1	5,7
...								
<i>Bilgin vd., 2010</i>								
Serpantin	38,0	5,7	2,3	6,7	0,74	48,0	21,9	10,4
Harzburjit	58,0	5,5	2,1	10,5	0,83	63,5	31,8	12,6
Kromit	47,0	4,5	2,3	10,4	0,83	47,2	25,8	10,3
Kumtaşı-1	114,0	6,6	17,0	17,3	0,89	117,8	60,3	19,4
Kumtaşı-2	174,0	11,6	28,0	15,0	0,88	239,7	92,8	31,8
...								
<i>Şengün, 2009</i>								
Kireçtaşı	43,35	5,27	3,73	8,2	0,78	49,9	24,3	10,7
Traverten	60,7	4,35	5,76	14,0	0,87	55,4	32,5	11,5
Traverten	62,52	3,35	6,43	18,7	0,90	46,9	32,9	10,2
Kireçtaşı	145,5	6,96	12,25	20,9	0,91	145,9	76,2	22,5
Kireçtaşı	100,55	7,67	8,11	13,1	0,86	119,9	54,1	19,6

Çizelge 2. Farklı kaynaklardaki elastisite modül (Et) değerleri ve farklı gevreklik tanımlamaları arasındaki ilişkilerin korelasyon katsayıları (r).

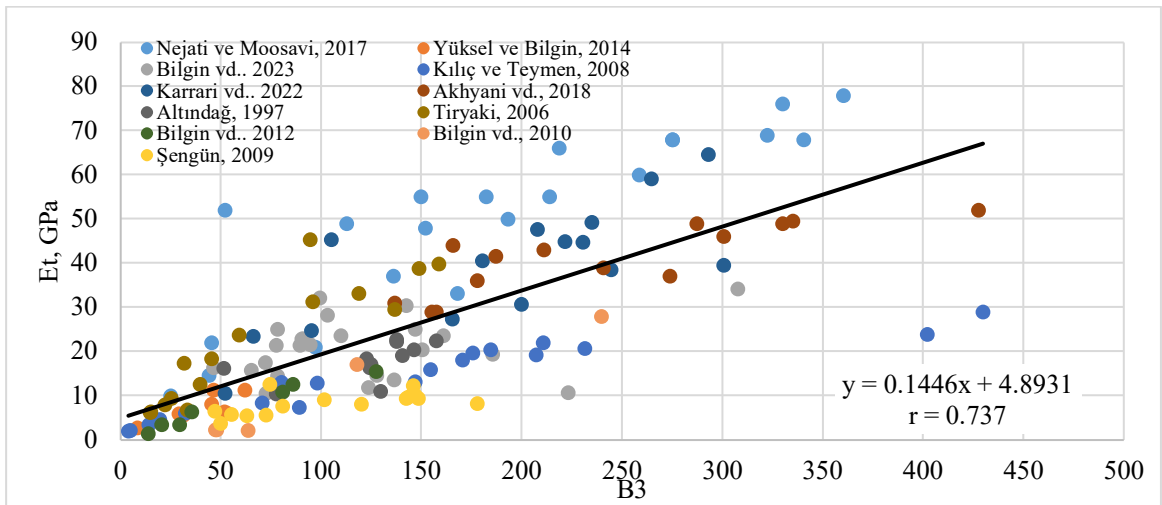
Literatür Grubu	B1	B2	B3	B4	B5
Nejati ve Moosavi, 2017	-0,09	-0,03	0,88	0,87	0,89
Yüksel ve Bilgin, 2014	-0,30	0,04	0,76	0,82	0,76
Mamaghani vd., 2023	0,21	0,40	0,27	0,47	0,27
Kılıç ve Teymen, 2008	0,78	0,77	0,93	0,97	0,96
Karrari vd., 2022	-0,06	0,01	0,77	0,72	0,77
Akhyani vd., 2018	-0,64	-0,59	0,82	0,82	0,83
Altındağ, 1997	0,52	0,52	0,59	0,68	0,57
Tiryaki, 2006	0,20	0,23	0,90	0,86	0,91
Bilgin vd., 2012	0,39	0,48	0,98	0,95	0,99
Bilgin vd., 2010	0,79	0,72	0,97	0,99	0,98
Şengün, 2009	0,55	0,60	0,61	0,73	0,63



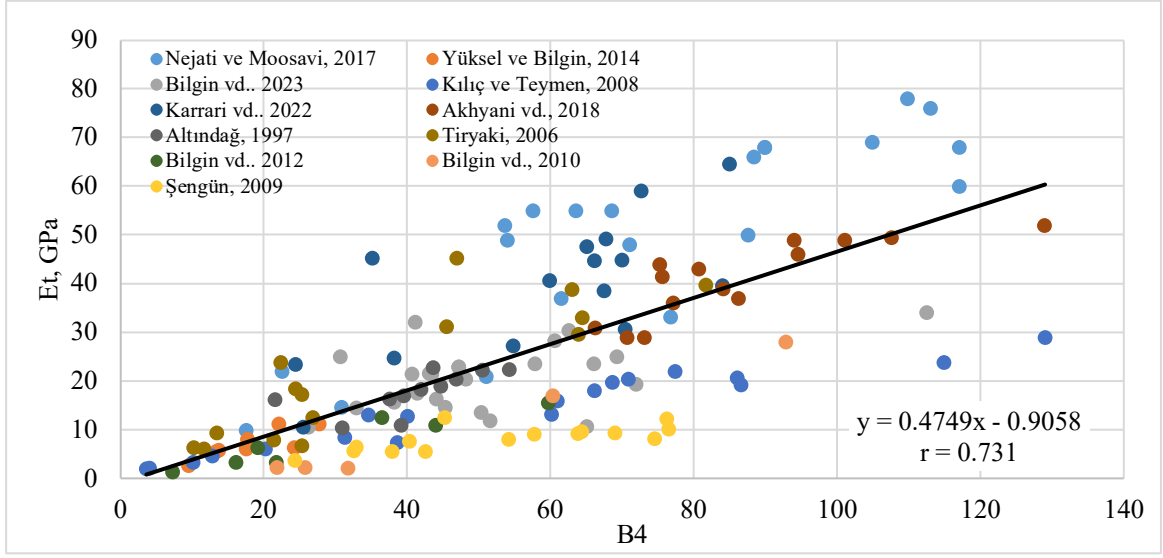
Şekil 1. Tüm verilerin elastisite modülleri ve B1 gevreklik tanımlaması arasındaki ilişki.



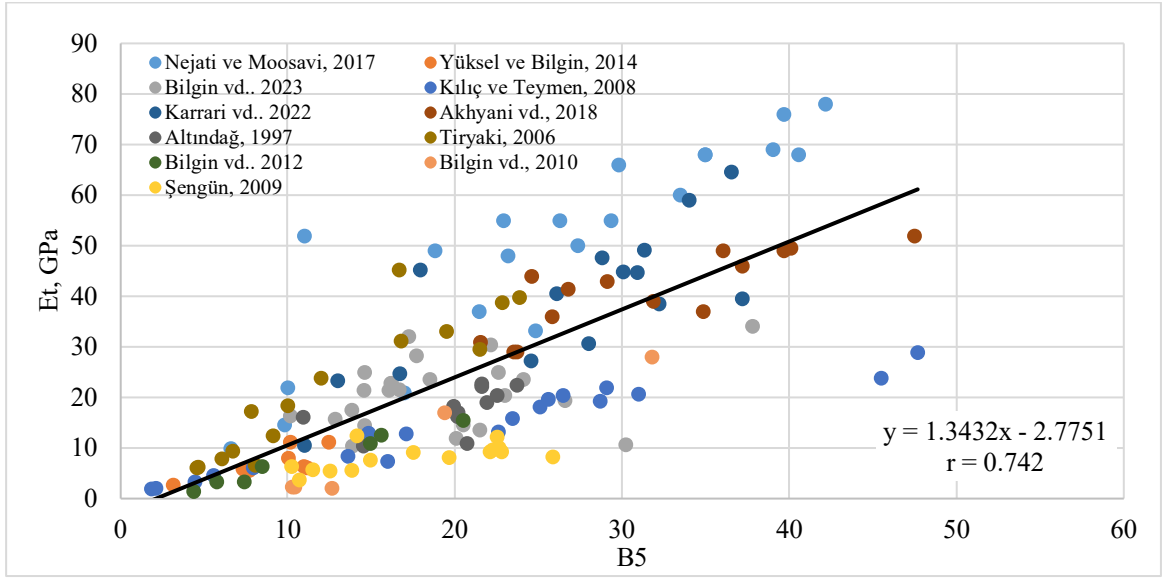
Şekil 2. Tüm verilerin elastisite modülleri ve B2 gevreklik tanımlaması arasındaki ilişki.



Şekil 3. Tüm verilerin elastisite modülleri ve B3 gevreklik tanımlaması arasındaki ilişki.



Şekil 4. Tüm verilerin elastisite modülleri ve B4 gevreklik tanımlaması arasındaki ilişki.



Şekil 5. Tüm verilerin elastisite modülleri ve B5 gevreklik tanımlaması arasındaki ilişki.

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, literatürde yer alan çeşitli 11 farklı çalışmanın deneysel sonuçları veri grupları şeklinde ele alınmış olup bu çalışmalarda kayaçların mekanik özellikleri olan tek eksenli basınç dayanımı ve Brazilian çekme dayanımı ile elastik özelliklerinden statik elastisite modülü verileri kullanılmıştır. Her bir literatür çalışma grubu verileri kendi içinde ayrı ayrı ve daha sonra da tüm veriler birlikte dikkate alınarak kayaçların tek eksenli basınç dayanımı ve Brazilian çekme dayanımı verilerine dayalı literatürde çeşitli araştırmacılar tarafından önerilmiş 5 farklı gevreklik tanımlamaları ile statik elastisite modülü arasındaki ilişkiler basit regresyon analizleri ile incelenmiştir.

Dikkate alınan 11 farklı literatür verileri kendi içinde ayrı ayrı değerlendirildiğinde 5 farklı gevreklik ölçütü (B1-B5) ile elastisite modülü (E_t) arasında ilişkilerin varlığı incelendiğinde B1 ve B2 gevreklik ölçütleri ile elastisite modülü arasında hemen hemen tüm veri grupları için ilişki korelasyon katsayılarının oldukça düşük olduğu belirlenmiştir. Diğer taraftan B3, B4 ve B5 gevreklik ölçütleri ile elastisite modülü arasında lineer artan yüksek korelasyon katsayılı ilişkiler elde edilmiştir. Ancak incelenen tüm literatür grubunun tamamına yakınında B5 gevreklik tanımlaması ile elastisite modülü arasında ise oldukça yüksek korelasyon katsayılı lineer artan ilişkilerin olduğu belirlenmiştir.

Tüm literatür grupları birlikte değerlendirildiğinde ise B1-B5 gevreklik değerleri ile kayaçların statik elastisite modülü arasındaki ilişkilerin varlığı araştırılmış olup B1 ve B2 gevreklik tanımlamaları ile statik elastisite modülü arasında anlamlı bir korelasyonlu ilişki elde edilememiştir. Ancak B3, B4 ve B5 gevreklik tanımlamaları ile statik elastisite modülü arasında yüksek korelasyon katsayılı (0,73-0,74) lineer artan ilişkilerin var olduğu belirlenmiştir.

Kayaçların elastiklik özelliğinin (elastisite modülünün) artmasıyla kayacın elastikiyetinin arttığı dolayısıyla basınç altında deformasyona uğrama miktarının azalacağı gerçeği göz önünde bulundurulduğunda kırılabilirliğin (gevrekliğin) de artması beklenen bir sonuçtur. Önemli olan bu olgunun olabildiğince sayısallaştırılması ve sonuçların birbirleri ile kıyaslanmasının daha kolay bir şekilde yapılabilmesidir. Bu çalışmada literatürde yer alan 11 farklı çalışmadan elde edilen 155 adet verinin birlikte değerlendirilmesi sonucunda kayaçların elastik parametrelerinden olan elastisite modülü ile en iyi anlamlı korelasyonu ($r=0,74$) Altındağ (2010) tarafından önerilen gevreklik tanımlamasının verdiği görülmüştür.

Grieser ve Bray (2007) ile Sone ve Zoback (2013)'nin çalışmalarında elde ettikleri sonuçlara paralel olarak bu çalışmada da kayaçların gevrekliği (kırılabilirliği) ile elastisite modülü arasında yüksek korelasyonlu doğru orantılı bir ilişki olduğu belirlenmiştir.

KAYNAKLAR

- Akhyani, M., Sereshki, F., Mikaeil, R., 2018. An investigation of the effect of toughness and brittleness indexes on Ampere consumption and wear rate of a circular diamond saw, *The Mining-Geology Petroleum Engineering Bulletin*, 33(4), pp. 85-93.
- Altındağ, R., 1997. Kayaç gevreklik ölçütlerinin kazı mekaniği amaçları için kullanılabilirlik analizleri, Doktora Tezi, Yayınlanmamış, O.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, Eskişehir.
- Altındağ, R. 2000. Darbeli Delme performans analizlerinde kayaç gevrekliğinin rolü, V. Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu Bildiriler Kitabı, 105-112.
- Altındağ, R., 2002. The evaluation of rock brittleness concept on rotary blast hole drills. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 102, 61–66.
- Altındağ, R., 2003. Correlation of specific energy with rock brittleness concepts on rock cutting. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 103, 163–171.
- Altındağ, R., 2010. Assessment of some brittleness indices in rock-drilling efficiency. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43(3), 361–370.
- Altındağ, R., Guney, A., 2010. Predicting the relationships between brittleness and mechanical properties (UCS, TS and SH) of rocks. *Scientific Research and Essays*, 5, 35–39.
- Andreev, G.E., 1995. *Brittle failure of rock materials: Test results and constitutive models*. Rotterdam: A. A. Balkema.
- Bai, M., 2016. Why are brittleness and fracability not equivalent in designing hydraulic fracturing in tight shale gas reservoirs. *Petroleum 2* (1), 1-19.
- Bilgin, N., Balci, C., Tumac, D., Feridunoğlu, C., Çopur, H., 2010. Development of a Portable Rock Cutting Rig for Rock Cuttability Determination, *Proceedings of ISRM International Symposium - EUROCK 2010, Lausanne, Switzerland*.

- Bilgin, N., Balci, C., Copur, H., Tumac, D., Avunduk, E., 2012. Predicting cutting performance of chisel tools by using physical and mechanical properties of natural stones, European Rock Mechanics Symposium (EUROCK 2012, ISRM International Symposium), Stockholm.
- Bishop, A.W., 1967. Progressive failure with special reference to the mechanism causing it. In: Proceedings of the geotechnical conference, pp. 142-150, Oslo.
- Cai, M., 2010. Practical estimates of tensile strength and Hoek–Brown strength parameter m_i of brittle rocks. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43(2), 167–184.
- Cheng, W., Jin, Y., Chen, M., 2015. Reactivation mechanism of natural fractures by hydraulic fracturing in naturally fractured shale reservoirs. *Journal of Natural Gas Science and Engineering*, 23, 431-439.
- Cherepanov, G.P., 1979. *Mechanics of brittle fracture*. McGraw-Hill, New York, USA.
- Grieser, B., Bray, J., 2007. Identification of production potential in unconventional reservoirs. In: Proceedings of the production and operations symposium. Society of Petroleum Engineers (SPE), Oklahoma City, USA.
- Guo, J.C., Zhao, Z.H., He, S.G., Liang, H., Liu, Y.X., 2015a. A new method for shale brittleness evaluation. *Environmental Earth Sciences* 73 (10), 5855-5865.
- Guo, T.K., Zhang, S.C., Ge, H.K., Wang, X.Q., Lei, X., Xiao, B., 2015b. A new method for evaluation of fracture network formation capacity of rock. *Fuel* 140, 778-787.
- Hajiabdolmajid, V., Kaiser, P., 2003. Brittleness of rock and stability assessment in hard rock tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology* 18, 35-48
- Hetenyi, M., 1966. *Handbook of experimental stress analysis*. Wiley, New York, USA.
- Holt, R.M., Fjaer E., Nes O.M., 2011. A shaly look at brittleness. 45th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium: ARMA-11-366.
- Holt, R.M., Fjaer E., Stenebraten J.F., 2015. Brittleness of shales: relevance to borehole collapse and hydraulic fracturing. *J Petrol Sci Eng* 131, 200-209.
- Honda, H., Sanada, Y., 1956. Hardness of coal. *Fuel*, 35, 451–461.
- Huang, X. R., Huang, J. P., Li, Z. C., Yang, Q. Y., Sun, Q. X., Wei, C., 2015. Brittleness index and seismic rock physics model for anisotropic tight-oil sandstone reservoirs. *Applied Geophysics*, 12(1), 11-22.
- Hucka, V., Das, B., 1974. Brittleness determination of rocks by different methods. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 11 (10), 389-392.
- Jarvie, D.M., Hill, R.J., Ruble, T.E., Pollastro, R.M., 2007. Unconventional shale-gas systems: the Mississippian Barnett Shale of northcentral Texas as one model for thermogenic shale-gas assessment. *AAPG bulletin* 91 (4), 475-499.
- Junliang, Y., Jingen, D., Dingyu, Z., 2013. Fracability evaluation of shale-gas reservoirs. *Acta Petrolei Sinica*, 3, 523–527.
- Kahraman, S., 2002. Correlation of TBM and drilling machine performances with rock brittleness. *Engineering Geology* 65 (4), 269-283.
- Kahraman, S., Altındağ, R., 2004. A brittleness index to estimate fracture toughness. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 41 (2), 343-348.
- Karrari, S.S., Haidari, M., Hadimi, J.K., Tashnizi, E.S., 2022. The assessment of rock brittleness on drillability, *Winter*, V.11, (4), 671-689.
- Kılıç, A., Teymen, A., 2008. Determination of mechanical properties of rocks using simple methods, *Bull. Eng. Geol. Environmental*, 67, 237-244.
- Lawn, B. R., Jensen, T., & Arora, A., 1976. Brittleness as an indentation size effect. *Journal of Materials Science*, 11(3), 573–575.
- Lawn, B.R., Marshall, D.B., 1979. Hardness, toughness, and brittleness: an indentation analysis. *Journal of the American Ceramic Society* 62 (7-8), 347-350.
- Mamaghani, A.S., Copur, H., Balci, C., Tumac, D., Kocbay, A., Dogan, E., Altintas, E., Erdogan, T., Sirin, O., Gumus, A., 2023. Suggestion of new models for predicting performance of raise boring

- machines based on indentation tests, *Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research*, 138, 1-22.
- Munoz, H., Taheri, A., Chanda, E.K., 2016. Fracture energy-based brittleness index development and brittleness quantification by pre-peak strength parameters in rock uniaxial compression. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 49, 4587-4606.
- Nejati H.R., Moosavi, S.A., 2017. A new brittleness index for estimation of rock fracture toughness, *Journal of Mining and Environment*, V.8, N.1, 83-91.
- Nygaard, R., Gutierrez, M., Bratli, R.K., Høeg, K., 2006. Brittle-ductile transition, shear failure and leakage in shales and mudrocks. *Marine and Petroleum Geology* 23, 201-212.
- Obert, L., Duvall, W.I., 1967. *Rock mechanics and the design of structures in rock*. Wiley, New York, USA.
- Özfirat, M.K., Yenice, H., Simsir, F., Yaralı, O., 2016. A new approach to rock brittleness and its usability at prediction of drillability. *Journal of African Earth Sciences* 119, 94-101.
- Paterson, M.S., Wong, T.F., 2005. *Experimental rock deformation: the brittle field*, 2nd ed. Springer.
- Quinn, J.B., Quinn, G.D., 1997. Indentation brittleness of ceramics: a fresh approach. *Journal of Materials Science* 32 (16), 4331-4346.
- Ramsay, J.G., 1967. *Folding and fracturing of rocks*. McGraw-Hill, London, pp 44–47.
- Rickman, R., Mullen, M.J., Petre, J.E., Grieser, W.V., Kundert, D., 2008. A practical use of shale petrophysics for stimulation design optimization: all shale plays are not clones of the Barnett Shale. In: *SPE annual technical conference and exhibition*. Society of Petroleum Engineers (SPE).
- Singh, P., 1986. Brittleness and the mechanical winning of coal. *Mining Science & Technology* 3, 173-180.
- Sone, H., Zoback, M.D., 2013a. Mechanical properties of shale-gas reservoir rocks- Part 1: static and dynamic elastic properties and anisotropy. *Geophysics* 78 (5), D378-D389.
- Sone, H., Zoback, M.D., 2013b. Mechanical properties of shale-gas reservoir rocks—Part 2: Ductile creep, brittle strength, and their relation to the elastic modulus. *Geophysics*, 78, 390–399.
- Şengün, N., 2009. Kayaçların kırılma tokluğu ve gevrekliğinin dairesel testereler ile kesme verimi üzerine etkileri, Doktora Tezi, Yayınlanmamış, SDÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Isparta.
- Tao, W., Tang, H., Wang, Y., Ma, J., 2020. Evaluation of methods for determining rock brittleness under compression. *Journal of Natural Gas Science and Engineering* 78, 1-16.
- Tarasov, B.G., Potvin, Y., 2013. Universal criteria for rock brittleness estimation under triaxial compression. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 59, 57-69.
- Tiryaki, B., 2006. Evaluation of the indirect measures of rock brittleness and fracture toughness in rock cutting. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 106, 409–423.
- Wang, F.P., Gale, J.F.W., 2009. Screening criteria for shale-gas systems. *Gulf Coast Association of Geological Societies Transactions*, 59, 779-793.
- Wang, J. J., Zhu, J. G., Chiu, C. F., Zhang, H., 2007. Experimental study on fracture toughness and tensile strength of a clay. *Engineering Geology*, 94(1–2), 65–75.
- Yagiz, S., 2009. Assessment of brittleness using rock strength and density with punch penetration test. *Tunnelling and Underground Space Technology* 24 (1), 66-74.
- Yaralı, O., Soyer, E., 2011. The effect of mechanical rock properties and brittleness on drillability. *Scientific Research and Essays* 6 (5), 1077-1088.
- Yüksel, A., Bilgin, N., 2014. Kayanın jeomekanik özelliklerinin metro tünellerinde kullanılan tünel açma makinelerinin performansına etkisi, *Yerbilimleri*, 35 (1), 17-36.
- Zhang, Z.X., 2002. An empirical relation between mode I fracture toughness and the tensile strength of rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(3), 401–406.
- Zhang, Z., Li, X., He, J., Wu, Y., Li, G., 2016. Numerical study on the propagation of tensile and shear fracture network in naturally fractured shale reservoirs. *Journal of Natural Gas Science and Engineering*, 37, 1–14.

Kaya Malzemesinin Brazilian Çekme Dayanımını Kullanarak Doğrudan Çekme Dayanımının Tahmin Edilmesi

Predicting Direct Tensile Strength of Rock Material using Brazilian Tensile Strength

Zülfü GÜROCAK^{1,*}, Mustafa KANIK¹, Fatih Mehmet DEMİRBAĞ²

¹ Fırat Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Elazığ

² DSİ 9. Bölge Müdürlüğü, Elazığ

(* zgurocak@firat.edu.tr)

ÖZ: Şev güçlendirme, kazılabilirlik ve patlatma tasarımı gibi mühendislik uygulamalarında önemli bir girdi parametresi olan çekme dayanımının sağlıklı bir şekilde belirlenmesi, yapılan tasarımın güvenilirliği ve maliyeti açısından önem taşımaktadır. Doğrudan ve dolaylı yöntemler kullanılarak belirlenebilen bu parametrenin belirlenmesinde doğrudan yöntemler daha sağlıklı sonuç vermesine karşın, yöntemin zorluğu kullanımını sınırlamaktadır. Bu nedenle tasarımcılar daha basit ve uygulanması kolay olan dolaylı yöntemleri tercih etmektedirler. Ancak, çekme dayanımı konusunda yapılan çalışmalar, dolaylı çekme dayanımı değerlerinin kaya malzemesinin gerçek çekme dayanımını temsil etmediğini göstermektedir. Bu nedenle, kaya malzemesinin doğrudan ve dolaylı olarak belirlenen çekme dayanımları arasındaki ilişkilerin ortaya konulması önem taşımaktadır. Bu çalışmada, kaya malzemesinin doğrudan çekme dayanımı (DÇD) ve dolaylı olarak belirlenen Brazilian çekme dayanımı (BÇD) arasındaki ilişkiler incelenmiştir. Kaya malzemesi olarak andezit, granodiyorit, tuf, marn ve killi kireçtaşı seçilmiş ve bu kayalardan elde edilen toplam 152 adet karot örnekte doğrudan çekme ve Brazilian çekme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçlar istatistiksel olarak değerlendirilmiş ve kaya malzemesinin DÇD ile BÇD'si arasındaki ilişkiler incelenmiştir. İstatistiksel değerlendirmelere göre, iki çekme dayanımı arasındaki oran kaya malzemesinin türüne göre farklılık göstermekle birlikte, ortalama DÇD ve BÇD değerleri dikkate alındığında, DÇD/BÇD oranı 0.75 olarak belirlenmiştir. Ayrıca, DÇD ve BÇD arasındaki ilişkiler basit regresyon analizleri ile değerlendirilmiş ve bu iki çekme dayanımı arasında çok kuvvetli pozitif bir korelasyon ($r=0.89$) belirlenmiştir. Bu korelasyonu ifade eden eşitlik ile BÇD'si yaklaşık 11 MPa'dan daha düşük olan kaya malzemesinin DÇD'si tahmin edilebilir.

Anahtar Kelimeler: Brazilian çekme dayanımı, Doğrudan çekme dayanımı, Kaya malzemesi

ABSTRACT: The accurate determination of tensile strength, a crucial input parameter in engineering applications such as slope reinforcement, excavatability, and blasting design, is significant for the reliability and cost-effectiveness of the designed structures. While direct methods provide more accurate results, their complexity limits their usage. Therefore, designers often prefer simpler and more practical indirect methods. However, studies on tensile strength indicate that indirect values do not accurately represent the actual tensile strength of rock materials. Therefore, it is essential to establish relationships between the directly and indirectly determined tensile strengths of rock materials. In this study, the relationships between the direct tensile strength (DTS) and indirectly determined Brazilian tensile strength (BTS) of rock materials were examined. Andesite, granodiorite, tuff, marl, and clayey limestone were chosen as rock materials, and a total of 152 core samples were subjected to both direct tensile and Brazilian tensile tests. The results obtained from experimental studies were statistically evaluated, and the relationships between DTS and BTS of rock materials were examined. According to statistical evaluations, the ratio between the two tensile strengths varies depending on the type of rock material, but considering the average DTS and BTS values, the DTS/BTS ratio was determined as 0.75. Additionally, the relationships between DTS and BTS were evaluated through simple regression analyses, revealing a very strong positive correlation ($r=0.89$) between these two tensile strengths. The

equation representing this correlation allows the estimation of DTS for rock materials with BTS lower than approximately 11 MPa.

Keywords: *Brazilian tensile strength, Direct tensile strength, Rock material*

1. GİRİŞ

Kaya malzemesinin dayanımı, jeoteknik tasarımların en önemli girdi parametrelerinden birisidir ve etkileyen gerilmenin türüne bağlı olarak sıkışma, çekme ve makaslama gerilmesi gibi farklı türleri bulunmaktadır. Bu dayanım türleri arasında sıkışma ve çekme dayanımları en önemlileridir. Kaya malzemesinin sıkışma dayanımı (SD) jeoteknik çalışmalarda ön plana çıkmasına karşın, yapılan çalışmalar çekme dayanımının (ÇD) da önemli bir yere sahip olduğunu göstermektedir. Nitekim yenilme kriterleri (Griffith, 1924; McClintock ve Walsh, 1963; Hoek-Brown, 1980), yeraltı kazılarının duraylılığı (Diederichs, 1999; Diederichs ve Kaiser, 1999), kazılabilirlik (Hucka ve Das, 1974; Altındağ, 2000, 2008; Kahraman vd., 2003; Bilgin vd., 2006; Yaralı ve Kahraman, 2011) ve kırılma mekaniği (Whittaker vd., 1992; Zhang vd., 1998; Zhang, 2002; Wang vd., 2007) konusunda yapılan çalışmalar çekme dayanımının da önemli bir parametre olduğuna dikkat çekmektedir. Laboratuvarda belirli şekil ve boyuttaki kaya malzemesi örnekleri üzerinde gerçekleştirilen deneyler ile belirlenen ÇD ile ilgili olarak ulusal ve uluslararası kurumlar TSE (Türk Standartları Enstitüsü), BS (British Standard), ASTM (American Society for Testing and Materials), ISRM (International Society for Rock Mechanics) tarafından önerilmiş yöntem ve standartlar mevcuttur. Bu standart ve öneriler incelendiğine kaya malzemesinin ÇD'sinin belirlenmesinde kullanılan yöntemlerin doğrudan ve dolaylı olmak üzere iki ana grupta toplandığı görülmektedir.

Tercih edilen standarda göre, kullanılan ekipman ve hesaplamalarda farklılıkların gözlemlendiği bu yöntemlerden en önemlisi, "tek eksenli çekme dayanımı deneyi" adı da verilen doğrudan çekme yöntemidir. ISRM (2007) tarafından önerilen ve ASTM D2936 (2008a) tarafından standartlaştırılmış olan bu deneyde, kaya malzemesi zıt yönlü çekme kuvvetleri ile yenilinceye kadar doğrudan çekilir ve yenilme anındaki gerilme değeri kaya malzemesinin doğrudan çekme dayanımı (DÇD) olarak kabul edilir.

Birçok türü bulunan dolaylı yöntemlerden en fazla tercih edileni Brazilian deneyidir. Diğer yöntemler ise üç ve dört nokta eğilme deneyi, halka deneyi, Loung deneyi ve sınırlandırılmış (confined) çekme deneyleridir. ISRM (1978) ve ASTM D3967 (2008b) tarafından önerilen yöntemlere göre gerçekleştirilen Brazilian deneyinde, silindirik karot örneğine çapsal sıkışma kuvveti uygulanmakta, sıkışma kuvvetlerinin uygulandığı yüzeye dik yönde eksenel olarak çekme kuvvetlerinin oluştuğu varsayılmaktadır. Kaya malzemesinin yenildiği andaki yük değeri ve örnek boyutları standartlarda önerilen formüller ile değerlendirilerek kaya malzemesinin Brazilian çekme dayanımı (BÇD) hesaplanmaktadır.

Doğrudan çekme deneyi daha sağlıklı sonuç vermesine karşın, yöntemin standart örnek boyu, örnek içerisinde yer alan süreksizlikler, deney esnasında örneğin alt-üst yüzeyinin birbirine tam paralel olmaması, örnek üzerine yapıştırılan başlıkların hassasiyeti, standart dışı yenilmeler, uygun çekme makinesinin sınırlı olması vb. zorlukları nedeniyle doğrudan çekme yöntemi yaygın olarak kullanılamamaktadır. Bu zorluğu aşabilmek için farklı araştırmacılar tarafından geliştirilen daha pratik ve yaygın bir şekilde kullanılmaya başlanan dolaylı yöntemler bulunmasına karşın, yapılan çalışmalar kaya malzemesinin DÇD değerleri ile dolaylı olarak belirlenen ÇD değerleri arasında önemli farklılıkların bulunduğu belirtilmektedir. Kullanılan dolaylı yöntemle bağlı olarak oluşan bu farklılık, kaya malzemesinin ÇD parametresinin girdi olarak kullanıldığı çalışmaların güvenilirliği üzerinde olumsuz bir etkiye sahip olabilmektedir. Bu nedenle, doğrudan ve dolaylı yöntemler ile belirlenen çekme dayanımı değerleri arasındaki ilişkinin farklı özelliklere sahip kaya malzemeleri kullanılarak

araştırılması önem taşımaktadır.

Bu çalışma, orta-düşük dayanımlı kaya malzemesinin DÇD'si ile dolaylı bir yöntem olan Brazilian deneyi ile belirlenen BÇD'si arasındaki ilişkileri belirlemek amacıyla gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla, laboratuvar çalışmaları için karot örnekler derlenmiş, bu örnekler ISRM (2007) tarafından önerilen yöntemlere göre boyutlandırılarak toplam 152 karot örnek hazırlanmıştır. Bu karot örnekleri üzerinde doğrudan çekme ve Brazilian deneyleri gerçekleştirilmiştir. Yapılan deneyler sonucunda geçerli olan deneylere ait sonuçlar istatistiksel olarak değerlendirilmiş, kaya malzemesinin DÇD ve BÇD değerleri arasındaki ilişki incelenmiştir.

2. MATERYAL VE YÖNTEM

Kaya malzemesinin doğrudan ve dolaylı çekme dayanımları arasındaki ilişkileri belirlemek amacıyla yapılan çalışmalar üç aşamada gerçekleştirilmiştir. İlk aşamada, karot örnekleri derlenmiş ve bu örnekler standartlarda öngörülen boyutlarda kesilerek deneye hazırlanmıştır. İkinci aşamada, hazırlanan örneklerde doğrudan çekme deneyleri ile Brazilian deneyleri gerçekleştirilmiş, son aşamada ise laboratuvar deneyleri sonucunda elde edilen veriler istatistiksel olarak değerlendirilerek, kaya malzemesinin doğrudan ve dolaylı ÇD değerleri arasındaki ilişkiler ortaya konulmuştur.

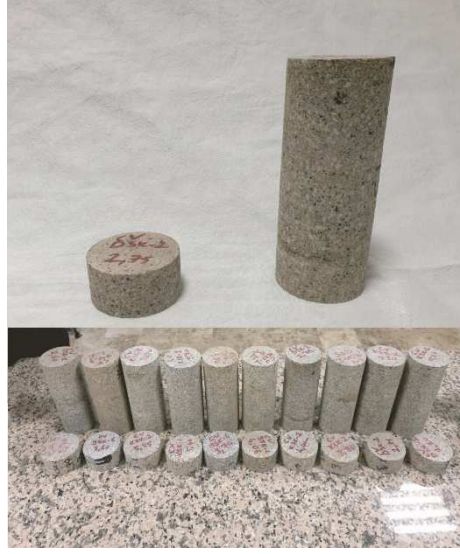
2.1. Örneklerin Derlenmesi ve Hazırlanması

Deneyisel çalışmalarda kullanılacak olan karot örnekleri Elazığ ve çevre illerde DSİ 9. Bölge Müdürlüğü tarafından yapılan temel sondajlara ait karot sandıklarında yapılan incelemeler sonucunda, çalışmaya uygun özellikteki birimlerden derlenmiş ve gruplandırılmıştır. Killi kireçtaşı, marn, tüfit, andezit ve granodiyorit olmak üzere 5 farklı litolojideki karot örnekleri örnekler ISRM (2007) tarafından doğrudan ve dolaylı çekme deneyleri önerilen boyutlarda kesilerek deneylere hazır hale getirilmiştir. Deneyisel çalışmalar için hazırlanan örneklere ait bilgiler Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1. Deneyisel çalışmalarda kullanılan kaya malzemelerinin litolojisi ve örnek sayıları.

Grup	Kaya türü	Örnek sayısı (adet)	
		Doğrudan çekme deneyi	Brazilian çekme deneyi
A	Granodiyorit	20	20
B	Tüfit	16	16
C	Killi Kireçtaşı	10	10
D	Marn	20	20
E	Andezit	10	10

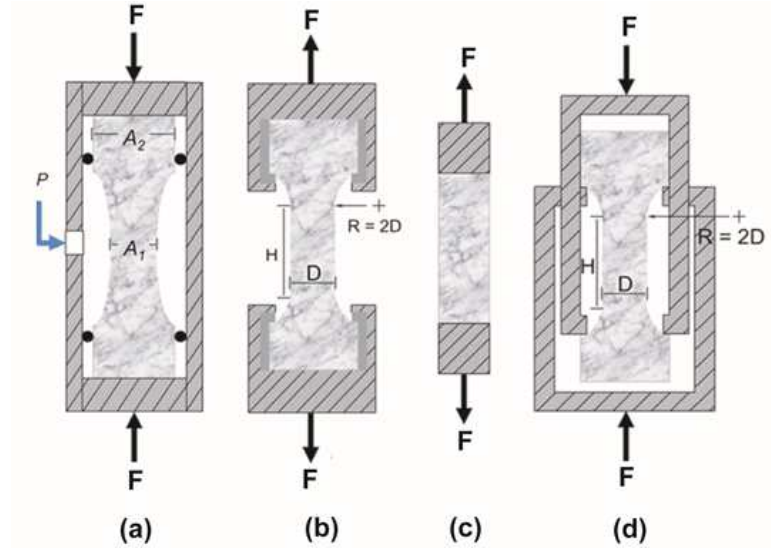
ISRM (2007)'ye göre doğrudan çekme deneylerinde kullanılacak olan örneklerin tercihen 54 mm çapta, boy ve çap oranının ise (L/D) 2.5 ile 3.00 arasında olması, Brazilian deneyinde kullanılacak örneklerde ise çapı en az 54 mm, boy ve kalınlık oranının (D/t) ise 0.5 olması önerilmektedir. Karot sandıklarından seçilen örneklerden 76 adet doğrudan çekme deneyi, 76 adet de Brazilian deneyinde kullanılmak üzere toplam 152 adet örnek (Çizelge 1) ISRM (2007)'de önerilen boyutlara göre kesilerek deneylere hazır hale getirilmiştir (Şekil 1).



Şekil 1. Kesilerek deneylere hazır hale getirilmiş granitoid örnekleri.

2.2. Doğrudan ve Dolaylı Çekme Deneyleri

Kaya malzemesinin ÇD'sinin doğrudan belirlenmesi konusunda farklı araştırmacı veya kuruluşlar (Hoek, 1964; Gorski, 1993; Brace, 1964; ISRM, 2007; ASTM D2936, 2008a; Klanphumesri, 2010; Perras ve Diederichs, 2014) tarafından önerilmiş yöntemler mevcuttur (Şekil 2).



Şekil 2. Doğrudan çekme deneyi yöntemleri (a) Hoek, 1964; (b) Brace, 1964; (c) ISRM, 2007 ve ASTM D2936, 2008a; (d) Gorski, 1993 ve Klanphumesri, 2010.

Bu yöntemlerden uygulama olarak birbirine çok benzeyen ve yaygın olarak kabul görmüş doğrudan çekme yöntemi ISRM (2007) ve ASTM D2936 (2008a) tarafından önerilen deney yöntemidir (Şekil 3c). Bu deneyde, çapı 54 mm'den büyük ve boy/çap oranı 2,5-3,0 olan, çatlak içermeyen karot örnekleri kullanılmaktadır. Örneklerin alt ve üst yüzeyleri birbirine paralel olarak kesilmekte, bu yüzeylere çapı karot örneği ile aynı olan metal diskler çimento veya epoksi ile yapıştırılmakta ve örnek 5 dakika

içerisinde yenilecek şekilde veya yükleme hızı saniyede 5-10 kgf/cm² olacak şekilde hidrolik preste çekme kuvveti uygulanmaktadır. Kaya örneğinin yenilme anındaki kuvvet (F), örneğin yüzey alanına (A) bölünerek (Eşitlik 1) kaya malzemesinin DÇD'si hesaplanmaktadır.

$$D\check{C}D = \frac{F}{A} \quad (1)$$

Eşitlikte;

F : Yenilme anındaki kuvvet (kN)

A : Kesit alan (m²),

DÇD = Kaya malzemesinin doğrudan çekme dayanımı (MPa)'dır.

İlk defa Akazawa (1943) ve Carneiro (1943) tarafından yapılan farklı çalışmalarda malzemenin dolaylı ÇD'sini belirlemek amacıyla önerilen ve daha sonra geliştirilen Brazilian deneyi, kolay örnek hazırlanması, basit ve ucuz bir deney olması nedeniyle en fazla tercih edilen yöntemdir. Önerilmesinden sonra geçen süre içerisinde farklı çalışmalarla revize edilen ve en son ISRM (2007) ve ASTM D3967 (2008b) tarafından standartlaştırılan Brazilian deneyinde silindirik örnekler kullanılmaktadır. Örnek, herhangi bir aparat veya yastık kullanmadan ya da farklı yastık ve çeneler arasına yerleştirildikten sonra (Şekil 3), çapsal olarak örnek yenilinceye kadar yüklenir. Çapsal olarak yüklenen kaya örneğinin düşey eksenini boyunca sıkışma, yatay eksen boyunca da çekme gerilmeleri oluşmaktadır. Deney sonunda Eşitlik (2) kullanılarak kaya malzemesinin BÇD'si hesaplanmaktadır.

$$B\check{C}D = \frac{0.636F}{Dt} \quad (2)$$

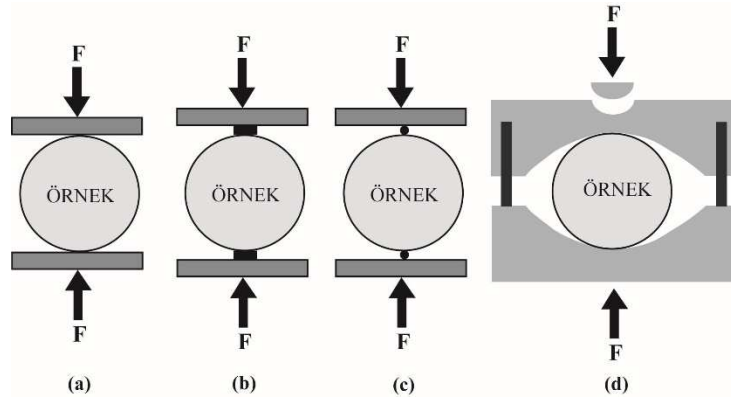
Bu eşitlikte;

BÇD = Kaya malzemesinin Brazilian çekme dayanımı (MPa)

F = Yenilme anındaki kuvvet (kN)

D = Örneğin çapı (m)

t = Örneğin kalınlığı (m)'dir.



Şekil 3. Brazilian deneyinde kullanılan yüklemeye levhaları (a) Düz yüklemeye levhası, (b) Tamponlu yüklemeye levhası, (c) Çelik çubuklu yüklemeye levhası, (d) Yüklemeye çenesi.

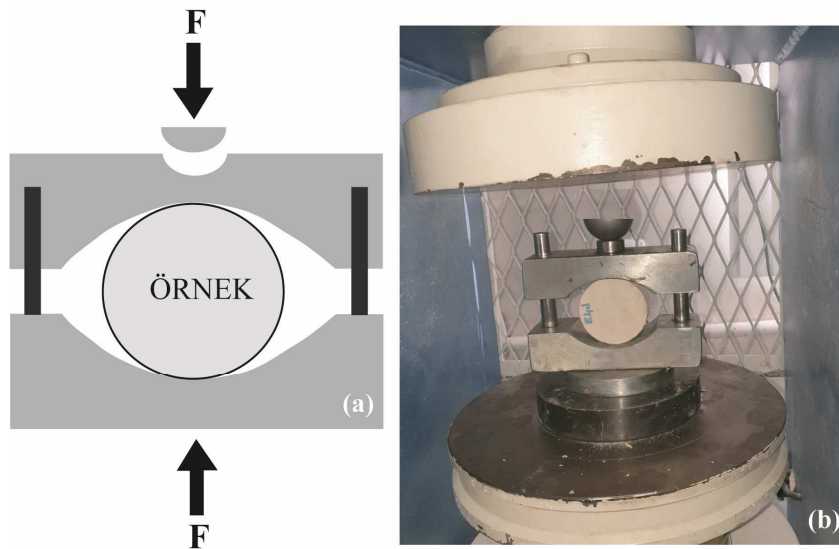
Doğrudan çekme deneylerinde kullanılacak olan 60 mm çapındaki örnekler ISRM (2007) kriterlerinde önerildiği gibi boy/çap oranı 3 olacak şekilde kesilmiş, örnekler çekme başlıkları yapıştırılmadan önce 24 saat 60°C sıcaklıkta etüvde bekletilmiş, daha sonra etüvden çıkarılan örnekler epoksi yapıştırıcı Loctite EA340 kullanılarak çelik çekme başlıklarına yapıştırılmıştır. Bu işlemten sonra örnekler havası alınmış ortamda 5 gün bekletilerek, epoksinin tam olarak kurumması ve yeterli çekme dayanımına ulaşması sağlanmıştır. Deneye hazır hale getirilen örnek çekme deneyi aletine yerleştirildikten sonra

bağlantı halkalarına geçirilen çelik aparatlar yardımıyla alt-üst yüzey tam paralel olacak şekilde konumlandırılmış (Şekil 4) ve örnek 5 dk içerisinde yenilecek şekilde yüklenmeye başlanmıştır. Tüm örneklerde yapılan bu işlemler sonucunda örneklerde doğudan çekme deneyleri tamamlanmıştır. Yenilmenin başlıklara yakın yerlerden veya örnekte mevcut olan ama deney öncesinde belirlenememiş süreksizliklerden olduğu deneyler ise geçersiz sayılmıştır. Örneklerin DÇD değerleri ise Eşitlik 1 kullanılarak hesaplanmıştır.



Şekil 4. Doğrudan deneyin şematik gösterimi (a) ve deneyin gerçekleştirilmesi (b).

ISRM (2007) tarafından önerilen yönteme göre gerçekleştirilen Brazilian deneylerinde 60 mm çapındaki örnekler çap/kalınlık oranı 2 olacak şekilde kesilerek deney hazır hale getirildikten sonra çeneler arasında yerleştirilmiştir. 15-30 sn aralığında yenilme gerçekleşecek şekilde yükleme yapılmıştır (Şekil 5). Yapılan Brazilian deneylerinde standarda uygun şekilde yenilmeyen örneklerde deney sonuçları geçersiz sayılarak yeni örneklerde deney tekrarlanmıştır. Örneklerin BÇD değerleri ise Eşitlik 2 kullanılarak hesaplanmıştır.



Şekil 5. Brazilian deneyin şematik gösterimi (a) ve deneyin gerçekleştirilmesi (b).

2.3. Deney Sonuçlarının İstatistiksel Olarak Değerlendirilmesi

Doğrudan çekme ve Brazilian deneyleri için hazırlanan toplam 152 örnekte gerçekleştirilen deneylerde 106 adet örnek standarda uygun olarak yenilmiştir. Bu örnekler için DÇD ve BÇD değerlerine ait istatistiksel sonuçlar Çizelge 2'de verilmiştir.

Çizelge 2. Deney sonuçlarının istatistiksel olarak değerlendirilmesi.

Grup	Deney sayısı	Doğrudan Çekme Deneyi				Brazilian Deneyi				DÇD/BÇD
		En fazla (MPa)	En az (MPa)	Ort. (MPa)	Std. sapma	En fazla (MPa)	En az (MPa)	Ort. (MPa)	Std. sapma	
A	22	1.27	0.22	0.558	0.2986	0.90	0.22	0.530	0.1933	1.05
B	26	1.78	0.47	0.707	0.343	1.98	0.56	0.922	0.3882	0.77
C	20	6.36	3.17	4.460	0.9451	8.75	3.95	5.662	1.4940	0.79
D	30	7.06	2.66	4.728	1.541	11.10	6.23	7.660	1.1537	0.62
E	8	7.11	4.49	5.638	1.282	7.94	3.27	5.168	2.2111	1.09
Tüm Gruplar	106	7.11	0.22	2.894	2.303	11.10	0.22	3.862	3.2377	0.75

Ort. : Ortalama, Std. sapma : Standard sapma

Çizelge 2'ye göre en yüksek ortalama DÇD değeri 7.11 MPa ile E grubundan (Andezit), en düşük ortalama DÇD değeri ise 0.22 MPa ile A grubuna (Granitoid) ait örneklerden elde edilmiştir. En düşük ortalama DÇD değerleri A (Granitoid) ve B (Tüfit) grubunda ortaya çıkarken, C (Killi kireçtaşı), D (Marn) ve E (Andezit) grubu örneklerin ortalama DÇD değerleri birbirine yakındır ve diğer gruplara göre de daha yüksektir. Tüm gruplara ait değerler incelendiğinde, ortalama DÇD değeri 2.894 MPa, en düşük DÇD değeri 0.22 MPa, en yüksek DÇD değeri ise 7.11 MPa olarak belirlenmiştir.

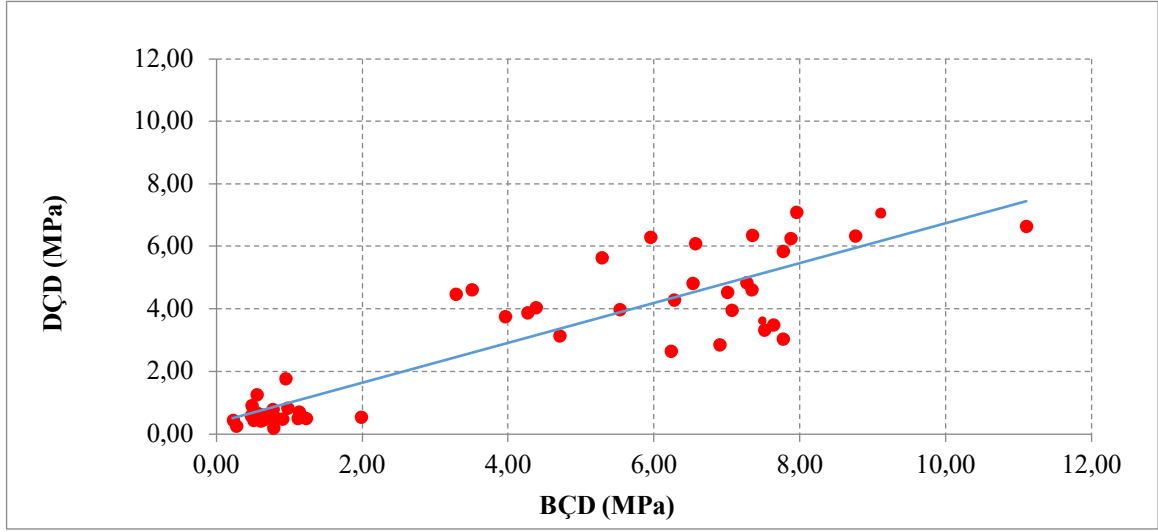
Örneklere ait DÇD/BÇD oranları incelendiğinde, A ve E grubu örneklerde bu oran 1.00'den büyüktür ve bu gruplarda DÇD, BÇD'den daha büyüktür. Bu veri literatürdeki çalışma sonuçları ile uyumlu değildir. Bunun nedeni olarak A grubu örneklerde ayrışmanın ileri derecede olması, E grubu örneklerde ise yeterli sayıda deney yapılamamasıdır.

Diğer gruplarda ise DÇD/BÇD oranları 0.80'den küçüktür ve bu oranlara göre örneklerin BÇD'si DÇD'den yaklaşık %21-38 daha büyüktür. Tüm örneklere ait ortalama DÇD ve BÇD değerlerine göre DÇD/BÇD oranı ise 0.75'tir ve örneklerin BÇD değeri DÇD değerinden ortalama %25 daha büyüktür. Bu bulgu, önceki yıllarda doğrudan çekme ve Brazilian deneylerinden elde edilen sonuçların karşılaştırıldığı birçok çalışmada (Andreev; 1991a, 1991b; Gorski vd., 2007; Klanphumeesri, 2010; Fuenkajorn ve Klanphumeesri, 2011; Li ve Wong, 2013; Liu vd., 2014; Jensen, 2016; Efe, 2019; Liao vd., 2019) ortaya çıkan sonuçlar ile uyum göstermektedir.

Örneklerin DÇD'si ile BÇD'si arasındaki ilişkiyi incelemek amacıyla basit regresyon analizi yapılmıştır. Bağımlı değişken olarak DÇD, bağımsız değişken olarak da BÇD'nin girdi parametresi olarak kullanıldığı regresyon analizine ait veri dağılım grafiği Şekil 6'da verilmiştir. Regresyon analizi sonuçlarına göre, tüm örnek gruplarının DÇD ile BÇD değerleri arasında çok kuvvetli pozitif bir korelasyon bulunmaktadır. Bu korelasyonun r değeri 0.89, korelasyonu tanımlayan eşitlik ise;

$$DÇD = 0.6378BÇD + 0.3671 \quad (3)$$

olarak belirlenmiştir.



Şekil 6. Tüm örneklerin DÇD ve BÇD değerlerine ait dağılım grafiği.

3. SONUÇLAR

Bu çalışmada gerçekleştirilen deneysel çalışmalara ait sonuçlara göre, örneklerin DÇD değerleri 0.22 ile 7.11 MPa arasında, BÇD değerleri ise 0.22 MPa ile 11.10 MPa arasında değişmektedir. Ortalama DÇD değeri 2.894 MPa iken ortalama BÇD değeri 3.962 MPa'dır. Ortalama değerler dikkate alındığında BÇD değerlerinin DÇD'dan yaklaşık %35 oranında daha büyük olduğu görülmektedir. Bu sonuç, önceki yıllarda gerçekleştirilmiş araştırmalara ait sonuçlar ile uyumludur. Tüm örnek gruplarının birlikte değerlendirildiği basit regresyon analizi sonuçları, DÇD ile BÇD değerleri arasında çok kuvvetli pozitif bir ilişkinin var olduğunu göstermektedir. Bu korelasyona ait r değeri ise 0.89 olarak belirlenmiştir.

Elde edilen sonuçlar, kaya malzemesinin ÇD'si belirlenirken en fazla tercih edilen Brazilian deneyi ile elde edilen BÇD değerinin, kayanın gerçek ÇD'sini temsil eden DÇD değerini tam olarak yansıtmadığını ve dolayısıyla, BÇD değerinin kaya malzemesinin DÇD'si olarak kullanılamayacağını ve düzeltme yapılarak kullanılabileceğini göstermektedir. Bu çalışmada gerçekleştirilen basit regresyon analizi ile elde edilen eşitlik kullanılarak BÇD'si 11 MPa'dan daha düşük olan kaya malzemelerinin BÇD değeri kullanarak DÇD değeri tahmin edilebilir.

4. KATKI BELİRTME

Bu çalışma, Fırat Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinasyon Birimi (FÜBAP) tarafından MF.19.21 protokol numaralı proje ile desteklenmiştir

5. KAYNAKLAR

- Akazawa, T., 1943. New Test Method For Evaluating Internal Stress Due to Compression of Concrete (The Splitting Tension Test) (Part 1), Journal of Japanese Civil Engineering Institute, 29, 777-787.
- Altındağ, R., 2000. Kayaçlarda Kırılma Tokluğu ve Diğer Mekanik Özellikler Arasındaki İlişkiler. Dokuz Eylül Üniversitesi Fen-Mühendislik Dergisi, 2(2), 39-47.
- Altındağ, R., 2008. Kazı Mekaniğinde Gevreklik ve Spesifik Enerji Arasındaki İlişkiler, IX. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu, İzmir.

- Andreev, G.E., 1991a. A Review of the Brazilian Test for Rock Tensile Strength Determination. Part I: Calculation Formula, *Mining Science and Technology*, 13(3), 445–456.
- Andreev, G.E., 1991b. A Review of the Brazilian Test for Rock Tensile Strength Determination. Part II: Contact Conditions. *Mining Science and Technology*, 13(3), 457–465.
- ASTM D2936, 2008a. Standard test method for direct tensile strength of intact rock core specimens. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM D3967, 2008b. Standard test method for splitting tensile strength of intact rock core specimens. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- Bilgin, N., Demircin, M.A., Copur, H., Balci, C., Tuncdemir, H., Akcin, N., 2006. Dominant Rock Properties Affecting the Performance of Conical Picks and the Comparison of Some Experimental and Theoretical Results, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43, 139-156.
- Brace, W.F., 1964. Brittle Fracture of Rocks, in *State of Stress in the Earth's Crust*, American Elsevier, New York.
- Carneiro, F.L.L.B., 1943. A New Method To Determine The Tensile Strength of Concrete, The 5th Meeting of the Brazilian Association for Technical Rules, Sao Paulo.
- Diederichs, M.S., 1999. Instability of Hard Rock Masses: The Role of Tensile Damage and Relaxation, Ph.D. Thesis, University of Waterloo.
- Diederichs, M.S., Kaiser, P.K., 1999. Tensile Strength and Abutment Relaxation as Failure Control Mechanics in Underground Excavations, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36, 69–96.
- Efe, T., 2019. Kayaçların Çekme Dayanımlarının Doğrudan ve Dolaylı Yöntemlerle Belirlenmesine Yönelik Yeni Bir Yaklaşımın Geliştirilmesi, Doktora Tezi, Süleyman Demirel Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Isparta.
- Fuenkajorn, K., Klanphumesri, S., 2011. Laboratory Determination of Direct Tensile Strength and Deformability of Intact Rocks, *Geotechnical Testing Journal*, 34(1), 97-102.
- Gorski, B., 1993. Tensile Testing Apparatus, United States Patent, 5193396.
- Gorski, B., Conlon, B., Ljunggren, B., 2007. Forsmark Site investigation-Determination of the Direct and Indirect Tensile Strength on Cores from Borehole, SP Swedish National Testing and Research Institute Report, Stockholm.
- Griffith, A.A., 1924. Theory of rupture, 1st International Congress on Applied Mechanics, Delft.
- Hoek, E., 1964. Fracture of Anisotropic Rock. *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, 64(10), 501–518.
- Hoek, E., Brown, E.T., 1980. Empirical Strength Criterion for Rock Masses. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106, 1013-1035.
- Hucka, V., Das, B., 1974. Brittleness Determination of Rocks by Different Methods, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences&Geomechanics Abstracts*, 11(10), 389-392.
- ISRM, 1978. Suggested Methods for Determining Tensile Strength of Rock Materials. *International Journal of Rock Mechanics, Mining Science&Geomechanics Abstracts*, 15, 99–103.
- ISRM, 2007. The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974-2006. Suggested Methods Prepared by the Commission on Testing Methods, Ankara.
- Jensen, S.S., 2016. Experimental Study of Direct Tensile Strength in Sedimentary Rocks, M.Sc. Thesis, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim.
- Kahraman, S., Bilgin, N., Feridunoglu, C., 2003. Dominant Rock Properties Affecting The Penetration Rate of Percussive Drills, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43, 711-723.
- Klanphumesri, S., 2010. Direct Tension Testing of Rock Specimens, Master of Engineering Thesis, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima.
- Li, D.Y., Wong, L.N.Y., 2013. The Brazilian Disc Test for Rock Mechanics Applications: Review and New Insights, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 46, 269-287.

- Liao, Z.Y., Zhu, J.B., Tan, C.A., 2019. Numerical Investigation of Rock Tensile Strength Determined by Directtension, Brazilian and Three-Point Bending Tests, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 115, 21-32.
- Liu, J., Chen, L., Wang, C., Man, K., Wang, L., Wang, J., Su, R., 2014. Characterizing the Mechanical Tensile Behavior of Beishan Granite with Different Experimental Methods, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 69, 50–58.
- McClintock, F.A., Walsh, J.B., 1963. Friction on Griffith Cracks in Rocks under Pressure, *The American Society of Mechanical Engineers Scientific Research*, 1015-1021.
- Perras, M.A., Diederichs, M.S., 2014. A Review of The Tensile Strength of Rock: Concepts and Testing, *Geotechnical and Geological Engineering*, 32(2), 525-546.
- Wang, J.J., Zhu, J.G., Chiu, C.F., Zhang, H., 2007. Experimental Study on Fracture Toughness and Tensile Strength of a Clay, *Engineering Geology*, 94, 65–75.
- Whittaker, B.N., Singh, R.N., Sun, G., 1992. *Rock Fracture Mechanics-Principles, Design and Applications*, Elsevier Publishing, Amsterdam.
- Yarali, O., Kahraman, S., 2011. The Drillability Assessment of Rocks Using The Different Brittleness Values, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 26, 406-414.
- Zhang, Z.X., Kou, S.Q., Lindqvist, P.A., Yu, Y., 1998. *The Relationship Between The Fracture Toughness and Tensile Strength of Rock. Strength Theories: Application, Development and Prospects for 21st Century*, Science Press, Beijing.
- Zhang, Z.X., 2002. An Empirical Relation Between Mode I Fracture Toughness and The Tensile Strength of Rock, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39, 401–406.

Tarihi Yapıların Korunmasında Mühendislik Jeolojisi /
Engineering Geology in Conservation of Historical Buildings

Tyana vaftiz havuzundaki ayrışma etkileri

Weathering effects in the Tyana baptismal pool

Mustafa KORKANÇ^{1,*}, İsmail İNCE², M. Ergün HATIR³

¹ Niğde Ömer Halisdemir Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Niğde

² Konya Teknik Üniversitesi, Mühendislik ve Doğa Bilimleri Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Selçuklu, Konya

³ Necmettin Erbakan Üniversitesi, Güzel Sanatlar ve Mimarlık Fakültesi, İç Mimarlık ve Çevre

Tasarımı Bölümü, Meram, Konya

(* mkorkanc@ohu.edu.tr)

ÖZ: Islanma-kuruma ve donma-çözülme gibi atmosferik süreçler, yapı taşlarındaki bozunma gelişimlerinin ana faktörü olup, anıtların sürekliliğini tehdit eder. Bu süreçler temelde suyun, yapı taşlarına süzülme veya kılcal etki ile nüfus etmesi ile başlar. Havuz, su kemeri ve vaftizhane gibi bazı anıtlar ise su ile yapı taşının doğrudan etkileşime girdiği yapılardır. Bu çalışmada Niğde'de bulunan Tyana antik kentindeki mermerden oyularak inşa edilen vaftiz havuzunda gelişen bozunma mekanizmaları, anıt üzerinde gözlem ve tahribatsız test teknikleri aracılığıyla incelenmiştir. Vaftizhane içerisinde bulunan havuz, sonraki dönemlerde yapının yıkılması sonucunda atmosferik süreçlere doğrudan maruz kalmıştır. Gözlemsel araştırmalara göre bu süreçler ilk olarak mermer bloğundaki süreksizliklere etki etmiş ve anıtın bütünlüğünü bozmuştur. Ayrıca yağış suları, anıtın üst kısımlarındaki iri kristallerin ayrışmasına neden olarak şekerlenme tipi bozunmaya neden olmuştur. Yerinde uygulanan tahribatsız test tekniklerine göre anıtın kristal boyutu ile bozunma gelişimleri arasında anlamlı ilişki tespit edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Tyana, Vaftiz Havuzu, Bozunma, Mermer

ABSTRACT: Atmospheric processes such as wetting-drying and freezing-thawing are the main factors in the development of weathering in building stones and threaten the continuity of monuments. These processes basically begin with the penetration of water into the building stones by percolation or capillary effect. Some monuments, such as pools, aqueducts and baptisteries, are structures where water and building stone directly interact. In this study, the deterioration mechanisms that developed in the baptismal pool built by carving from marble in the ancient city of Tyana in Niğde were examined through observation and non-destructive testing techniques on the monument. The pool located within the baptistery was directly exposed to atmospheric processes as a result of the collapse of the building in later periods. According to observational studies, these processes first affected the discontinuities in the marble stone and disrupted the integrity of the monument. In addition, rainwater caused the large crystals on the upper parts of the monument to decompose, causing sugaring-type weathering. According to the non-destructive testing techniques applied on-site, a significant relationship was determined between the crystal size of the monument and its deterioration developments.

Keywords: Tyana, Baptismal pool, Deterioration, Marble

1. GİRİŞ

Su, yapı taşlarının bozunmasındaki en temel faktörlerden biridir. Bu faktör yapı taşlarındaki atmosferik süreçleri (tuz kristalizasyonu, ıslanma-kuruma ve donma-çözülme gibi), etkin bir şekilde çalıştırarak bozunmanın gelişimine neden olmaktadır. Bu süreçler tarihi yapıları tehdit ederek anıtlarda geri dönüşü mümkün olmayan sorunlar oluşturur. Tarihi yapılardaki bu süreçlerin gelişimi, önceki araştırmacılar tarafından hem laboratuvar ortamında, hem de yerinde incelemelere konu olmuştur. Yapı taşlarındaki

bozunma durumları, laboratuvar çalışmaları kapsamında donma-çözülme (Fener ve İnce 2015), tuz kristalisasyonu (Özşen vd. 2017), ıslanma-kuruma (Bozdağ vd. 2018) gibi hızlandırılmış testler kullanılarak araştırılmıştır. Fener ve İnce (2015) çalışmalarında kayaçların donma-çözülme döngü sayısı ile porozite ve P-dalga hızı, dayanım (tek eksenli sıkışma dayanımı, Brazilian çekme dayanımı ve nokta yük dayanım indeksi) değerlerindeki değişimi araştırmıştır. Söz konusu çalışmaya göre döngü sayısındaki artış ile porozite yükselirken diğer özelliklerin azaldığı belirlenmiştir. Bozdağ vd. (2018)'de piroklastik kayaçlarda yaptığı çalışmada bozunma süreçlerinde, ıslanma-kuruma sürecinden daha çok tuz kristalisasyonu ve donma-çözülme süreçlerinin etkin olduğunu belirtmişlerdir. Tarihi yapılarda yerinde yapılan incelemelerde ise gözlemsel (Hatır vd. 2019) ve tahribatsız test teknikleri (İnce vd. 2018, 2020; Bozdağ vd. 2020; Hola, 2020; Korkanç vd. 2021; Özer vd. 2023) aracılığıyla kayaçların indeks-mekanik özelliklerindeki değişimler incelenmiştir. Hatır vd. (2019) çalışmasında yapı taşlarının yüzeyde görülmeyen çatlak ve porozite dağılımı nedeniyle sadece gözlemsel araştırmanın yetersiz olduğunu belirtmiştir. Diğer tahribatsız test teknikleri ile yapılan çalışmalarda ise bozunma kökeninin ve seviyesinin belirlenmesinde farklı yöntemlerin kullanılabilirliğini vurgulamışlardır. Bu çalışmada Kapadokya bölgesinde bulunan Kemerhisar (Tyana) antik kentindeki vaftiz havuzunda (Şekil 1) gelişen bozunmalar, kayacın jeomekanik özellikleri ve bozunma sonucu anıttaki değişimler, tahribatsız test teknikleri ile araştırılmıştır.



Şekil 1. Vaftiz havuzunun genel görünümü.

2. MATERYAL VE METOT

Çalışmada vaftiz havuzunun yapımında kullanılan mermerlerdeki bozunma gelişimleri laboratuvar ve yerinde yapılan araştırmalarla incelenmiştir. Laboratuvar araştırmalarında anıtın inşa edildiği mermerin

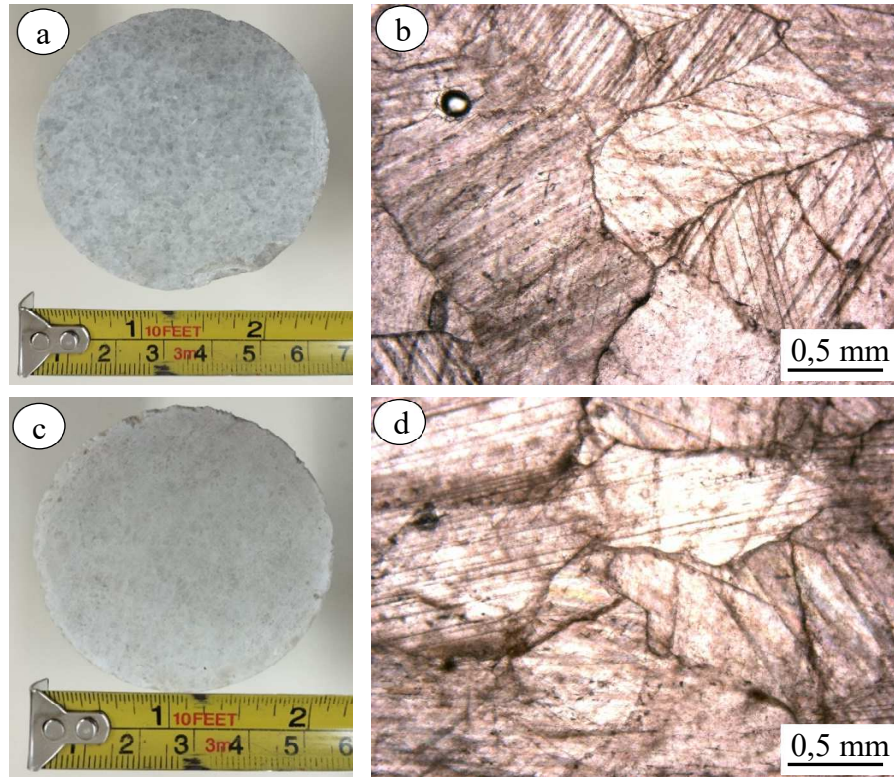
alındığı antik ocaktan blok örnek derlenmiştir. Derlenen blok örnekten ISRM (2007)'de belirtilen yöntemlere göre karot numuneler hazırlanmış ve bazı jeomekanik özellikleri belirlenmiştir. Ayrıca yapı taşının Schmidt çekici geri tepme değeri (SHR), ASTM D5873 (2014) standartlarında belirtilen yöntemle tespit edilmiştir. Leeb sertlik testi için ise Leeb110 marka cihazın D-probu kullanılmıştır. Test, İnce ve Bozdağ (2021)'de önerdikleri yöntemle yapılmıştır. Yöntemde blok yüzeyinin 20 farklı noktasından değerler alındıktan sonra aritmetik ortalaması, taşın Leeb sertlik (HL) değeri olarak kabul edilmiştir.

Mermerlerden ince kesit hazırlanması ve incelemesinde ise TS EN 12407 (2002)'de önerilen yöntemler esas alınmıştır. Yerinde uygulanan çalışmalar kapsamında ise gözlemsel analizin yanı sıra Leeb ve Schmidt sertlik testleri uygulanmıştır. Gözlemsel incelemelerde ICOMOS-ICS (2008)'de belirtilen bozunma tanımlamaları esas alınmıştır. Yerinde uygulanan Leeb ve Schmidt sertlik testlerinden elde edilen veriler, daha sonra Surfer 13 programı kullanılarak haritalandırılmıştır.

3. BULGULAR VE DEĞERLENDİRME

3.1. Mineralojik ve petrografik özellikler

Havuzun yapımında kullanılan mermer, makro olarak beyaz renkli ve masif bir dokuya sahiptir (Şekil 1). Kayanın farklı iki dokusuna (iri ve ince tane boyutlu) sahip örneklerden hazırlanan ince kesitlerin petrografik incelemesinde %100 kalsit minerallerinden oluştuğu gözlenmiştir (Şekil 1). İnce kesit incelemesi sonucu örneklerin iri dokulu örnekte kristallerin uzun eksenin ortalama uzunluğunun 7 mm iken ince dokulu örnekte ise 3,5 mm olduğu belirlenmiştir.



Şekil 1. Havuzun yapımında kullanılan mermerin; iri taneli örneğin görünümü a) makro, b) mikro (tek nikol), ince taneli örneğin görünümü c) makro, d) mikro (tek nikol)

3.2. Örneklerin fiziksel ve yüzey sertlik özellikleri

Vaftiz alanı yapımında kullanılan mermerlerin iki farklı seviyesine ait fiziksel (kuru yoğunluk, porozite ve P-dalga hızı) ve yüzey sertlik (HL ve SHR) değerleri, Çizelge 1'de verilmiştir. Kayaç NBG (1985) porozite sınıflandırmasına göre çok düşük poroziteye sahip kayaç sınıfında yer alırken, yine NBG (1985) kuru yoğunluk sınıflandırmasına göre orta yoğunluklu kayaç sınıfında yer almaktadır. İri ve ince kristalli mermerlerden laboratuvarda elde edilen SHR değerleri sırasıyla 55 ve 57'dir. Kayaçta iri kristalli dokusu için ortalama HL değeri 655 iken, ince kristalli dokusu için ortalama HL değeri 670 'dir.

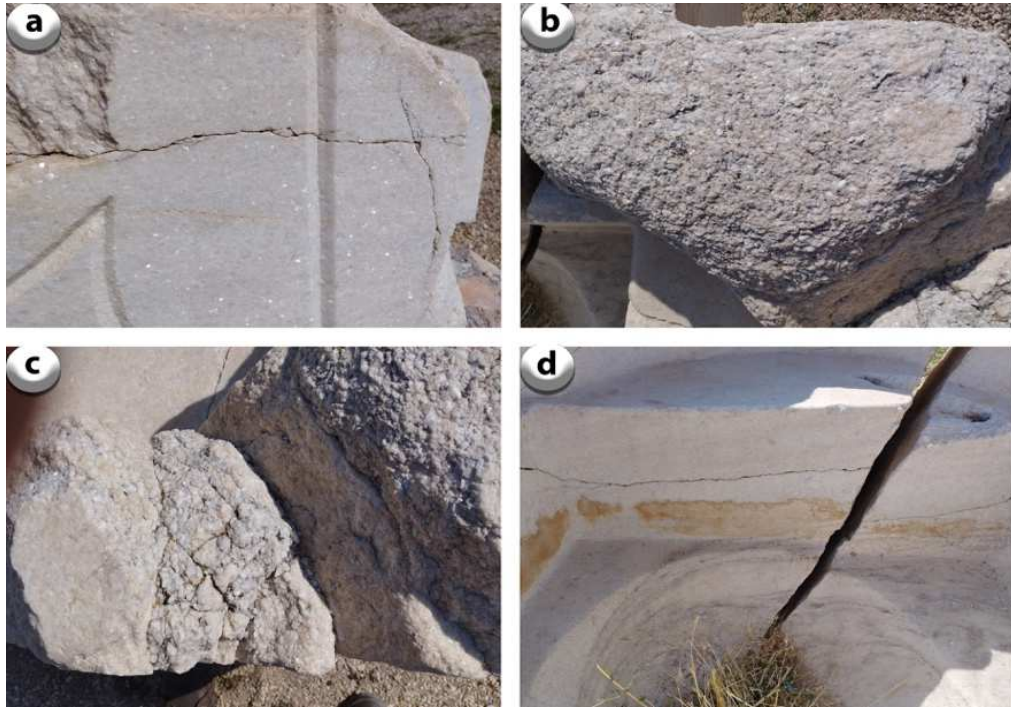
Çizelge 1 Numunelerin fiziksel ve sertlik özellikleri.

Örnek	γ_d -g/cm ³	n-%	Vp-km/s	SHR	HL
İri kristalli	2,69	0,55	3,39	55	655
İnce kristalli	2,67	0,30	4,16	57	670

γ_d : kuru yoğunluk, n: porozite, Vp: P-dalga hızı, SHR: Schmidt çekici geri tepme değeri, HL: Leeb sertliği

3.3. Anıtta gözlenen bozunma tipleri

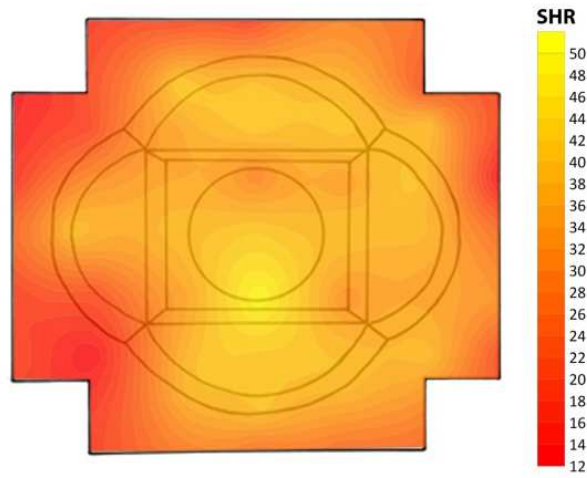
Tek bir mermer bloktan inşa edilen vaftiz havuzu yapı malzemesinin düşük gözenekli ve yüksek dayanım özelliklerinden dolayı atmosferik şartlara bağlı olarak büyük bozunma gelişimleri beklenmez. Ancak kayaç bloğunun masif olmaması (mikro yapısındaki homojen olmayan kristal tane boyutu) ve süreksizlikler içermesi nedenleriyle anıtta bozunma gelişimleri oldukça fazladır (Şekil 3). Süreksizlik açıklıkları zamanla genişlerken uzunlukları da artmıştır. Süreksizlikler boyunca bozunma süreçlerinin ilerlemesiyle parçalanmalar oluşmuştur (Şekil 3c). İri kristallerin bulunduğu bölgelerde şekerlenme şeklinde bozunma etkisi gözlenmiştir. Ayrıca havuzun iç kısmında biriken su ve tortullara bağlı olarak renk değişiklikleri de meydana gelmiştir.



Şekil 3. Vaftiz havuzunda gözlemlenen bozunma tipleri; a) çatlak, b) şekerlenme, c) parçalanma, d) renk değişimi.

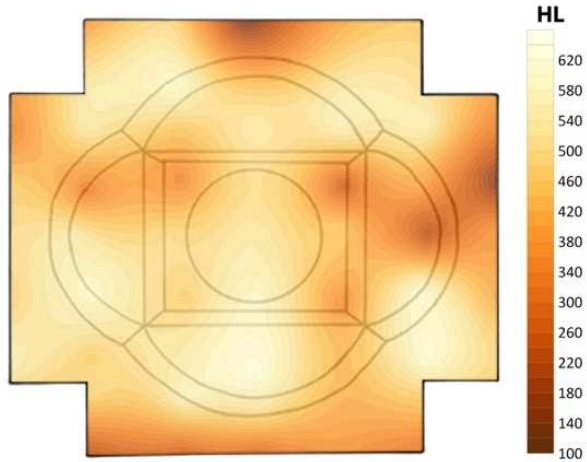
3.4. Tahribatsız test sonuçları

Vaftiz havuzunda gözlemlenen bozunmaların ana kaynağının kayacın mikro dokusundaki kalsit kristallerinin boyutlarındaki farklılık ile ilişkili olduğu düşünülmüştür. Bu farklılığın anıttaki etkisi incelenirken çalışma kapsamında uygulama kuvveti ve yüzey alanı farklı iki yüzey sertliği cihazı kullanılmıştır. Bu testlerden Schmidt çekici yüzey sertliği verilerinden daha geniş etki alanına ait veriler elde edilirken Leeb yüzey sertliğinden ise daha lokal veriler tespit edilmiştir. Schmidt çekici testinden elde edilen değişim haritası Şekil 4'te verilmiştir. Söz konusu harita incelendiğinde iri taneli kalsit kristallerinin bulunduğu bölgelerde şekerlenme tipi bozunmanın yoğun olduğu, bu bölgelerdeki sertlik değerlerinin 12-28 arasında olduğu belirlenmiştir. Yüzeyde bozunma etkilerinin belirgin olarak gözlenmeyen diğer kesimlerinde ise Schmidt çekici değerlerinin 30-50 arasında olduğu görülmüştür.



Şekil 4. Vaftiz havuzu Schmidt çekici sertlik testi değişim haritası.

Yerinde uygulanan diğer tahribatsız test yöntemi olan Leeb yüzey sertlik değişim haritası ise Şekil 5'te verilmiştir. Şekil 5 incelendiğinde daha spesifik alanda değerlerin düştüğü tespit edilmiştir. Bu durum Leeb sertlik testinin düşük enerjili olması ve uygulama yüzey alanının küçük olması ile ilişkili olduğu düşünülmektedir. Vaftiz havuzunun genelinde Leeb sertliği değerlerinin 100-620 arasında değiştiği belirlenmiştir.



Şekil 5. Vaftiz havuzu Leeb sertliği testi değişim haritası.

4. SONUÇLAR

Mermerlerde yaygın olarak gözlemlenen bozunmalardan biri olan şekerlenme, iri kristalli alanlarda gelişimi hızlanarak kayacın gözeneklilik miktarı ve kılcal su emme miktarını artırır. Bu sürecin devamı diğer bozunma gelişimlerini tetikler. Bu çalışmada farklı kristal boyutuna sahip mermer bloktan inşa edilen vaftiz havuzundaki bozunma değişimleri iki farklı yüzey sertlik test cihazı ile araştırılmıştır.

Leeb sertlik testinin prob uygulama yüzey alanının küçük olması ve enerjisinin düşük olması iri kristalli bölgelerde sağlıklı sonuçlar vermemesine neden olmuştur. Bununla birlikte Schmidt çekici probunun daha geniş ve uygulama enerjisinin yüksek olması vaftiz havuzundaki bozunmaların belirlenmesi aşamasında daha anlamlı sonuçların elde edilmesine sebep olmuştur. Bu testten elde edilen veriler ile şekerlenme tipi bozunma arasında yüksek ilişki belirlenmiştir. Vaftiz havuzunda, koruma, restorasyon çalışmalarının yapılmaması durumunda Schmidt çekici değişim haritasına göre düşük değerlerin olduğu kesimlerde bozunma gelişiminin daha da artacağı unutulmamalıdır.

5. TEŞEKKÜR

Yazarlar bu çalışmanın yapılması için gerekli kolaylığı sağlayan Tyana Kazı Başkanı Prof. Dr. Osman DOĞANAY'a ve kazı ekibine teşekkür eder.

6. KAYNAKLAR

- ASTM D5873, 2014. Standard test method for determination of rock hardness by rebound hammer method. ASTM International, West Conshohocken
- Bozdağ, A., Bayram, A.F., İnce, İ., Asan, K., 2016. The relationship between weathering and welding degree of pyroclastic rocks in the Kilistra ancient city, Konya (Central Anatolia, Turkey). *J. Afr. Earth Sci.* 123:1-9.
- Fener, M., İnce, İ., 2015. Effects of the freeze-thaw (F-T) cycle on the andesitic rocks (Sille-Konya/Turkey) used in construction building. *J. Afr. Earth. Sci.* 109: 96-106.
- Hatır, M.E., Korkanç, M., Başar, M.E. 2019. Evaluating the deterioration effects of building stones using NDT: the Küçükköy Church, Cappadocia Region, central Turkey. *Bull. Eng. Geol. Environ.* 78:3465-3478.
- Hoła, A., 2020. Methodology for the in situ testing of the moisture content of brick walls: An example of application. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 20(4), 114.
- ICOMOS-ISCS, 2008. International Council on Monument and Sites-International Scientific Committee for Stone, Illustrated glossary on stone deterioration patterns.
- ICOMOS-ISCS, 2008. International Council on Monument and Sites-International Scientific Committee for Stone, Illustrated glossary on stone deterioration patterns.
- ISRM, 2007. The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974-2006. Suggested methods prepared by the Commission on Testing Methods, International Society for Rock Mechanics. Ulusay, R. and Hudson, J.A. (eds), Compilation Arranged by the ISRM Turkish National Group, Ankara, Turkey
- İnce, İ., Bozdağ, A., Tosunlar, M.B., Hatır, M.E., Korkanç, M., 2018. Determination of deterioration of the main facade of the Ferit Paşa Cistern by non-destructive techniques (Konya, Turkey). *Environ. Earth. Sci.* 77: 420.
- İnce İ., Bozdağ, A., 2021. An investigation on sample size in Leeb hardness test and prediction of some index properties of magmatic rocks. *Arabian J Geosci* 14(3): 1-13.
- İnce, İ., Korkanç, M., Hatır, M.E., 2020. Evaluation of weathering effects due to surface and deep moisture in a roman rock tomb: Lukianos monument Konya (Turkey). *Mediterr. Archaeol. Archaeometry.* 20:121-133.

- Korkanç, M., İnce, İ., Hatır, M.E., Tosunlar, M.B., 2021. Atmospheric and anthropogenic deterioration of the İvriz rock monument: Ereğli-Konya, Central Anatolia, Turkey. *Bull. Eng. Geol. Environ.* 80:3053-3063.
- NBG, 1985. Engineering geology and rock engineering, Handbook no. 2, second edition, Norwegian Group for Rock Mechanics (NBG), Trondheim, Norway
- Özer, F., Söylemez, M., İnce, İ., & Günaydin, O. 2023. Detection of deteriorations in cultural structures created by carving into low-strength rocks by the non-destructive test (NDT) method. *Frontiers of Architectural Research* 12:788-802.
- Özşen, H., Bozdağ, A., İnce, İ., 2017. Effect of salt crystallization on weathering of pyroclastic rocks from Cappadocia, Turkey. *Arabian J. Geosci.* 10(12): 1-8.
- TS EN-12407, 2019. Natural Stones-Test Methods-Petrographical Investigation. Turkish Standards Institution, Ankara.

Yapı taşlarında yangın sonucu oluşan bozunmaların Niğde kültür mirası örneğinde incelenmesi

*Investigation of Fire Deterioration in Building Stones in the Niğde Cultural Heritage
Example*

Mustafa KORKANÇ^{1,*}, M. Ergün HATIR², İsmail İNCE³, Mehmet Şahin ATAŞ⁴

¹ Niğde Ömer Halisdemir Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Niğde.

² Necmettin Erbakan Üniversitesi, Güzel Sanatlar ve Mimarlık Fakültesi, İç Mimarlık ve Çevre
Tasarımı Bölümü, Meram, Konya

³ Konya Teknik Üniversitesi, Mühendislik ve Doğa Bilimleri Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü,
Selçuklu, Konya

⁴ Konya Teknik Üniversitesi, Mühendislik ve Doğa Bilimleri Fakültesi, Metalurji ve Malzeme
Mühendisliği Bölümü, Selçuklu, Konya

(* mkorkanc@ohu.edu.tr)

ÖZ: Kültürel miraslar içerisinde taş anıtlar, atmosferik ve biyolojik etkiler altında zamanla bozunmaya uğramaktadır. Bununla birlikte deprem, taşkın ve yangın gibi bazı afetler taş anıtların tamamında veya bir kısmında ani değişimlere neden olabilmektedir. Bu afetlerden yangın etkileri, özellikle kültürel miraslarda yapı taşlarının dış yüzeyinin ani bir şekilde ısınmasına neden olur. Bu durum yapı taşı yüzeyinde hacimsel genişlemeye sebep olurken, iç kısımların aynı oranda ısınmamasından dolayı iki bölge arasında yüksek gerilim farklılıkları oluşmaktadır. Bu etkiler sonucunda renk değişimi, çatlak ve plak halinde parçalanma (contour scaling) tiplerinde bozunmalar meydana gelebilmektedir. Bu çalışmada Niğde bölgesinde proklastik kayalar ile inşa edilmiş iki farklı yapı üzerindeki yangın etkileri incelenmiştir. Bu yapı örnekleri, yangın düzeylerinin bölgesel ve yapı bütününe etki etmesi açısından seçilmiştir. Seçilen anıtlardaki yangınların yapı taşları üzerindeki bozunma etikleri yerinde gözlem ve tahribatsız test teknikleri ile araştırılmıştır. Çalışmadan elde edilen bulgulara göre yangın sıcaklığı ile bozunma gelişimleri arasında doğrusal bir ilişki olduğu belirlenmiştir. Ayrıca tahribatsız test teknikleri sonuçlarına göre kayacın P-dalga hızı ve Leeb sertlik değerleri, yangın etkilerine bağlı olarak azaldığı belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Yangın etkisi, Bozunma, Proklastik kayaç, Niğde

ABSTRACT: Stone monuments, among cultural heritages, deteriorate over time under atmospheric and biological effects. However, some disasters such as earthquakes, floods and fires can cause sudden changes in all or part of the stone monuments. Fire effects from these disasters cause sudden heating of the outer surface of building stones, especially in cultural heritage. While this causes volumetric expansion on the surface of the building stone, high heat differences occur between the two regions because the inner parts do not heat at the same rate. As a result of these effects, deteriorations such as color change, cracks and plaque disintegration (contour scaling) may occur. In this study, fire effects on two different structures built with proclastic rocks in the Niğde region were examined. These building examples were selected in terms of the effects of fire levels regionally and on the entire structure. The degradation effects of fires on building stones in selected monuments were investigated with on-site observation and non-destructive testing techniques. According to the findings obtained from the study, it was determined that there was a linear relationship between fire temperature and decomposition developments. In addition, according to the results of non-destructive testing techniques, it was determined that the P-wave velocity and Leeb hardness values of the rock decreased due to fire effects.

Keywords: Fire effect, Deterioration, Proclastic rock, Niğde

1. GİRİŞ

Kentlerin önemli simgeleri olan kültürel yapıların inşasında sıklıkla kullanılan taş malzeme, doğal etkiler ve/veya afetler nedeniyle bozunmaya uğramaktadır. Islanma-kuruma, donma-çözünme, ısınma-soğuma gibi atmosferik süreçler, yapı taşlarında uzun zamanda bozunma gelişimine neden olurken afet etkileri anlık tahribatlar oluşturabilir. Afetler içerisinde yangınlar, ani sıcaklık artışı nedeniyle yapı taşlarının fiziksel (porozite, yoğunluk, P-dalga hızı ve sertlik gibi) ve mekanik özelliklerin değişmesine yol açmaktadır. Ayrıca yangın, taşlarda kimyasal ve mineralojik özelliklerin değişimlerine de neden olabilmektedir. Bu etkilerin sonucunda tarihi yapının bir bölümünde veya tamamında geri dönüşü olmayan tahribatlar meydana gelebilmektedir (Gomez-Heras vd., 2009; Hajpál, 2010). Yangın etkilerinin kayaçların fiziksel özellikleri üzerinde yapılan bazı çalışmalarda yüksek sıcaklıklara maruz kalan kayaçların sertliğinin düştüğü belirtilmiştir (Hajpál, 2010; Özgüven ve Özçelik, 2014; Freire-Lista vd., 2016). Ayrıca Chakrabarti (1993) çalışmasında yangın sonrası bozunma tiplerinin renk ile morfolojik (çatlak ve pullanma) değişimleri oluşumunu incelemiştir. Bu çalışmada Niğde ilinde bulunan yangına maruz kalmış iki anıtın (Sokullu Mehmet Paşa Bedesteni ve Yeşilburç Kilise Cami) yapı taşlarındaki fiziksel değişimlerin yerinde tahribatsız testler ile incelenmesi amaçlanmıştır.

2. MATERYAL VE METOT

Bu çalışma yerinde ve laboratuvar ortamında olmak üzere iki aşamada yürütülmüştür. Laboratuvar çalışmaları için öncelikli olarak anıtların inşa edildiği taşın alındığı antik ocak alanı tespit edilerek blok örneklerin derlemesi yapılmıştır. Daha sonra bu blok örneklerden kenar uzunluğu 7 cm olacak şekilde küp numuneler hazırlanmıştır. Hazırlan örnekler üzerinde kayacın indeks özellikleri (porozite, yoğunluk ve P-dalga hızı) TS EN-1936 (2010)'da önerilen yöntemler esas alınarak belirlenmiştir. Ayrıca kayacın tek eksenli basınç dayanımı TS EN-1926 (2007)'e göre belirlenmiştir.

Araştırma kapsamında tahribatsız testlerden P-dalga hızı ve Leeb sertlik ölçümleri yerinde yapı üzerinde gerçekleştirilmiştir. Bu testlerden P-dalga hızı için PUNDIT marka cihaz kullanılmıştır. Testler her bir yapı taşı için üç kez uygulanıp ortalama değer her bir blok taş için kaydedilmiştir. Leeb sertlik testi verileri için ise Leeb110 marka cihazın D-probu kullanılarak elde edilmiştir. Test yöntemi, İnce ve Bozdağ (2021)'de önerilen yöntemde göre yapılmıştır. Söz konusu yöntemde blok yüzeyinin 20 farklı noktadan alınan değerlerin aritmetik ortalaması taşın Leeb sertlik (HL) değeri olarak kullanılmıştır.

Ayrıca yerinde ölçülen testlerden elde edilen veriler kullanılarak P-dalga hızı ve Leeb sertlik değişim haritaları oluşturulmuştur. Haritaların yapılmasında ise Surfer 13 programı kullanılmıştır.

Anıtlarda yangın sonrası gelişmiş olan bozunma tiplerinin tanımlanması aşaması ise ICOMOS-ICS (2008)'de belirtilen tanımlamalar dikkate alınarak yapılmıştır.

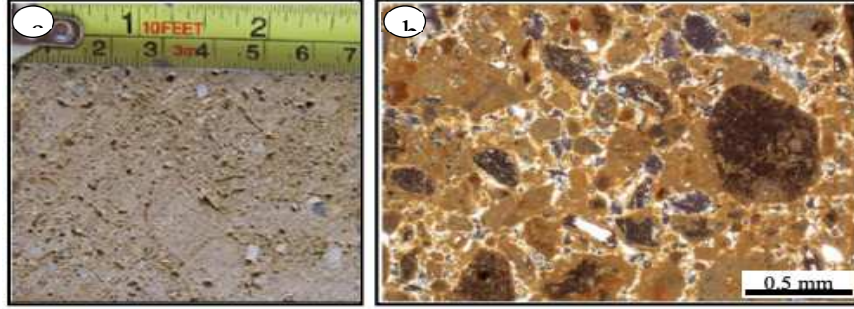
3. BULGULAR VE DEĞERLENDİRME

3.1 Taşların fiziksel ve dayanım özellikleri

Kayacın laboratuvarında belirlenen fiziksel özelliklerinden kuru yoğunluk, porozite, P-dalga hızı, Leeb sertliği ve tek eksenli basınç dayanımı değerleri sırasıyla 1,50 g/cm³, %21,50, 2,84 km/s, 490 ve 31,40 MPa olarak belirlenmiştir. İncelenen yapı taşı NBG (1985) porozitesine göre çok yüksek poroziteye sahip kayaç sınıfında yer alırken, yine NBG (1985)'e göre kuru yoğunluk sınıflandırmasına göre çok düşük birim hacim ağırlığa sahip kayaç olarak değerlendirilmiştir.

3.2. Mineralojik ve petrografik özellikler

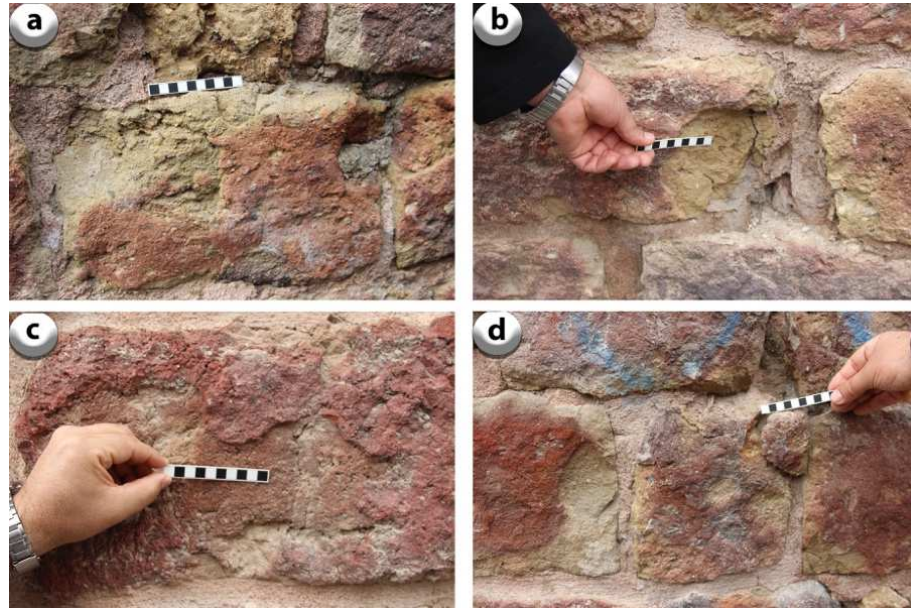
İncelenen yapı taşı makro olarak sarı renkli gözenekli bir dokuya sahip proklastik bir kayadır (Şekil 1a). Örnekten hazırlanan ince kesittin petrografik incelemesinde % 63 volkanik cam, % 14 kayaç parçası, % 12 plajiyoklaz, % 6 hornblent, % 4 kuvars ve % 1 opak minerallerden oluştuğu belirlenmiştir (Şekil 1b). Kayaç, Schmid (1981)'in çalışmasında önerilen sınıflandırmaya göre vitrik tüf olarak adlanmıştır.



Şekil 1. Anıtlarda kullanılan yapı taşının görünümü a) makro, b) mikro (çapraz Nikol).

3.3. Anıtlarda gözlenen bozunma etkileri

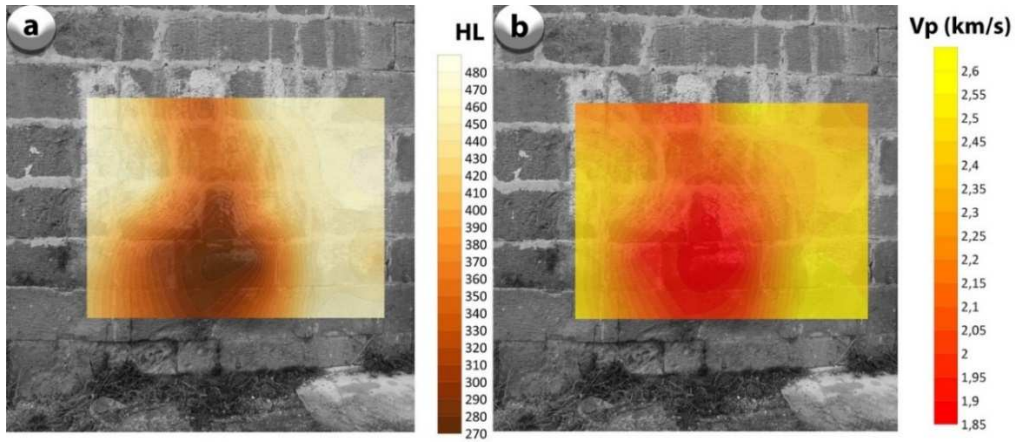
Sokullu Mehmet Paşa Bedesteni ve Yeşilburç Kilise Cami'nde yangın ile ilişkili olarak gelişen bozunma tipleri Şekil 2'de verilmiştir. Yeşilburç Kilise Cami'ndeki yangın, sınırlı bir alanda ve daha düşük sıcaklık ile etki etmesinden kaynaklı olarak sadece renk değişimi gözlenmiştir. Diğer anıtta ise yüksek sıcaklık etkisi nedeniyle anıtta yaygın olarak katmanlar şeklinde dökülme ve çatlak oluşumu ile yer yer 5 cm'ye varan renk değişimleri kayaç içlerine doğru ilerlediği belirlenmiştir. Ayrıca dökülmelerin olduğu alanlarda yer yer kopma ve pul pul dökülmeler de belirlenmiştir.



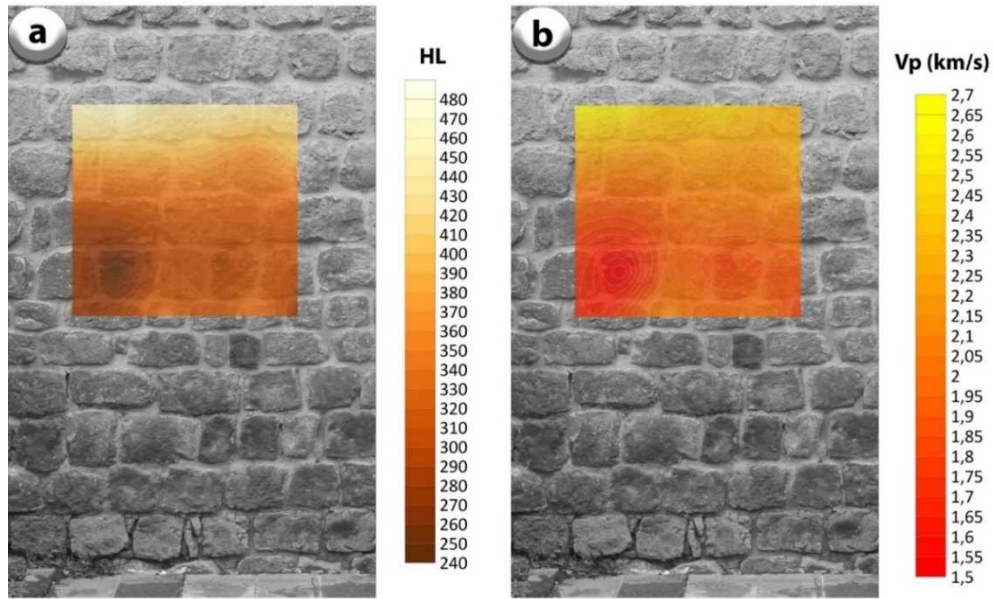
Şekil 2. Anıtta yangın sonrası tespit edilen bozunma tipleri; a) pul pul dökülme, b) çatlak, c) katmanlar şeklinde dökülme, d) kopma.

3.4. Yerinde tahribatsız test sonuçları

Yerinde uygulanan tahribatsız testlerden elde edilmiş verilerden hazırlanan P-dalga hızı ve Leeb sertlik değişim haritaları Şekil 3 ve 4'te verilmiştir. Yeşilburç Kilise Cami'nde yangının bölgesel olarak etki ettiği, Şekil 3 incelendiğinde 1,85-2,60 km/s arasında değişen P-dalga hızı belirlenmiştir. Aynı alandaki Leeb sertlik haritası ise 270-480 arasında değişmektedir. Her iki haritada da görüldüğü üzere değişimin yangın merkezinden dışarı doğru etkilerinin azaldığı belirlenmiştir. İncelenen alanda bozunma tiplerinin gelişmesine etki edecek kadar yüksek sıcaklıklara ulaşmadığı belirlenmiştir. Alanda değişim, sadece yapı taşlarında renk değişimi olarak ortaya çıkmıştır. Ancak tahribatsız testlere göre yapı taşlarında yüzey sertliği azalırken P-dalga hızındaki düşüğe bağlı olarak gözeneklilik değerlerinin arttığı düşünüldüğünde, bu durumun atmosferik süreçlere hassasiyetinin artmasına ve ileride meydana gelebilecek bozunmaların hızlanmasına yönelik yüksek potansiyeli bulunmaktadır.



Şekil 3. Yangın bölgesel etki ettiği alana ait tahribatsız test değişim haritaları; a) Leeb sertliği, b) P-dalga hızı.



Şekil 4. Yangın anıtı genelinde etki ettiği alana ait tahribatsız test değişim haritaları; a) Leeb sertliği, b) P-dalga hızı.

Yangının anıt genelinde etkin olduğu Sokullu Mehmet Paşa Bedestenindeki değişim haritaları incelendiğinde Leeb sertlik ve p-dalga hızı değerlerindeki değişimler sırasıyla 240-480, 1,5-2,70 km/s'dir (Şekil 4). İnceleme yapılan bölgede yangın etkisi ile kopma, katmanlar şeklinde dökülme (>1cm), çatlak ve pul pul dökülme şeklinde bozunma tipleri tespit edilmiştir (Şekil 2). Bu durum yangının yapı taşlarında bozunma gelişimine sebep olacak sıcaklığa ulaştığının göstergesi olarak değerlendirilmiştir. Yangın etkisinin yapı taşının dış yüzeyden iç yüzeye doğru azaldığı belirlenmiştir.

4. SONUÇLAR

Anı gelişen afetlerin anıtlarda anlık olarak etki etmesinden ve çoğun önlenemez olması nedeniyle kültürel mirasların gelecek nesillere aktarılmasındaki en büyük tehditlerden biri olarak değerlendirilmiştir. Bu tehditlerden yangın etkileri, yapı taşlarında ani sıcaklık etkileri sonucunda bozunma gelişimlerini hızlandırmaktadır. Bu çalışmada benzer yapı taşından inşa edilmiş iki farklı anıtta yangının bölgesel ve geniş ölçekteki etkileri incelenmiş ve aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

Yapı taşlarında bölgesel yangın etkileri nedeniyle gelişen bozunma tipleri sınırlı olmasına rağmen Leeb sertlik ve P-dalga hızı değerlerinde ciddi farklılıklar elde edilmiştir.

Anıtlarda uzun süreli ve daha geniş ölçekte yangın etkilerine maruz kalan taşlarda ise çatlak, kopma ve katmanlar şeklinde dökülme gibi daha ciddi bozunma türlerinin geliştiği gözlenmiştir.

5. KAYNAKLAR

- Chakrabarti, B., 1993. An assessment of effects of fire damage to stone in buildings & procedures for restoration and conservation of stone in some historic stone buildings, BRE Note, N 15/93, Garston.
- Freire-Lista, D., M., Fort, R., and Varas-Muriel, M.J., 2016. Thermal stress-induced microcracking in building granite. *Engineering Geology* 206:83–93. doi:10.1016/j. enggeo.2016.03.005.
- Gomez-Heras, M., McCabe, S., Smith, B.J., & Fort, R. 2009. Impacts of fire on stone-built heritage: An overview. *Journal of Architectural Conservation*, 15(2), 47-58.
- Hajpál, M., 2010. Fire damaged stone structures in historical monuments. Laboratory analyses of changes in natural stones by heat effect. In CIB publication (pp. 164-73).
- ICOMOS-ISCS, 2008. International Council on Monument and Sites-International Scientific Committee for Stone, Illustrated glossary on stone deterioration patterns.
- İnce, İ., Bozdağ, A., 2021. An investigation on sample size in Leeb hardness test and prediction of some index properties of magmatic rocks. *Arabian J Geosci* 14(3): 1-13. <https://doi.org/10.1007/s12517-021-06478-9>
- NBG, 1985. Engineering geology and rock engineering, Handbook no. 2, second edition, Norwegian Group for Rock Mechanics (NBG), Trondheim, Norway
- Özguven, A., and Özcelik, Y., 2014. Effects of high temperature on physico-mechanical properties of Turkish natural building stones. *Engineering Geology* 183:127–36. doi:10.1016/j.enggeo.2014.10.006.
- Schmid, R., 1981. Descriptive nomenclature and classification of pyroclastic deposits and fragments: recommendations of the international union of geological sciences subcommission on the systematics of igneous rocks. *Geol* 9: 41-43.
- TS EN-1926, 2007. Natural stone test methods - Determination of uniaxial compressive strength. Turkish Standards Institution, Turkey.
- TS EN-1936, 2010. Natural stone test methods - Determination of real density and apparent density and of total and open porosity. Turkish Standards Institution, Turkey.
- TS EN-12407, 2019. Natural Stones-Test Methods-Petrographical Investigation. Turkish Standards Institution, Ankara.

Şev Duraylığı ve Heyelanlar / *Slope Stability and Landslides*

Riyad Otoyolu (Suudi Arabistan) Şevlerinin Tasarımı ve Güvenlik Koşulları

Design and Safety of Slopes of Riyadh Highway (Saudi Arabia)

Çiçek ÜSTÜN^{1,2*}, Erkan BOZKURTOĞLU¹, Ömer ÜNDÜL¹

¹ İstanbul Teknik Üniversitesi Maden Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Maslak, İstanbul

² KASKTAŞ, Balmumcu Mah. Zincirlikuyu Yolu Sok. No:10, Beşiktaş, İstanbul
(*ustunci@itu.edu.tr)

ÖZ: Suudi Arabistan'ın başkenti Riyad'a 45 km uzaklıkta yeni bir şehir kurulacaktır. Proje kapsamında otoyol güzergâhı boyunca 200 metreye varan kot farkları oluşmaktadır. Kot farkının azaltılması ve otoyol konforu için yarmalar planlanmış ve çalışmaya konu olan 800 m'lik kısmı tanımlamak için dört adet sondaj gerçekleştirilmiştir. Sondajlarda, tek eksenli basınç dayanımı (σ) 18,7 MPa ve elastisite modülü (E) 6,3 GPa olan kırıklı, çatlaklı killi kireçtaşı kesilmiştir. Kaya ortamı; kaya kütle derecelendirme (RMR) ve kaya kütle jeolojik dayanım indeksine (GSI) göre sınıflandırılmıştır. Her iki sınıflama sonucuna göre kaya kütleli orta kaliteli kaya olup kayacın kohezyonu (c) 230 kPa ve içsel sürtünme açısı (ϕ) 25° olarak değerlendirilmiştir. Güvenli şev tasarımı için elde edilen parametreler ile şevlerin geometrileri ve destek sistemleri sayısal modeller ile denetlenmiştir. Analiz sonuçları genel güvenlik değerlendirmelerinin üzerinde olmasına rağmen şartnamede istenen değerlerin altında kaldığı için ankrajlı şev sistemi tasarlanmasına karar verilmiştir. Yapılan iyileştirme tasarımları uygulanmış ve şevler sorunsuz şekilde kazılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Riyad, Şev tasarımı, Zayıf kayaç

ABSTRACT: A new city is being built 45 km away from Riyadh the capital of Saudi Arabia. Along the highway project route, elevation difference increases up to 200 m. In order to decrease the elevation difference and maintain the highway comfort, cut slopes were planned and four boreholes were drilled for a section of 800 m. Along the boreholes, fractured clayey limestone with an average UCS (σ) of 18,7 MPa and elastic modulus (E) of 6.3 GPa were cross-cut. The rock mass was classified utilizing Rock Mass Rating (RMR) and Geological Strength Index (GSI). Rock mass classifications ended up with similar results revealing that the rock mass quality is moderate with an average cohesion (c) of 230 kPa and an internal friction angle (ϕ) of 25°. The parameters for the safe slope design was selected and the geometries of slopes and reinforcement systems were discussed utilizing numerical models. Even the results of numerical models for the designs meet general safety criteria, due to the higher standards of the technical requirement of the project, additional anchored slope design was considered. The reinforcement designs applied and the slopes were cut without any unforeseen displacement.

Keywords: Riyadh, Slope design, Weak rock

1. GİRİŞ

Suudi Arabistan Riyad'da yeni bir otoyol inşa edilecektir. Çalışma sahası Riyad şehir merkezinin 45 km batısındadır (Şekil 1). İnşa edilecek otoyol güzergahında Batı'dan Doğu'ya giderken yaklaşık 800 metrelik mesafede kot, +750'den +950'ye çıkmaktadır. Bu ani kot değişimi nedeniyle, projede yol yarması yapılarak aradaki kot farkının düşürülmesi planlanmıştır. Çalışma alanında bulunan kırıklı çatlaklı kaya nedeniyle yol yarması yapılması durumunda kaya şevlerinin duraylılığının incelenmesi gerekliliği doğmuştur.

Bu çalışmanın amacı, Riyad'da yapılacak otoyol güzergâhında, kırıklı, çatlaklı kayalarda tasarlanan yol yarması şevlerinin duraylılığını sonlu elemanlar yöntemi ile incelemektir; duraysızlık oluşması durumunda en güvenli ve ekonomik şekilde yapılabilecek tasarım için önerilerde bulunmaktır.



Şekil 1. Çalışma alanının yerbuldu haritası.

2. BÖLGENİN GENEL JEOLJİSİ ve MÜHENDİSLİK JEOLJİSİ

Çalışma alanında Orta Jura yaşlı Dhurma Formasyonu görülmektedir. Formasyon genel olarak mercan, ammonit ve kabuklu fosiller içeren kireçtaşı – killi kireçtaşından oluşmaktadır.

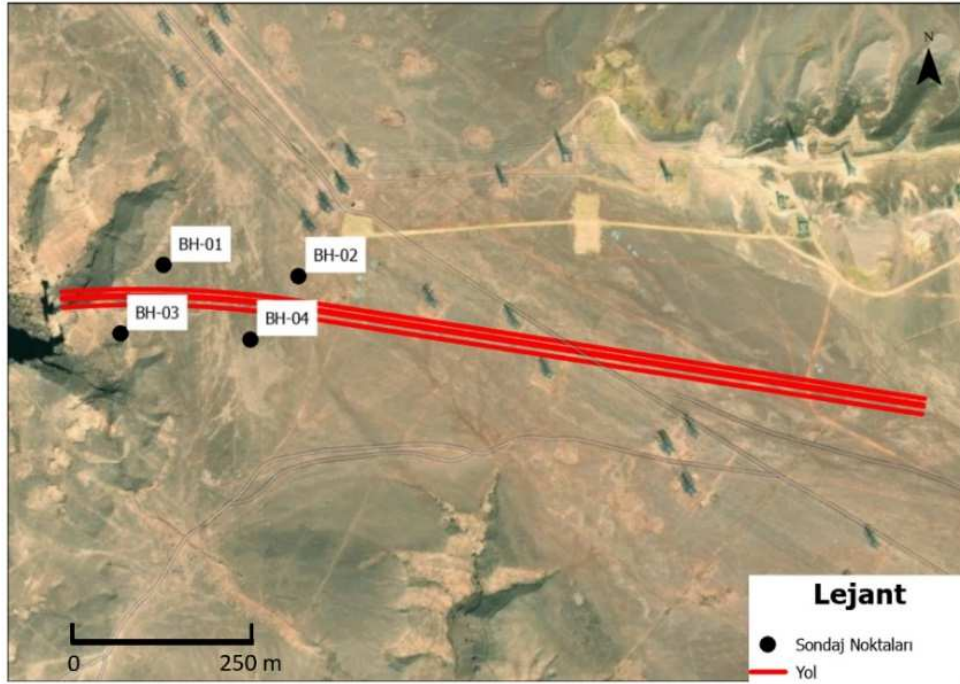
Bu bölümde; çalışma alanı kapsamında yapılan süreksizlik ölçümleri, sondajlar, saha ve laboratuvar deneyleri ile su durumu açıklanarak bu veriler mühendislik jeolojisi modelinin kurulması için değerlendirilecektir.

Süreksizlik Ölçümleri

Çalışma alanındaki ana süreksizlik düzlemlerini, tabakalar oluşturmaktadır. Bunlardan 2266 adet eğim yönü ve eğim açısı ölçümü alınmıştır. Ölçümlere göre tabakalar yataya yakındır, eğim açıları 2-12° arasında; eğim yönleri ise 125-187° (K35D, 2-12GD ve K83B, 2-12GB) arasında değişmektedir.

Sondajlardan Elde Edilen Veriler

Çalışma sahasındaki kayaçların jeomekanik özelliklerinin belirlenmesi için 4 adet sondaj yapılmıştır. Bu sondajlar üzerinde çeşitli saha ve laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Sahada elde edilen veriler ile karotların toplam karot verimi (TCR), sağlam karot verimi (SCR), kaya kalite göstergesi (RQD) ve çatlak yüzdesi (FR) ölçülmüştür. Sondajlar tamamlandıktan sonra karotlar laboratuvara gönderilerek birim hacim ağırlık (γ), su içeriği (ω), nokta yükleme ($I_{s(50)}$), tek eksenli basınç mukavemeti (σ) deneyleri yapılmıştır ve elastisite modülü (E) hesaplanmıştır. Sondaj konumları, sondajlara ait koordinat, yükseklik ve derinlik bilgileri Çizelge 1 ve laboratuvar deneyleri sonuçları Çizelge 2'de sunulmuştur.



Şekil 2. Sondaj lokasyonları.

Çizelge 1. Sondajlara ait genel bilgiler.

Sondaj No	Başlangıç Tarihi	Bitiş Tarihi	Doğu (m UTM)	Kuzey (m UTM)	Yükseklik	Derinlik (m)
BH-R01	18.12.2020	23.12.2020	629355,7	2726666,3	939,4	120
BH-R02	14.12.2020	17.12.2020	629620,4	2726644,9	942,3	100
BH-R03	11.01.2021	14.01.2021	629270,3	2726532,0	925,5	120
BH-R04	24.12.2020	27.12.2020	629525,1	2726521,3	940,9	90

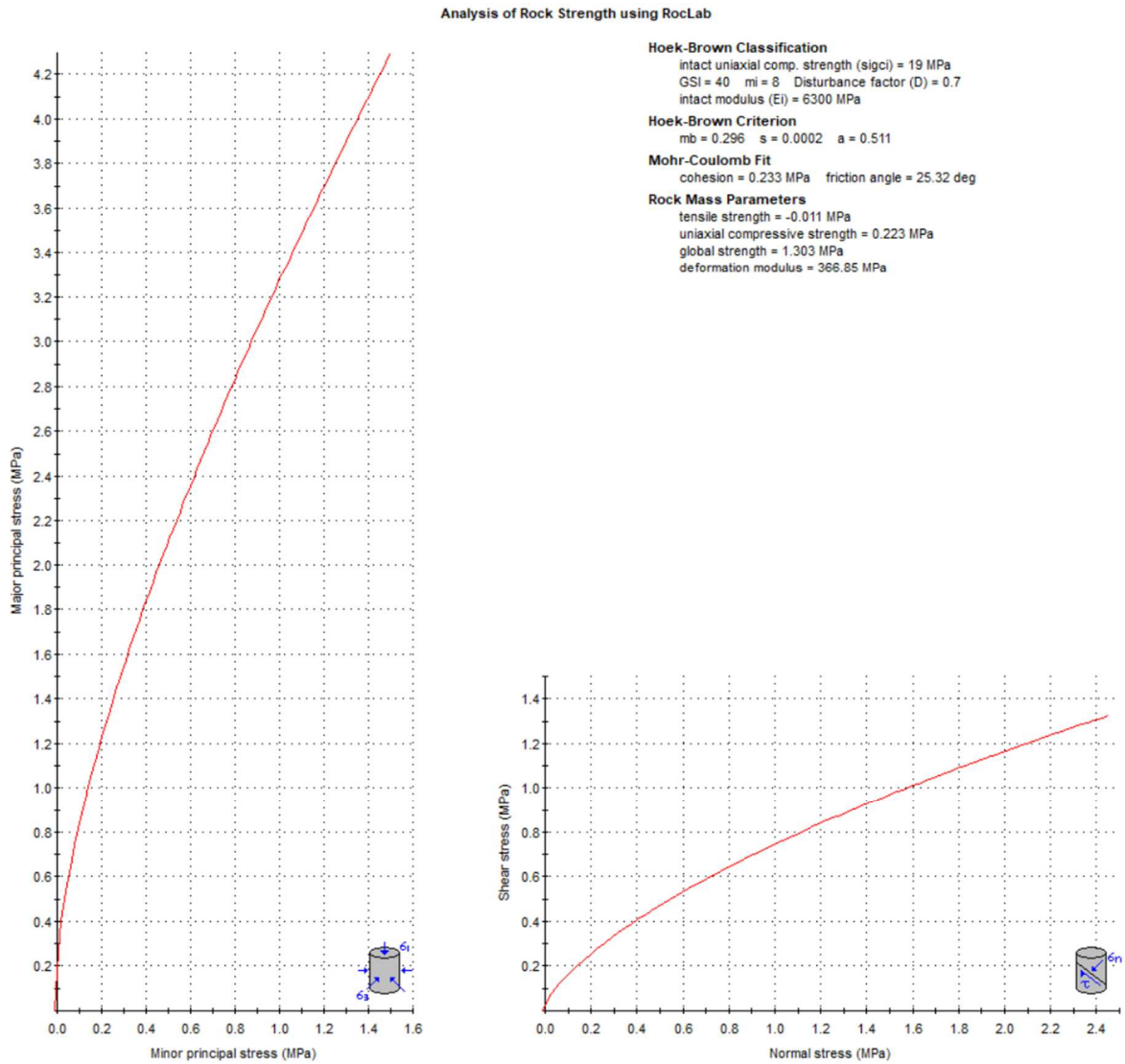
Sondajlarda Dhruma Formasyonu kesilmiştir. Sondajların ilk 1 ila 2 metresi arasında orta ayrılmış kireçtaşı bulunmaktadır. Kuyuların devamında ise genellikle düşük – orta mukavemetli, açık sarımsı kahve ile açık gri renkli, az bozunmuş ve az çatlaklı killi kireçtaşı birimi bulunmaktadır. Sondajlar için yaklaşık ilk 60 metrede RQD değerleri nispeten düşük (ortalama %40) ise de kuyuların devamında bu değer artmaktadır (ortalama %85). ISRM (2007) kaya ortam tanımlamasına göre RQD değerlerine bakıldığında, kayalar 0 – 60 m arası zayıf – orta kaliteli iken 60 metreden sonra iyi – çok iyi kalitelidir. Çalışma alanındaki kaya ortamı sınıfı, kayaç mukavemetine (σ) göre zayıf kaya; $I_{s(50)}$ değerlerine göre ise sağlam – çok sağlamdır.

Çizelge 2. Laboratuvar deney sonuçları.

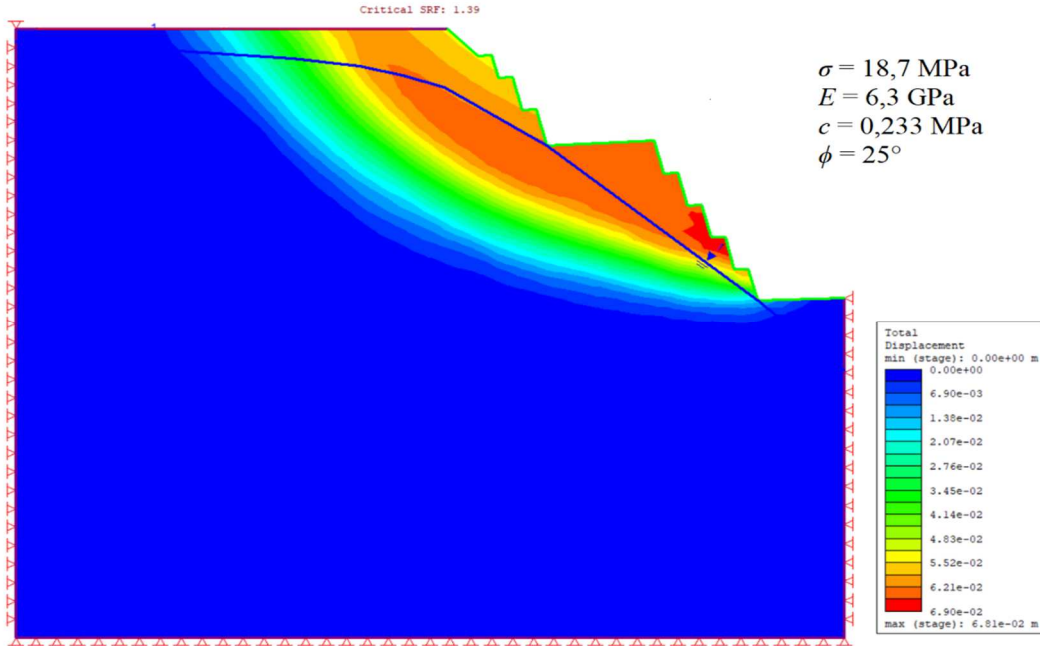
Parametre	Birim	Deney Sayısı	Min. Değer	Maks. Değer	Ortalama
γ	kg/m ³	92	2038	2593	2347,83
ω	%	101	0	2,3	0,57
$I_{s(50)}$	MPa	17	1,9	2,99	2,54
σ_{\square}	MPa	92	5,2	64,9	18,67
E	GPa	49	1,7	20,6	6,26

3. DESTEKSİZ ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİ

Sahada açılacak yol yarmasının, desteksiz şekilde duraylı olup olmayacağı kontrol edilmelidir. Analizin yapılabilmesi için kayaca ait bazı parametrelerin bulunması gerekmektedir. Bunun için sahada yapılan testlerden elde edilen veriler kullanılarak RocLab programı ile kayacın diğer parametreleri saptanmıştır. Buna göre kayanın kohezyonu (c) 0,233 MPa ve içsel sürtünme açısı (ϕ) 25° dir (Şekil 2). İnşa edilecek yapı kalıcı bir yapı olduğundan her ne kadar saha ölçümleri sırasında yeraltısuyuna rastlanmamış olsa da bölgede sıkça görülen yağışlar ve sel baskınları nedeniyle kayaç, suya doymun olarak kabul edilmiştir. Öncelikle desteksiz tasarlanmış palyeli şev sistemi, Rocscience RS2 programında sonlu elemanlar yöntemiyle gerilim indirgeme faktörü (SRF) açısından incelenmiştir. Kritik SRF değeri 1,39 hesaplanmıştır (Şekil 3). Literatürde kalıcı yapılar için minimum 1,5 SRF önerildiğinden (Sabatini vd., 1999) şev kazısının desteksiz yapılması durumunda duraysızlık oluşma riski olduğu anlaşılmıştır. Bu nedenle şev sistemi için ankrajlı destek tasarlanıp kayma zonunun şevin daha gerisine taşınması hedeflenecek ve minimum 1,5 SRF değeri sağlanmaya çalışılacaktır.



Şekil 2. RocLab programında hesaplanan kaya kütesine ait kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerleri.



Şekil 3. Desteksiz şev kazısının RS2 programında kritik SRF açısından analizi.

4. ŞEV STABİLİTESİ İÇİN DESTEK TASARIMI

Önceki bölümde şevin desteksiz şekilde kazılması durumunda duraysızlık oluşma riski olduğu saptanmıştır. Bu bölümde ise literatürde önerilen eşitliklerle ankraj için minimum kök uzunluğu ve halat sayısı hesaplanacaktır.

4.1. Ankraj Kök Uzunluğu

Kök uzunluğu ankraj kapasitesini etkileyen en önemli parametredir. Sabatini vd. (1999), tipik olarak kaya kütlesi ile enjeksiyon yüzeyi arasında oluşan ortalama ankraj kökü nihai çeper sürtünmesi değerlerini hesaplamış ve yumuşak kireçtaşları için ortalama 1,2 MPa olarak önermiştir. Alternatif olarak maksimum 3,1 MPa değerine kadar, ortalama ankraj kökü nihai çeper sürtünmesinin, kayanın serbest basınç dayanımının %10'u olarak tahmin edilebilir (Post Tensioning Institute [PTI], 1996).

Laboratuvarda yapılan tek eksenli basınç dayanım testlerine göre kayacın ortalama serbest basınç dayanımı 18,7 MPa'dır. PTI (1996)'nın önerisi göz önüne alındığında, ortalama ankraj kökü nihai çeper sürtünmesi 1,8 MPa'dır. Sabatini vd. (1991)'nin önerdiği 1,2 MPa değerindeki ortalama ankraj kökü nihai çeper sürtünmesi, PTI (1996)'nın önerdiği 1,8 MPa ortalama ankraj kökü nihai çeper sürtünmesinden daha düşük olduğundan güvenli tarafta kalmak adına 1,2 MPa değeri ile hesaplama yapılmıştır.

Nihai birim ankraj kökü kapasitesi,

$$T_{ult} = \pi \times d \times L \times \tau_{ult} \quad (1)$$

formülü ile hesaplanmaktadır (Sabatini vd., 1999). Eşitlikte T_{ult} nihai birim ankraj kökü kapasitesi (kN), d ankraj delgisi çapı (m), L birim ankraj boyu (m) ve τ_{ult} ortalama ankraj kökü nihai çeper sürtünmesini (kPa) temsil etmektedir. Literatürde kayalarda ankrajların minimum kök boyu 6 m olarak önerilmektedir (Sabatini vd., 1999). Buna göre nihai birim ankraj kökü kapasitesi Eş. 4'ten, $T_{ult} = \pi \times 0,127 \text{ m} \times 6 \text{ m} \times 1200 \text{ kPa} = 2873 \text{ kN}$ olarak hesaplanır. The British Standards Institution (BS,

2015), kaya ile enjeksiyon arasında oluşan ankraj kökü nihai çeper sürtünmesi için 3,0 güvenlik katsayısı (FOS) önermektedir. FOS ile birim başına izin verilen çalışma yükü hesaplanmaktadır. Buna göre; seçilen 6 m kök boyuna sahip bir ankrajın çalışma kapasitesi $2873 \text{ kN} / 3 = 958 \text{ kN}$ 'dir. Proje tasarımında, ankrajlar için tasarım yükü 900 kN olarak belirlenmiştir. Buna göre, kök boyu 6 m olan ankrajlar, tasarım yükünü karşıladığı sonucuna varılmıştır.

4.2. Halat Boyu ve Sayısının Hesaplanması

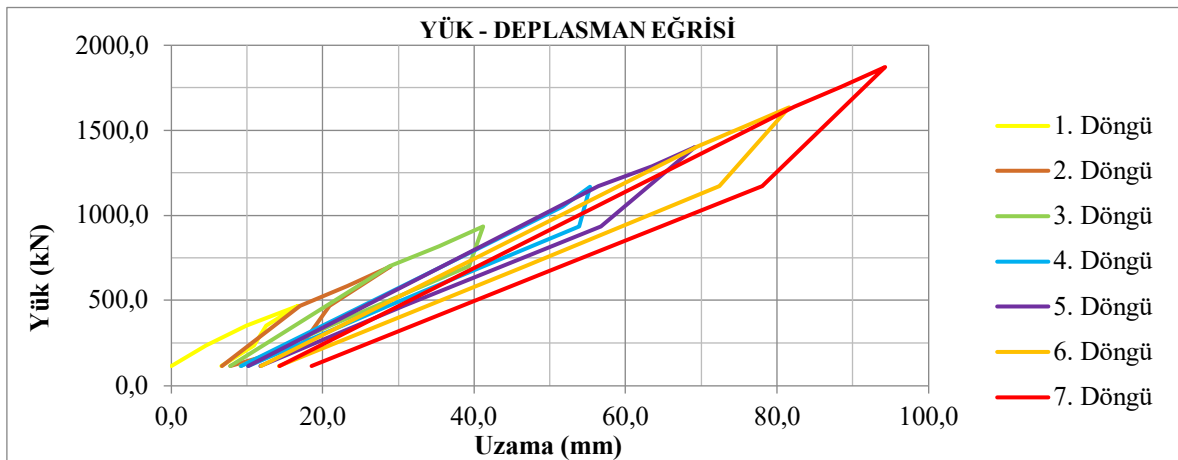
Projedeki ankrajların hem statik tasarım yükü hem de kabul testi yükünü taşıması gerektiğinden her iki durum için de gerekli ankraj halatı sayısını hesaplamak gerekmektedir. Gerekli ankraj halatı sayısını hesaplamak için The British Standards Institution [BS] (2015) ve The British Standards Institution [BS] (2018)'in önerdiği eşitlikler kullanılmıştır. Statik tasarım yükü (N_{st}) ve kabul testi yükü (N_{at}) için gerekli halat sayısı aşağıdaki eşitliklerle hesaplanmıştır.

$$N_{st} = \frac{\text{Tasarım yükü} \times \text{FOS}}{\text{Halat kopma yükü}} \quad (2)$$

$$N_{at} = \frac{\text{Kabul testi yükü}}{0,8 \times \text{Halat kopma yükü}} \quad (3)$$

BS (2018), imalat ankrajları kabul testi yükünü, tasarım yükünün 1,5 katı olarak önermektedir. Bu uygulamada kabul testi yükü, $900 \times 1,5 = 1350 \text{ kN}$ 'dir. American Society for Testing and Materials [ASTM] (2018), 15,2 mm (0,6") çapındaki Grade 270 tip ankraj halatları için halat kopma yükünü 261 kN olarak belirlemiştir. BS (2015)'e göre statik tasarım yükü için gerekli halat sayısı, Eş. 5'te $\text{FOS} = 2$ alınarak hesaplanmıştır. Buna göre halat sayısı $\frac{(900 \text{ kN} \times 2)}{261 \text{ kN}} = 6,90$ bulunmuştur. BS (2018)'e göre kabul testi yükü için gerekli halat sayısı, halat kopma yükünün 0,8 katına göre hesaplanır. Buna göre halat sayısı Eş. 6'dan $\frac{1350 \text{ kN}}{(0,8 \times 261 \text{ kN})} = 6,47$ hesaplanmıştır. Hesaplanan değerler sonucunda ankrajların her iki yükü de taşıması için ankrajların 7 halatlı yapılması gerekmektedir.

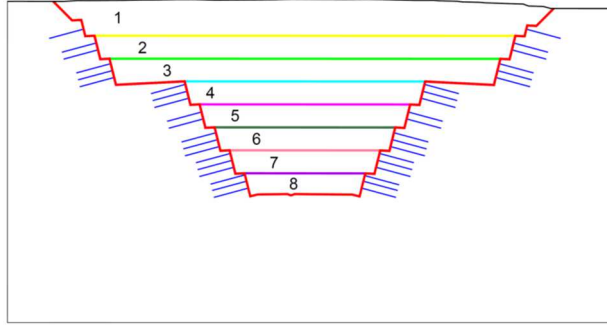
Literatürde, kireçtaşlarında yapılan ankrajlar için minimum serbest boy önerilmemiştir. Bu nedenle sahada 1 adet ankraj testi tasarlanmış ve belirlenecek ankraj boyunun uygunluğu ölçülmüştür. Bu testte ankraj parametreleri, 9 halatlı (kabul testi yükü 1800 kN olduğundan); 6 m kök boy ve 10 m serbest boy olarak belirlenmiştir. Bu parametrelerle BS (2015)'ye göre gerçekleştirilen test sonucunda, ankraj kök bölgesine ait uzamaların, BS (2015)'nin izin verdiği sınırlar içinde olduğu tespit edilmiş (Şekil 4) ve 6 m kök boy ve 10 m serbest boyun uygun olduğu saptanmıştır.



Şekil 4. Ankraj testi sonucunda ankraj kök bölgesine ait yük - deplasman grafiği.

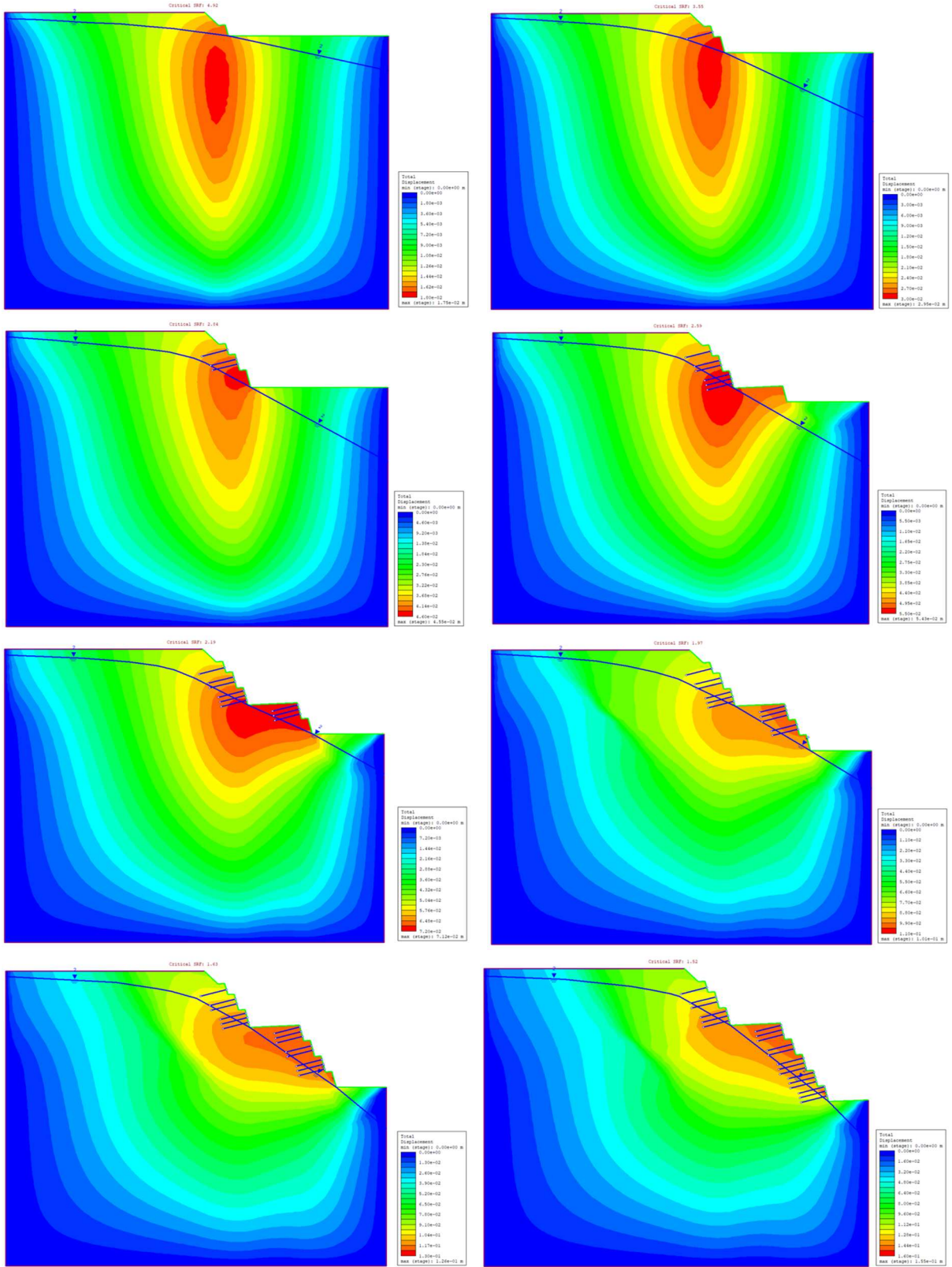
5. SAYISAL ANALİZLER

Ankraj tasarımları arazi kullanımına uygun olarak tasarlanan ve Şekil 5 ile gösterilen geometri için oluşturulmuştur. Toplam 16 m uzunluğundaki 7 halatlı ankrajlar, şev yüzeyi boyunca düşeyde 3 m aralıklarla yerleştirilmiştir. Ayrıca maksimum güvenliği sağlamak adına her kazının kademeli olarak yapılması planlanmıştır. Buna göre her kademedeki kazı tamamlandıktan sonra, aynı kademede bulunan ankrajların imalatı tamamlanacak, ardından bir alttaki kademenin kazısına başlanacaktır. Böylece proje, 8 adımda kazı ve ankrajlar tamamlanacak şekilde Rocscience RS2 programında organize edilmiş (Şekil 5) ve ardından analizler yapılmıştır.



Şekil 5. Şev tasarımının kazı aşamaları.

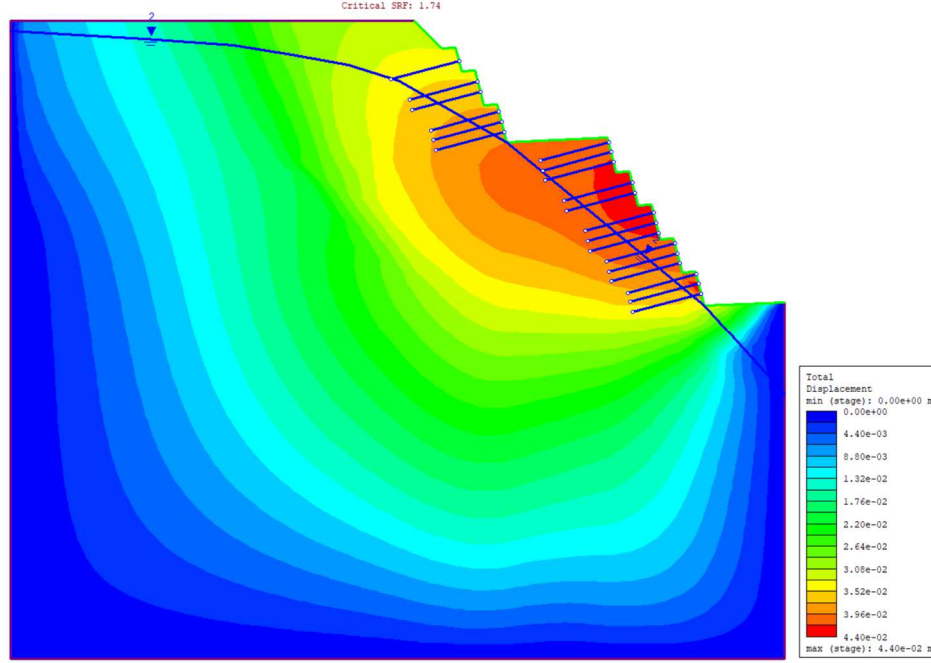
Çalışma kapsamında kazı kademelerine bağlı SRF analizi Şekil 6, SRF değer değişimleri ise Çizelge 3 ile gösterilmiştir. Her kademenin analizindeki kritik SRF değeri, önerilen minimum 1,5 SRF'yi karşılamıştır. Ancak yapılan analizde üçüncü ve dördüncü seviyeye yerleştirilen ankraj köklerinin maksimum deformasyon zonu içinde kaldığı görülmüştür. Bu nedenle, bu ankrajların çalışmayacağı öngörülmüştür. Bu sebeple Rocscience RS2 programında farklı ankraj serbest boyları ile denemeler yapılmıştır. Çeşitli denemeler sonucunda ankraj serbest boyunun 13 metreye çıkarılması durumunda optimum çözüme ulaşıldığı görülmüştür. Bu parametrelere göre yapılan analiz sonucunda kritik SRF 1,74 olarak saptanmış, ayrıca ankraj köklerinin, maksimum deformasyon zonunun dışında kaldığı görülmüştür. Böylece son ve kalıcı durumda şev sisteminin duraysızlık açısından riskli olmadığı saptanmıştır. Uzatılan ankraj boyları ile nihai durumun Rocscience RS2 programında yapılan kritik SRF analizi Şekil 7'da görülmektedir.



Şekil 6. Destekli şev tasarımında yapılan kademe kazılarının RS2 programında SRF analizi.

Çizelge 3. SRF değerinin kazı kademelerine bağlı değişimi.

Kazı kademesi	1	2	3	4	5	6	7	8
SRF değeri	4,92	3,55	2,84	2,59	2,19	1,97	1,63	1,52



Şekil 7. Revize ankraj boyları ile şev tasarımının RS2 programında kritik SRF analizi.

SONUÇLAR ve TARTIŞMA

Teorik bilgi araştırmaları ve hesaplamaları sonucunda yapılması planlanan yol yarması için kazının desteksiz yapılması, şev stabilitesinde sorun oluşturmaktadır. Bunun kontrolü için şev sistemi, Rocscience RS2 bilgisayar programında sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilmiştir. Buna göre desteksiz kazıda şev sistemi kritik SRF değerini sağlayamayıp duraysızlık riski oluşmaktadır. Bu nedenle kazı sırasında şevde oluşacak kritik kayma zonunu şevin daha geri bölgesine taşıyıp şevi destekleyecek elemanlar tasarlanmış ve bunun için gerekli parametreler hesaplanmıştır. Tasarlanan şev sistemi, sekiz kazı kademesinden ve her kademeye 3 m aralıklar ile yerleştirilmiş ankrajlardan oluşmaktadır. Her bir kazı kademesi Rocscience RS2 bilgisayar programında değerlendirilmiştir. Analiz sonucunda ankrajlar ile desteklenen şevin en son kazı kademesinde kritik SRF 1,52 bulunmuş olmasına rağmen üçüncü ve dördüncü kazı kademelerine yerleştirilen ankraj köklerinin maksimum deformasyon zonunun içinde kaldığı ve bu nedenle bu seviyedeki ankrajların çalışmayacağı saptanmıştır. Çeşitli denemelerle ankraj serbest boyu uzatılarak Rocscience RS2'de tekrar analiz edilmiş ve optimum ankraj boyu çözümü elde edilmiştir. Bu analiz sonucuna göre kritik SRF değeri sağlanmakta ve ankraj kökleri deformasyon zonunun dışında kalmaktadır. Sonuç olarak tasarlanan destek sistemi, şevlerde yeterli SRF değerini sağlamış olsa bile duraylılık analizleri için sadece SRF kontrolü yeterli olmamakta; destek sisteminin çalışabilmesi için destek elemanlarının, deformasyon zonunun dışında kaldığından emin olunmalıdır.

Çalışmada, derin yarma şevleri için tasarlanmış olan ankrajlar, test ankrajlarında uygun şekilde çalışsa dahi, derinlikle birlikte değişen özellikler nedeniyle ankraj boylarının yetersiz kalabileceği görülmüş ve bu nedenle yapılan tasarımların ilgili bilgisayar programları ile analiz edilmesinin önemi anlaşılmıştır.

KAYNAKLAR

- American Society for Testing and Materials, 2018. Standard specification for low-relaxation, seven-wire steel strand for prestressed concrete. ASTM A416/A416M-18.
- International Society for Rock Mechanics, 2007. The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 2007-2014, Türkiye.
- Post Tensioning Institute, 2004. Recommendations for prestressed rock and soil anchors.
- Sabatini, P. J., Pass, D. G., ve Bachus, R. C., 1999. Ground anchors and anchored systems. U.S. Dept. of Transportation Federal Highway Administration.
- The British Standards Institution, 2015. Code of practice for grouted anchors. BS 8081:2015.
- The British Standards Institution, 2018. Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structures - Part 5: Testing of grouted anchors. BS 22477-5:2018.

Silifke-Mut (Mersin) Karayolunda Meydana Gelen Kargıcak Heyelanının İnsansız Hava Aracı ve Jeoteknik Çalışmalarla Değerlendirilmesi

*Assesment of Kargıcak Landslide on Silifke-Mut (Mersin) Highway Using Unmanned Aerial
Vehicle and Geotechnical Studies*

Muhammet NURDUHAN¹, Hidayet TAĞA^{2,*}

¹ Karayolları 5. Bölge Müdürlüğü, 33220, Mersin

² Mersin Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Çiftlikköy Kampüsü, 33343, Mersin

(* htaga@mersin.edu.tr)

ÖZ: Bu çalışmada 8 Ocak 2020 tarihindeki aşırı yağışların ardından Silifke-Mut (Mersin) ilçelerini birbirine bağlayan D-715 devlet karayolunun Kargıcak mahalle sınırları içerisindeki Km 31+300 ile 31+500 arasında yer alan kütle hareketi değerlendirilmiştir. Aktif heyelanı içerisine alan bölgenin insansız hava aracı (İHA) ile 2 farklı tarihte aynı uçuş rotasında çekilen fotoğraflarından üretilen nokta bulutuyla 2 cm çözünürlüklü ortofotolar ve sayısal yükseklik modeli (SYM) oluşturulmuştur. Oluşturulan ortofotolar ve sayısal yükseklik modellerinden Kargıcak Heyelanı haritalanarak yüzey morfolojisindeki değişimler değerlendirilmiştir. Heyelanın kayma mekanizması ve derinliğini belirlemek için 9 adet tam karotlu sondaj açılmış ve inklinometre çalışmaları gerçekleştirilmiştir. İnklinometre ve yüzey çalışmaları ile Kargıcak Heyelanının, dairesel başlayıp, ayrılmış kıltaşı-kil birimi ile kıltaşı-marn yüzeyinde düzlemsel olarak geliştiği belirlenmiştir.

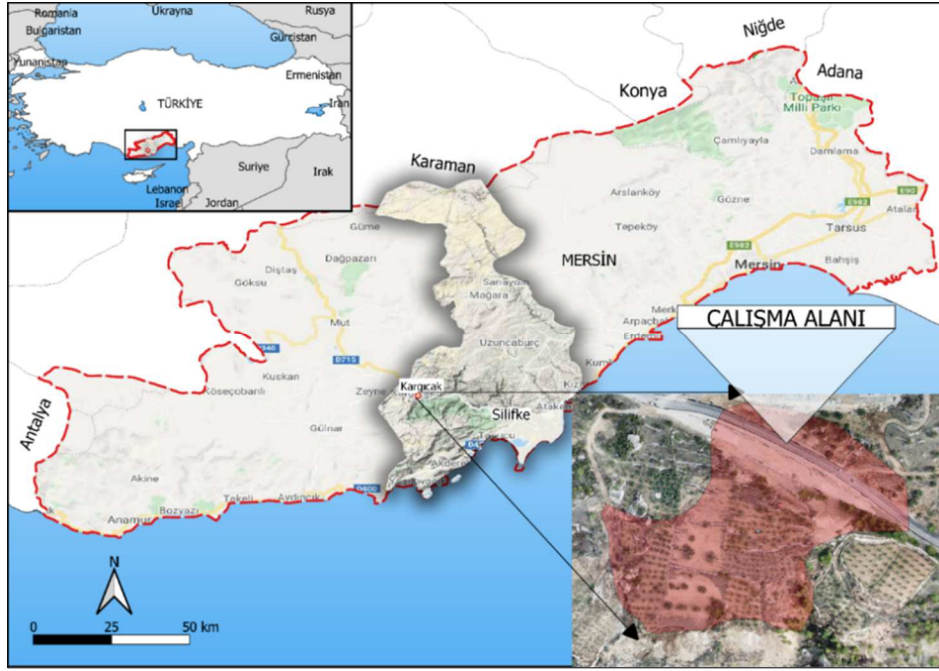
Anahtar Kelimeler: Fotogrametri, İHA, İnklinometre, Kargıcak Heyelanı, Silifke-Mut Karayolu

ABSTRACT: The mass movement that occurred on January 8, 2020, after heavy rains in the Kargıcak District between Km 31+300-31+500 of the D-715 Highway connecting the Silifke-Mut districts was evaluated. Orthophotos with 2 cm resolution and digital elevation model (DEM) were created with the point cloud produced from the images taken on the same flight route on 2 different dates by the unmanned aerial vehicle (UAV). The Kargıcak landslide, , was mapped using the orthophotototos and DEM and the changes in surface morphology were evaluated. In order to determine the sliding mechanism and depth of the Kargıcak Landslide, 9 core drillings were completed in the landslide area . The sliding depth was determined using the data obtained from the inclinometer readings placed in the boreholes. It was determined that the Kargıcak Landslide started circularly and developed planarly on the claystone-marl surface with the decomposed claystone-clay unit.

Keywords: Photogrammetry, UAV, Inclinometer, Kargıcak landslide, Silifke-Mut Highway

1. GİRİŞ

Mersin ili, Silifke ilçesi, Kargıcak mahallesinde ve Silifke ile Mut bağlantısını sağlayan D715 nolu Devlet Yolu üzerinde, 2020 yılı Ocak ayında aşırı yağışların arkasından bir kütle hareketi meydana gelmiş ve araç trafiğini durdurmuştur (Şekil 1, 2). Silifke-Mut Karayolu Km 31+300 ile 31+500 arasında oluşan kütle hareketinin yüzeysel değişimleri değerlendirilen bu çalışmada iki farklı tarihte %70 yanal ve düşey aşmalı (bindirmeli) olarak insansız hava aracı (İHA) ile çekilen fotoğraflardan elde edilen 2 cm çözünürlüklü ortofoto ve sayısal yükseklik modeliyle (SYM) beraber arazi çalışmalarıyla kütle hareketi haritalanmış, yüzeysel değişimler ile alansal yayılımı ortaya konulmuştur. Kargıcak heyelanının kayma mekanizması ile kayma derinliği, İHA ile elde edilen ortofotolar, yüzey çalışmaları ve açılmış olan 9 adet sondaja yerleştirilmiş inklinometre ait veriler (Jemas, 2020) kullanılarak değerlendirilmiştir.



Şekil 1. İnceleme alanının yer bulduru haritası.

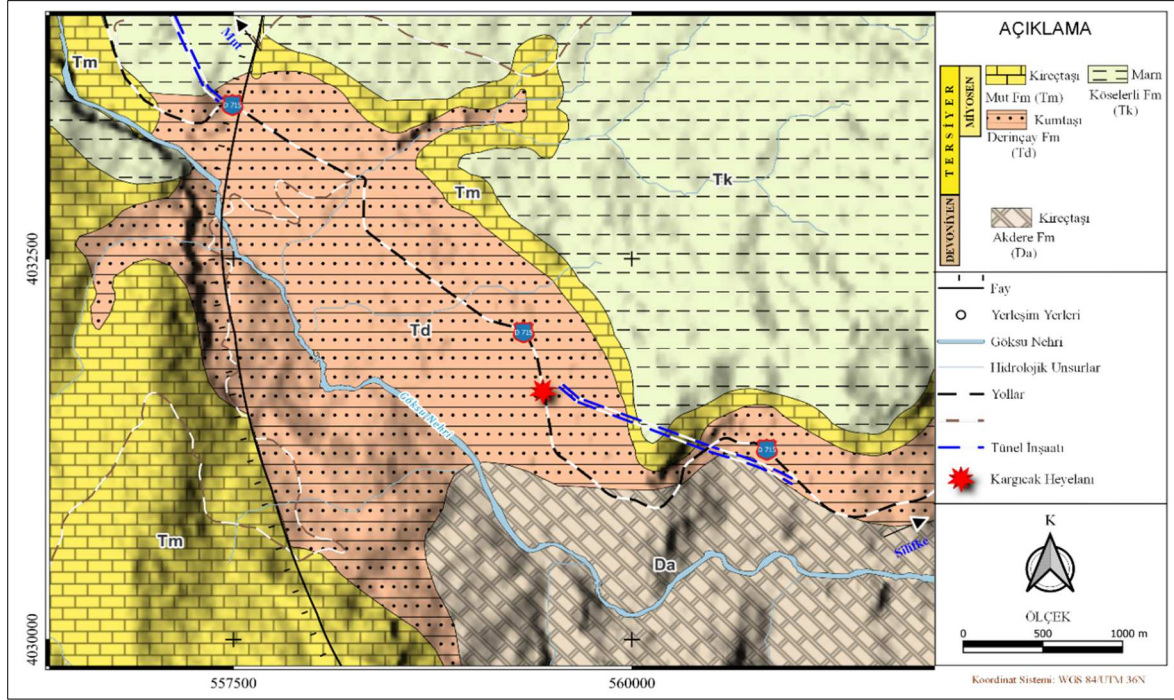


Şekil 2. Kargıcak heyelanına ait arazi görüntüleri.

Ülkemizde ve dünyada fotogrametri kullanılarak heyelan haritalama ve izleme çalışmaları giderek artmaktadır (Karslı, vd., 2002; Westoby, vd., 2012; Ulusoy, vd., 2017; Kromer, vd., 2019; Akdağ, 2023). Tekin (2019) tarafından çok yüksek duyarlı olarak değerlendirilmiş alanda oluşan Kargıcak heyelanı, eski bir heyelan alanı içerisinde gelişmiştir (Duman vd., 2011). 8 Ocak 2020 tarihinde aşırı yağışların ardından oluşan Kargıcak heyelanının oluşum mekanizması ve morfolojik değişimler farklı çalışmalar tarafından değerlendirilmiştir (Jemas, 2020; Nurduhan, 2022; Nurduhan ve Tağa, 2022).

2. ÇALIŞMA ALANININ JEOLojİSİ

İnceleme alanı ve çevresinde Devoniyen yaşlı Akdere formasyonu ile Tersiyer yaşlı Mut, Köselirli ve Derinçay formasyonları bulunmaktadır (Şekil 3).



Şekil 3. İnceleme alanı ve çevresine ait jeoloji haritası (Gedik vd., 1979'dan değiştirilerek).

Akdere formasyonu (Da), inceleme alanının güney doğusunda Göksu Nehrinin kuzey ve güneyinde yayılım göstermektedir. Formasyon, Kireçtaşı şeyl ardalı olup, fosilli ve sert yapıdadır. (Gedik vd., 1979).

Kargıcak heyelanının da içerisinde yer aldığı Derinçay formasyonu (Td), başlıca çakıltaşı ve kumtaşı litolojisi ile temsil edilmektedir. Birimde marn, şeyl ve killi kireçtaşının yaygın olarak yüzeylendiği alanlar Fakırca üyesi olarak ayrılmıştır (Gedik vd., 1979). Kargıcak heyelanı Derinçay formasyonu Fakırca üyesinin kil-kıltaşı, kıltaşı-marn birimleri içerisinde oluşmuştur (Nurduhan ve Tağa, 2022).

Mut formasyonu (Tm) resifal kireçtaşı litolojisinde olup, killi kireçtaşı, kumtaşı ve marn birimlerinde bulunmaktadır. Mut formasyonu ile Köselerli formasyonu birbirine geçişli olduğundan bu iki formasyonun birbirinden ayrılması güçleşmektedir (Gedik vd., 1979).

Köselerli Formasyonunda (Tk) ise genel litoloji marn birimi olup, killi kireçtaşı, kireçtaşı, kumtaşı, çakıltaşı birimleri bulunmaktadır. (Gedik vd., 1979).

3. MALZEME ve YÖNTEM

Çalışma alanındaki heyelanın haritalanmasında insansız hava aracı (DJI (Mavic air 2 Combo), diferansiyel GPS, el GPS'i, 1/25.000 ölçekli harita ve jeolog pusulası kullanılmıştır. İnceleme sahasında ilk uçuş 19 Ocak 2020 tarihinde gerçekleştirilmiştir. İlk Uçuş 80 m yükseklikten %70 düşey ve yanal aşmalı olup 609 adet fotoğraf çekimi yapılmıştır. İkinci uçuş ise 125 m yükseklikte yine %70 düşey ve yanal aşmalı olarak 12/06/2021 tarihinde gerçekleştirilmiş olup 395 adet fotoğraf çekimi yapılmıştır. Dengeleme hesapları için kullanılan yer kontrol noktaları diferansiyel GPS ile 0,02 mm hassasiyetinde ölçüm yapılarak alınmıştır.

4. ARAŞTIRMA BULGULARI

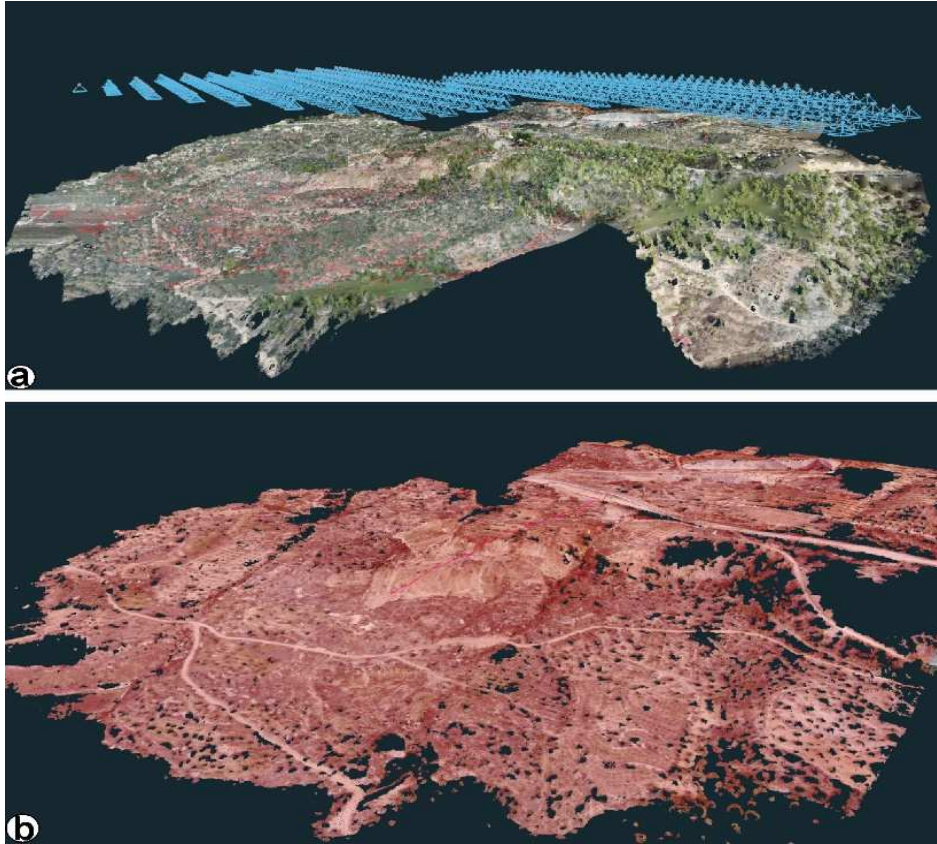
4.1 Fotogrametri Çalışmaları

Hava fotogrametrisi çalışmalarında İHA ile çekilen fotoğraflardan elde edilecek olan verilerin doğruluk ve hassasiyetini artırmak amacıyla diferansiyel GPS cihazı ile konumları belirlenmiş yer kontrol noktaları (YKN) araziye uygulanmıştır.

19 Ocak 2020 tarihindeki birinci uçuşta 609 adet fotoğraf işlenerek 12 milyon nokta bulutu (Şekil 4a) ve bu nokta bulutları kullanılarak 5 cm hassasiyetli sayısal yükseklik modeli üretilmiştir (Şekil 4b). 12 Haziran 2021 tarihinde gerçekleştirilen ikinci uçuşta 8 cm hassasiyetli sayısal yükseklik modeli ve nokta bulutu oluşturulmuştur. İHA ile çekilen fotoğraflardan nokta bulutu üretilirken yer kontrol noktaları ile dengeleme yapılmıştır. Dengeleme işleminden sonra nokta bulutu verilerinden üçgen ağ modeliyle sayısal yükseklik modeli üretilmiş ve 2 cm çözünürlüklü ortofotolar oluşturulmuştur.

Kargıcak heyelanı ve çevresinde İHA kullanılarak iki farklı tarihli çalışma gerçekleştirilmiştir. İHA kullanılarak gerçekleştirilen fotogrametri çalışmaları ile Kargıcak heyelanının da içerisinde yer aldığı bölgenin sayısal yükseklik modelleri (SYM) üretilmiştir. Kargıcak heyelanındaki 484,16 m uzunluğunda kesit hattında (Şekil 5) yüzeysel morfolojideki değişimler değerlendirilmiştir (Şekil 6).

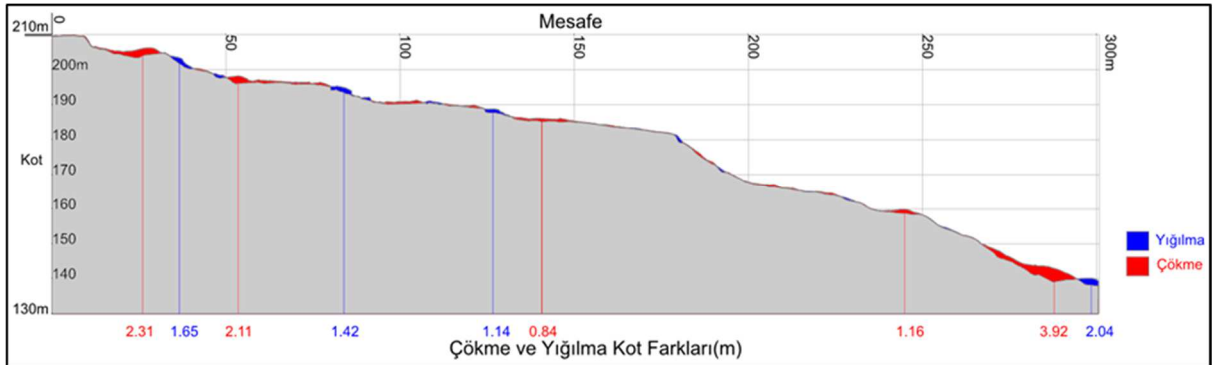
Şekil 6'da belirtilen kırmızı rengi takip eden yüzey 1. uçuşa, mavi rengi takip eden yüzey ise 2. uçuşa denk gelmektedir. İki farklı tarihte İHA ile çekilen görüntüler kullanılarak elde edilen sayısal yükseklik modellerine göre heyelanın taç kısmında 2,31 m'lik bir hareket gözlemlenmiştir. Yine yer yer yaklaşık 4 m'ye varan çökme, 2 m'ye varan bir yığılma (kabarma) olduğu belirlenmiştir (Şekil 6).



Şekil 4. Kargıcak heyelan alanında 19 Ocak 2020 tarihinde İHA ile oluşturulan nokta bulutu (a) ve sayısal yükseklik modeli (b).



Şekil 5. Heyelan alanı ve çevresinin ikinci uçuşa ait ortofotusu ile morfolojik değişimlerin izlendiği profil hattı.



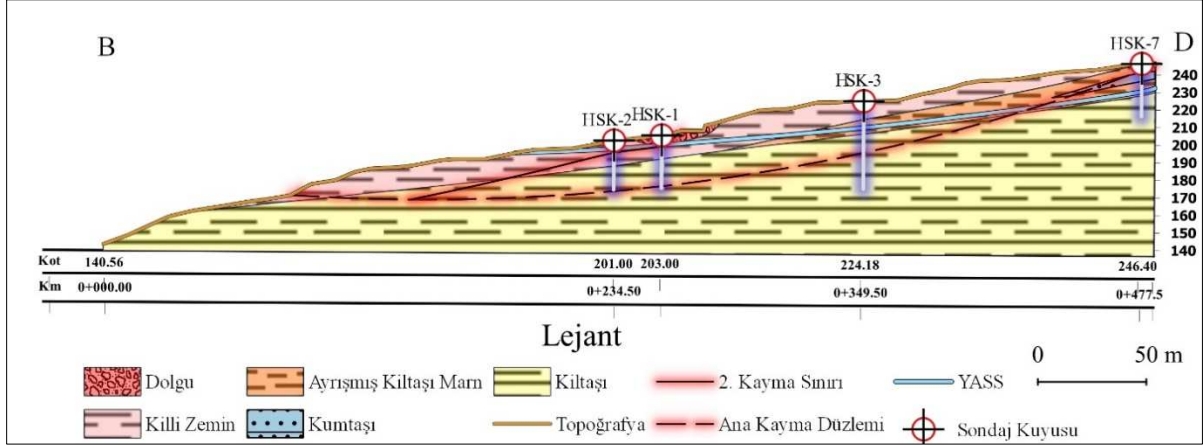
Şekil 6. Kargıcak Heyelanındaki kuzeydoğu -güneybatı doğrultulu profildeki morfolojik değişimler.

4.2. İnklinometre çalışmaları

Çalışma alanında tam karotlu 9 sondaj çalışması yapılmıştır. Bunlardan 7 adet sondaj kuyusundan inklinometre okumaları gerçekleştirilmiştir (Çizelge 1).

HSK-1 sondaj kuyusunda 24 saatte, HSK-2 sondaj kuyusunda ise 2. Günde kırılma olduğundan okuma gerçekleşmemiştir. HSK-5 ve HSK-9 nolu sondaj kuyularında hareket gözlemlenmemiştir. Diğer sondajlarda gözlemlenen hareket miktarları Çizelge 1'de belirtilmiştir.

Gerçekleştirilen inklinometre okumaları, arazi çalışmaları ve iki farklı tarihteki uçuşlardan elde edilen yüzey morfolojisindeki değişimler ile Kargıcak heyelanının ana kayma yüzeyinin dairesel başlayıp ayrılmış kiltaş-marn biriminde düzlemsel olarak devam ettiği değerlendirilmiştir (Şekil 7).



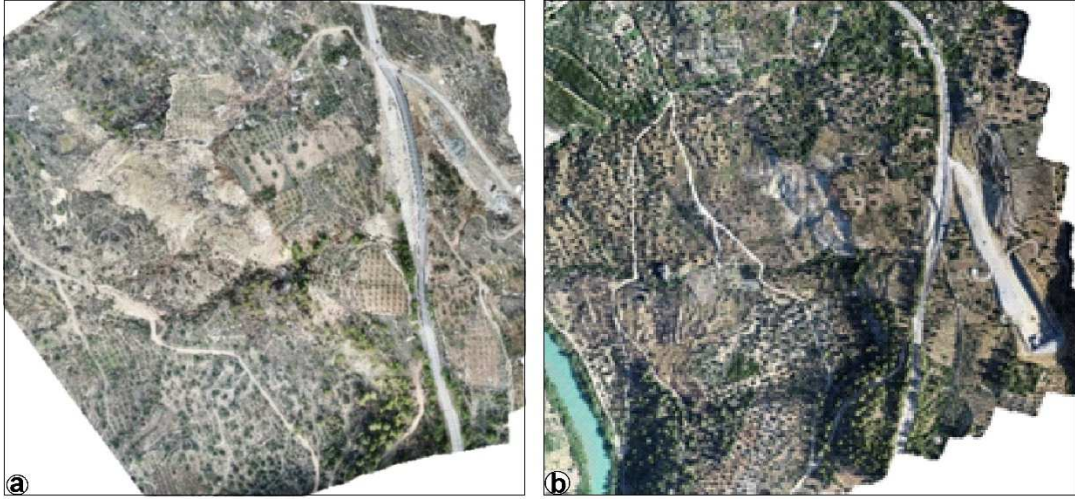
Şekil 7. Fotogrametri ve sondaj çalışmalarıyla oluşturulmuş Kargıcak Heyelanının kesiti.

Çizelge 1. Araştırma sondajlarındaki inklinometre okumaları ve litoloji (Jemas Mühendislik, 2020'den değiştirilerek).

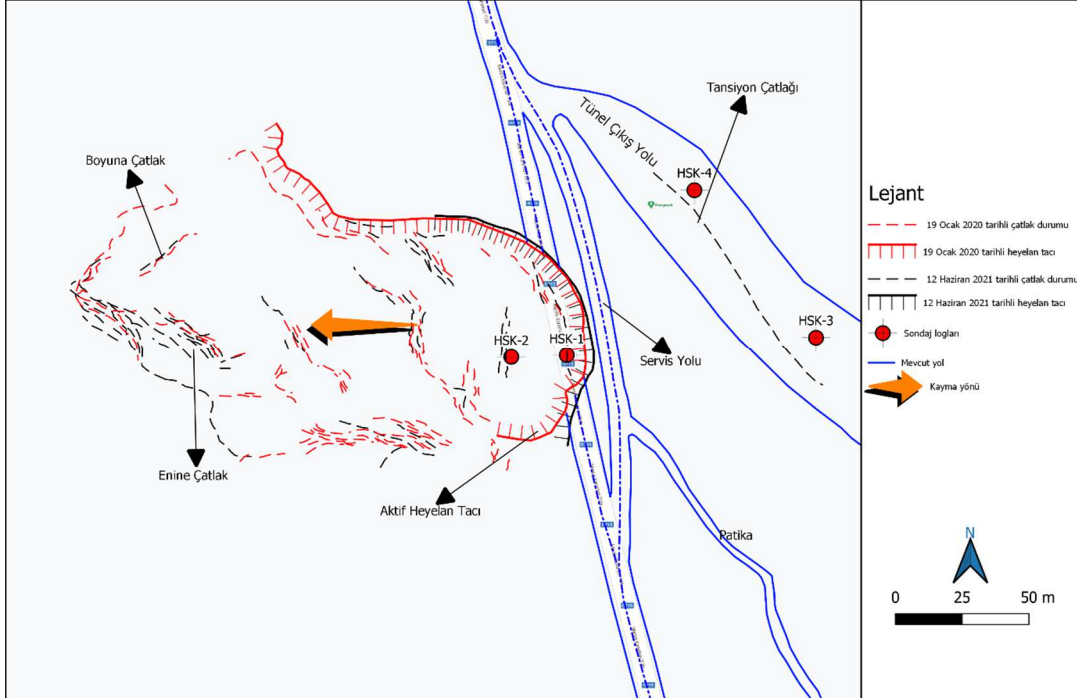
SK-No	Derinlik(m)	İnklinometre Ölçümleri	Litoloji
HSK-1	30	6 m'de/ 24 saatte kırıldı.	0-6 m: Dolgu 6-12.5 m: Kil 12.5-30m: Kiltaş-Marn
HSK-2	28	7 m'de/2. Gün kırıldı.	0-4.2 m: Kil-Blok 4.2-16 m: Kil 16-28 m: Kiltaş-Şeyl
HSK-3	50	15 m./18 mm.	0-10.5 m: Çakıllı Kil 10.5-19.5 m: Ayrılmış Kiltaş-Marn 19.50-50 m: Kiltaş
HSK-4	30	15.5 m./30 mm.	0-16.5 m: Kil 16.5-30 m: Kiltaş
HSK-5	30	-	0-6 m: Kil 6-30 m: Kiltaş
HSK-6	30	12 m/12 mm.	0-12 m: Ayrılmış Kiltaş-Çakıl 12-30 m: Kiltaş
HSK-7	30	12 m/10 mm.	0-5 m: Ayrılmış Kiltaş-Marn 5-10 m: Kumtaş 10-19 m: Ayrılmış Kiltaş-Kiltaş 19-30 m: Kiltaş
HSK-8	25	8 m./4 mm.	0-17 m: Ayrılmış Kiltaş-Marn 17-25 m: Kiltaş
HSK-9	25	-	0-10.50 m: Ayrılmış Kiltaş-Marn 10.50-25 m: Kiltaş

4.3. Heyelan haritalama çalışmaları

19 Ocak 2020 ve 12 Haziran 2021 tarihli uçşlardan elde edilen fotoğraflardan 2 cm çözünürlüklü ortofoto görüntüleri oluşturulmuştur (Şekil 13 a, b). 19 Ocak 2020 tarihli yapılan haritalardan elde edilen ortofoto görüntüsü ile siyah renk, 12 Haziran 2021 tarihli yapılan ortofoto görüntüsü kırmızı renk ile temsil edilen heyelana ait taş ve çatlakların sınırları belirlenmiştir (Şekil 14).



Şekil 13. 19 Ocak 2020 (a) ve 12 Haziran 2021 tarihli (b) ortofoto görüntüleri.



Şekil 14. Kargıcak Heyelanının haritası.

5. SONUÇLAR

Yapılan çalışmada fotogrametri kullanılarak ki farklı tarihte İHA ile çekilen görüntüler ile elde edilen sayısal yükseklik modellerine göre heyelanın taç kısmında 2,30 m'lik bir hareket gözlemlenmiştir. Yine yer yer yaklaşık 4 m'ye varan çökme, 2 m'ye varan bir (kabarma) olduğu belirlenmiştir. Ortofotolar ile yapılan heyelan haritasına göre heyelan içerisinde enine çatlaklarda artış olduğu gözlemlenmiş ve yapımı devam eden tünel inşaatına giden servis yolunda yeni bir gerilme çatlağı oluştuğu belirlenmiştir. İnklinometre okumalarına ve arazi gözlemlerine göre Kargıcak Heyelanı dairesel başlayıp düzlemsel olarak devam ettiği ve maksimum kayma derinliğinin yüzeyden 34 m derinlikte yer aldığı belirlenmiştir.

6. KAYNAKLAR

- Karslı, F., Yalçın, A., Atasoy, M., Demir, O., Reis, S., Ayhan, E., 2002. Landslide Assessment By Using Digital Photogrammetric Techniques.
- Westoby, M.J., Brasington, J., Glasser, N.F., Hambrey, M.J. ve Reynolds, J.M., 2012. Structure- from-Motion photogrammetry: A low-cost, effective tool for geoscience applications. *Geomorphology*. 179, 300–314.
- Kromer, R., Walton, G., Gray, B., Lato, M., ve Group, R., 2019. Development and optimization of an automated fixed-location time lapse photogrammetric rock slope monitoring system. *Remote Sensing*. 11 (16).
- Ulusoy, İ., Şen, E., Tuncer, A., Sönmez, H., ve Bayhan, H., 2017. 3D Multi-view Stereo Modelling of an Open Mine Pit Using a Lightweight UAV. *Türkiye Jeoloji Bülteni / Geological Bulletin of Turkey*. 60 (2), 223–242.
- Akdağ, D., 2023. Yol Boyu Heyelanlarına Bir Örnek: Ardahan - Göle Heyelanı. *Jeomorfolojik Araştırmalar Dergisi*(11), 52-70. <https://doi.org/10.46453/jader.1288368>
- Nurduhan, M., ve Tağa, H., 2022. Silifke-Mut (Mersin) Karayolunda Meydana Gelen Kargıcak Heyelanının Değerlendirilmesi. *Jeoloji Mühendisliği Dergisi*, 46(2), 139-156. <https://doi.org/10.24232/jmd.1230612>
- Tekin, S., 2019. Göksu Nehri havzasının coğrafi bilgi sistemleri tabanlı jeomorfometrik analizi ve niceliksel heyelan olası tehlike değerlendirmesi. *Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi*, 244 s, Adana.
- Nurduhan, M., 2022. Silifke-Mut (Mersin) Karayolu Kargıcak Civarındaki Kütle Hareketinin Değerlendirilmesi., *Mersin Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi*, 101 s, Mersin.
- Duman, T.Y., Çan, T., Emre, Ö., 2011. 1/1.500.000 ölçekli Türkiye Heyelan Envanteri Haritası. Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü, Özel Yayınlar Serisi-27, Ankara, Türkiye. ISBN: 978- 605-4075-84-3.
- Gedik, A., Birgili, Ş., Yılmaz, H., Yoldaş, R., 1979. Mut-Ermenek-Silifke Yöresinin Jeolojisi ve Petrol Olanakları. *Türkiye Jeoloji Kurumu Bülteni*. 22, 7–26.
- JEMAS Mühendislik, 2020. Silifke-Mut 3. Bölge Hudut 2. Kısım Yolu Km:31+100-31+650 Arası Heyelan Önleme Projesi.

The applicability of Dynamic Limiting Equilibrium Method (DLEM) and Discrete Finite Element Method (DFEM) for assessing the rock slope stability

Naohiko TOKASHIKI^{1,*}, Ömer AYDAN¹, Takashi ITO¹

¹ University of the Ryukyus, Civil Engineering Department, Okinawa, Japan
(* nao@tec.u-ryukyu.ac.jp)

ABSTRACT: Various discontinuity patterns are mostly observed in all rocks. The authors are concerned with the dynamic stability of rock slope consisting of various shaped blocks. In this study, the dynamic stability of rock blocks were investigated through model tests using the base-friction and shaking table testing device. Then limiting equilibrium method (LEM) and Discrete Finite Element Method (DFEM) are utilized to simulate model tests. The failure conditions can be estimated by the LEM and DFEM with the considerations of frictional properties and geometry of blocks.

Keywords: Limit equilibrium method, Discrete Finite Element Method, Rock slope, Dynamic, Block

ÖZ: Tüm kayalarda çoğunlukla çeşitli süreksizlik modelleri gözlenmektedir. Yazarlar, çeşitli şekilli bloklardan oluşan kaya şevinin dinamik stabilitesi ile ilgilenmektedir. Bu çalışmada, kaya bloklarının dinamik stabilitesi, temel sürtünmesi ve sallanan masa test cihazı kullanılarak gerçekleştirilen örnek testler aracılığıyla araştırılmıştır. Daha sonra örnek testleri simüle etmek için limit denge yöntemi (LEM) ve Ayırık Sonlu Elemanlar Yöntemi (DFEM) kullanılmıştır. Yenilme koşulları, sürtünme özellikleri ve blokların geometrisi göz önünde bulundurularak LEM ve DFEM ile tahmin edilebilir.

Anahtar Kelimeler: Limit denge yöntemi, Ayırık sonlu elemanlar yöntemi, Kaya şevi, Dinamik, Block

1. INTRODUCTION

The response and stability assessment of rock engineering structures excavated in discontinuous rock masses has been always a great concern in the field of rock mechanics and rock engineering. As rock mass consists of distinct blocks due to geological discontinuities, which result in different patterns of discontinuity distribution, several techniques were developed to analyse masses consisting of distinct blocks. In the literature, it can be found that during the last three decades the limiting equilibrium analysis (Hoek and Bray, 1977, Aydan et al., 1989) and some numerical analysis methods such as the finite element method (FEM) (Goodman et al., Ghaboussi et al., 1973, Aydan et al., 1990, 1996), distinct element method (DEM) (Cundall, 1971) and discontinuities deformation analysis (Shi, 1988) have been developed for the analysis of rock engineering structures involving discontinuities in rock mechanics. However, it is difficult to say that a unique technique, that guarantees satisfactory results, is developed.

This study has also been carried out with the sole purpose to develop a suitable method for the analysis of rock engineering structures excavated in discontinuous rock masses consisting of blocks of arbitrary shape. Among the several available techniques, the discrete finite element method (DFEM) and some limiting equilibrium method (LEM) have been selected to assess the stability of blocks and blocky systems. In this study, several typical conditions of blocks and blocky rock mass are considered and a series of analyses were carried out and the results of the numerical analyses are compared with those of limiting equilibrium method.

2. DISCRETE FINITE ELEMENT METHOD

This model is recently used to model block systems by Aydan and Mamaghani (e.g. Aydan et al., 1996; Tokashiki et al., 1997) by assigning a finite thickness to contact element and employing an up-dated Lagrangian scheme to deal with large block movements. The DFEM is essentially based on the finite element technique and is a hyperbolic type of formulation. It consists of a mechanical model to represent the deformable blocks and contact models that specify the interaction among them. Intact blocks and block contacts are modeled as a visco-elasto-plastic material. Small displacement theory is applied to the intact blocks while blocks can take finite displacement. Block interactions are simulated through contact elements. The contact element can easily deal with sliding and separation movements. The fundamental principles of the DFEM are illustrated in Figure 1.

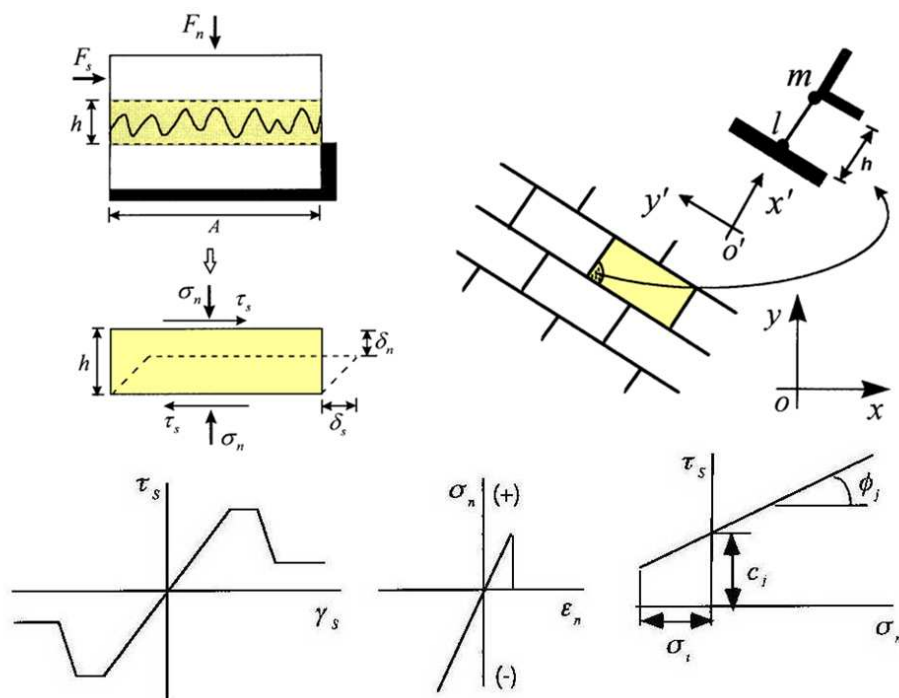


Figure 1. Illustrations of the main principles of the DFEM.

3. STABILITY OF A SINGLE BLOCK AND COLUMNS OF MULTI-BLOCKS

3.1. A Single or Column of Multi-Rectangular Blocks

First the dynamic stability of square and rectangular blocks on a plane with an inclination of 30° was analyzed by the DFEM. The rectangular block was assumed to have a height to breadth ratio $h/b = 1/3$. The friction angles for square and rectangular blocks are $\phi = 25^\circ$ and $\phi = 35^\circ$, respectively. Table 1 gives material properties used in numerical analyses. Figure 2 shows computed configurations of the square block of size $4m \times 4m$ and a rectangular block of size $12m \times 4m$. The square block slides on the incline (time step $\Delta t = 0.04$ sec) while the rectangular block topples (time step $\Delta t = 0.01$ sec). These predictions are consistent with the kinematic conditions for the stability of a single block in the previous example as well as with the experimental results reported by Aydan et al. (1989). It should, however, be noted that the discretization of the domain, mechanical properties of blocks and contacts, and time steps may cause superficial oscillations and numerical instability.

Table 1. Material properties used in numerical analyses.

Properties of Blocks					Properties of Contacts							
λ	μ	λ^*	μ^*	γ	E_n	G_s	E_n^*	G_s^*	c	σ_t	ϕ	
MPa	MPa	MPa·s	MPa·s	kN/m ³	MPa	MPa	MPa·s	MPa·s	MPa	MPa	(°)	
10	10	5	5	25	0.1	0.1	0.05	0.05	0	0	(25) 35	

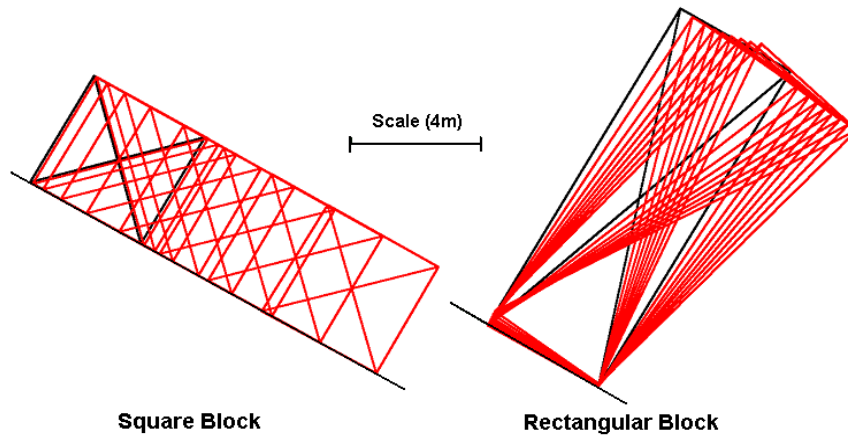


Figure 2. Dynamic stability of a block on an incline.

A very simple, yet meaningful problem that can be analyzed by the proposed method is that of a rectangular block on an incline. The correct kinematic conditions for sliding and toppling of a column consisting of same size and shape blocks on an incline have been developed by Aydan et al. (1989). The stability chart considers four modes of behavior, namely, Stable, Sliding only, Toppling only, Sliding & toppling. The DFEM was applied to study this problem, and the results were compared with those predicted by the stability chart. For a methodical comparison, the slope angle α and the ratio of block height to width h/t were varied systematically, while friction angle was fixed at 25° . Different symbols representing different modes of behavior are plotted on the chart for $\phi = 25^\circ$ as shown in Figure 3. As can be seen from these plots, that the results by the proposed method are in complete agreement with stability chart.

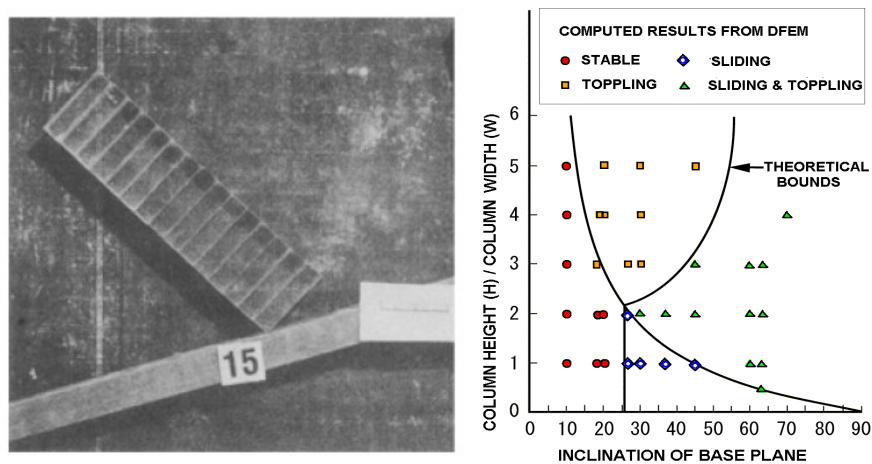


Figure 3. (a) View of experiments on columns with different number of blocks, (b) Comparison of limits of the failure modes of columns consisting of rectangular blocks estimated by LEM and DFEM.

It is also worth noting that any hyperbolic type equation system requires a certain kind of damping (viscosity) to attain stationary solution, which requires information on the viscous characteristics of rocks and discontinuities. As time-dependent characteristics of discontinuities and intact rocks are less studied and experimental data is still limited, the inertia term is neglected in the computations reported hereafter using the DFEM.

3.2. A Single or Column of Multi-Hexagonal Blocks

This hexagonal discontinuity pattern is mostly observed in all extrusive volcanic rocks as well as in some sedimentary rocks. In this sub-section, the dynamic stability of a column consisting single or multi-hexagonal blocks is considered and the dynamic stability of a column consisting various number of hexagonal blocks was investigated through model tests using the base-friction apparatus. The limiting equilibrium method (LEM) and Discrete Finite Element Method (DFEM) were utilized to simulate model tests. Results are shown and compared in Figure 4. As seen from Figure 4, the failure conditions can be estimated by the LEM and DFEM with the considerations of frictional properties and geometry of blocks and the results of the LEM and the DFEM are in close agreement with each other. Figure 5 shows the base-friction tests and DFEM simulations.

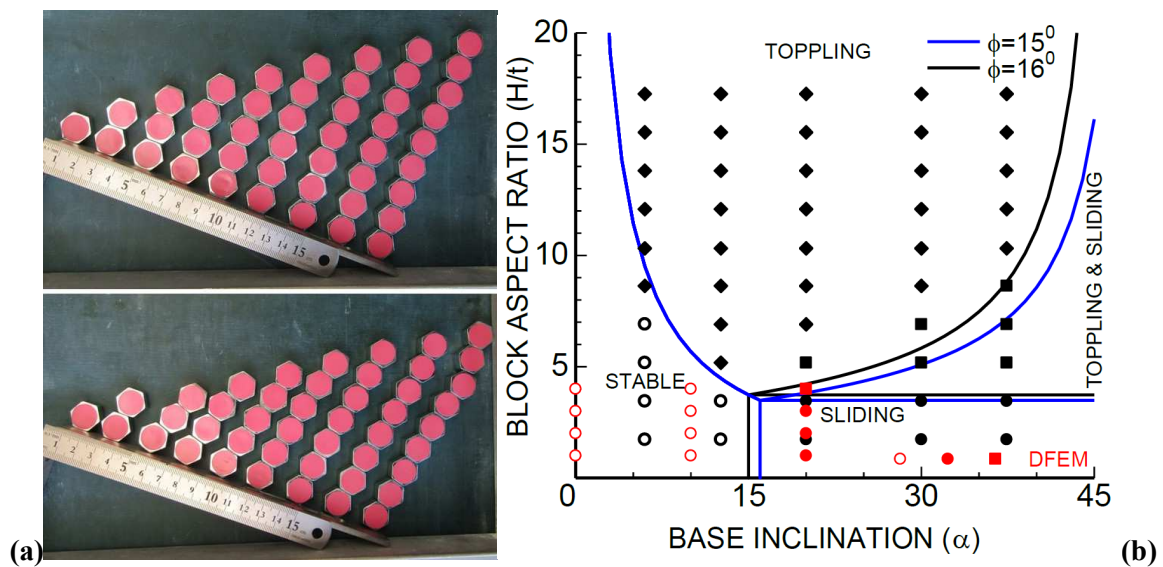


Figure 4. (a) View of experiments on columns with different number of blocks, (b) Comparison of limits of the failure modes of columns consisting of hexagonal blocks estimated by LEM and DFEM

4. STABILITY OF SLOPES CONSISTING OF BLOCKY ROCK MASS

The first example on rock slopes is related to the numerical simulation of sliding failure of rock slopes. The material properties used in numerical analyses are given in Table 2. It was assumed that a block bounded by the slope surface and a vertical discontinuity and an discontinuity inclined at an angle of 31° . Figure 6 shows the configuration of the slope at each iteration step. As expected, separation at the vertical discontinuity and sliding along the inclined discontinuity take place. The displacement of sliding block increases as the iteration number increases. For the planar sliding shown in Figure 5(b), the safety factors obtained from LEM are given in Table 3. The estimations are in agreement with the DFEM results.

Table 2. Properties of Intact Rock and Contacts.

Rock				Contacts		
λ	μ	E_n	G_s	c	σ_i	ϕ
MPa	MPa	kPa	kPa	MPa	MPa	(°)
5	5	50	50	0	0	25

Table 3. Comparison of safety factors.

	Bishop	Spencer	Aydan	Kumsar
SF	0.8802	0.9228	0.9634	0.939

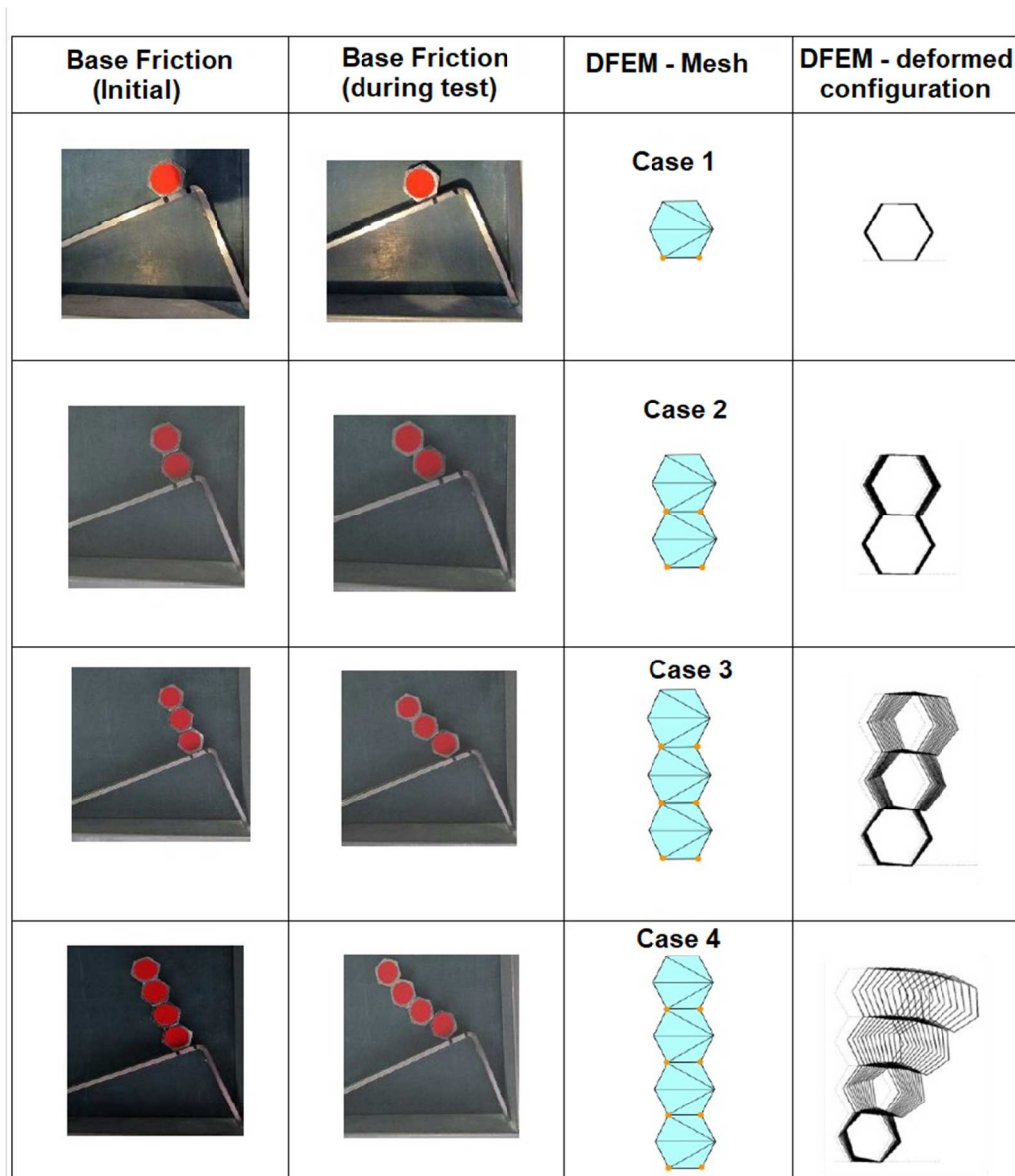


Figure 5. Comparison of base friction and DFE results.

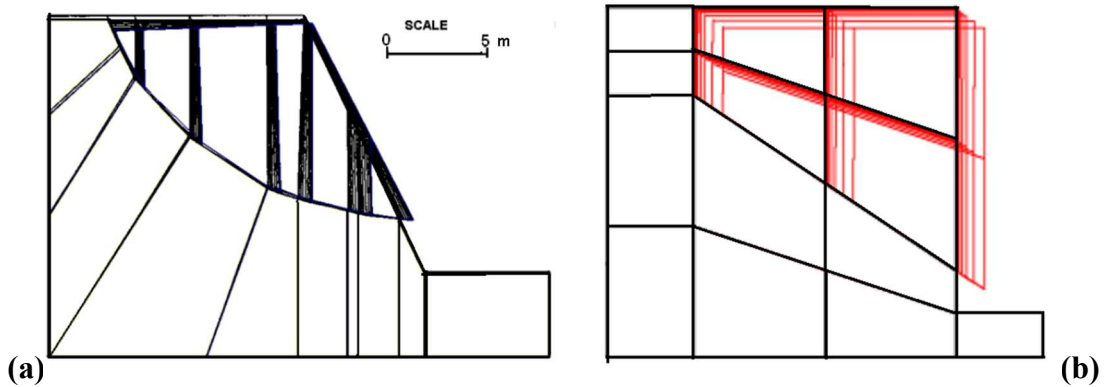


Figure 6. Numerical simulation of various slope failure modes.

The next example on rock slopes is concerned with columnar toppling failure of rock slopes. The material properties given in Table 2 are also used in numerical analyses. It was assumed that a basal plane inclined at angle of 12° dipping into slope and discontinuities dipping into mountain side with an inclination of 72° exist within the slope. Figure 6 shows the configuration of the slope at each iteration step and the vertical displacement of the slope crest. As expected, each rock column tends to rotate clock-wise and the slope fails in toppling mode.

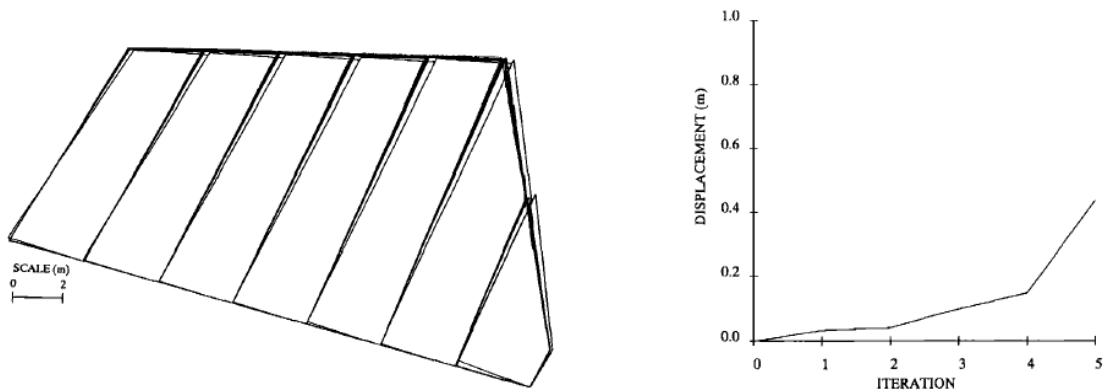


Figure 6. Simulation of toppling failure by DFEM.

As seen in the previous analyses, the assumption for the relation between normal and tangential interslice forces has an important effect on the computed factor of safety. To clarify the meaning of this assumption, a series of analyses was performed. In the analyses, a body is assumed to slide along two planes as shown in Figure 7(a). Figure 7(b) shows the computed friction angle required on plane 2 for stability by each method together with results by the DFEM. In the DFEM analyses for Bishop and Spencer, it was assumed that interslice contacts behaved elasto-plastically. As seen from the figure, the DFEM results are in good agreement with the LEM results. From these results, it can be said that if the sliding body is monolithic and resistance is purely frictional, the LEM predicts lower factors of safety than actual ones. The assumption for interslice forces in LEM implies internal yielding in the sliding body and the movement of the sliding body as a whole while accomodating internal movements and this situation was investigated in detail by Aydan et al. (1997).

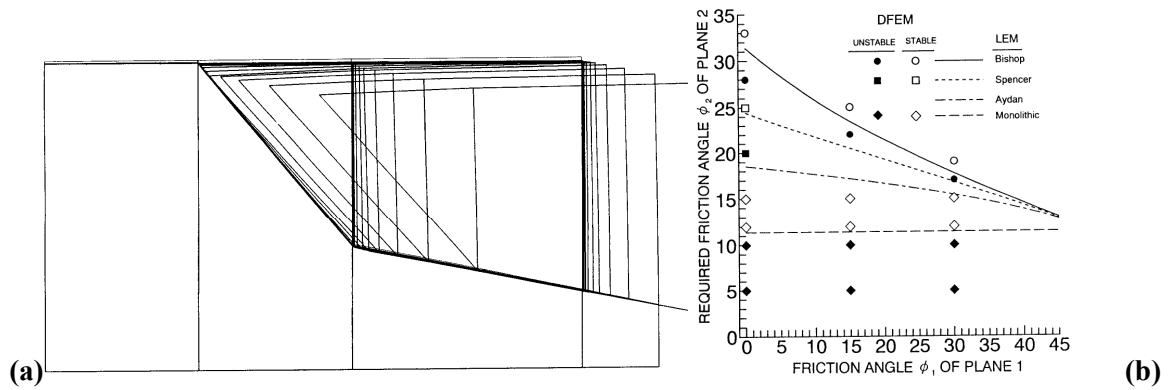


Figure 7. (a) Computed deformed configurations by DFEM; (b) Comparison of safety factors computed according to the LEM and DFEM.

In the next example, a natural slope is considered and it is subjected a base acceleration with an amplitude of 0.55g with a total duration of 75s. Before the dynamic DFEM analysis, a series of analyses using the LEM were carried out and results are given in Table 4. The LEM computations indicated the slope should be stable under severest condition, which implies that the rock mass is under fully saturated condition and subjected to horizontal seismic coefficient of 0.55g. Figure 8(a) shows the mesh used in the analyses. Under the severest condition, the DFEM analyses performed and the analyses indicated thta the slope would behave elastically, which is in accordance with the results of the LEM analyses. Figure 8(b) shows the displacement resonses of the lower and upper crests of the slope.

Table 4: Comparison of safety factors.

	Bishop	Spencer	Aydan	Fellenius
Dry	3.973	3.972	4.069	3.950
Saturated	3.695	3.695	3.785	3.667
Dry+Seismic ($k_H=0.55$)	2.488	2.478	2.518	2.450
Saturated+Seismic ($k_H=0.55$)	2.308	2.308	2.335	2.269

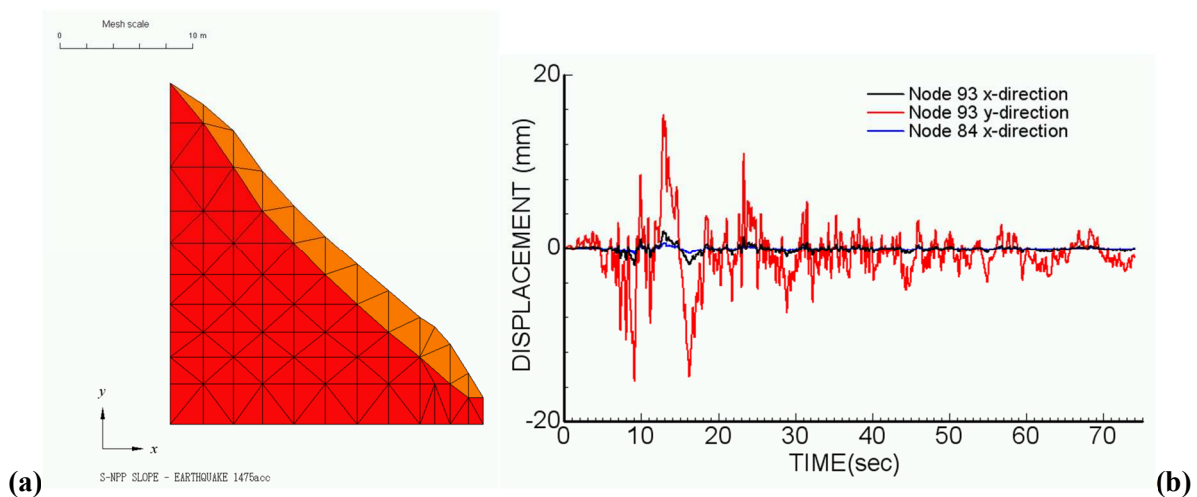


Figure 8. (a) mesh used in analyses and (b) displacement responses of lower and upper crests of the slope.

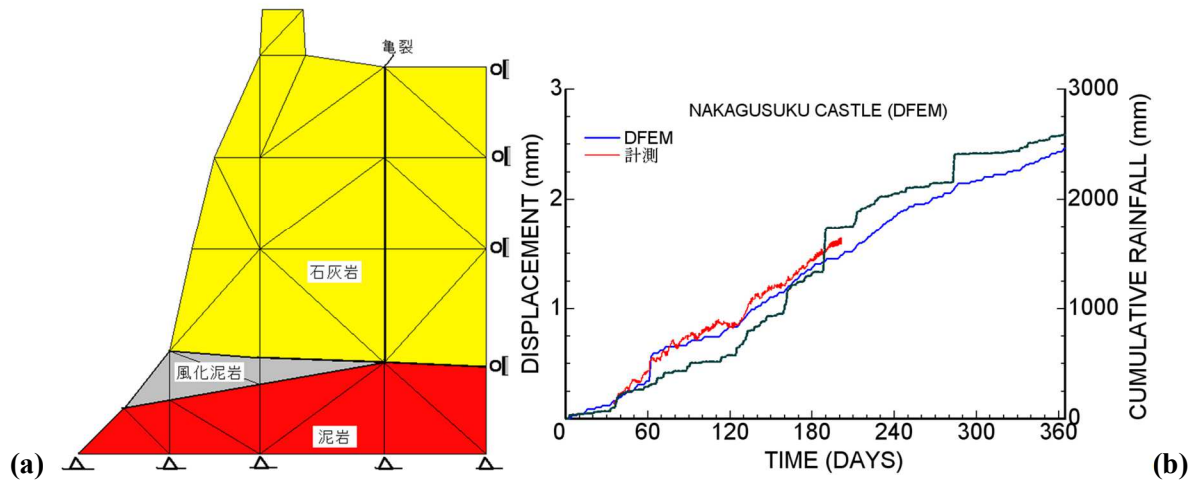


Figure 9, (a) mesh used in DFEM analyses, and (b) Comparison of measured and computed displacement responses as a function of rainfall.

The DFEM can also be used for evaluating water-content related softening and hardening behaviour of interfaces, soft rocks and weathered zone. The version of the DFEM-SH (Aydan 2016; Kumsar et al. 2016) was utilized to evaluate the long-term response of a cliff in Nakagusuku castle. The cliff consists of Ryukyu limestone with Shimajiri group soft intercalated mudstone and sandstone. Near the interface between Ryukyu limestone and Shimajiri formation, a weathered zone exists and its shear modulus was assumed to be cyclic softening upon saturation and hardening upon water content decreases. Figure 9(b) shows the mesh used in DFEM analyses. There was an open crack at the top of the cliff, and a multi-parameter instrumentation system was installed to monitor the behaviour of crack. Figure 9(b) shows the measured responses, rainfall and computed results using the DFEM. As noted from Figure 9(b), the creep-like movement can be modelled through the DFEM with the consideration of softening and hardening of soft rock beneath the Ryukyu limestone block as a function of rainfall.

5. CONCLUSIONS

The discrete finite element method together with contact elements to model block interactions has been utilized for different conditions to analyse the response and stability of columns consisting of single or multi blocks. The following conclusions have been drawn from this study

- The suggested scheme calculates displacements at the joints as well as deformation within the blocks, which can be used to follow the processes of the failure mechanism of blocky structures.
- The scheme is entirely based on the finite element method and it has been shown that the proposed method is capable of simulating large displacement of blocky systems. This conclusion is the contrary to the misconception, that is, the finite element is not suitable for the analysis of blocky systems.
- The proposed hyperbolic scheme requires experiments on viscous characteristics of rocks and discontinuities as well as numerically stable time-discretisation schemes are felt to be necessary.
- Through these considerations, the meaning of interslice forces is clarified and it has been found that limiting equilibrium methods can be used for preliminary assessment of the stability assessment of slopes. The geometry of a likely critical failure surface can be obtained by using limiting equilibrium assessment system. After that, the actual behavior of the slope on a critical failure surface should be assessed by using the DFEM.
- Consideration of cyclic softening upon saturation and hardening upon water content decreases in DFEM can clearly evaluate the creep-like movements of slopes.

6. REFERENCES

- Aydan, Ö., 2016. Time dependency in Rock Mechanics and Rock Engineering. CRC Press, ISRM Book Series, No.2.
- Aydan, Ö., Shimizu, Y., Ichikawa, Y., 1989. The Effective Failure Modes and Stability of Slopes in Rock Mass with Two Discontinuity Sets. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 22(3), 163–188.
- Aydan, Ö., Ichikawa, Y., and Kawamoto, T., 1990. Numerical Modelling of Discontinuities and Interfaces in Rock Mass. *Proc. of the 4th Japan Computational Mechanics Symposium, JUSE*, 40-46.
- Aydan, Ö., Mamaghani, I. H. P., and Kawamoto, T., 1996. Application of discrete finite element method (DFEM) to rock engineering', *North American Rock Mechanics Symp. Montreal, 2*, 2039-2046.
- Cundall, P.A., 1971. The measurement and analysis of acceleration in rock slopes. Ph.D. Thesis, University of London (Imperial College), 1971.
- Ghaboussi, J., Wilson, E. L., and Isenberg, J., 1973. Finite element for rock joints and interfaces', *J. Soil Mech. and Found. Engng. Div. ASCE, SM10, 99*, 833-848.
- Goodman, R.E., Taylor, R., and Brekke, T. L., 1968. A model for the mechanics of jointed rock. *J. Soil Mech. and Found. Engng. Div. ASCE, SM3, 94*, 637-659.
- Hoek, E., Bray, J.W., 1977. *Rock Slope Engineering*. Taylor and Francis, 360 p.
- Kumsar, H., Aydan, Ö., Çelik, S.B., Tano, H., Ulusay, R., 2016. An Integrated Geomechanical Investigation, Multi-Parameter Monitoring and Analyses of Babadağ-Gündoğdu Creep-like Landslide, *Rock Mech Rock Eng*, DOI 10.1007/s00603-015-0826-7, 49, 2277-2299.
- Shi, G.H., 1993. *Block System Modeling by Discontinuous Deformation Analysis*. Southampton, and Boston, MA, Computational Mechanics Publications.
- Tokashiki, N., Aydan, Ö., Mamaghani, I.H.P., and Kawamoto, T., 1997. The stability of a rock block on an incline by discrete finite element method (DFEM), *Proceedings of the Ninth International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Wuhan, China, Vol.1*, pp.523-528.

Ankara İli, Gölbaşı İlçesi, Virancık Mahallesi Meydana Gelen Şev Kaymasının İncelenmesi

Investigation of the Slope Failure at Ankara City, Gölbaşı Village Virancık District

Recep KILIÇ¹, Sami Oğuzhan AKBAŞ², Koray ULAMIŞ^{3,*}

¹ Ankara Üniversitesi UBF, Gayrimenkul Geliştirme ve Yönetimi Bölümü

² Gazi Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü

³ Ankara Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü

(* ulamis@ankara.edu.tr)

ÖZ: Çakıl ve kum merceklerinde yeraltı suyu bulduran killi zeminlerde yeterli mühendislik önlemi alınmaksızın açılan derin kazılarda şev kaymalarına rastlanmaktadır. Şev kaymaları komşu yapılarda ve altyapı tesislerinde hasarlara neden olabilmektedir. Bu çalışmada Ankara ili, Gölbaşı ilçesi, Virancık mahallesi inşaa edilmekte olan konutların temel kazısı sırasında, yeraltı suyu bulduran kum ile çakıl bant ve merceklerinin altındaki yüksek ve düşük plastisiteli kil grubu zeminlerde meydana gelen bir şev kayması incelenmiştir. İlk kaymanın ardından istinat duvarı ile önlem alınmaya çalışılmış, ancak bu önlem yeterli olmamış ve kayma sınırları geriye doğru ilerleyerek üst parseldeki üç adet apartmanın hasar görme ihtimalini artırmıştır. İnceleme alanında kaymanın boyutları arazi gözlemleri, jeoradar ve inklinometre ölçümleri ile belirlenerek, kayma yüzeyindeki zeminin rezidüel mukavemet parametreleri geriye dönük limit denge ve sonlu eleman analizleri ile tespit edilmiştir. Kaymanın inşaa halindeki yapıların tamamlanması durumunda dahi önlem alınmaksızın engellenemeyeceği ortaya koyularak fore kazıklı destek sistemi ile durdurulmasının en uygun yöntem olacağı sonucuna varılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Kil, Şev kayması, Fore kazık, Gölbaşı, Ankara

ABSTRACT: Slope failures are experienced within clayey soils with groundwater-bearing gravel and sand lenses in deep excavations when engineering measures are insufficient. Nearby and lifeline utilities can be damaged due to these slope failures. This study aims to investigate the slope failure that took place within the gravel and sand lense-bearing clays with low and high plasticity during a foundation excavation at Ankara city, Gölbaşı village, Virancık district. Following the first failure, a retaining wall was constructed for prevention, however, the retrograde failure began to threaten three apartments within the parcel at a higher elevation. The dimensions of the slide have been determined with in-situ observations, georadar, and inclinometer measurements. The residual strength parameters have also been estimated by back analysis using limit equilibrium and finite element methods. A drilled shaft retaining wall system has been identified as the most proper solution since it was determined that the slope failure cannot be prevented even after the construction activities are completed.

Keywords: Clay, Slope failure, Bored pile, Gölbaşı, Ankara

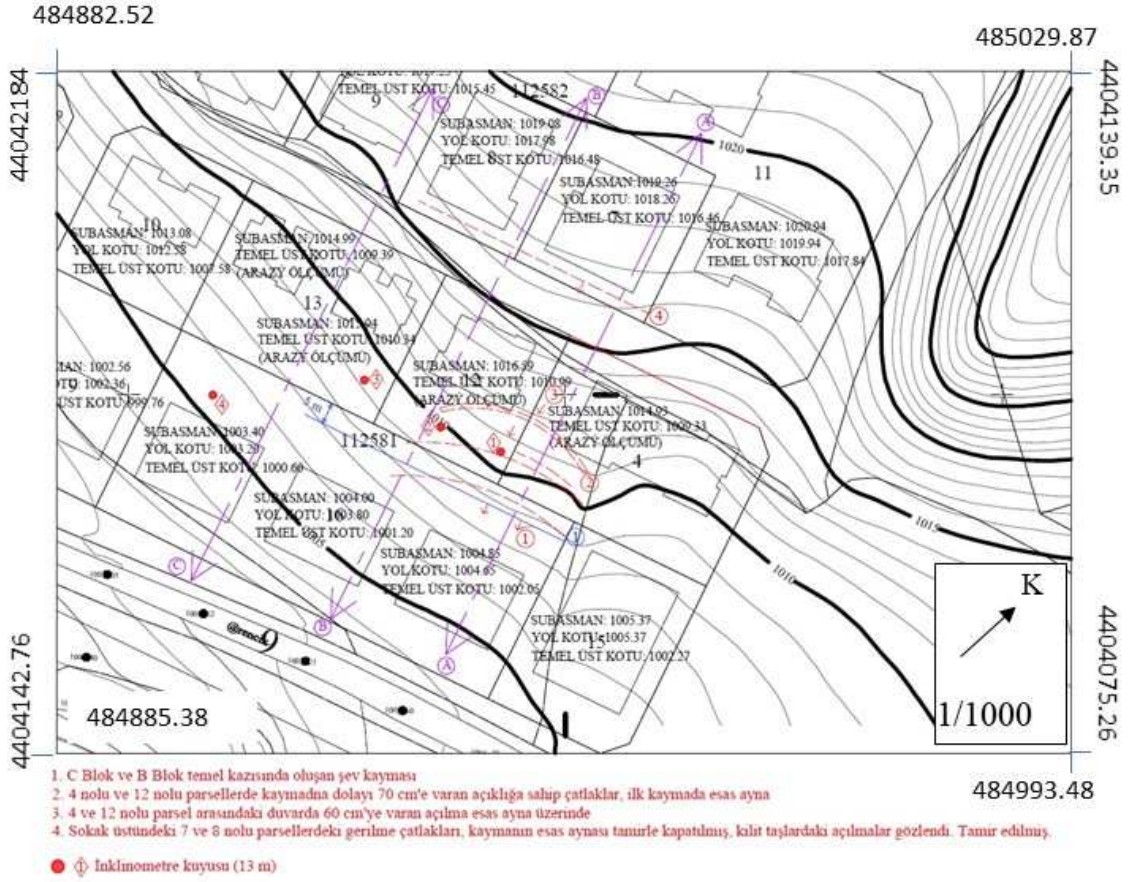
1. GİRİŞ

Ankara ili, Gölbaşı ilçesi, Virancık mahallesi sınırları içerisinde yer alan 112581 ada, 4-12 ve 13 numaralı parsellerde, 16 numaralı parsel sınırları içerisinde inşaa edilmekte olan Bodrum+Zemin+5 katlı A, B ve C Blok konut yapılarından B ve C blokların temel kazıları esnasında oluşan zemin hareketine bağlı olarak deformasyon ve çatlaklar gelişmiştir. İncelemenin yapıldığı tarihte C ve B Blok temel kazıları, bodrum kat inşaatları ve geri dolguları tamamlanmış durumda olup, A blok temel kazısı yapılmamıştır. Her ne kadar Şubat 2023 tarihinden bu yana deformasyonlarda gözle görülür bir artış gözlenirse dahi, inklinometre ölçümleri zemin hareketinin yavaş biçimde de olsa sürmekte olduğunu işaret etmektedir. İnceleme alanında şev kazısı öncesinde ve deformasyonların incelenmesi amacı ile

jeoteknik çalışmalar yapılmıştır (Vadi Jeoteknik, 2011; Kurtoğlu, 2022; Akbaş, 2023; Kocaman ve Acar, 2023; Ergun, 2023; Pelen, 2023; Tunç, 2023). İnceleme alanında Üst Pliyosen yaşlı Gölbaşı Formasyonu'na ait, yatay ve düşey yönde ilişkili çakıl ve kum mercikleri içeren düşük ve yüksek plastisiteli kil bulunmaktadır. Kazı sonrasında arazideki ilk kaymanın ardından istinat duvarı ile önlem alınmaya çalışılmış, ancak bu önlem yeterli olmadığından kayma sınırları geriye doğru ilerleyerek üst parseldeki üç adet apartmanın hasar görme ihtimalini artırmıştır. İnceleme alanında kaymanın boyutları arazi gözlemleri, jeoradar ve inklinometre ölçümleri ile belirlenerek, kayma yüzeyindeki zeminin rezidüel mukavemet parametreleri geriye dönük limit denge ve sonlu eleman analizleri ile tespit edilmiştir. Kaymanın inşa halindeki yapıların tamamlanması durumunda dahi önlem alınmaksızın engellenemeyeceği ortaya koyularak fore kazıklı destek sistemi ile durdurulmasının en uygun yöntem olacağı sonucuna varılmıştır.

2. ŞEV KAYMASI KAYNAKLI HASARLAR

2022 Yılı Kasım ayında 6 numaralı parselin C Blok inşaatı temel kazısı sırasında yaklaşık 10 m yüksekliğindeki kuzeydoğudaki şevde kazı öncesinde önlem alınmadığından kayma meydana gelmiştir. Şev kayması nedeni ile üst kotlarda bulunan 4, 12 ve 13 no.lu parsellerdeki yapıların arka bahçelerinde şeve paralel 70 cm ye varan genişlikte çatlaklar, binalar arasındaki şeve dik olan bahçe duvarlarında 60 cm'ye varan kaymaya bağlı açılmalar, bina temelleri ile bahçe zemini arasında oturma ve 3.0 cm'ye varan açılmalar meydana gelmiştir. 12 no.lu parseldeki binanın bodrum katında kılcal çatlaklar oluşmuştur. 12 ve 13 no.lu parselin önündeki 986 sokak üzerindeki karşı binaların temel ile bahçe zemininde 2.0 cm ve binalar arasındaki eğime dik yöndeki bahçe duvarlarında 1.0 cm'ye varan çatlaklar gözlenmiştir. Kaymayı durdurmak amacı ile 6 parsel ile 4, 12 ve 13 no.lu parsel arasında yaklaşık 5.0 m yüksekliğinde palye oluşturulmuş ve temel alt kotunun yaklaşık 5.0 m üzerindeki kayan zemin üzerinde mevcut barbakansız istinat duvarı tamamlanarak arkası taş ve toprak ile doldurulmuştur. Şevdeki hareketin gözlenmesi amacı ile inklinometre çalışmaları ve ölçümlerin yapılması önerilmiş, bunun üzerine 1 adet 6 no.lu parselin A blok yerinde, 3 adet 12 ve 13 no.lu parselin arka bahçesinde inklinometre çalışmaları başlamış ve ölçümleri devam etmektedir. İlk inklinometre okumalarına ve arazi gözlemlerine istinaden, şev kayması dairesel düzlemde gelişmiş, topuğun 6 no.lu bina temeli alt kotunun 70 cm altından ve taç kısmının 7 ve 8 no.lu parsellerdeki apartmanların giriş kotunda zemin ile tretuarın birleştiği yerden geçtiği kabul edilerek duraylılık analizi yapılmıştır. Şev kayması geriye doğru ilerleyen heyelan tipindedir. Kalıcı önlem alınmaması halinde iklim şartlarına bağlı olarak kayma devam etme ve geriye doğru ilerleyerek üst kotlardaki 7 ve 8 no.lu parsellerdeki ve daha üst kotlardaki ve yanlardaki yapıları olumsuz etkileme potansiyeline sahiptir. 7112581 ada 16 no.lu parselde yapılan temel kazısı ile meydana gelen şev kayması sonucu 4, 12, 13 parsel ile çevresindeki deformasyonlar ile şev duraylılık analizleri yapılan kesit hatları Şekil 1'de gösterilmiştir.

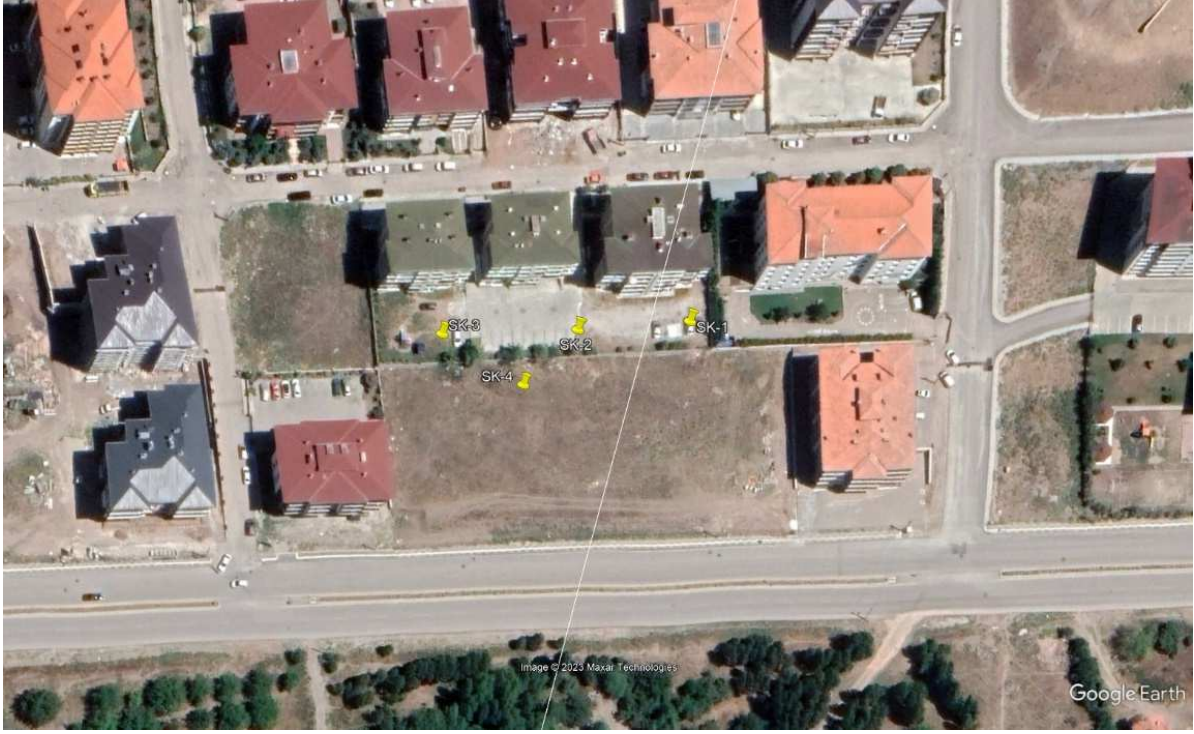


Şekil 1. İnceleme alanı halihazır topografik harita ile arazideki deformasyonlar.

3. MÜHENDİSLİK JEOLJİSİ

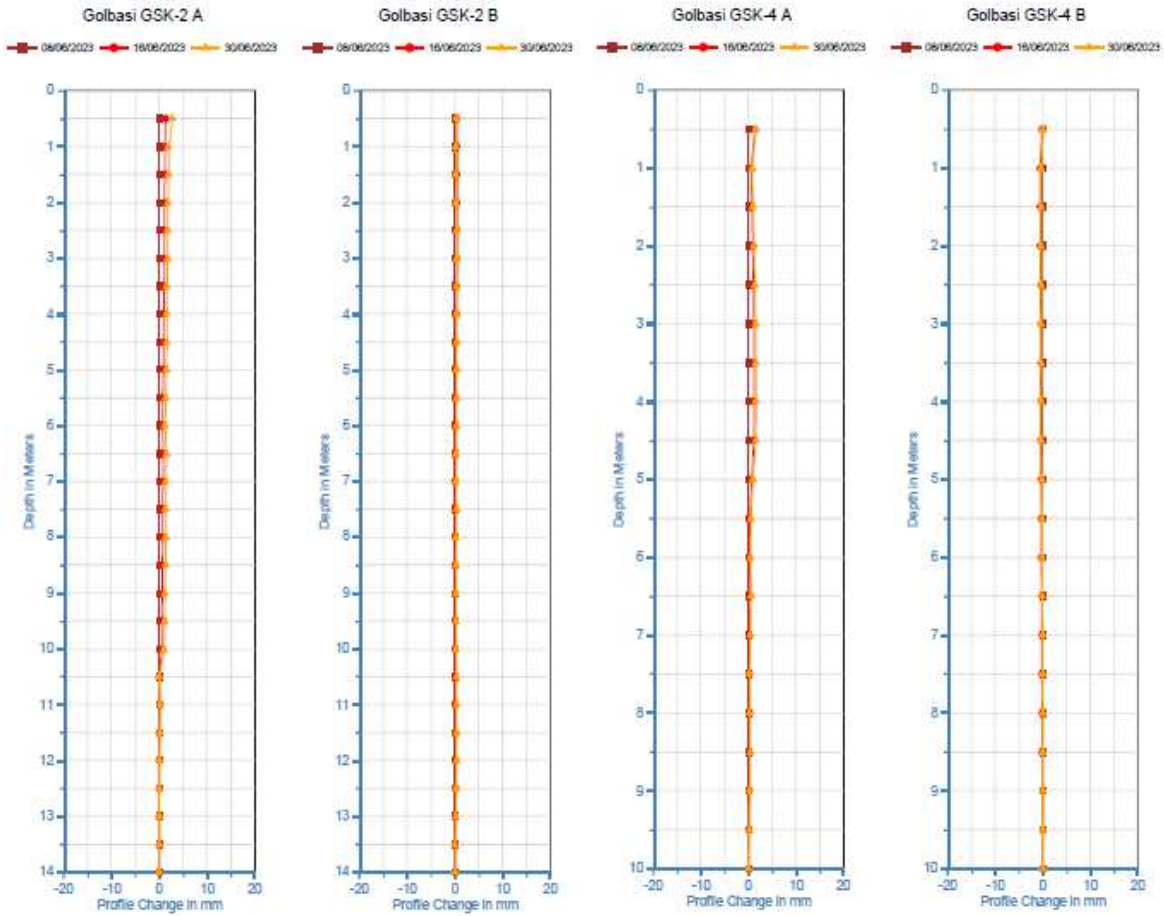
7112581 ada 16 parsel üzerindeki inşaatla ilk olarak başlanan C Blok temel kazıları sırasında öncelikle komşu 4 ve 12 parsellerde taç yapan bir kayma oluşmuş, daha sonra yapılan B Blok temel kazıları sırasında, söz konusu kayma 13 parsel tarafına doğru genişlemiştir. Mevcut durumda, B ve C Blok temel ve bodrum kat imalatları tamamlanarak geri dolgular yapılmıştır. B ve C blok bodrum kat imalatlarının tamamlanmasının ardından, 16 nolu parsel içerisinde, blok sınırlarının yaklaşık 5 m gerisinde yarım halde bulunan 3~4 m yüksekliğindeki betonarme duvar tamamlanmıştır. Geomark (2023) tarafından, inceleme alanı topografik ve jeolojik koşullar, 16 parselde yapılan temel kazısı derinlikleri ile birlikte değerlendirilmiş, o tarihteki tahmini taç bölgesi göz önünde bulundurularak tetiklenen heyelanın yüzeyden yaklaşık 6 ile 7 m derinlikten geçen bir kayma yüzeyi üzerinde gelişen dairesel tipte bir kayma olduğu tahmin edilmiştir. Yapılan hesaplamalar neticesinde C blok göz önünde bulundurulduğunda, bodrum kat imalatları ve geri dolguları tamamlanan bina bodrum kat perdelerine, heyelan nedeniyle 50 kN/m düzgün yayılı yük etkiyeceği öngörülmüş, sahada uygulandığı bildirilen bodrum kat perde detayı dikkate alındığında, söz konusu yanal zemin itkisinin karşılanabileceği belirtilmiştir. İnşaat sonu durumda belirlenen kayma yüzeyi stabilite güvenlik faktörünün ancak $GS=1.40-1.50$ aralığında olduğu, hatta betonarme duvar genel stabilitesini temsil eden görece küçük kayma yüzeyleri için güvenlik faktörünün kabul edilemeyecek kadar küçük olan $GS=1.10-1.25$ aralığında bulunduğu hesaplanmıştır. Mevcut betonarme duvarda farklı etkenlerle stabilite problemleri yaşanması durumunda, mevcut durumda stabil görünen ana heyelanın tekrar aktif duruma geçebileceği de değerlendirilmiştir. Ayrıca, henüz inşasına başlanmayan A Blok geçici temel kazılarının önlemsiz olarak açılması durumunda, C

Blok'a benzer şekilde bir kayma yüzeyi oluşması ve 13 parsel üzerindeki yapıyı etkilemesinin analizler sonucunda olası görüldüğü, dolayısıyla A Blok bodrum kat kazılarının mutlaka önlemleri olarak açılması gerektiği bildirilmiştir. Bu kapsamda, A Blok temel kazıları için destek sistemi projesi hazırlanmasının gerekli görüldüğü de kayıt altına alınmıştır. B ve C Blok temel kazıları sırasında tetiklenen heyelanın stabil duruma gelip gelmediğinin gözlenmesi ve uzun dönem takibi, gerekse A Blok temel kazıları sırasında oluşabilecek olası deformasyonların gözlenmesi amacıyla inklinometre gözleminin yapılmasının faydalı olacağı belirtilmiştir. Şekil 2'de inklinometre yerleşim planı, Şekil 3'de ise inklinometre ölçümleri verilmiştir.



Şekil 2. İnklinometre ölçüm noktaları.

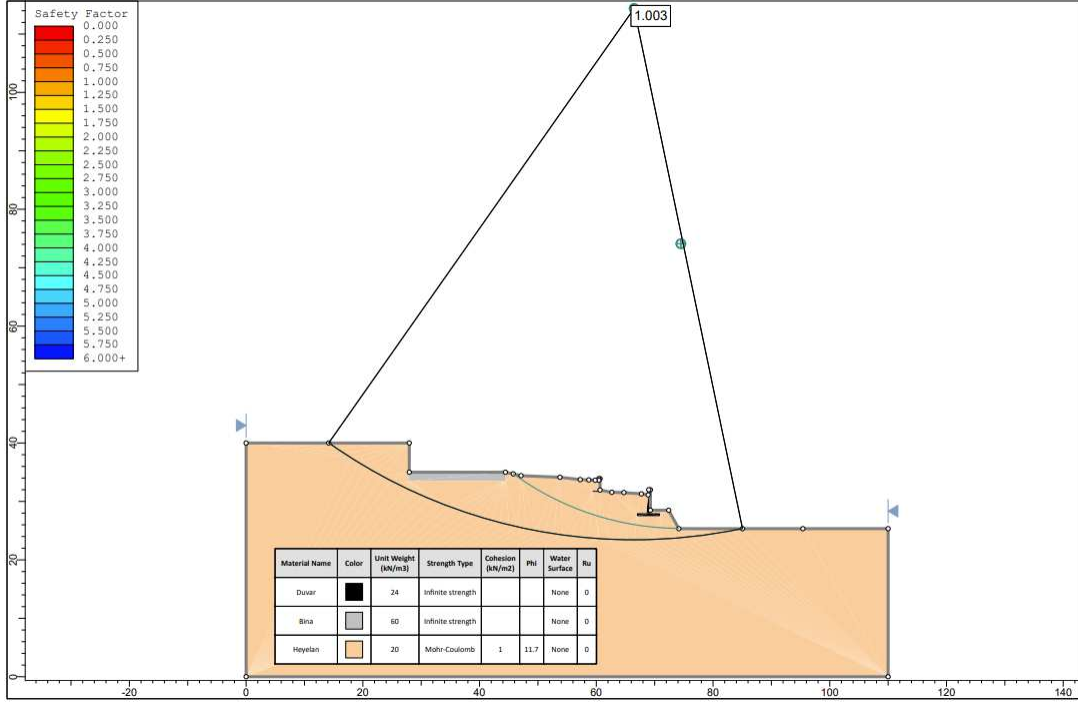
3 numaralı inklinometre tesisi tahrip olduğundan herhangi bir ölçüm alınamamıştır. 1, 2 ve 4 numaralı inklinometrelerin her biri 6-10 m derinliğe, yani yaklaşık A, B blokların radye alt kotuna kadar devam eden, fakat oldukça düşük büyüklükte deformasyonları işaret etmektedir. Her ne kadar mevcut okumalar ile deformasyonun sönümlenmekte olup olmadığına karar vermek mümkün olmasa da, hareketin henüz durmamış olma ihtimali bulunmaktadır (Şekil 3).



Şekil 3. GSK-2 ve GSK-4 inklinometre ölçümleri.

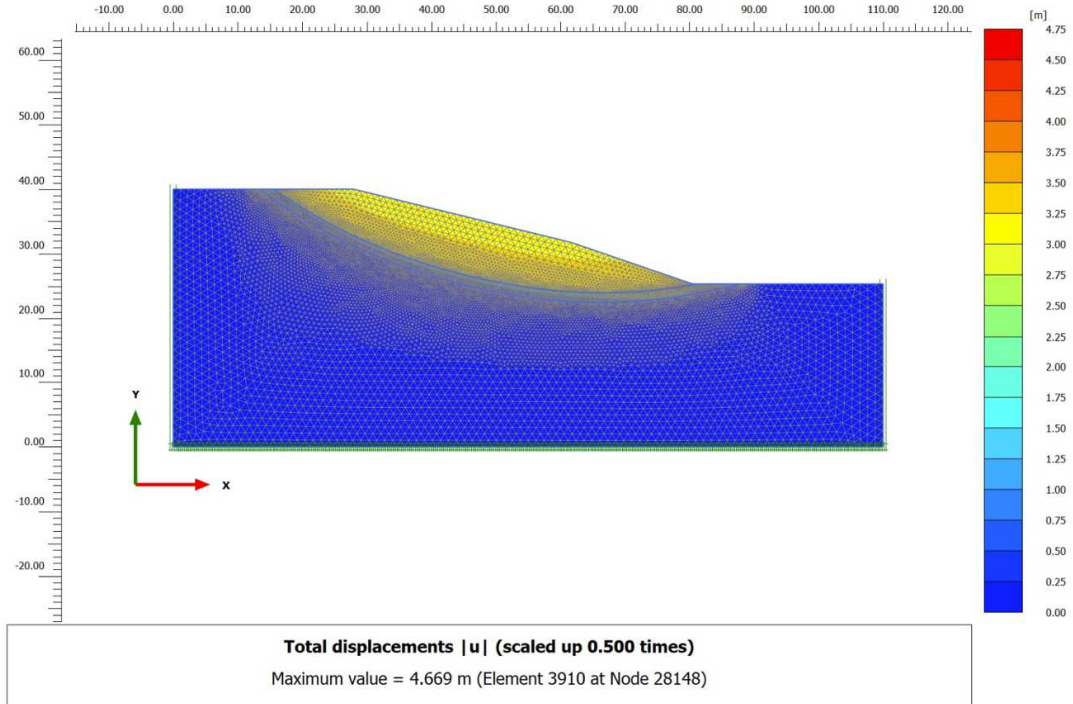
4. KAYMA YÜZEYİ GERİ ANALİZİ

İnklinometre ölçümleri ve arazi gözlemleri ışığında, heyelanın tahmini kayma geometrisi elde edilmiştir. Şubat-Mart 2023 tarihinden Haziran 2023' e kadar gözle görülebilir ölçüde bir deformasyona rastlanmamakla birlikte, 4, 12 ve 13 numaralı parsellerdeki yapıların arka sokağında bulunan, 8 ve 9 parsellerdeki betonarme yapıların hemen önünde tamir edilmiş olan deformasyon belirtileri ile çekme çatlaklarına rastlanmıştır. Bu çatlaklar, dairesel olması beklenen kayma dairesinin inklinometre tarafından belirlenmiş olan derinliği ile de uyumludur (Şekil 4). İnklinometre sonuçları da dikkate alındığında şev kayması dairesel ve geriye doğru ilerleyen tiptedir. Topuğun 6 no.lu bina temeli alt kotunun 70 cm altında yer aldığı ve taç kısmının 7 ve 8 no.lu parsellerdeki apartmanların giriş kotunda zemin ile tretuarın birleştiği yerden geçtiği kabul edilerek şev duraylılık analizi yapılmıştır (Şekil 4).



Şekil 4. Kayma yüzeyi geri analizi.

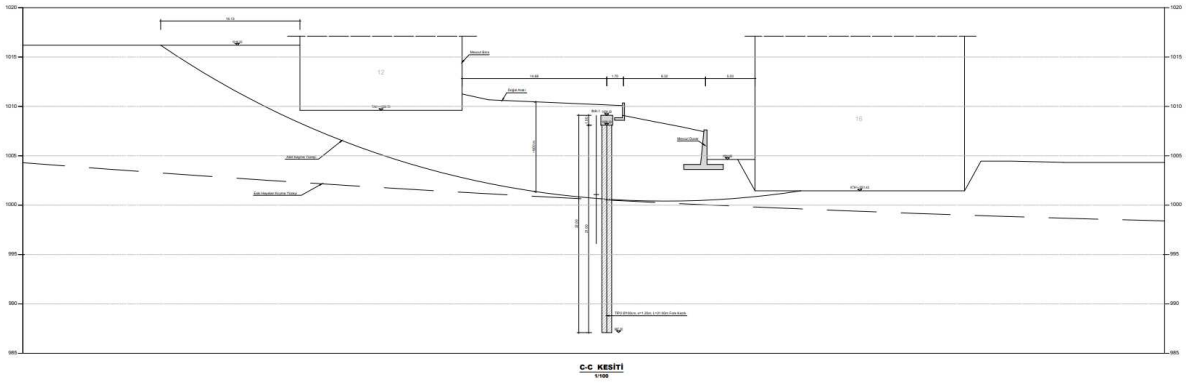
Geri analiz sonucunda görüleceği üzere, kayma yüzeyi parametreleri $c'=1$ kPa, $\phi'=11.7^\circ$ olarak elde edilmiştir. Sonlu eleman analizleri de hemen hemen aynı kayma dairelerini işaret etmektedir (Şekil 5).



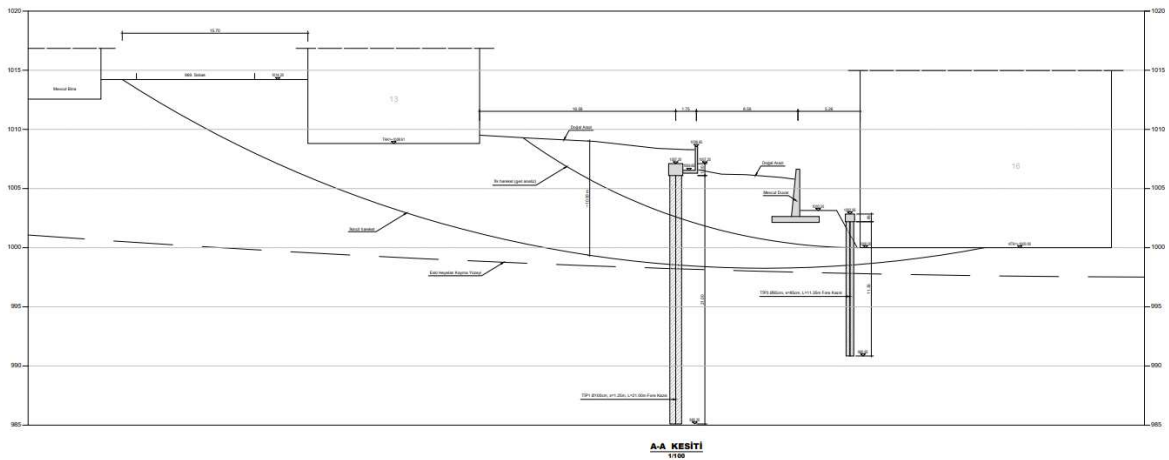
Şekil 5. Sonlu elemanlar yöntemi ile kayma yüzeyi güvenlik analizi ve deplasmanlar.

5. DESTEK SİSTEMİ

Kayma düzleminin belirlenmesinin ardından gerekli güvenliği sağlayacak iksa destek sisteminin tasarımı PLAXIS sonlu eleman programı ile gerçekleştirilmiştir. Analizde drenajlı koşullar ve pekleşen zemin modeli esas alınmıştır. Çakıl ve kum mercekli kil için laboratuvar ve arazi deney sonuçlarından yola çıkılarak $c'=5$ kPa, $\phi'=29^\circ$ olarak hesaba katılmıştır. İksa sistemi B ve C bloklar için 125 cm aralıklı 100 cm çapa sahip 22 m uzunlukta fore kazıklardan (Şekil 6), henüz temel kazısı yapılmamış olan A blok için 125 cm aralıklı 100 cm çapa sahip 22 m uzunlukta fore kazıklara ilave olarak 80 cm aralıklı 65 cm çaplı fore kazıklardan (Şekil 7) meydana gelmektedir. A Blok temel kazısı sırasında meydana gelebilecek şev kaymasının önlenmesi amacı ile sonlu elemanlar analizi yapılmıştır. Sonuçta 47 adet $L=11.35$ m uzunluğunda ve toplam 533.45 m 65 cm çaplı kazık yapılması ve bu kazıklara 75x65 cm boyutlarda 39.85 m uzunluğunda başlık kirişi konması tasarlanmıştır. B ve C bloktaki şev kaymasının durdurulması ve üst kotlarda bulunan parsellerdeki hasarların kalıcı olarak önlenmesi amacı için hat üzerinde yapılan analiz sonucu 89 adet $L=21.00$ m uzunluğunda ve toplam 1869 m 100 cm kazık yapılması ve bu kazıklara 110x100 cm boyutlarında, 112,20 m uzunluğunda başlık kirişi konması planlanmıştır.



Şekil 6. B ve C Bloklar için Tipik İksa Sistemi Kesiti.



Şekil 7. A Blok için tipik iksa sistemi kesiti.

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

İnceleme alanında bitkisel toprak ve dolgu altında Üst Pliyosen yaşlı Gölbaşı Formasyonu'na ait, görsel ortamda depolanmış içerisinde yatay ve düşey yönde birbirleri ile bağlantılı çakıl ile kum mercekleri bulunduran katı-sert kıvamda, kahverenkli, düşük ve yüksek plastisiteli kil mevcuttur.

2022 Yılı Kasım ayında 6 numaralı parselin C Blok temel kazısı sırasında 10 m yüksekliğindeki şevde önlem alınmadığından kuzeydoğusundaki şevde kayma meydana gelmiştir. Şev kayması nedeni ile üst kotlarda bulunan 4 no.lu parsel ile 12 ve 13 no.lu parsellerdeki apartmanların arka bahçelerinde şeve paralel 70 cm ye varan genişlikte çatlaklar, binalar arasındaki bahçe duvarlarında 60 cm ye varan kaymaya bağlı açılmalar, bina temelleri ile bahçe zemini arasında oturma ve 3.0 cm ye varan açılmalar meydana gelmiştir. 12 no.lu parseldeki binanın bodrum katında kılcal çatlaklar meydana gelmiştir. Kaymayı durdurmak amacı ile 6 parsel ile 4, 12 ve 13 no.lu parsel arasında yaklaşık 5.0 m yüksekliğinde palye oluşturulmuş ve temel alt kotunun yaklaşık 5.0 m üzerindeki kayan zemin üzerine istinat duvarı yapılarak arkası taş ve toprak ile doldurulmuştur.

İnclinometre sonuçları dikkate alındığında şev kayması dairesel ve geriye doğru ilerleyen tiptedir. Topuğun 6 no.lu bina temeli alt kotunun 70 cm altından ve taç kısmının 7 ve 8 no.lu parsellerdeki apartmanların giriş kotunda zemin ile tretuarın birleştiği yerden geçtiği kabul edilerek şev duraylılık analizi yapılmıştır. A Blok geçici temel kazılarının önlemsiz olarak açılması durumunda, C Blok'a benzer şekilde bir kayma yüzeyi oluşabileceği ve 13 parsel üzerindeki yapıyı olumsuz etkileyebileceği öngörülmüştür. A Blok temel kazısı sırasında meydana gelebilecek şev kaymasının önlenmesi amacı yapılan analiz sonucunda 47 adet L=11.35 m uzunluğunda ve toplam 533.45 m ϕ 65 cm kazık yapılması ve bu kazıklara 75x65 cm 39.85 m uzunluğunda başlık kirişi konması tasarlanmıştır.

B ve C bloktaki şev kaymasının durdurulması ve üst kotlarda bulunan parsellerdeki hasarların kalıcı olarak önlenmesi amacı için hat üzerinde yapılan analiz sonucu 89 adet L=21.00 m uzunluğunda ve toplam 1869 m ϕ 100 cm kazık yapılması ve bu kazıklara 110x100 cm ϕ 112,20 m uzunluğunda başlık kirişi konması uygun görülmüştür.

Kalıcı önlem alınmaması halinde, yağış durumuna da bağlı olarak kayma devam etmeye ve geriye doğru ilerleyerek üst kotlardaki 7 ve 8 no.lu parsellerdeki ve daha üst kotlardaki ve yanlardaki yapıları olumsuz etkileme potansiyeline sahiptir.

Mevcut inclinometre kuyularından 12 no.lu parselin 4. No.lu parselde yakın arka bahçesindeki 1 ve 2 no.lu kuyuda ölçüm alınabilmiştir. 3 no.lu kuyuda da gerekli önlem alınmadığından ölçüm yapılamamış olduğu anlaşılmaktadır. 4 no.lu kuyu ise 6 no.lu parseldeki C blok yerine yakın açılmıştır. 1, 2 ve 3 no.lu inclinometre kuyuları kaymaya paralel yönde açılmış olup, kayma yüzeyinin derinliğinin belirlenmesi ile ilgili olarak sınırlı veri sunmaktadır. Bu nedenle 12, 13, 7 ve 8 nolu parsellerin üst kotlarındaki kaymanın devam edip etmediğinin belirlenmesi amacı ile eğime dik yönde iki hat üzerinde en az 10 noktada inclinometre kuyularının açılarak ölçümlerin en az iki yıl süre ile periyodik olarak yapılmasının uygun olacağı düşünülmektedir.

7. KAYNAKLAR

- Akbaş, O.S., Kılıç, R., 2023. Ankara İli Gölbaşı İlçesi Virancık Mahallesi Sınırları 112581/4-12-13 Parsellerde Oluşan Toprak Kayması Hakkında Durum Tespiti Ve Alınabilecek Önlemler Hakkında Teknik Rapor, GÜ, 31s. Ankara.
- Akbaş, O.S., 2023. Ankara İli, Gölbaşı İlçesi, Virancık Mahallesi 112581 Ada 16 Parsel Numaralı İnşaat Sahası Temel Kazıları ve Gözlenen Deformasyonlar Hakkında Geoteknik Değerlendirme Raporu. Ankara.

- Ergun, M.U., 2023. Gölbaşı Seğmenler Mahallesi 112581 Adada Oluşan Toprak Kayması ile ilgili Görüş Raporu. Ankara.
- Geomark Müh. Müş. İnş. San. ve Tic. Ltd. Şti., 2023. Ankara ili Gölbaşı ilçesi, Virancık Mah. 112581 Ada, 16 Parsel üzerinde, B+Z+5 katlı A, B ve C Blok olmak üzere yapılan inşaatın temel kazıları sırasında meydana gelen ve doğusunda üst kotlarda yer alan komşu 4, 12 ve 13 no.lu parsellerdeki yapıları da etkileyen heyelanın incelenmesi. Ankara.
- Kurtoğlu Jeo. Müh. Dan. Ltd. Şti., 2022. Ankara İli, Gölbaşı İlçesi, Virancık Mahallesi 112581 ada 16 Parsel Numaralı İnşaat Sahasına Ait Zemin ve Temel Etüt Veri Raporu ve Geoteknik Rapor. Ankara.
- Pelen Müh. San. Ve Tic. Ltd Şti., 2023. Ankara ili, Gölbaşı İlçesi Virancık-İmar Mahallesi 112581 Ada, 12 Parselde Bulunan Binanın Komşu Parselinde Yapılan Kazı Sonrası Teknik Değerlendirme ve Performans Analizi Raporu. Ankara.
- Tunç, T., 2023. Ankara ili, Gölbaşı ilçesi 969 sok. no:14 Demir Apt. arazisindeki yarık oluşumlarının sebebinin Jeoradar (yer radarı) yöntemi ile araştırılması (Prozemin Müh.). Ankara.
- VADİ Jeoteknik Müh. Müş. Tic. Ltd. Şti., 2011. Ankara İli, Gölbaşı İlçesi, Virancık Mahallesi 112581 ada 12 no.lu Parselin Zemin Etüt Raporu. Ankara.

Afşin Elbistan Linyit Havzasında Açık Ocaklardaki Şev Duraylılığını Kontrol Eden Etmenler

Key Factors Controlling Slope Stability in Afşin Elbistan Lignite Basin

**Yılmaz MAHMUTOĞLU^{1,*}, Remzi KARAGÜZEL¹, Erkan BOZKURTOĞLU¹,
Gökhan ŞANS¹, Meral ERDOĞAN TOPÇUOĞLU¹, Mehmet KORKUT¹**

¹ İTÜ Maden Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Maslak, İstanbul
(yilmazm@itu.edu.tr)

ÖZ: Şev yenilmeleri, açık ocak maden işletmeleri için büyük bir tehdit oluşturmakla birlikte madencilik ekonomisini ve çevre güvenliğini ciddi şekilde etkilemektedir. Yetersiz susuzlaştırma veya aşırı yeraltı suyu çekilmesi durumlarında, dünya genelinde özellikle zayıf ve suya doymuş jeolojik ortamlarda farklı türde duraysızlık sorunları ortaya çıkabilmektedir. Mühendislik uygulamalarında sonlu elemanlar yöntemi (FEM) ile geri analizler bu gibi durumların değerlendirilmesi ve nedenlerinin ortaya çıkarılması açısından değerli bir araçtır. Bu çalışmada, Türkiye'nin güneydoğusunda yer alan Afşin Elbistan Linyitleri (AEL) havzasındaki açık ocak şevleri ve çevresinde meydana gelen ardışık mekanizmaları, saha ve laboratuvar araştırmalarından elde edilen geniş bir veri tabanı esas alınarak değerlendirilmiştir. 2-B FEM ile yapılan geriye dönük analizler sonucunda, şevleri oluşturan jeolojik birimler içindeki yüksek plastisiteli kil katmanlarının ve havza kenarındaki farklı özelliklerdeki iki akiferin hidrolik etkileşiminin, madencilik faaliyetlerini kontrol eden diğer iki temel faktör olduğu sonucuna varılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Afşin Elbistan Linyit havzası, 2-B FEM analizi, Şev duraysızlığı, Açık işletme

ABSTRACT: Mass movements pose a great threat to the safe production of open pit mines and seriously affect the mining economy and environmental safety. In cases of insufficient dewatering or excessive groundwater withdrawal, different types of stability problems may arise around the world, especially in weak and saturated geological environment. In engineering practice, back analyses by finite element method (FEM) is a valuable tool for the evaluation of such cases and revealing their causes. In this study, the failure mechanisms occurred in and around open pit walls in the Afşin Elbistan Lignite (AEL) basin, southeast of Türkiye, were assessed based on intensive data obtained from the field and laboratory investigations. As a result of back analyses carried out through 2D-FEM analyses, it was concluded that the high plastic clay layers within geological formation and the hydraulic interaction of two aquifers with different characteristics at the edge of the basin are two vital key factors controlling mining activities in the AEL basin.

Keywords: Afşin Elbistan Lignite basin, 2D-FEM analysis, Slope instability, Open pit

1. GİRİŞ

Açık işletmelerde, özellikle kömür ocaklarında çok sayıda duraysızlık sorunuyla karşılaşılabilir. Pratik olarak bu madenlerin çoğunda, işletme faaliyeti öncesinde, sırasında veya sonrasında yeraltı suyu sorunlarıyla uğraşmaktadır. Son yıllarda açık işletmelerde meydana gelen şev duraysızlıkları, yumuşak, zayıf ve suya doymuş jeolojik ortamlarda giderilemeyen veya azaltılamayan açık ocak madenciliği sorunlarına işaret etmektedir (Mahmutoğlu vd., 2017; Mahmutoğlu vd., 2019; Tutluoğlu vd., 2011). Özbay ve Cabalar (2015), 2011 yılında Çöllolar açık işletmesinde 6 ve 10 Şubat tarihlerinde meydana gelen şev yenilmelerinin geriye dönük analizi yaparak bunların sonuçlarını tartışmışlar ve kalıcı şevlerdeki ilk heyelanın muhtemelen Hurman Nehri tarafından sürekli olarak beslenen su tablasındaki seviye yükselmesi nedeniyle meydana geldiği sonucuna varmışlardır.

Türkiye'nin güneydoğusundaki Afşin-Elbistan Linyit (AEL) havzası, rezerv ve düşük dekapaj oranı açısından ülkenin en nadir kömür sahalarından biridir. Genç ve zayıf Tersiyer yaşlı karasal ve lagün çökelleri ile kömür tabakası tarafından örtülen karstik ana kaya, bu havzada bölgesel ölçekte yeraltısuyu dengesini kontrol eden yüksek verimliliğe sahip bir akiferdir (Gökmenoğlu, vd., 2009; Gökmenoğlu ve Arslan, 2013; CU MMF, 2014; Karagüzel vd., 2018; Mahmutoglu vd., 2019). Kömürlü genç gölsel çökeller tamamen suya doymuştur ve bu istifin tabanındaki kalın geçirimsiz kil, Çöllolar Sektörü'nde karstik akifer ile üstteki serbest akifer arasında doğrudan hidrolik etkileşime engel teşkil etmektedir. Bu nedenle, bu akiferlerden birinden aşırı yeraltısuyu çekilmesi ancak havzanın kenarındaki temasları boyunca hızlı ve doğrudan etkileşime neden olabilir. Bu çalışmada, AEL havzasındaki açık ocak şevlerinde meydana gelen ardışık duraysızlıkların mekanizmaları saha ve laboratuvar incelemelerinden elde edilen geniş bir veri tabanını esas alan 2-B FEM analizleri yardımıyla değerlendirilmiştir.

2. İNCELEME ALANININ ÖZELLİKLERİ

AEL havzası Kahramanmaraş ilinin Afşin ve Elbistan ilçeleri içerisinde yaklaşık 900 km² 'lik bir alana ve ortalama 1200 m yükseltiye sahiptir. AEL havzasının uzun eksenini kuzeybatı-güneydoğu yönünde olup, yüzey drenaj alanı 2000 km²'dir. Havza sınırlarında yükselti 2500 m'nin üzerine çıkmaktadır. Havza için yapılan meteorolojik su dengesi değerlendirmeleri, yıllık ortalama yağışın 439 mm, gerçek buharlaşma değerinin 356 mm, yüzey ve yeraltı akışlarının toplam değerinin 82,6 mm ve yeraltına sızan su miktarının 24,8 mm/yıl olduğunu göstermiştir (Besbelli vd., 2009). Havzanın yüzey suları Hurman Nehri ve kolları tarafından drene edilmektedir.

Bu havzada, toplam 120 km² 'lik bir alana yayıldığı tahmin edilen linyit rezervi 3,4 milyar ton olarak belirlenmiştir (Gürsoy vd., 1981). Schloemer (1972), Çöllolar Sektörü'nde kömür tabakasının üstündeki Neojen yaşlı formasyonlarda yeraltısuyu sorunlarına işaret etmiş ve kömürün kendisinin geçirimsiz olduğunu belirtmiştir. Tutluoğlu vd. (2011) de Çöllolar Açık Ocağı'nda şev duraylılığı için kritik bir jeolojik katman olarak siyah kile işaret etmiştir.

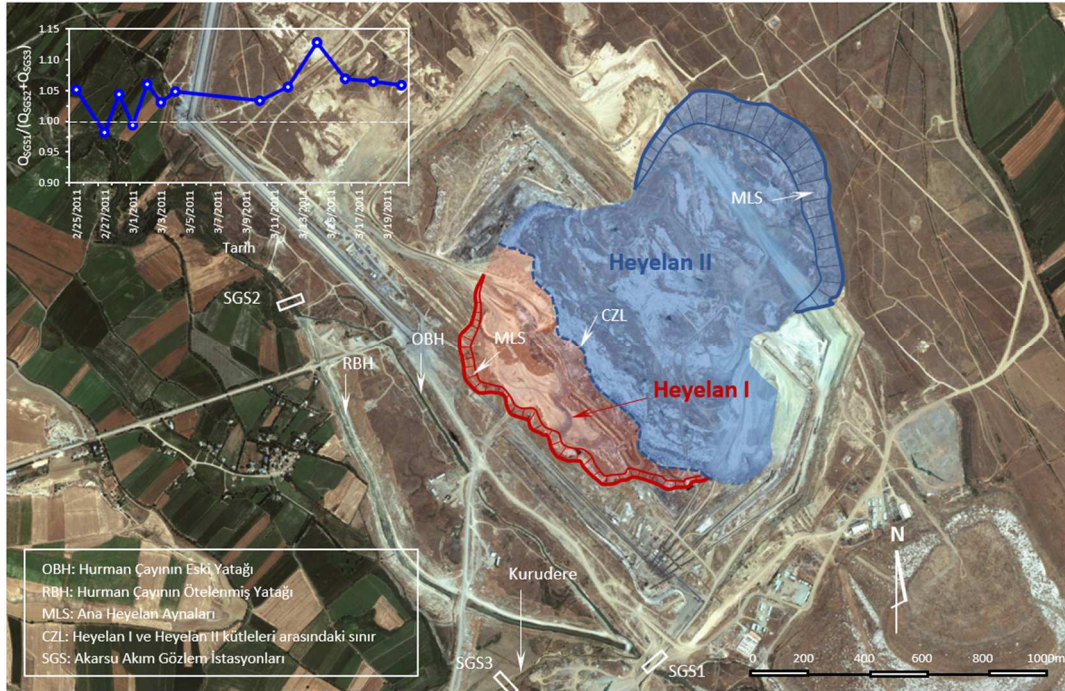
Çöllolar Sektörü'nde açık maden işletme planı 2007 yılında hazırlanmış ve 2008 yılında örtü sıyırma çalışmalarına başlanmıştır. Açık ocak şevlerinin duraylılığını sağlamak için, madencilik faaliyetlerinden önce serbest akiferin kömür tabakasının üst seviyesine kadar susuzlaştırılması öngörülmüştür. Kazı çalışmaları 100 m derinliğe kadar devam etmiş ve kısa sürede kömür seviyesine ulaşılmış, 2009 yılında güney batı şevinde duraysızlığa işaret eden ilk yüzey çatlakları tespit edilmiştir. Bu şevde ilk duraysızlık Ocak 2010'da meydana gelmiştir. Açık ocak ve Hurman Nehri arasındaki olumsuz etkileşim göz önüne alınarak, Şubat 2011'deki heyelanlardan sonra nehir yatağı güneybatı yamacının biraz gerisine taşınmıştır.

3. ÇÖLLÖLAR AÇIK OCAK ŞEVLERİNDE ARDIŞIK DURAYSIZLIKLAR

Çöllolar açık işletmesinde kömür üzerindeki dekapaj çalışmaları 2008 yılında başlatılmış ve kömür seviyesine Haziran 2009'da ulaşılmıştır. Bu bölümde ardışık yenilmelerin gelişimi ve ilgili değerlendirmeler sunulmaktadır (Çizelge 1).

Çizelge 1. Açık ocak işletmesinde gerçekleşen kütle hareketlerinin zamansal gelişimi ve değerlendirmeleri.

Olay	Açıklamalar	Değerlendirmeler
İlk Çatlak	Ağustos 2009'da güneybatı kalıcı şevin 1130 ile 1155 m arasındaki kotlarında, iki ayrı parça şeklinde, toplam uzunluğu yaklaşık 125 m olan, ilk çekme çatlağı gözlemlenmiştir (MBEG, 2010).	
İlk Duraysızlık	Açık işletmenin GB şevlerinde ilk duraysızlık 8 Ocak 2010 tarihinde gerçekleşmiştir. Raporlarda, ocağa yeraltı suyu girişinin Hurman Nehri'ne bitişik güneybatı şevinde oluşan yeni çatlaklardan geldiği belirtilmiştir. Yer değiştiren malzeme miktarının yaklaşık 4,5-5,0 milyon metreküp olduğu tahmin edilmektedir.	Karpuz vd. (2010) Hurman Nehri tarafında duraylılığı sağlamak için topuk bölgesinde iç dolgu ve GB şevinin tepesinde kazı önlemlerinin alınmasını önermiş ve jeolojik yapının önemini vurgulamıştır. Önlemler Mayıs 2010 ayında tamamlanmış ve ocakta üretim yeniden başlamıştır.
Şubat 2011 Duraysızlığı	Ocak 2011 faaliyet raporunda, kalıcı batı yamaçlarda 2010 yılındaki ilk duraysızlıktan sonra tespit edilen çatlakların izlenmesine devam edildiği ve tekrar hareketlerin gözlemlendiği belirtilmiştir (Park Teknik, 2011a). 6 Şubat 2011 tarihinde saat 03:30'da kalıcı GB şevinde hareket oluşmuştur. Yaklaşık 800 m uzunluğunda bir kütle kayarak hareket etmiş ve kazı çukuru yönünde yaklaşık 150 m yer değiştirmiştir. Bu heyelanda yer değiştiren kütlelerin yaklaşık hacmi 20 milyon metreküp olarak tahmin edilmiştir.	Duraysızlığın aynası ile kayan blok arasında genişliği 100 metreyi aşan bir çökme bölgesi (CZ) meydana gelmiştir. Bu bölgede, kayan bloktan geriye doğru devrilmeler belirgindir. Kayan bloktaki (SB) tabaka düzlemlerinin yönelimleri ve kütle bütünlüğü korunmuştur. Bu nedenle, orijinal jeolojik yapıya sahip yer değiştirmiş blok, kayma yüzeyinin düzlemsel olabileceğinin bir göstergesi olarak düşünülmüştür. Hareketli bloğun topuk bölgesinde önemli bir kabarmaya neden olduğu ve iç dolgu ile altındaki kömürü sürüklediği ve sürüklenen malzemeleri yerel olarak açık ocağın karşı (KD) şevinde yasladığı gözlemlenmiştir.
Şubat 2011 Duraysızlıkları	Duraysızlık I'den dört gün sonra, 10 Şubat 2011 tarihinde saat 10:15 civarında açık ocağın kuzeydoğu şevinde ikinci bir duraysızlık meydana gelmiştir. Duraysızlık I'den farklı olarak bu hareket akma şeklinde olmuştur. Duraysızlık II'nin esas aynası yaklaşık 550 m yarıçaplı yarım daire şeklindedir ve hareket yönündeki uzunluğu yaklaşık 1100 m'dir. Bu duraysızlık nedeniyle yer değiştiren kütlelerin tahmini hacmi 40-50 milyon m ³ 'tür (Park Teknik, 2011). Bu hareketten sonra, yer değiştiren malzeme karşı yamaçta daha önce meydana gelen Duraysızlık I'in uç bölgesiyle örtüşmüş ve açık çukuru 50 m kalınlığında malzeme ile doldurmuştur (Şekil 1 ve Şekil 2).	Saha incelemeleri sırasında, ıslak mavi kil matrisi üzerinde karbonat içeriği bakımından zengin üst örtünün (BLC) yüzen blokları gözlemlenmiştir. Bu blokların çoğu geriye doğru dönerek eğilmiştir ve mükemmel eğrisel sıralı çizgiler şeklinde dizili olup kısmen aşırı doymuş mavi kilin içine gömülmüştür. Islak durumdaki yer değiştirmiş mavi kil kütlesi, Duraysızlık II'nin bir birikim bölgesi (BCM) nin önünde bulunur. İki Duraysızlık kütlesi arasında önce ileri, sonra geri sürüklenen karışık malzemeler (MM&G) bulunmaktadır (Şekil 2). Bu bulgular, Duraysızlık II'nin kayma yüzeyinin rotasyonel bir bileşene sahip olması gerektiğini gösterir.



Şekil 1. Şubat 2011'de Çöllolar açık ocağında meydana gelen heyelanların uydu görüntüsü ve akarsu ölçüm istasyonlarının yerleri.

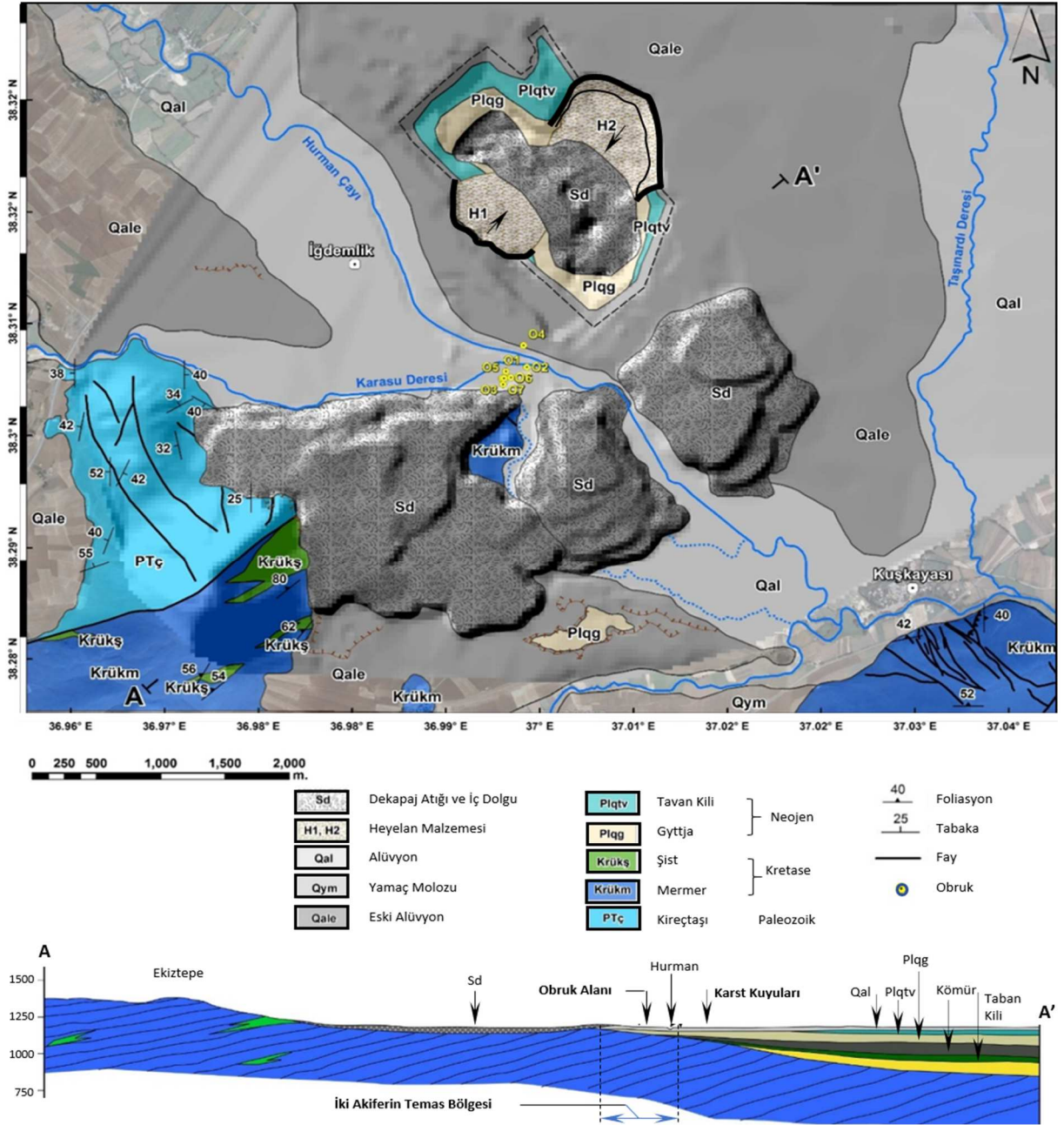


Şekil 2. Ardışık heyelanların ve morfolojilerinin hava fotoğrafı (güneydoğuya bakış).G: Gidya, BC: Mavi Kil, BCM: Mavi Kil Çamuru, LC: Kuvaterner gösel karbonatı, BLC: Mavi kil içinde yüzen LC blokları, MM&G: Gidya ile karışık malzeme.

4. DURAYSIZLIĞI DENETLEYEN SINIR KOŞULLARI

4.1. Jeolojik Durum

AEL havzasında temel, Paleozoyik ve Mesozoyik yaşlı sedimanter ve metamorfik kayalardan oluşmaktadır. Mermer, kireçtaşı ve kalkışist gibi karbonatlı kayaların havzayı çevrelediği görülmektedir. Tersiyer yaşlı karasal ve gösel kömür içeren çökeller, havza tabanını da oluşturan temel kayalarının uyumsuz olarak üzerlemektedir. Geç Kuvaterner yaşlı akarsu çökelleri ve eski alüvyonlar havza yüzeyinin büyük bir kısmını kaplamaktadır (Şekil 3).



Şekil 3. Çöllolar açık ocağı ve civarının jeolojik haritası ve kesiti (Karagüzel vd., 2017'den sonra yeniden düzenlenmiştir).

4.2. Hidrolojik Koşullar

Açık maden ocağının GB şevinin gerisinde ve şev tepesine yakın bir yerde, ortalama debisi 8,5 m³/s ve kurak mevsimde 1-3 m³/s'ye düşen, Hurman Nehri akmakta, bu nedenle de bu şevin güneybatı yamaçları için hidrolojik açıdan önemli bir sınır koşulu oluşmaktadır. Nehrin debisi taşkın sırasında 45 m³/s'ye ulaşmaktadır (Karagüzel vd., 2018). Şubat 2011'den önce nehir yatağının kalıcı şevlere en yakın mesafesi yaklaşık 150 m'dir (Şekil 1). Açık ocak çevresindeki yüzey suyunun Hurman+Kurudere çıkış (QSGS1) ve Hurman+Kurudere giriş (QSGS2+QSGS3)-boşalımları arasındaki oran Şubat ve Mart 2011 döneminde genellikle 1'den yüksektir (Şekil 1'de üstteki grafik).

4.3. Hidrojeolojik Koşullar

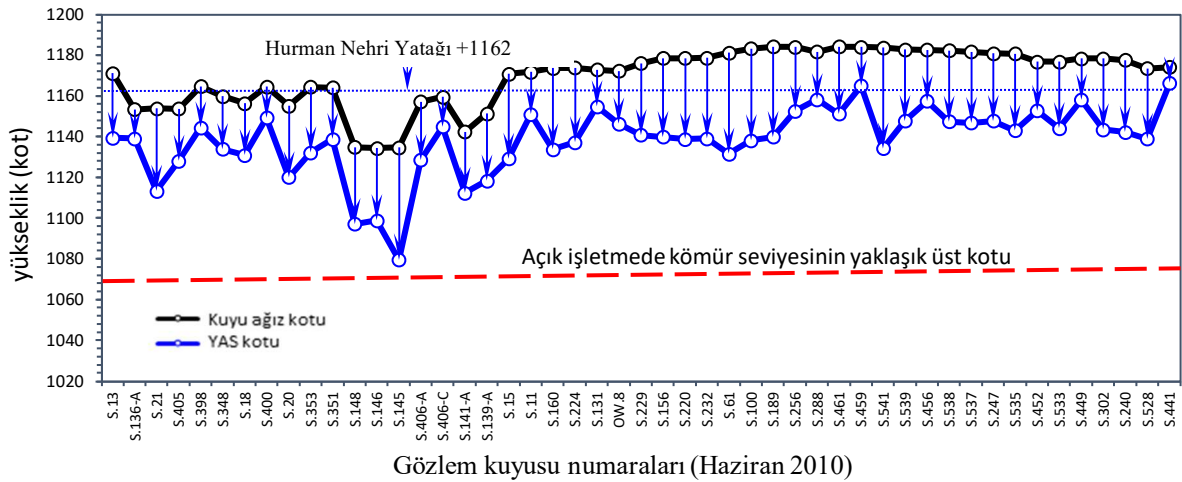
Açık işletmenin çevresinde ve tabanında bulunan kireçtaşları ile Eosen yaşlı kırıntılılar yaygın ve zengin basınçlı akifer, kömür ve gıda katmanları serbest - yarı basınçlı zayıf akifer olarak tanımlanmış, taban ve tavan killeri ile killi ara seviyeler ise, geçirimsiz sınır koşullarını oluşturmaktadır. Havzadaki eski ve yeni alüvyonlar ise taneli serbest akifer olarak sınıflandırılmıştır. İnceleme alanında yer alan kömürlü litolojik birimlerin ve temel kayaların hidrolik iletkenlikleri işletmenin tasarım aşamasında açılan araştırma kuyularında pompaj (MBEG, 2008) ve bu çalışma kapsamında 3 adet jeoteknik sondaj kuyusunda yapılan sızma testlerinden elde edilmiştir (Çizelge 2).

Çizelge 2. Hidrojeolojik model katmanlarının pompaj ve sızma deneylerinden elde edilen hidrolik parametreleri.

Model Katmanı	Hidrolik iletkenlik: k (m/s)	
	MBEG, 2012 Aritmetik Ortalama	Obruk Bölgesi (Bu çalışma) Aritmetik Ortalama
Alüvyon	3.33E-05	3.09E-4
Tavan Kili	4.31E-06	-
Gıda	8,80E-07	3E-7
Kömür	1.15E-07	1.58E-4
Taban Kili	1.15E-06	-
Temel Kaya (Kireçtaşı)	1.00E-3	2.98E-4

4.4. Susuzlaştırma

Açık işletmede susuzlaştırma projesi kapsamında yeraltısuyu seviyesinin kömür tabakası üstüne kadar düşürülmesi öngörülmüştür. Kazı şevi tepe kesiminde ve basamaklarında yerleştirilen S-kodlu susuzlaştırma kuyuları kazı ile eşzamanlı olarak devreye alınmıştır. Bu kuyularındaki yeraltısuyu seviyesinin sığ olduğu ve derinliğinin 0 ila 10,17 m arasında değiştiği belirlenmiştir. Birimlerin hidrolik iletkenlikleri, önemli miktarda kil ve silt içermeleri nedeniyle düşük olduğundan, kuyularda düşüm konilerinin yarıçapı çok dardır. Mayıs 2010'da ölçülen seviyeler kuyu başı kotları, kömür seviyesinin üst seviyesi ve Hurman Nehri yatak kotu ile karşılaştırılmıştır (Şekil 4). Aynı karşılaştırma Şubat 2011'deki heyelandan önceki aylar için de yapılmış ve susuzlaştırma programından beklenen verimin elde edilemediği sonucuna varılmıştır.



Şekil 4. Açık işletme sahasındaki gözlem kuyularında Haziran 2010 döneminde ölçülen seviyelerin kuyu ağız kotları ve yaklaşık kömür üst yüzeyi kotu ile karşılaştırılması.

4.5. Makaslama Dayanım Parametreleri

Heyelan mekanizmalarının anlaşılmasına yönelik jeoteknik model parametrelerinin seçimi için önceki araştırmalardan elde edilen (MBEG, 2008, MTA, 2017) ve bu çalışma kapsamında açılan araştırma sondajlarının belirlenmiş derinliklerinden örselenmemiş numuneler alınmış ve konsolidasyonlu-drenajsız (CU) doğrudan makaslama deneylerine tabi tutulmuştur. Analizlerde kullanılacak pik (doruk) ve rezidüel (artık) makaslama dayanımı parametreleri tayin edilmiştir. Çizelge 3'de MTA, MBEG ve bu çalışma kapsamında elde edilen makaslama dayanım parametrelerinin aritmetik ortalaması verilmiştir.

Susuzlaştırma verileri sahada drenajlı şartların yeterince oluşmadığını gösterdiğinden nakaslama deneyleri konsolidasyonlu – drenajsız deney(CU) şeklinde gerçekleştirilmiştir. Çalışma kapsamındaki makaslama deneyleri İTÜ İnşaat Fakültesi Zemin Mekaniği Laboratuvarında TS 1900-2 (2019)'ye göre yapılmıştır.

Çizelge 3. Jeoteknik model katmanlarının birim hacim ağırlıkları ve doruk ve artık kesme dayanımı parametreleri.

Model Katmanı	Jeoteknik Özellikler				
	ϕ_p (°)	c_p (kPa)	γ_n (kN/m ³)	ϕ_r (°)	c_r (kPa)
İç Dolgu	27	5	15.0	20	1
Alüvyon	35	0	18.0	27	0
Lehim	28	29	17.8	20	22
Mavi Kil	18	54	18.2	12	45
Siyah Kil	15	59	17.3	9	26
Gıdya	32	32	14.5	30	23
Kömür	26	76	11.7	21	50
Taban Kili	19	54	17.1	12	36

ϕ_p : doruk içsel sürtünme açısı, ϕ_r : artık içsel sürtünme açısı, c_p : doruk kohezyon, c_r : artık kohezyon

5. ARDIŞIK DURAYSIZLIKLARIN SAYISAL ANALİZİ

Değerlendirmeler, açık işletme sahasında kömür içindeki taban kili ve siyah kil katmanlarının artık içsel sürtünme açılarının (ϕ_r) sırasıyla 12° ve 9° olarak alınabileceğini göstermektedir (Çizelge 3). Sayısal analizlerde Çizelge 3'de verilen jeoteknik parametreler kullanılmıştır. Felaketle sonuçlanan Şubat 2011 şev hareketlerinden sonra, açık ocağın güneybatı kalıcı (nihai) şevinin arkasında 2015 yılı başında başlatılan karstik susuzlaştırma faaliyeti analizlerde göz önünde tutulmamıştır.

5.1. Güneybatı Şevinin Duraylılığı

Güneybatı yamaç sistemindeki duraysızlık sorununa neden olan mekanizmayı ortaya çıkarmak amacıyla, aşağıdaki her bir aşama için geriye dönük analizler tekrarlanmıştır.

1. Aşama: Ağustos 2009 (İlk Çatlakların Gelişimi)
2. Aşama: Ocak 2010 (İlk Duraysızlık)
3. Aşama: 6 Şubat 2011 (I Nolu Duraysızlık)

Bu şevin en kritik 2-boyutlu modelleri, FEM analizinde kullanılan RS2 yazılımına (Rocscience, 2023) aktarılmıştır. Mevcut şev geometrileri ve yeraltısu seviyeleri her aşamada tanımlanmış ve jeolojik modeller kesit çizgileri üzerinde veya yakınındaki sondaj logları ilişkilendirilerek oluşturulmuştur. Temel kaya hariç, model tabakaları için Mohr-Coulomb yenilme kriteri kullanılmıştır. Temel kaya, bu yazılıma gömülü Hoek-Brown (2019) yenilme kriterine göre modele dahil edilmiştir. Tüm aşamalar için

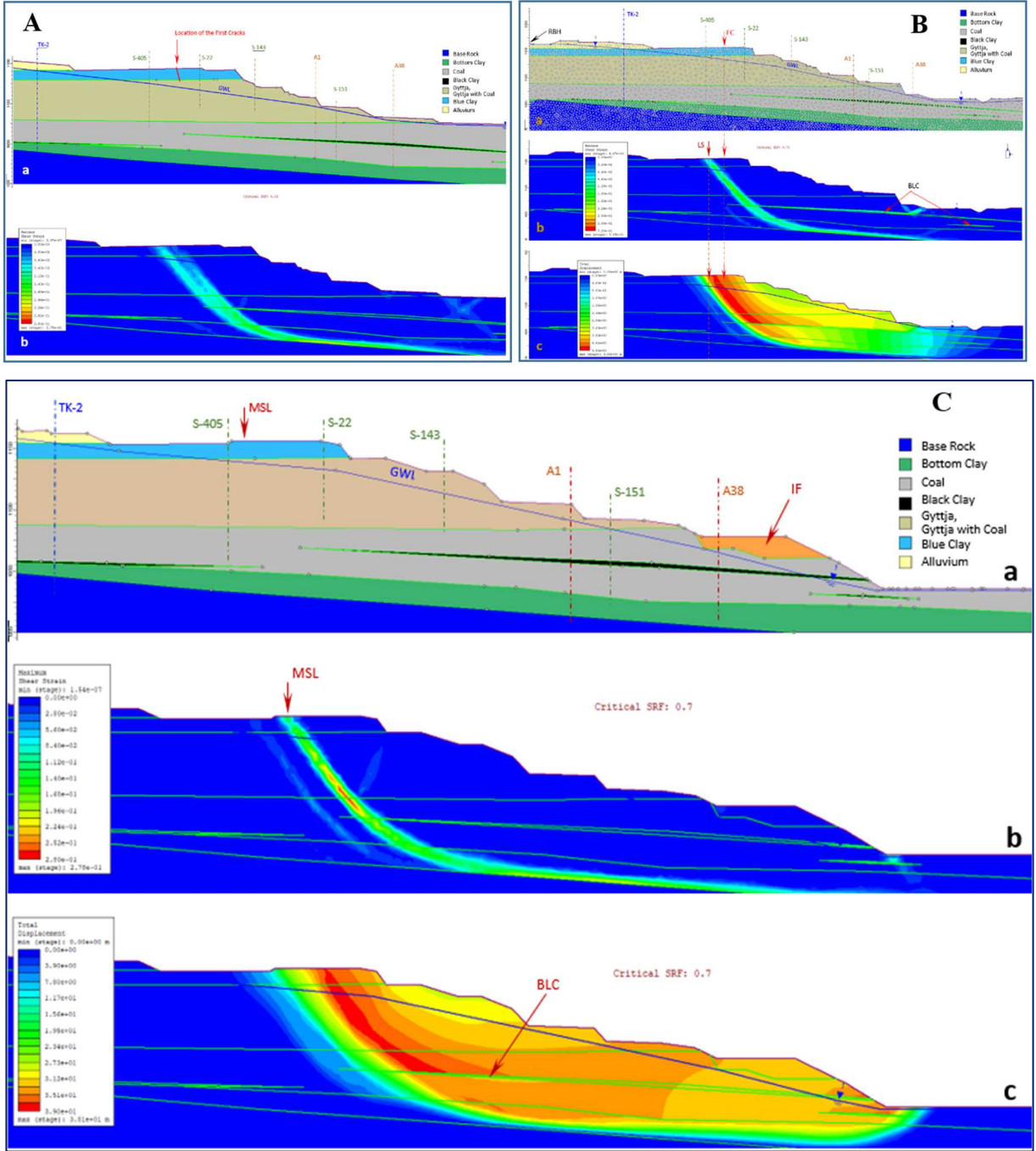
Hurman Nehri'nin yatağının seviyesi ve açık işletme tabanlarının kotları sabit hidrolik seviyeler olarak kabul edilmiştir. Modellerin dış sınırı tabanda sabit ve her iki tarafta serbest bırakılmıştır. FEM modellerinin ayrıklaştırılması için altı düğümlü üçgen üniform ağ seçilmiştir. Alan gerilmelerinin oranı (σ_h/σ_v) tüm durumlar için 0.40 olarak kabul edilmiştir.

1. Aşama analizinden elde edilen bazı sonuçlar Şekil 5'te gösterilmektedir. Bu aşama için kritik dayanım azaltma faktörü (SRF) 0,93 olarak elde edilmiştir. Maksimum makaslama gerilmesinin, anakaya (BR) ile taban kili (BTC) arasındaki temas karşılık gelen yataya yakın iki düzlem boyunca geliştiği ve ana kayma bölgesinin (SZ) geriye doğru Ağustos 2009'da tespit edilen ilk yüzey çatlaklarının (FC) oluştuğu alana doğru uzadığı görülmüştür (Şekil 5A). Kömür içindeki siyah kil tabakasının (BLC) nispeten düşük bir makaslama gerilmesine sahip olmasına rağmen, GD şevinin duraylılığı üzerinde bir etkisi olduğu da düşünülebilir. Kritik SRF için, kayma zonu boyunca maksimum toplam yer değiştirme Ağustos 2009'da gözlemlenenen çok daha yüksektir.

Ağustos 2009'daki yer değiştirmelerin dikkate alınmadığı 2. Aşama için tekrarlanan analizlerden de benzer sonuçlar elde edilmiştir (Şekil 5B). Kritik SRF değeri 0.73'e düşerken, toplam deformasyonlar artmış ve bloğun siyah kil üzerinde çukurun tabanına doğru hareketi belirginleşmiştir. FEM analizi, siyah kil ve taban kili üzerindeki bir bloğun öteleme hareketinin Ağustos 2009'dan bu yana devam ettiğini göstermektedir. Bu, daha önceki başlıklar altında açıkladığımız saha gözlemlerimizi doğrulamaktadır.

Şekil 5C Duraysızlık I'den hemen önce güneybatı şevindeki stabilite durumuna ilişkin FEM analizinin üçüncü aşamasının sonuçlarını göstermektedir. Bu aşama için elde edilen kritik SRF değerinin 0,70'e düşmesi, GB şev sisteminin Ağustos 2009'dan bu yana giderek kötüleştiğini göstermektedir. Kritik SRF değerine karşılık gelen düşey yer değiştirme 30 m'ye ulaşırken, yatay yer değiştirme 36 m'ye ulaşmaktadır. Bu şekildeki çökme bölgesi ve bu bölgenin önünde açık ocağa doğru yatay olarak yer değiştiren blok, yazarların kendi saha gözlemleriyle tamamen örtüşmektedir. Yukarıda da belirtildiği gibi, bu şevin üst kısmında yapılan toprak kaldırma çalışmaları ve topuğu desteklemek için yapılan iç dolgu gibi hafifletici önlemlere rağmen, Ağustos 2009'da başlayan kütle hareketi önlenememiştir.

Maden faaliyet raporları, bu tarihte açık ocağın tabanında kömür üretiminin devam ettiğini ve en alt seviyenin bile altına ulaşan kazılar yapıldığını göstermektedir. Ayrıca, duraysızlıktan önce, her bir karşı şevi destekleyen KB şevinin topuk bölgesindeki Kömür Panosu F (Şekil 6) tamamen kazılmıştır. Kısacası, GB şev sistemine karşılık gelen 2-B FEM modellerinin analizi, Duraysızlık -I'in aynı bloğun taban kili ve siyah kil üzerinde ötelenerek kaymasının bir sonucu olarak geliştiğini göstermektedir.

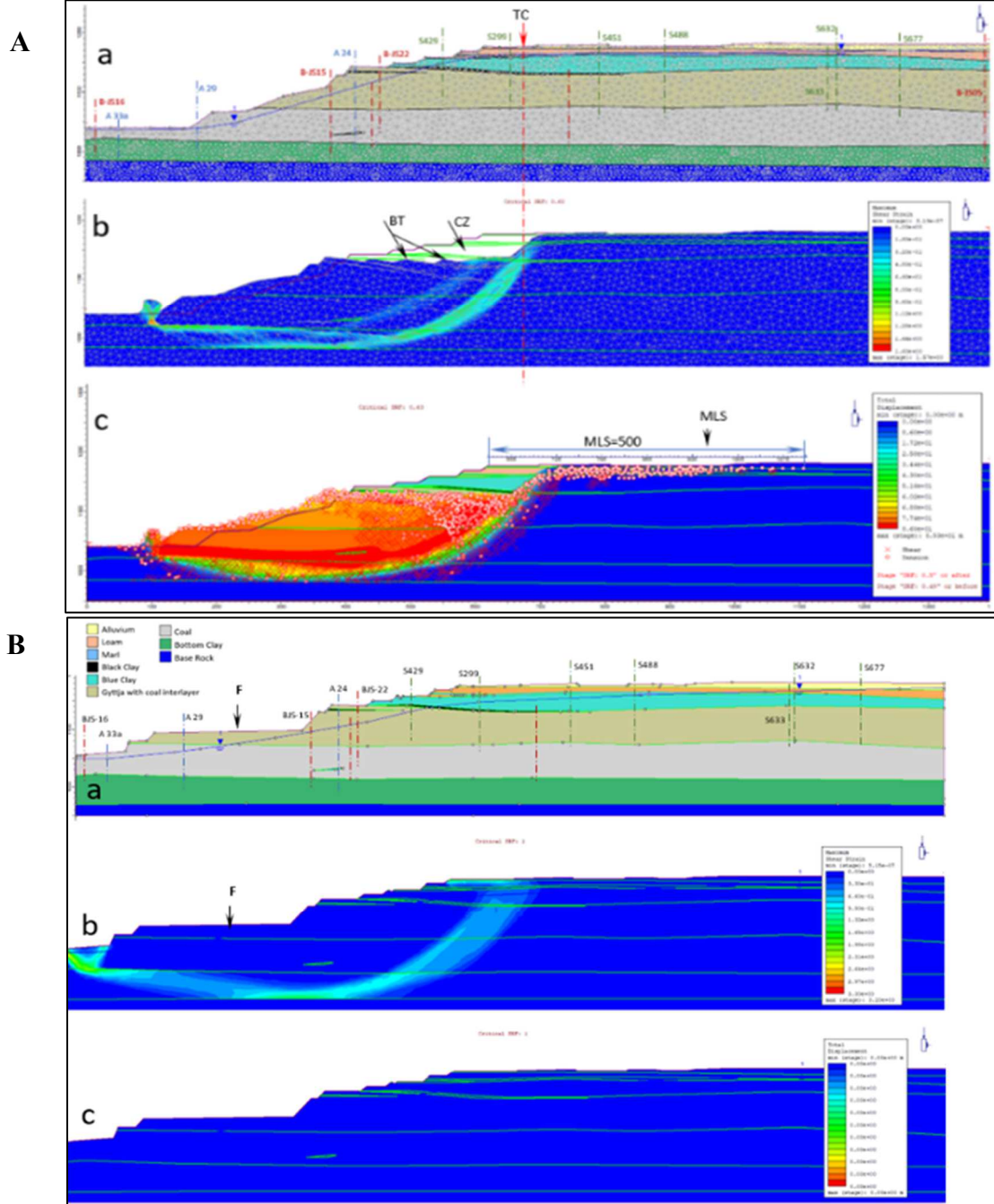


Şekil 5. Güneybatı şevinin farklı tarihlere ait FEM analizi sonuçları. A) Ağustos 2009 , B) Ocak 2010 ve C) Şubat 2011 (MSL: Duraysızlık İ'in Aynası, IF: İç Dolgu, CZ: Çökmüş Bölge).

5.2. Kuzeydoğu Şevinin Duraylılığı

KD şevinin iki farklı tarihe ait en kritik ve temsili jeolojik modelleri sondaj verileri kullanılarak oluşturulmuştur. Şekil 6a'da Ocak 2010, Şekil 6b'de ise Ocak 2011 tarihindeki durumun analiz sonuçları gösterilmiştir. Bu aşamanın 2D FEM analizinin sonuçlarından, KD şevinin kritik bir denge durumunda olduğu (SRF = 1) ve bu şevde herhangi bir yer değiştirmenin olmadığı anlaşılmaktadır. Ancak, F kömür panosunun altından da geçen yarı dairese bir yüzey boyunca potansiyel bir zorlama yüzeyi ortaya

çıkılmaktadır (Şekil 6a). Aynı şevin Ocak 2011'deki durumu dikkate alınarak tekrarlanan FEM analizi sonuçları Şekil 6b'de ayrıca gösterilmektedir. Duraysızlık II'den önce en üst basamağın üzerinde, yeri MTA (2017) tarafından belirlenen, çekme çatlağı (TC) jeolojik model üzerinde işaretlenmiştir (Şekil 6b). Kritik SRF değeri (0,63) için kayma bölgesi ve toplam yer değiştirmeler Şekil 6b'de gösterilmektedir. Bu çözümün sonuçları, kuzeybatı şevinin genel eğim açısı azaltmadan ve susuzlaştırma çalışmalarında öngörülen yeraltısuyu seviyesine ulaşılmadan, şevi destekleyen F panelinin kazılması şevin duraylılığını olumsuz yönde etkilediğini göstermektedir.



Şekil 6. KD şevinin FEM analizi sonuçları. A) Ocak 2010'daki durumu, B) Ocak 2011'deki durum.

6. SONUÇ

Bu çalışmada; Çöllolar Açık Ocağı'ndaki duraysızlık sorunları ele alınmış ve birbirleriyle olan ilişkileri incelenmiştir. Açık ocak şevlerinde ve çevresinde karşılaşılan duraysızlıklar, gözlem, ölçüm, deney ve izleme verileri ile susuzlaştırma ve kazı gibi madencilik faaliyetleri de dikkate alınarak kronolojik bir sıra içerisinde bütüncül bir yaklaşımla değerlendirilmiştir. Açık ocağın GB şevinde, Ağustos 2009'da tespit edilen ilk çatlak, Ocak 2010'daki ilk duraysızlık ve Şubat 2011'de can ve mal kaybına neden olan Duraysızlık-I aynı yenilme mekanizmasına sahiptir. Bu şev sistemine karşılık gelen 2-B FEM analizleri, Duraysızlık-I'in aynı bloğun taban kili ve siyah kil üzerinde ötelenerek kaymasının bir sonucu olduğunu göstermektedir. Duraysızlık- II'nin FEM analizi, dönel (dairesel) kütle hareketi mekanizmasının tipik bileşenlerine işaret etmektedir. Bu şevin üst kademesi arkasından geriye doğru uzanan ardışık hareket eden bloklar geriye doğru devriktir. Çökme bölgesinin hızlı genişlemesi, linyit horizonunun üzerindeki zayıf jeolojik birimlerin suya doygunluğu ile ilişkilidir. FEM analizi ayrıca bu şevi destekleyen F panelinin kazılmasının olumsuz etkisi olduğunu da göstermiştir. Jeolojik istifin içerisinde yer alan plastisiteli kil tabakalarının ve havza kenarındaki farklı özelliklere sahip iki akiferin hidrolik etkileşiminin AEL havzasındaki madencilik faaliyetlerini kontrol eden iki kilit faktör olduğu sonucuna varılmaktadır.

7. TEŞEKKÜR

Yazarlar, bu projeye sağladığı finansal destek ve değerli veri için Elektrik Üretim A.Ş.'ye (EÜAŞ) ve ayrıca kendilerine bu fırsatı veren İTÜ Maden Fakültesi Vakfı'na da teşekkür ederler.

8. KAYNAKLAR

- Besbelli, B., Karaca, K., Gökmenoğlu, O., 2009. Geology, reserve and hydrogeology of HB and HD sectors of Afşin-Elbistan coal basin. Energy Department of General Directorate of Mineral Research and Exploration of Turkey, (Unpublished Report in Turkish).
- CU MMF., 2015. Integrated dewatering project for Çöllolar Coal Basin, Çukurova University, Faculty of Engineering and Architecture, Adana, (Unpublished Report in Turkish).
- Gökmenoğlu, O., Karaca, K., Besbelli, B., 2009. Geology, hydrology and reserve report of HB and HD sectors in the Afşin–Elbistan coal basin. MTA Report, Archive No: 11238 (in Turkish).
- Gökmenoğlu, O., Aslan, M., 2013. Hydrogeological investigation project of Kahramanmaraş Afşin-Elbistan coal basin, Dewatering report for east side of Hurman River. MTA (General Directorate of Mineral Research and Exploration) Energy Department, Achieve No: 1346, pp 236, Ankara (Unpublished); (in Turkish).
- Gürsoy, E., Özcan, K., Yücel, A.R., 1981. K.Maraş Elbistan D1 Sektörü Kömür Yatağı Jeoloji Raporu. Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü Rapor No: 7054, Ankara (yayımlanmamış)
- Hoek, E., Brown, E.T., 2019. The Hoek - Brown failure criterion and GSI - 2018 edition. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering Volume 11, Issue 3, 445-463 pp. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.001>.
- Karagüzel, R., Akyüz, H.S., Mahmutoğlu, Y., İşseven, T., Bozkurtoğlu, E. 2017. Geological research for sinkhole occurrence at Afşin-Elbistan Coal Basin, ITU Mining Faculty Foundation, pp 217 and appendixes, Istanbul (Unpublished Report in Turkish).
- Karagüzel, R., Akyüz, H.S., Mahmutoğlu, Y., İşseven, T., Tunçdemir, H., Bozkurtoğlu, E., Şans, G., Erdoğan, M., Doğan, A., Özer, Ü. 2018. Investigation of the mechanism of February 2011 Landslides in Çöllolar Mine Site in Afşin Elbistan Coal Basin, ITU Mining Faculty Foundation, (Unpublished Report in Turkish) Istanbul.
- Karpuz, C., Tutluoğlu, L., Öge, İ. F., 2010. Elbistan-Çöllolar Open Pit operation landslide analysis and solution suggestions, Ankara. (Unpublished Report in Turkish).

- Mahmutoglu, Y., Karagüzel, R., Sans G., Erdoğan, M., Bozkurtoğlu, E., Akyüz, H.S., İsseven, Tastekin, C., Ata, E. 2017. The effect of karst dewatering on sinkhole occurrence, A case study from Afşin-Elbistan Coal Basin, National Symposium of Engineering Geology and Geotechnics, proceeding book, In: Çan. T, Taga. H (Eds), 164-171, Adana (in Turkish).
- Mahmutoğlu, Y., Karagüzel, R., Sans, G., Topcuoğlu, M., 2019. Sinkholes induced by dewatering in an open-pit mine: Case study from a coal basin in Eastern Turkey. Rock Dynamics Summit, Aydan. O., Ito. T., Seiki. T., Kamemura. K and Iwata. N (Eds). 597-603. Okinawa, Japan.
- MBEG, 2008. Çöllolar Open Cast Mine Afşin Elbistan Coal Basin, Phase II: Detail Planning Çöllolar Open Cast Mine Subproject 2: Hydro-geological model and dewatering concept. P. 103 and Appendix.52.
- MBEG, 2009. Elbistan B-Çöllolar Opencast Mine Geotechnics/Slope stability.
- MBEG, 2010. Çöllolar cast mine, Afşin-Elbistan Coal Basin, Phase IV/2010: Update of Detail Planning Collolar Open Cast Mine: Step1: Preliminary report, April 12,
- MBEG, 2012. Consultancy and Engineering Services for Mine Operation in Open Cast Mine (Afşin-Elbistan Coal Basin), Phase V: ine Plan for the Restart of Coal Mining & Status Report 06/2012, Subprojects: Geological Modelling/Hydrogeology/ Dewatering/ Geotechnics and Mine planning, p. 160 and Appendix.
- MTA, 2017. 5-year operation plan of Kahramanmaraş Afşin-Elbistan coal basin sector B (çöllolar field) based on general slope design. General Directorate of Mineral Research and Exploration of Turkey (Unpublished report in Turkish). Project No: 2016-34-41.
- Özbay, A., Cabalar, A.F., 2015. FEM and LEM stability analyses of the fatal landslides at Çöllolar open-cast lignite mine in Elbistan, Turkey. Landslides,12:155–163.
- Park Teknik, 2011a - 2011. January 2011 - February 2011 Monthly Activity Report (in Turkish).
- Rocscience, 2023. Rs2 v11.020, 2D Geotechnical finite element analysis, Registered to Istanbul Technical University, Rocscience Inc., Toronto, Ontario, Canada.
- TS 1900-2, ,2019. İnşaat mühendisliğinde zemin laboratuvar deneyleri - Bölüm 2: Mekanik özelliklerin tayini, TSE, Ankara.
- Tutluoğlu, L., Öge, I.F., Karpuz, C., 2011. Two and three-dimensional analysis of a slope failure in a lignite mine. Computers & Geosciences 37(2):232–240.
- Schloemer, W., 1972. Hydrogeologische Voruntersuchungen im Bereich des zukünftigen Braunkohlen-Tagebaues bei Elbistan. Geologisches Jahrbuch, B.4, S.53-136, Hannover.

Mühendislik Uygulamalarında Hidrojeoloji /
Hydrogeology in Engineering Applications

Marmara Havzası Güneyi Yeraltısularının Hidrojeokimyasal Değerlendirilmesi

Developments Hydrogeochemical Evaluation of Groundwater in the Southern Marmara Basin

Çiğdem YÜCEL^{1,*}, Gülay YAVUZ², İsmail SEVİM¹

*¹ İzleme ve Değerlendirme Şube Müdürü DSİ Genel Müd.,¹ Yeraltısuları Dairesi Başkanı
Yeraltısuları Dairesi Başkanlığı, Ankara

² DSİ 25.Bölge Müdürlüğü, Balıkesir
(* cyucel@dsi.gov.tr)

ÖZ: Marmara Havzasının güney bölümündeki jeolojik birimler metamorfik kayalar, Neojen yaşlı kırıntılı kayalar ve volkanik kayalardan oluşmaktadır. Bölgedeki yeraltısuyu mekanizmasını çözmek için kavramsal model oluşturularak, 2 su yılı boyunca seviye ölçümleri, kalite analizleri ve izotop analizleri yapılmıştır. Yapılan hidrojeokimyasal değerlendirme sonucu yeraltısuyu kimyasını denetleyen süreçlerde; deniz suyu girişi, tektonizma, jeotermal sistem, su kayalık etkileşimi sonucu jeojenik ve antropojenik faaliyetlerin yeraltısuyuna etkisi jeolojik, hidrojeolojik ve jeofizik etütlerle ortaya konulmuştur. Yeraltısuları Ca-HCO₃ ve Na-Cl tipi sular; jeotermal sular ise Na-SO₄ fasiyesindedir. İzotop analiz sonuçlarına göre; jeotermal sular derin ve uzun dolaşimli, yeraltısuları ise sığ dolaşımıdır. Yeraltısuyu derin ve sığ dolaşım sürecinde, jeolojik birimlerin de alterasyonuna bağlı olarak yüksek oranda arsenik, mangan ve demir konsantrasyonları içerirken, tarımsal faaliyete bağlı olarak pestisitler ölçülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Marmara güneyi, Hidrojeokimya, Derin ve sığ dolaşım, İzotop, Kalite ve miktar izlemeleri

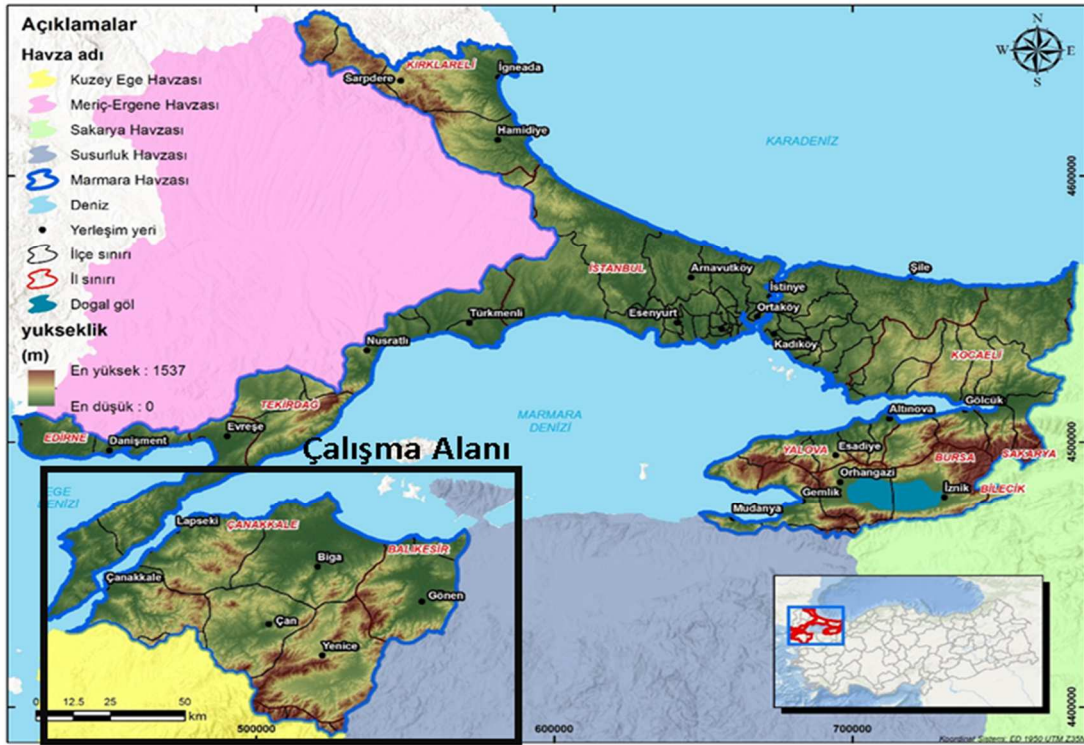
ABSTRACT: The geological units in the southern part of the Marmara Basin consist of metamorphic rocks, Neogene clastic rocks and volcanic rocks. A conceptual model was created to solve the groundwater mechanism in the region, and level measurements, quality analyzes and isotope analyzes were carried out for 2 water years. As a result of the hydrogeochemical evaluation, in the processes that control groundwater chemistry; The effects of geogenic and anthropogenic activities on groundwater as a result of seawater intrusion, tectonism, geothermal system, water-rock interaction have been revealed by geological, hydrogeological and geophysical studies. Groundwater Ca-HCO₃ and Na-Cl type waters; Geothermal waters are in Na-SO₄ facies. According to isotope analysis results; Geothermal waters have deep and long circulation, while groundwater has shallow circulation. While groundwater contains high concentrations of arsenic, manganese and iron due to the alteration of geological units during the deep and shallow circulation process, pesticides have been measured due to agricultural activity.

Keywords: South of Marmara, Hydrogeochemistry, Deep and shallow circulation, Isotope, Quality and quantity monitoring

1. GİRİŞ

Ülke nüfusumuzun çoğunluğunun yaşadığı, sanayi, tarım, turizm, jeotermal turizm gibi birçok insanı aktivitenin de yoğun olduğu Marmara Havzası gerek kültürel gerekse fiziksel özellikleri ile en özel havzamızdır. Ülkemizde 2 farklı kıtada 3 ayrı karasal bölümde ve 3 denizle ilişkili Marmara havzasında jeolojik, hidrojeolojik, tektonik, maden, jeotermal olayların çoğunluğu ve bunların etkileri görülmektedir (Şekil 1). DSİ tarafından yapılan çalışmada hem yeraltısuyu bütçe çalışması hem de

yeraltısuyunun miktar ve kalite üzerindeki etkiler incelenmiştir. Bu çalışmada ise; havzada gelişen tüm olayların yeraltısuyuna baskısı incelendiğinde kalite üzerindeki etkileri incelenmiştir. Marmara ve Ege Denizleri ile irtibatı olan Çanakkale, Biga, Gönen ve Çan bölümlerinde deniz etkisine bağlı tuzlu su girişimi, tektonizmanın yoğun olduğu bölümlerde ise kırık düzlemleri boyunca derin jeotermal sistemlerin yüzeye ulaşmasına sebep olmuştur. Geçmiş yıllarda yapılan çalışmalar incelendiğinde, kalite analizleri kapsamında master plan çalışmasında temel anyon katyon analizleri yapılmıştır. Bu çalışmada ise kapsamlı gözetimsel ve operasyonel kalite izlemeleri yapılarak jeojenik ve antropojenik kirlilikler tespit edilmiş olup, izotop analizleri ile de suyun kökeni dolaşımı üzerine yorumlar yapılmıştır.



Şekil 1. Çalışma sahası yer bulduru haritası.

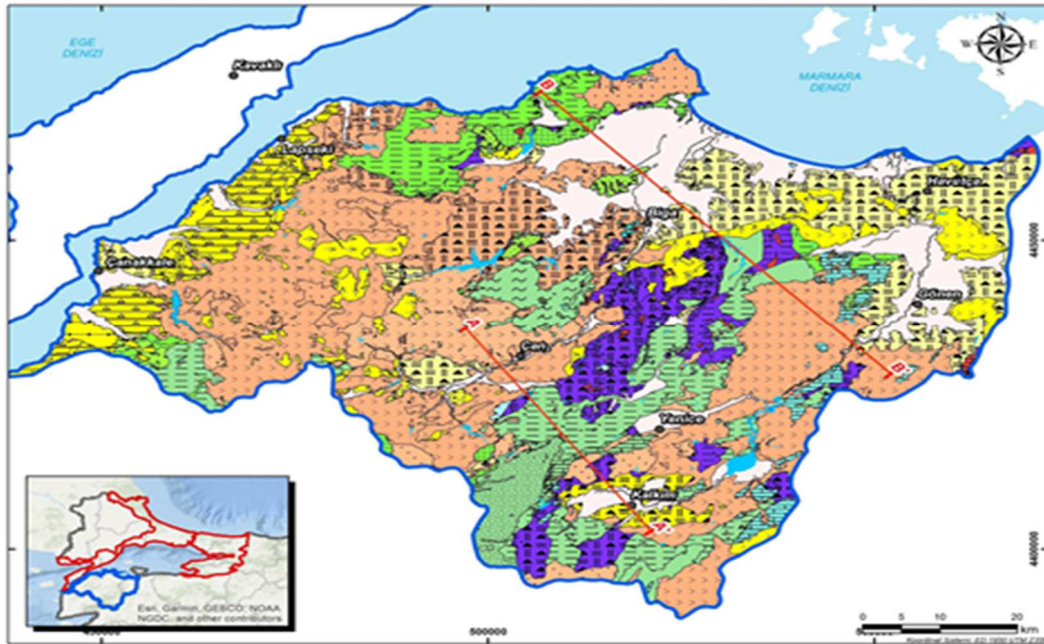
2. ÇALIŞMA ALANI ÖZELİKLERİ, JEOLJİ ve HİDROJEOLJİ

2.1. Çalışma Alanı Hidrolojisi, Jeolojisi ve Hidrojeolojisi

Çalışma alanının iklimi, geçiş iklimi olarak da tanımlanmaktadır. Kış ayları Akdeniz iklimi kadar ılık, karasal iklim kadar soğuk geçmemektedir. Çalışma alanı, iç deniz olan Marmara Denizi ve Ege Denizi ile komşudur. Denizlere havza içerisinde doğal akışta olan akarsular dökülmektedir. Güney Marmara bölümünde, Gönen Çayı, Balıkcı Çayı ve Fındık deresi başlıca akarsuları oluşturur. Gönen Çayı havzanın Balıkesir kısmında yaklaşık 70 km uzunluğundadır. 3 km uzunluğundaki Balıkcı Deresi ise havzanın güneydoğusundaki Davutköy'den başlayıp Sazoba Köyünün güneyindeki Taşoluk Barajını beslemektedir. Biga Çayı 20 km uzunluğunda olup, Karabiga'dan Marmara Denizi'ne akmaktadır. Bölgede Çanakkale, Çan, Biga ve Gönen gibi önemli yerleşim alanları bulunur.

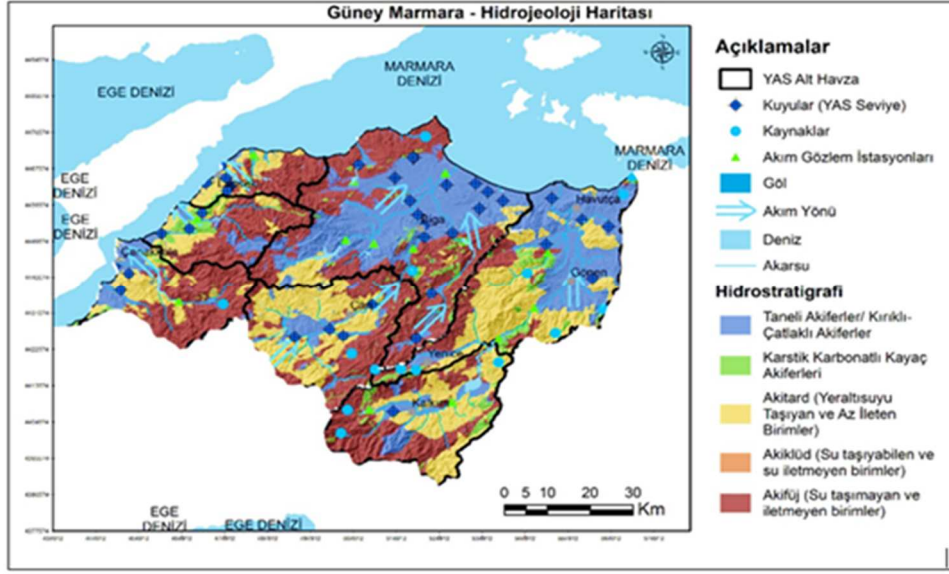
Çalışma sahasındaki jeolojik birimler Tersiyer öncesi ve Tersiyer kayaları olmak üzere iki gruba ayrılarak incelenmiştir. Tersiyer öncesi kayaları, birbiriyle tektonik ilişkili ve KD-GB konumunda uzanan tektonik kuşaklar içerisinde yüzeylenen birimlerden oluşmaktadır. Tektonik zonlar doğudan batıya

doğru İzmir-Ankara zonu, Sakarya zonu, Çetmi melanji ve Ezine zonlarından oluşur. Tersiyer kayaçlarını temel kayaçları kesmiş ve/veya uyumsuz olarak üzerlemiş olan sedimanter, volkanik ve volkano-sedimanter kayaçlar oluşturur. Güney Marmara Bölümü Kaz Dağları ve çevresinde yüzeylenen yüksek dereceli metamorfizmaya uğramış kayaçlardan oluşur. Birim alttan üste doğru mermer ara bantlı gnayslar ile temsil edilir (Atabey vd., 2004). Bölge, Tersiyer sırasında Paleosen'den Miyosen sonuna kadar süregelen bir magmatizmanın etkisi altında kalmıştır. Bu sırada çoğunlukla granodiyorit bileşimli birçok granitoid kütlesi temel kayaçlarına sokulum yaparken, andezit-dasit-riyodasit-riyolit bileşimli volkanik kayaçlar ise benzer zaman aralıklarında temel kayaçlarını kesmiş veya bunları uyumsuz olarak örtmüştür. Yine bu dönemde Biga Yarımadası'nda volkanik aktiviteyle çoğu kez eş yaşlı olarak yoğun bir sedimantasyon meydana gelmiştir. Bölgede son volkanizma Pliyosen yaşlı bazaltlarla temsil olunmaktadır. Bölgedeki bu aktif tektonizma epitermal ve hidrotermal maden yataklarının gelişimine neden olmuş, bölgede önemli metalik maden yatakları bulunmaktadır. Bölgedeki tüm birimler en son olarak Pliyo-Kuvaterner yaşlı akarsu çökelleri tarafından uyumsuz olarak örtülmüştür. Çalışmaya konu olan Lapseki ve çevresinde Miyosen yaşlı volkanik ve sedimanter birimler yaygın olarak gözlenir. Tüm bu birimleri alüvyon yelpazesi, örgülü ve menderesli akarsu çökellerinden oluşan Pliyosen yaşlı Bayramiç formasyonu ve Kuvaterner yaşlı yamaç molozu ile alüvyon uyumsuz olarak örtmektedir (Bozkurt, 2016) (Şekil 2).



Şekil 2. Marmara Güneyi genel jeolojisi haritası (DSİ, 2022).

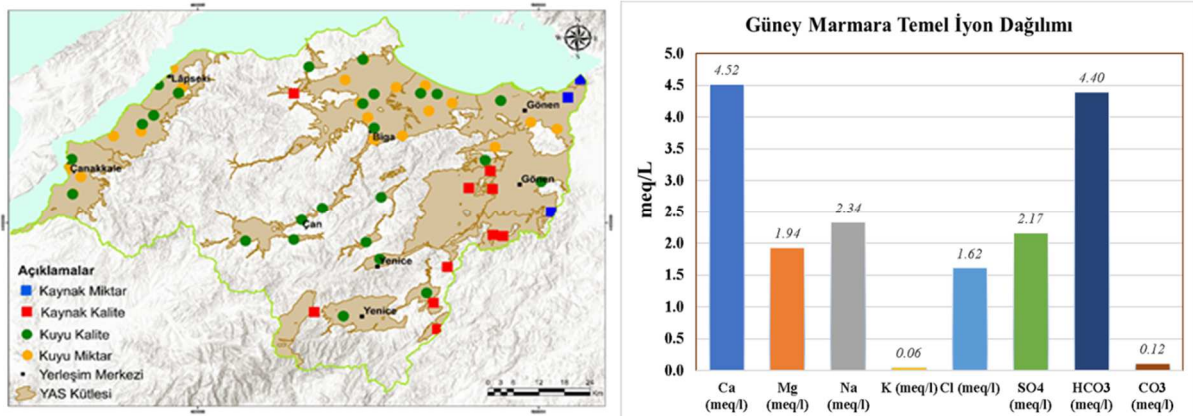
Bölgedeki kayaçların hidrojeolojik özelliklerine bakıldığında; yeraltı suyu taşıma özellikleri açısından oldukça sınırlıdır. Bölgedeki ofiyolitik karmaşıklar, metamorfik seriler içerisindeki şistler, fillitler geçirimsiz özellik sunmaktadır. Yeraltı suyu taşımayan bu kayaçlar alanın batı ve güney kesimlerinde yüksek rakımlı alanlarda görülür. Tersiyer kayaçları oluşturan kumtaşları ve çakıltaşları lokal akifer özelliğindedir, sınırlı oranda yeraltı suyu dolaşımına izin verir. Kuvaterner yaşlı kırıntılı birimler, kırık ve çatlak sistemleri içeren andezitler ve karstik yapı kazanmış karbonatlı kayaçlar oluşturur (Şekil 3). Özellikle kaba ve ince taneli malzemeden oluşan Kuvaterner yaşlı taneli birimler ovalarda yayılım sunar. Bölgede akarsular bu düz ovadaki taneli birimlerde dolaşan yeraltı suyu ile irtibatlıdır. Hidrojeolojik dolaşım sistemi açısından ele alındığında, yüksek kesimlerde, kırık ve çatlak sistemlerinden çıkan kaynaklar bölgedeki dereleri besler ve düz ovada ise dereler yeraltı suyunu besleyen bir sistem içerisinde (DSİ, 2022).



Şekil 3. Marmara Güneyi hidrojeoloji haritası (DSİ, 2022).

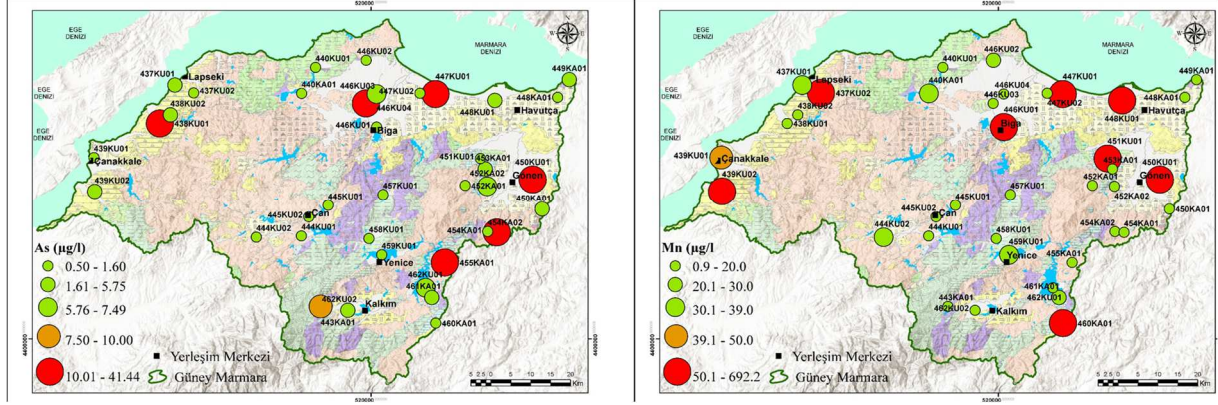
2.2. Yeraltısuyu Hidrojeokimyası ve İzotop Hidrolojisi

Güney Marmara Bölümü'nde antropojenik ve jeojenik unsurlar belirlenerek miktar ve kalite numunesi alınmıştır. 4 dönem (2 kurak 2 yağışlı) boyunca temin edilen numunelerinin su tiplerinin belirlenmesi için majör anyon ve katyon (Na^+ , K^+ , Ca^{+2} , Mg^{+2} , HCO_3^- , Cl^- ve SO_4^{-2}) analizleri yapılmıştır. Temel anyon ve katyon konsantrasyonları değerlendirildiğinde havzadaki suların çoğunlukla Ca-HCO_3 'lü sular sınıfında yer aldığı tespit edilmiştir (Şekil 4). Jeotermal faaliyetlerin yoğun olduğu, deniz suyu girişimi etkisinde bulunan kıyı akiferlerde Na-SO_4 , Ca-Cl ve Na-Cl tipi sular tespit edilmiştir. Gönen alt havzasında ve Pazarköy alt havzasındaki kimyasal analiz sonuçlarında, yeraltısuyu Na-HCO_3 su tipine sahiptir. Özellikle yüksek elektriksel iletkenliğin Çanakkale ve Lapseki bölgelerinde tespit edilmiş olup, bu kıyı akiferinde deniz suyu girişiminin etkili olduğu görülmüştür. Bunlara ek olarak yine kıyı akiferlerinde deniz suyu girişimine bağlı olarak klörür, sülfat ve sodyum iyonları analiz sonuçları da yüksek tespit edilmiştir (Çizelge 1). Özellikle tarımsal faaliyetlerin yapıldığı, Biga, Havutça, Davutköy ve Umurbey ova kesimlerinde yeraltısuyunda azot türevli pestisitler tespit edilmiştir. Azot türevli pestisitlerin kaynağının bölgedeki tarımsal faaliyetler olduğu arazi kullanımı teyidi ile de belirlenmiştir.



Şekil 4. Marmara Güneyi miktar ve kalite izleme lokasyonları, iyon dağılımı (DSİ, 2022).

Güney Marmara Bölümündeki volkanizmanın varlığı, hidrotermal ve epitermal cevherleşmeler, kayalardaki alterasyonlar zonları lokal olarak arsenik, demir ve mangan değerlerinin yükselmesinde etkilidir. Kayaların geçirimsizliğine göre yeraltısuyu dolaşım süresi ve su kayaç etkileşimi iyon derişimini denetlemektedir. Parametrelerin lokal anlamda yağışlı ve kurak dönemde değışim sunması (Arsenik, Demir, Mangan) sülfürlü cevherleşmelerin varlığına işaret etmektedir (Şekil 5).

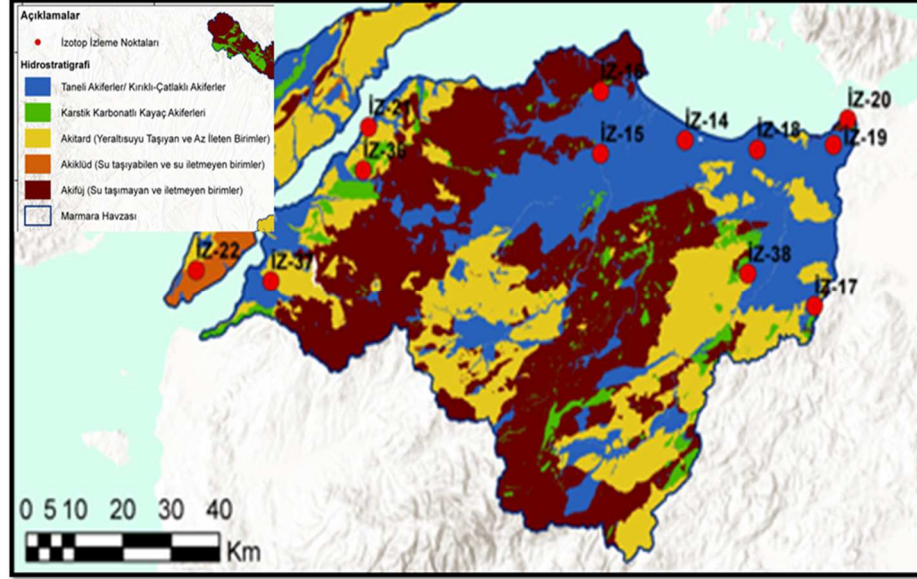


Şekil 5. Marmara Güneyi arsenik ve mangan analiz sonuçları.

Çizelge 1. Marmara Güneyi 4 dönem kalite analiz sonuçları.

Parametre	Birim	Min.	Mak.	Ortalama
Elektriksel İletkenlik (25 °C)	µS/cm	112.00	2148.00	872.72
pH	-	6.45	8.84	7.83
Sıcaklık	C	14.25	22.50	18.40
Redoks Potansiyeli	mV	64.90	708.40	288.64
Tuzluluk	ppt	0.02	1.21	0.35
NO ₃ -N	mg/L	0.10	46.52	5.43
Klorür	mg/L	8.25	294.55	58.77
Sülfat	mg/L	6.32	500.79	105.26
Bikarbonat	mg/L	10.00	481.00	263.54
Karbonat	mg/L	10.00	11.60	10.04
Kalsiyum	mg/L	20.68	167.95	89.08
Magnezyum	mg/L	0.98	62.16	22.12
Sodyum	mg/L	4.75	239.20	46.85
Potasyum	mg/L	0.09	5.81	1.75
Arsenik	µg/L	0.50	77.98	5.26
Alüminyum	µg/L	0.02	2.28	0.11
Antimon	µg/L	0.50	10.17	2.65
Bakır	mg/L	0.01	0.01	0.01
Çinko	mg/L	0.01	0.04	0.01
Nikel	µg/L	5.00	5.06	5.00
Bor	mg/L	0.02	1.07	0.13
Demir	mg/L	0.01	0.40	0.02
Mangan	µg/L	0.50	317.82	19.69

Çalışma alanındaki yeraltısuyunun yaşı, dolaşımı, beslenme yüksekliği durumlarını yorumlamak için kurak ve yağışlı dönem izotop numuneleri alınarak analiz yapılmıştır. İzotop numunelerinde oksijen 18, döteryum ve trityum örnekleri hem kurak hem de yağışlı dönemde alınmıştır (Şekil 6).



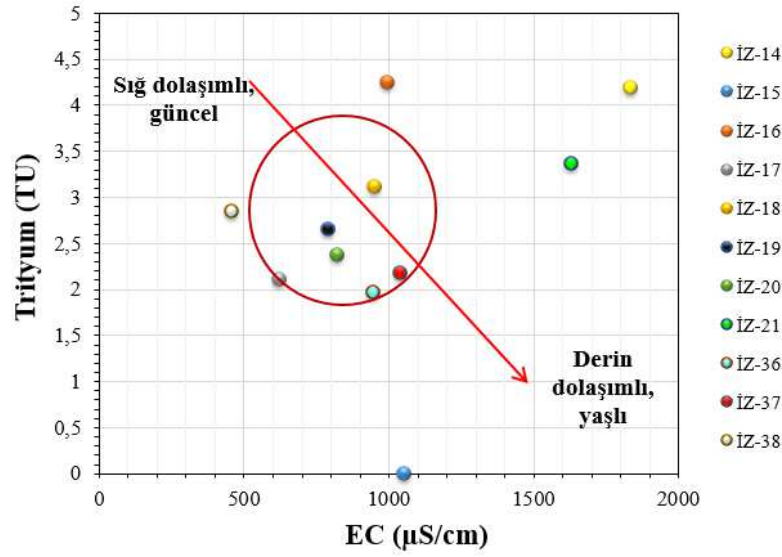
Şekil 6. İzotop örnekleme lokasyonları.

Marmara güneyinden alınan izotop örneklerinin sonuçları değerlendirildiğinde; yeraltısularının sığ dolaşım sular olduğu ve yağışlı ve kurak dönemlerde önemli değişimler göstermediği tespit edilmiştir. İzotop analiz sonuçları Çizelge 2’de verilmiştir.

Çizelge 2. Marmara Güneyi yeraltısularının izotop analiz sonuçları.

Sıra No	X	Y	Z	Kurak Dönem			Yağışlı Dönem		
				Trityum tayini (TU)	Oksijen-18 δ (‰)	Döt. (δ (‰))	Trityum tayini (TU)	Oksijen-18 δ (‰)	Döt. (δ (‰))
İZ-14	536214	4461857	8.55	4.19	-6.07	-38.45	4.19	-6.02	-38.04
İZ-15	518749	4459494	35.18	0.00	-9.61	-62.21	0.00	-9.94	-64.79
İZ-16	518787	4470355	48.42	4.43	-7.70	-49.51	4.25	-7.49	-47.07
İZ-17	563021	4432776	195.85	2.30	-9.14	-54.33	2.10	-9.12	-54.77
İZ-18	551140	4460240	8.34	3.13	-7.15	-43.94	3.11	-7.05	-43.94
İZ-19	566925	4461027	17.64	4.02	-6.55	-41.58	2.65	-6.66	-42.13
İZ-20	569846	4465491	160.16	3.65	-7.76	-46.65	2.37	-7.52	-46.88
İZ-21	552028	4451099	184.68	3.06	-7.56	-47.47	2.26	-7.67	-47.97
Ortalama				3.10	-7.69	-48.02	2.62	-7.68	-48.20

İzleme noktalarında TU değerinin ve EC değerinin yüksek olması, antropojenik etkide olan suları ifade etmektedir. Bölgedeki jeotermal sistemler ise derin dolaşım suları oluşturur. Bölgede yeraltısuları benzer yükseklikten beslenmesine karşın su-kayaç etkileşimine bağlı olarak farklı dolaşım sürelerine sahip oldukları görülmektedir. Bu dolaşım sürelerini bölgedeki kayaların geçirimsizlikleri ve litolojik özellikleri denetlemektedir.



Şekil 7. Marmara Güney bölümü Tritiyum-Ec grafiği.

Güney Marmara'da Biga Yarımadası jeotermal kaynaklar bakımından zengin bir bölgedir. Bu bölümde hem soğuk su hem de sıcak su kaynağı bulunmaktadır. Çan jeotermal sahasında, tektonik hareketlilik nedeniyle termal sular kırıklar ile yüzeye ulaşmaktadır. Bölgedeki sıcak sular Na-Ca-SO₄, soğuk sular Ca-Mg-HCO₃ su tipindedir. Deniz vd. (2010)'da yapılan çalışmaya göre sıcak suların kökeni meteorik olup, bu sular yüzeye çıkışları sırasında soğuk sularla karıştığından trityum değerleri artmaktadır. Çan sıcak su jeotermal kaynağında yeraltında kalış sürelerinin uzunluğu ve sıcaklıkları sebebiyle su-kayaç etkileşimi fazla olan sular olduğundan, EC değerleri artmış, trityum değerleri düşmüştür.

4.SONUÇLAR

Farklı iki kıta, üç ayrı karasal bölge, üç deniz ile sınırı olan Marmara Havzasının güney bölümünde yapılan çalışma sonucu yeraltısuyu üzerindeki antropojenik ve jeojenik baskı unsurları incelenmiştir. Çalışma sahasındaki nüfus yoğunluğu, tarım, hayvancılık, maden, deniz suyu girişimi başlıca antropojenik baskı unsuru olup; jeojenik doğal arka plan kaynaklı kirlilikler de tespit edilmiştir. 2 yıl süresince kurak ve yağışlı dönemlerde alınan analiz sonuçları değerlendirilmiştir. Bölgedeki yeraltısuyu fasiyesleri; ova bölümlerinde Ca-HCO₃, denize yakın kıyılarda Na-Cl tipi sular ve Gönen ve dolaylarında jeotermal sular Na-SO₄ fasiyesindedir. Çalışma sahasında yeraltısuyu dolaşımının değerlendirilmesi amacıyla yapılan izotop analizlerinde; jeotermal sular derin ve uzun dolaşım, yeraltısuları ise sığ dolaşım, güncel dolaşım türündedir. Derin ve sığ dolaşım sürecinde volkanik kayalarda ve madencilik sahasına yakın bölümlerde alterasyona bağlı olarak su kayaç etkileşimi ile antropojenik faaliyetler yeraltısuyunun kimyasını etkilemekte ve içme suyu standartlarının üzerinde arsenik, mangan ve demir konsantrasyonları tespit edilmiştir. Bunlar jeojenik kökenli olup, özellikle tarımsal faaliyetlerin yapıldığı Biga, Havutça, Davutköy ve Umurbey ova kesimlerinde yeraltısuyunda tarımsal kökenli azot türevleri belirlenmiştir. Bölgedeki tarımsal faaliyetlerin arazi kullanımı teyidi ile gübrelerin etkisi nedeniyle olduğu tespit edilmiştir.

5. KATKI BELİRTME

Devlet Su İşleri Yeraltısuları Dairesi Başkanlığı tarafından tamamlanan Marmara Havzası Hidrojeolojik Etüt Raporu yapılmasında; DSİ 1. Bölge Müdürlüğü, DSİ 25. Bölge Müdürlüğü, DSİ 11. Bölge Müdürlüğü, DSİ 14. Bölge Müdürlüğü Yeraltısuları Şube Müdürlükleri teknik personelleri katkıları ile

büro ve arazi çalışmaları tamamlanmıştır. İzotop analizlerinin tamamı TAKK Dairesi Başkanlığı İzotop Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. Bu kapsamda DSİ Genel Müdürlüğü ve Bölge Müdürlüğü çalışanlarına teşekkür ederiz.

6. KAYNAKLAR

- Atabey, A., Ilgar, A., Sakitaş, A., 2004. Çanakkale Havzasının Orta-Üst Miosen Stratigrafisi, Çanakkale, KB Türkiye. MTA Dergisi 128, 79-97, 2004.
- Bozkurt, E., 2016. Structural Analysis Of Kestanelik Epithermal Au-Ag Deposit (Lapseki-Çanakkale) In Biga Peninsula, Ankara.
- Deniz, O., Baba, A., Tarcan, G., 2010. Çan Jeotermal Alanı'nın Hidrojeokimyasal ve Hidrojeolojik İncelenmesi. Türkiye Jeoloji Bülteni, Cilt 53, Sayı 2-3, sf 159-184, Ankara.
- DSİ Etüt Planlama ve Tahsisler Dairesi Başkanlığı, 2015. Marmara Havzası Master Plan Raporu. DSİ Genel Müdürlüğü, Ankara.
- DSİ Yeraltıları Dairesi Başkanlığı, 2022. Marmara Havzası Yeraltısuyu Planlama (Hidrojeolojik Etüt) Raporu. DSİ Genel Müdürlüğü, Ankara.
- Yücel, Ç., Şimşek C., 2023. Marmara Bölgesi Yeraltısuyu Hidrojeokimyası ve Yeraltısuyu Kirlenmesini Denetleyen Etmenler. HİDRO'23 Ulusal Hidrojeoloji ve Su Kaynakları Sempozyumu, 25-27.05.2023, KTÜ, Trabzon.

Basınçlı Su Testinin Nümerik Çözümlerinin Hidrojeolojik Karakterizasyonda Kullanılabilirlik Açısından Değerlendirilmesi *Numerical Analysis of Water Pressure Tests to Evaluate Their Usability in Hydrogeological Characterization*

Mehmet EKMEKÇİ^{1,2,*}, Şükran AÇIKEL^{1,2}

¹ Hacettepe Üniversitesi, Hidrojeoloji Mühendisliği Programı, 06800, Beytepe-Ankara

² Hacettepe Üniversitesi Uluslararası Karst Su Kaynakları Uyg. ve Arş. Merkezi

(* ekmekci@hacettepe.edu.tr)

ÖZ: Mühendislik projelerinde ihtiyaç duyulan kaya kütlelerinin enjeksiyon şerbeti emme kapasitesinin belirlenmesi amacıyla geliştirilen Basınçlı Su Testi (BST), özellikle düşük geçirgenliğe sahip kaya akiferlerinin hidrojeolojik karakterizasyonunda yaygın olarak kullanılmaktadır. Bununla birlikte, test sonuçlarının hidrolik iletkenlik katsayısının hesaplanmasında kullanılması, bir takım önemli varsayımlar içermektedir. Test sırasında akımın kararlı hale geldiği, basınç konisinin belirli bir etki alanına sahip olduğu, akımın Darcy yasasına uyduğu gibi varsayımlar yanı sıra izole edilen test kademesinde akımın 2 boyutlu (silindirik) olduğu da varsayılmaktadır. BST uygulamasının homojen ve izotrop bir ortam için kavramsallaştırılarak nümerik çözümleri, izole edilen test kademesinde akımın 2 boyutlu olmadığı, 3 boyutlu (küresel) olduğunu ortaya koymaktadır. Öte yandan, test kademesinin uzunluğunun, kademedeki basınç dağılımını etkilediği, bu dağılım sonucunda kademe içinde akımın düşey bileşenin gelişebildiği görülmektedir. Gerek akımın küresel olması, gerekse kademe içindeki basınç dağılımının, test sırasında kaya kütlelerinin su alışı etkilediği, hesaplanan geçirimsizlik ve hidrolik iletkenlik katsayılarının gerçek değerlerinden daha büyük sonuçlar elde edildiği ortaya konmuştur.

Anahtar Kelimeler: Bst, geçirgenlik, nümerik analiz, akım boyutu

ABSTRACT: *Water Pressure Test (WPT), is the common test performed to estimate the cement take capacity of rock mass, an important knowledge that should be obtained prior to grouting. This test is also used in hydrogeological characterization of especially low permeability rock aquifers. However, there are some basic assumptions involved in calculation of permeability and hydraulic conductivity using the data obtained from this test. For instance, the flow is assumed to be steady during the test, that the pressure cone has a certain area of influence, that the flow obeys Darcy's law, and that the flow is 2-dimensional (cylindrical) in the isolated test stage. By conceptualizing WPT for a homogeneous and isotropic medium, numerical solutions revealed that the 3D (spherical) flow occurs rather than 2D in the isolated test stage. On the other hand, it was demonstrated that the the length of the test zone affects the pressure distribution in the test zone and a vertical component of flow develops. It has been shown that due to the flow is actually spherical, and the water flow is not horizontal, the water intake of the rock during the test may vary significantly, and consequently the calculated permeability and hydraulic conductivity coefficients yield greater results than their actual values.*

Keywords: *Seepage, Darcy equation, flownet analysis, finite difference, MODFLOW*

1. GİRİŞ

Lugeon testi olarak ta bilinen Basınçlı Su Testi (BST) mühendislik yapılarında geçirimsizlik sağlamak üzere kaya kütlelerinin çimento şerbeti emme kapasitesinin tahmin edilmesine yönelik olarak M. Lugeon tarafından 1933 yılında geliştirilmiştir. İlerleyen yıllarda, BST düşük geçirgenliğe sahip kırıklı-çatlaklı kaya kütleleri ile yüksek geçirgenliğe sahip karstlaşmalı kaya kütlelerinin hidrojeolojik karakterizasyonu çalışmalarında yararlanılan yöntemler arasında yerini almıştır. İlk uygulamalarından

günümüze gerek tasarım ve enstrümantasyon gerekse sonuçlarının değerlendirilmesi açılarından önemli değişikliklere uğramış, teknolojik ve kuramsal uyarlamalara konu olmuştur (Lugeon, 1933; Houlby,1995; Roeper et al.1989; Ekmekçi, 2005, Tessama and Ekmekçi, 2019; Vaskou et al (2019). Buna karşın, Lugeon birimi olarak verilen geçirgenlik değerinin hidrojeolojide kullanılan hidrolik iletkenlik katsayısına dönüştürülmesi konusu halen önemli belirsizlikler içermektedir. BST ile elde edilen hidrolik iletkenlik katsayısı değerinin akifer testleri ile belirlenen değerlerinden genellikle daha yüksek olduğu gözlenmektedir. Lugeon biriminin hidrolik iletkenlik birimine dönüştürülmesi sırasında yapılan varsayımlar ve kabuller bu farkın temelinde yer alır. Bu durumun hidrojeolojik kuramlar açısından irdelendiği bu bildiriye, BST deneyleri yeraltı suyu akımının nümerik olarak modelleyen MODFLOW-2005 (Harbaugh, 2005) benzeştirilerek açıklanmaya çalışılmıştır. Bu şekilde, BST ile elde edilen geçirgenlik (Lugeon) değerlerinin hidrojeolojide kullanımını sağlamak üzere hidrolik iletkenlik değerine dönüştürülmesinde ve hidrojeolojik karakterizasyonda kullanımı sırasında dikkate alınması gereken konular tartışılmıştır.

2. BASINÇLI SU TESTİ: KURAMSAL TEMEL VE VARSAYIMLAR

Kaya kütlesi geçirgenliğinin belirlenmesinde yaygın olarak kullanılan BST sonuçlarından elde edilen geçirgenlik özelliği Lugeon birimi ile ifade edilir. Lugeon birimi 1 metrelik bir test kademesinde, 10 bar efektif basınç altında bir dakikada kaya tarafından emilen su hacmi olarak (L/dk/m/10 bar) tanımlanır. Lugeon birimi kaya geçirgenliği anlamında kullanıldığında hidrojeolojideki geçirgenlik kavramıyla karıştırılabilmektedir. Bu nedenle, son yıllarda yaygınlaşan şekliyle Lugeon biriminin kaya kütlesi su emme kapasitesini ifade eden bir terim olan “su kaybı katsayısı” olarak tanımlanması daha uygun olmaktadır Vaskou et al (2019). Nitekim, teste adını veren Maurice Lugeon, testi tasarladığında test sonuçlarının eşdeğer hidrolik iletkenlik karşılıklarına ilişkin herhangi bir değerlendirmede bulunmamıştır (Lugeon, 1933).

Test, belirli bir süre boyunca sondaj kuyusunun lastik tıkaçlarla izole edilmiş bir aralığında belirli basınçlar altında emilen suyun miktarının ölçülmesi şeklinde gerçekleştirilir. Test aralığındaki efektif basınç, yüzeyde bulunan basınçölçerde (manometre) okunan değerlerden itibaren hesaplanabildiği gibi test kademesinin ortasına yerleştirilen bir basınç sensörü kullanılarak da kaydedilebilir. Test, her test kademesinde, genellikle aşamalı artan ve azalan basınçlar altında verilen suyun 5+5 dakika olmak üzere 10 dakikada emilen su miktarının kaydedilmesi şeklinde gerçekleştirilir. Her 5 dakikalık sürede emilen su miktarı arasında farkın büyük (>% 30) olması durumunda test 5 dakika daha uzatılır. Bunun başlıca nedeni testin dayandığı varsayımlardan biri olan kararlı akım koşullarına erişildiğinin göstergesi sayılmasıdır. Maurice Lugeon, test ile ilgili kuramsal bir temel ortaya koymamıştır. Bununla birlikte, test sonuçlarının geçirgenlik açısından yorumlanmasında dikkate alınması gereken varsayımlar, diğer çoğu testlerde olduğu gibi ortamın homojen ve izotrop, akımın iki boyutlu, radyal, kararlı ve laminer olduğu şeklinde sıralanabilir.

3. BASINÇLI SU TESTİ SONUÇLARININ HİDROJEOLOJİK AMAÇLI KULLANIMI

Basınçlı Su Testi hidrojeolojik karakterizasyonda kullanılan akifer testleri yerine kullanılmak üzere ortaya çıkmamıştır. Buna karşın, BST sonuçlarının eşdeğer hidrolik iletkenlik katsayısı değerlerine dönüştürülmesi ve hidrojeolojik açıdan yorumlanmasına yönelik olarak yaygın bir şekilde kullanıldığı görülmektedir. Özellikle hidrostratigrafik birimlerin düşey görel geçirgenlik değerlerinin tanımlanmasında yararlı bilgiler sağladığı kabul edilmelidir. Yukarıda da belirtildiği gibi, hidrojeolojik amaçla kullanım ve değerlendirme, testin dayandığı kuramsal temellerin ve varsayımların bilinmesini ve dikkate alınmasını gerektirir.

Test sonuçlarının hidrojeolojik karakterizasyon amacıyla kullanılması durumunda aşağıda verilen Thiem (1906) eşitliği kullanılmaktadır.

$$K = \frac{\frac{Q}{L}}{2\pi(h_0-h)} \ln \frac{r}{r_0} \quad (1)$$

Burada,

K: kuyu eksenine dik yöndeki hidrolik iletkenlik katsayısı (m/s)

Q: test sırasındaki su kaybı (m³/s)

L : testin yapıldığı kademe boyu (m)

h₀ ve h : sırasıyla kuyuda ve kuyudan r uzaklığında piyezometrik seviyeler (m)

r₀= test kuyusunun yarı çapı (m)

Eşitlikteki r uzaklığı ve r uzaklığında piyezometrik seviyenin ölçülmesi, r uzaklığında bir gözlem kuyusunun açılmasını gerektirir. Testin maliyetini düşürmek amacıyla test kuyusunun yanı sıra bir gözlem kuyusunun açılması tercih edilmez ve test sadece bir test kuyusunda yapılan ölçümlerle tamamlanır.

Bu durumda Eşitlik (1) aşağıdaki şekilde yeniden düzenlenebilir.

$$K = \frac{\frac{Q}{L}}{2\pi \Delta h} \ln \frac{R}{r_0} \quad (2)$$

Burada,

R: etki yarıçapı (m) ve

Δh: su kaybına neden olan efektif basınç (m)

Etki yarıçapı farklı yöntemlerle tahmin edilebilir. Bununla birlikte, etki yarıçapı logaritmik bir terim içinde bulunmaktadır. Etki yarıçapı, kuyu yarıçapından çok büyük değerler alır. Bu nedenle logaritma terimi içinde bulunan R/r₀ oranı da çok büyük değerlere sahiptir. Bu oranın doğal logaritması da doğada rastlanan etki yarıçapı değerleri için belirli bir değere yakındır (UNESCO, 1984).

ln(R/r₀) değeri genellikle, kuyu çapına bağlı olarak 5 ile 7 arasında değişebilmektedir.

$$\frac{\ln(R/r_0)}{2\pi} = \alpha \quad \text{şeklinde tanımlanırsa}$$

Bu durumda eşitlik

$$K = \alpha \frac{\frac{Q}{L}}{\Delta h} \quad \text{şeklinde yazılabilir.} \quad (3)$$

Test sırasında su kaybı litre olarak kaydedilmektedir. Bu nedenle, eşitlikte su kaybını gösteren Q/L, Test kademesinin 1 m boyu başına 1 dakika boyunca meydana gelen su kaybı litre olarak (l/dak/m) cinsinden verilirse

$$\text{Eşitlik (3)} \quad K \left(\frac{cm}{s} \right) = \beta \times 10^{-5} Lu \quad \text{şeklinde yazılabilir.} \quad (4)$$

Burada,

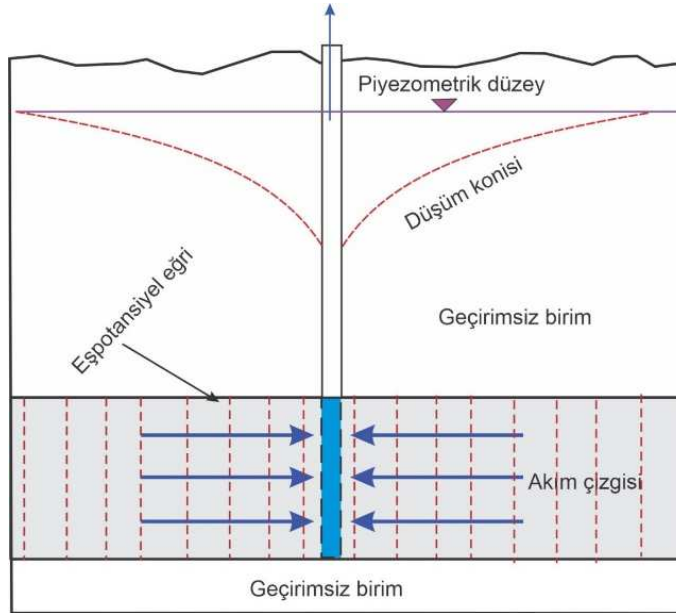
Lu : Lugeon değeri ve

$\beta = 1.32$ ile 1.85 arasında değişen katsayıdır

BST sonuçlarından hidrolik iletkenlik katsayısının hesaplanmasında kullanılan Thiem (1906) eşitliğinin temel varsayımları, ortamın homojen ve izotrop; akımın yatay ve kararlı, laminer, iki boyutlu radyal olduğu şeklindedir. Öte yandan, basınçlı su testi uygulamalarının gerçekleştirildiği ortamlar ikincil gözlenkliliğin baskın olduğu kaya ortamları olup çoğunlukla ortam heterojen ve anizotropdur. Uygulanan efektif basıncın 10 bara kadar çıktığı dikkate alınır, akımın çoğunlukla laminer akımdan uzaklaştığı, türbülanslı akıma geçiş yaptığı gözlenmektedir. Thiem (1906) eşitliğinin türetildiği kavramsal model Şekil 1'de gösterilmiştir.

Bu kavramsal modele göre kuyuya doğru radyal akım düşey bileşeni olmayan, yatay ve iki boyutludur. Şekil 1'den de görüldüğü gibi, Thiem eşitliği, akiferin üstten ve alttan geçirimsiz birimlerle tamamen izole edildiği, akiferin yatay olması nedeniyle akımın düşey bileşene sahip olmasının söz konusu olmayacağı bir ortam için türetilmiştir. Dolayısıyla eşitlik türetilirken akıma dik yöndeki kesit alanı, akiferi tam kesen bir silindiri temsil eden kuyunun yüzey alanıdır.

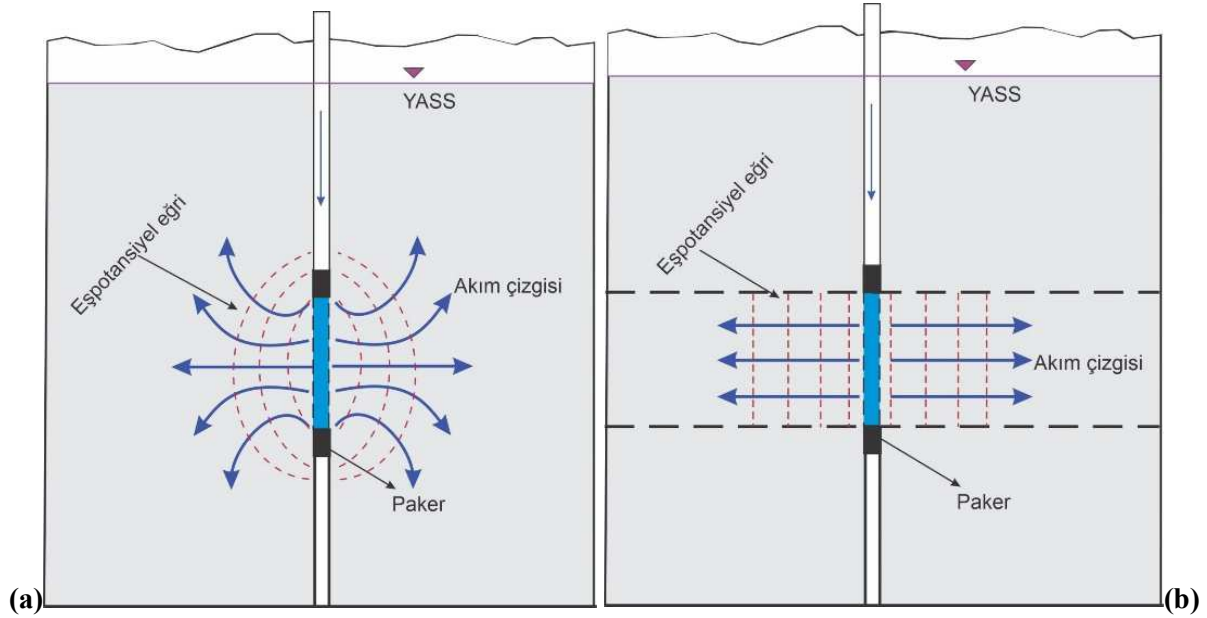
Basınçlı su testlerinde ise kuyuda test aralığı lastik tıkaçlarla izole edilirken kuyu duvarının hemen ardında akiferin bu kısmı izole değildir. Bu nedenle, basınçlı su verilen test kademesinden kaya kütlelerinde su her yönde hareket eder. Suyun hareketi test kademesinden uzaklaşan yönde, yukarı ve aşağı doğru da meydana gelir. Bu durum, Şekil 2.a'da şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 1. Thiem (1906) eşitliğinin türetildiği kavramsal model

Öte yandan, BST sonuçlarının Thiem eşitliğinden yararlanarak hidrolik iletkenlik katsayısının hesaplanmasında kullanılması sırasında karşılandığı varsayılan koşullar Şekil 2.b'de gösterilmiştir. Şekil 2.a'dan da görüldüğü gibi, akıma dik yönde meydana gelen yüzey alanı, bu durumda test kademesinin silindirik yüzey alanı değildir. Akımın düşey bileşeninin olması nedeniyle akım iki boyutlu değil, üç boyutlu ve tek tıkaçlı test için küresel, iki tıkaçlı test için elipsoidtir. Dolayısıyla akıma dik

kesit alanı küre veya elipsoidin yüzey alanına eşit olur. Öte yandan, küresel veya elipsoid akım koşulları, test kademesinde hidrolik yük dağılımının sabit, derinlikle değişmediği varsayımını gerektirmektedir. Bu nedenle, efektif basınç değeri test kademesinin merkezinde bir noktada oluşan basınç değeri olarak alınmaktadır. Bu varsayım, test kademesi uzunluğu büyüdükçe geçerliliğini kaybeder. Bu durum, Bölüm 4'te nümerik analizlerle yapılan irdelenmede, ortaya konmuştur.



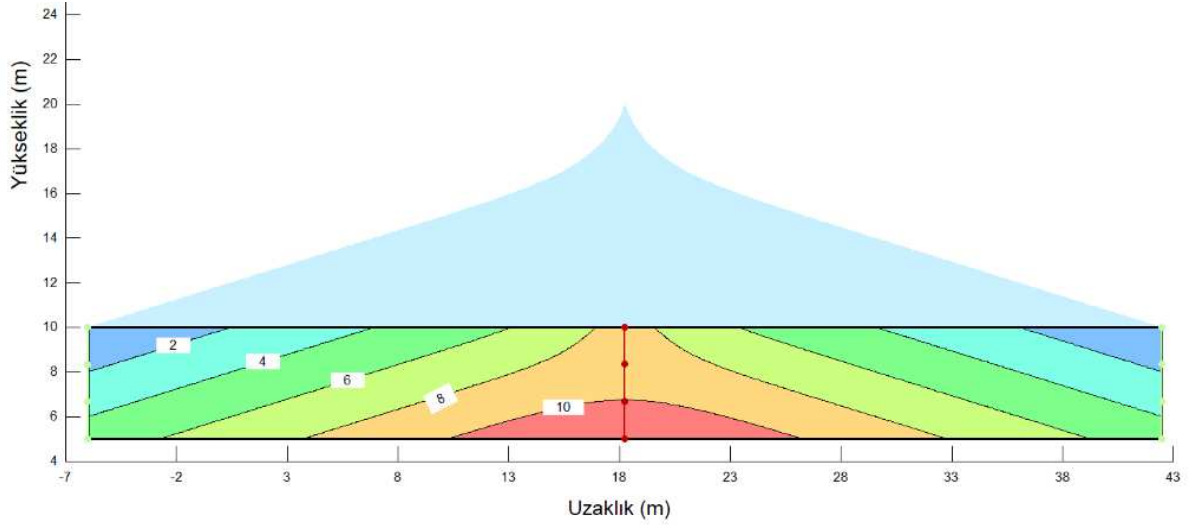
Şekil 2. a) Basınçlı Su Testi sırasında test kademesi dolayında kaya kütleğinde oluşması beklenen akım, b) Basınçlı Su Testi sonuçlarından hidrolik iletkenlik katsayısı hesabında varsayılan akım koşulları

4. BST SONUÇLARININ NÜMERİK MODEL YARDIMIYLA İRDELENMESİ

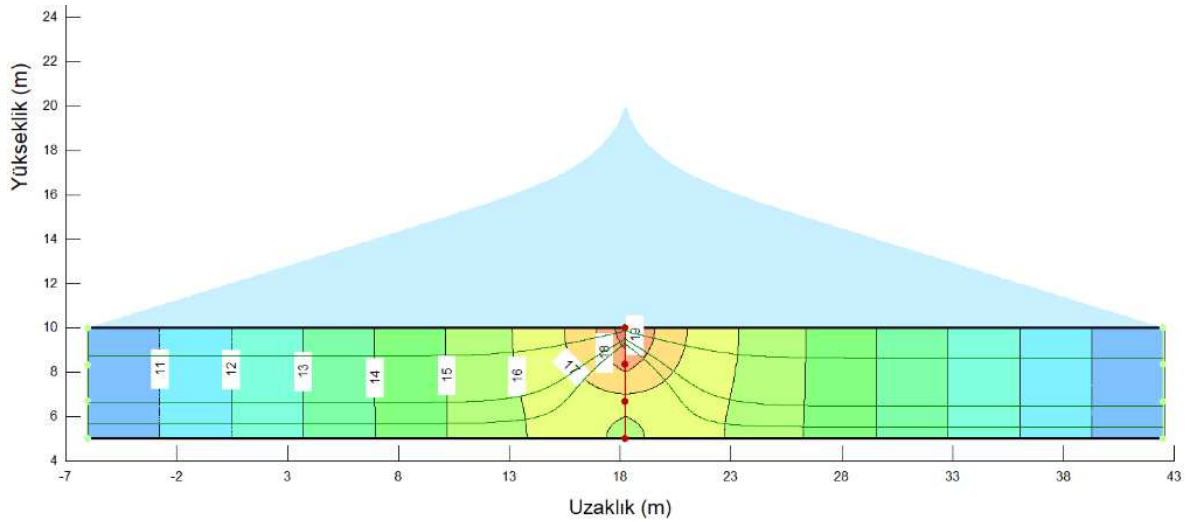
Bölüm 3'te tartışılan kuramsal temelin sayısal karşılığının ortaya konması amacıyla, basınçlı su testi uygulaması nümerik iki farklı model ile benzeştirilmiştir. Test kademesindeki basınç yükü dağılımının incelenmesi amacıyla sonlu elemanlar tekniğini kullanan 2 Boyutlu SEEP/W (Krahn, 2012) ve hidrolik iletkenlik değerinin karşılaştırılması için sonlu farklar tekniği ile çözüm gerçekleştiren 3 Boyutlu MODFLOW-2005 (Harbaugh, 2005), ModelMuse 4.5 (Winston, 2019) arayüzü ile kullanılmıştır.

4.1. Test Kademesinde Basınç ve Hidrolik Yük Dağılımı

BST uygulamalarında test kademesi genellikle 2 ile 5 metre arasında bir uzunlukta seçilir. Geçirgenlik hesabı yapılırken, uygulanan efektif basıncın test kademesinin her tarafında eşit bir hidrolik yük oluşturduğu, hidrolik yükün kademede uniform bir şekilde dağıldığı varsayılarak, kademenin orta noktasında oluşan hidrolik yük alınarak tüm kademe için hesaplama yapılır. Gerçekte ise, test kademesine verilen suyun kademede oluşturduğu basınç kademe boyunca eşit olmayıp uniform dağılımlı değildir (Şekil 3.a). Kademenin düşeyliği nedeniyle kademe tabanında basınç yükü maksimum, kademenin tavanında ise minimumdur. Bunun sonucunda da kademenin üste kesimlerinde basınç yükü daha düşük olmasına karşın, kot yükünün katkısı nedeniyle hidrolik yük yüksek değerlerde gözlenir (Şekil 3.b). Şekilde 1 barlık efektif basınçla oluşturulan beslenme (basınç) konisi mavi renkle gösterilmiştir.



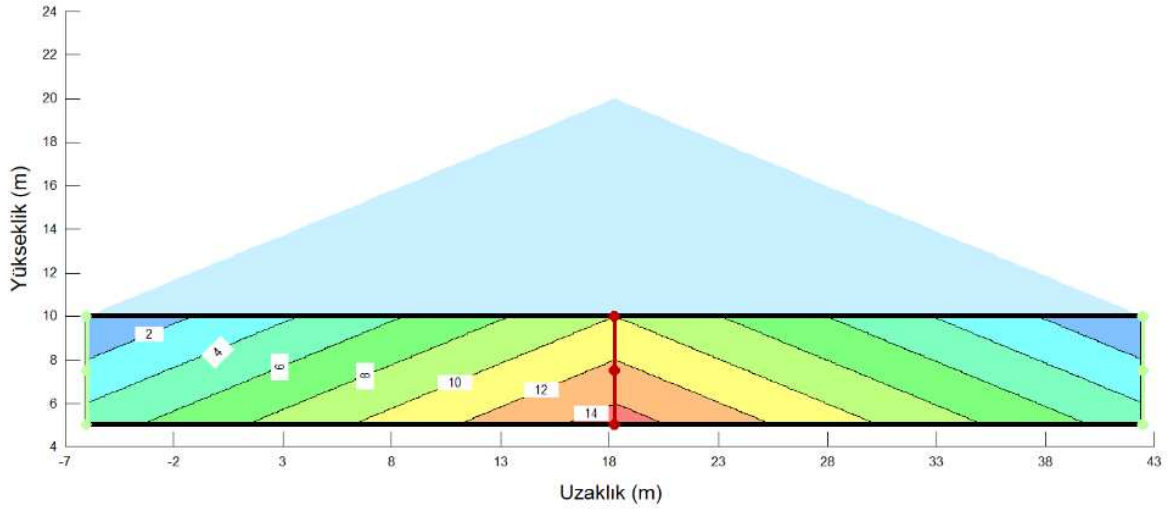
Şekil 3.a. Kademe boyu 5 m olan BST uygulamasında 1 barlık efektif basınç altında verilen suyun kademede yarattığı basınç dağılımı



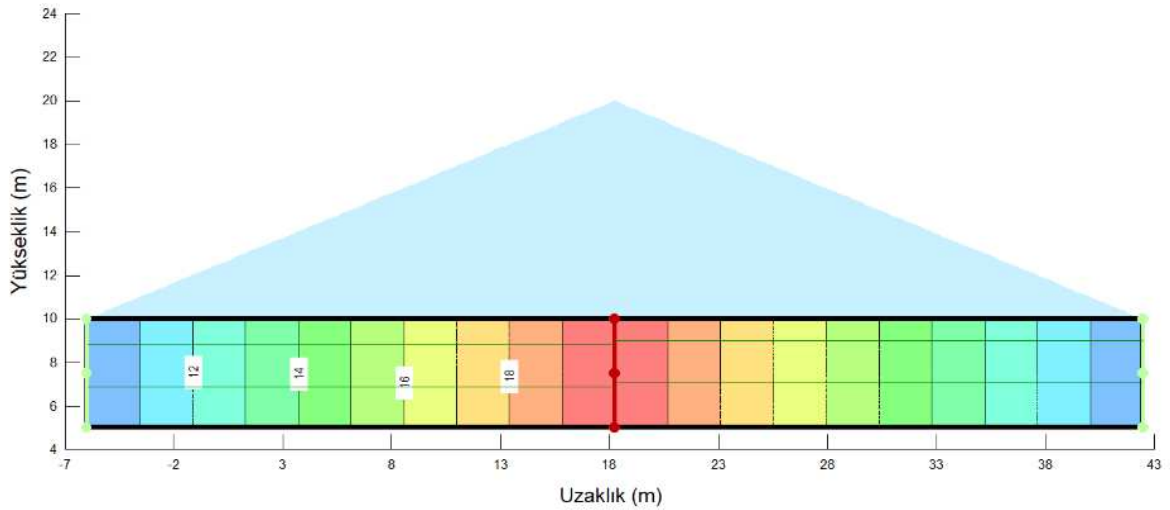
Şekil 3.b. Kademe boyu 5 m olan BST uygulamasında 1 barlık efektif basınç altında verilen suyun kademede yarattığı hidrolik yük dağılımı

4.2. Akım Boyutu Açısından Değerlendirme

Thiem (1906) eşitliğinin türetildiği kavramsal model BST uygulaması olarak benzeştirildiğinde, test kademesinin lastik tıkaçlarla sadece kuyuda izole edilmesi yerine test kademesinin akiferin yayılımı boyunca izole edilmesi gerekir. Kademe boyu 5 m alınarak yapılan benzeşimde basınç dağılımının kademenin tabanına doğru arttığı ve uniform dağılmadığı (Şekil 4.a), hidrolik yükün ise düşeyde değişmediği, uniform dağıldığı görülmektedir (Şekil 4.b). Bu durumda akımın yatay gerçekleştiği, akıma dik yönde kesit alanının ise silindirik yüzey alanına eşit olduğu anlaşılmaktadır.



Şekil 4.a. Thiem (1906) modeli dikkate alındığında kademe boyu 5 m olan BST uygulamasında 1 barlık efektif basınç altında verilen suyun kademede yarattığı basınç dağılımı



Şekil 4.b. Thiem (1906) modeli dikkate alındığında kademe boyu 5 m olan BST uygulamasında 1 barlık efektif basınç altında verilen suyun kademede yarattığı hidrolik yük dağılımı

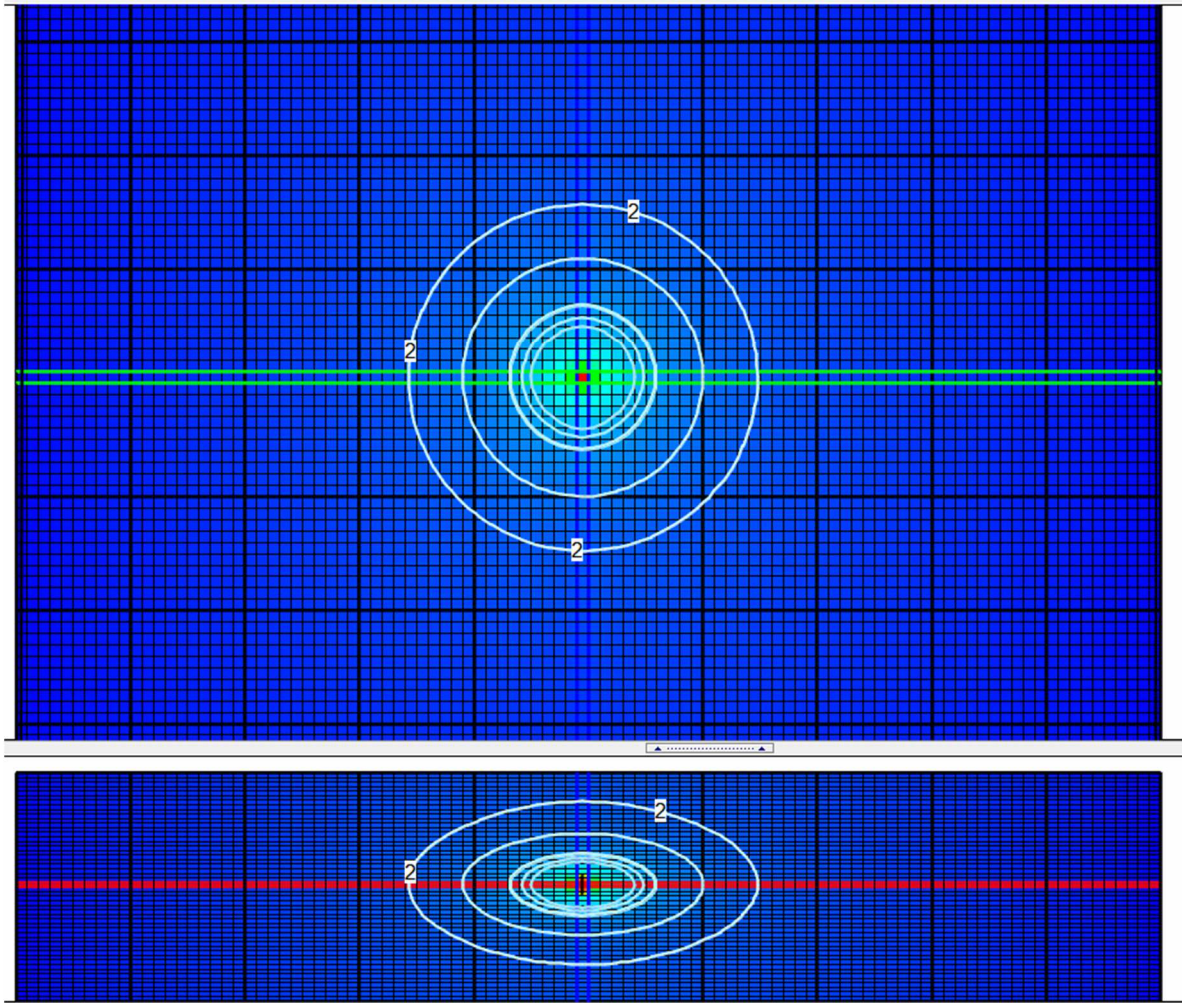
Oysa, BST uygulaması arazide yapıldığı şekliyle, test kademesinin sadece kuyuda izole edildiği durum için benzeştirildiğinde, basınç dağılımı ile hidrolik yük dağılımının kademe boyunca değiştiği ve akımın 3 boyutlu olarak gerçekleştiği görülmektedir (Şekil 5. a.b) Test kademe boyu 2 m olarak ve efektif basınç değerinin 10 bar olarak alındığı bu benzeşim sonucunda akıma dik yündeki kesit alanının Thiem (1906) eşitliğinde varsayıldığı koşullardan farklı olarak silindirik yüzey olmadığı görülmektedir.

4.3. Test Sonuçlarının Hidrolik İletkenlik Değeri Açısından Değerlendirilmesi

Basıncılı Su Test sonuçlarının hidrojeolojik karakterizasyon amaçlı kullanımının dayandığı Thiem (1906) eşitliğinin dayandığı kavramsal model ve varsayımlar ile basıncılı su testi uygulamalarında geçerli olan hidrolik ve hidrojeolojik koşullar bir kaç yönü ile uyum içinde olmadığı önceki bölümlerde açıklanmıştır. BST uygulamalarının hidrolik koşulları ile hesaplama eşitliğinin dayandığı koşullar

arasındaki farkların hidrolik iletkenlik hesabında neden olabileceği farkların irdelenmesi amacıyla BST uygulaması MODFLOW-2005 modeli ile benzeştirilmiştir.

Model, 100x100 m alana sahip, 50 m kalınlığında ve hidrolik iletkenlik katsayısı 1×10^{-7} m/s olan basınçlı bir akiferde 5 m uzunluğunda kademeye farklı miktarlarda su enjeksiyonu şeklinde kurgulanmıştır. Model farklı miktarlarda su enjeksiyonu ile kararlı akım koşullarında çalıştırılmış, hidrolik yük dağılımları elde edilmiştir. Elde edilen hidrolik yük dağılımından kuyudaki basınç yükü hesaplanmıştır. Bu veriler kullanılarak geçirgenlik Lugeon birimi olarak hesaplanmış ve Lugeon birimi Thiem (1906) eşitliğinde (Eşitlik 4) yerine konarak hidrolik iletkenlik katsayısı hesaplanmıştır. Bu hesaplamalarda $\beta=1.5$ olarak kabul edilmiştir. Gerçekleştirilen benzeşim sonuçlarından bir örnek Şekil 5'te verilmiştir.



Şekil 5. BST uygulamalarının MODFLOW-2005 Benzeşim Sonuçlarının üstten ve yandan görünüşü

Farklı hidrolik iletkenlik değerleri ve enjeksiyon miktarları uygulanarak gerçekleştirilen modelleme çalışmalarının sonuçları ile klasik Lugeon değerlerinden elde edilen hidrolik iletkenlik değerleri karşılaştırıldığında, Lugeon değerlerinden itibaren elde edilen hidrolik iletkenlik değerlerinin gerçek değerden 1.5 ile 3 katı kadar daha yüksek olduğu ortaya konmuştur. Bu durumun, önceki bölümlerde açıklanan hidrolik koşulların BST koşullarından farklı gerçekleşmesinin bir sonucu olduğu anlaşılmaktadır.

5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Uygulamada elde edilen bilgiler, basınçlı su testlerinden elde edilen hidrolik iletkenlik değeri ile akifer testlerinden elde edilen değerlerden genellikle daha yüksek olduğunu göstermektedir. Uygulamalı jeoloji çalışmalarında kaya kütlelerinin geçirgenliği ve özellikle hidrojeolojik karakterizasyon çalışmalarında yaygın olarak kullanılan basınçlı su testlerinden elde edilen sonuçların değerlendirilmesi hidrojeolojik ortam ve hidrolik koşulların dikkate alınmasını gerektirmektedir. Lugeon değerlerinin doğrudan hidrolik iletkenlik değerlerine dönüştürülmesi sonuçların belirli düzeyde hata içermesine neden olmaktadır.

Bu bildiriye, akifer testlerinden elde edilen hidrolik iletkenlik değerleri ile basınçlı su testlerinden elde edilen geçirgenlik değerlerinin hidrolik iletkenlik değerlerine dönüştürülmesi ile elde edilen değerler arasındaki farkın nedenleri, kuramsal temeller ışığında irdelenmiş, Lugeon değerlerinden elde edilen hidrolik iletkenlik değerlerinin genellikle gerçek değer 1.5-3 katı daha büyük olduğu ortaya konmuştur. Uygulamada Lugeon geçirgenliğinin kullanılması sırasında bu durumun dikkate alınması yararlı olacaktır.kullanılmıştır.

6. KAYNAKLAR

- ASTM D4630-96, 2008. Standard test method for determining transmissivity and storage coefficient of low-permeability rocks by in situ measurements using the constant head injection test
- Ekmekçi, M., 2005. Basınçlı Su Testleri ve Kaya Akifer Ortamlarının Karakterizasyonunda Kullanım Olanakları. Prof. Dr. Mahir Vardar 65. Yıl Etkinlikleri Bildiriler Kitabı, İTÜ. İstanbul.
- Harbaugh, A.W., 2005. MODFLOW-2005, the U.S. Geological Survey modular ground-water model - the Ground-Water Flow Process: U.S. Geological Survey Techniques and Methods 6-A16.
- Houlsby, A.C., 1990. Construction and design of cement grouting: a guide to grouting in rock foundations. Wiley, Hoboken
- Krahn, J., 2012. Seepage Modeling with SEEP/W: An Engineering Methodology. GEO-SLOPE International Ltd., Calgary.
- Lugeon, M., 1933. Barrages et Géologie. Dunot, Paris
- Roeper, T.R., Soukup, W.G., O'Neill, R.L., 1992. The applicability of the Lugeon method of packer test analysis to hydrogeologic investigations. In: Focus conference on eastern regional ground water issues. National Ground Water Association Dublin, pp 661-671
- Thiem, G., 1906. Hydrologische method. Gebhardt, Leipzig
- Tesema, F.W., Ekmekci, M., 2019. Use of Packer Test Results in Hydrogeological Characterization: A Comparison of Calculation Methods for a Representative Value. Momona Ethiopian Journal of Science (MEJS),V11(1):52-69.
- UNESCO, 1984. Guide to Hydrology of Carbonate Rocks.UNESCO Publ. France
- Vaskou, P., de Quadros, E.F., Kanji, M.A. et al., 2019. ISRM Suggested Method for the Lugeon Test. Rock Mech Rock Eng 52, 4155-4174. <https://doi.org/10.1007/s00603-019-01954-x>
- Winston, R.B., 2019. ModelMuse version 4—A graphical user interface for MODFLOW 6: U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report 2019-5036, 10 p., <https://doi.org/10.3133/sir20195036>

Ülkemizde 1952'den Günümüze Yeraltısuyunun Yönetimindeki Gelişmeler *Developments in Groundwater Management in Our Country Since 1952*

İsmail SEVİM^{1,*}

¹ Yeraltısuları Dairesi Başkanı, DSİ Genel Müd. Yeraltısuları Dairesi Başkanlığı, Ankara
(* ismailsevim@dsi.gov.tr)

ÖZ: 1952 yılında “Yeraltı suyu Bürosu”, 1954’te DSİ’nin kurulmasıyla Jeoteknik Hizmetler ve Yeraltısuları Dairesi Başkanlığı olarak faaliyetlerini sürdüren, 2022 yılında Yeraltısuları Dairesi Başkanlığı olarak yeniden yapılanan Daire Başkanlığımız, 72 yıldır Ülkemizde yeraltı suyunu yönetmekte ve korumaktadır. Yeşil raporlar ile ovalardaki yeraltı suyu miktar, kalite ve su potansiyelinin belirlendiği etütlerle başlayan çalışmalar, havza ölçekli hidrojeolojik etütler turkuaz raporlar ile sürdürülmektedir. Gediz, Akarçay, Burdur, Kızılırmak, Marmara, Doğu Karadeniz, Batı Karadeniz, Doğu Akdeniz, Antalya ve Meriç-Ergene havzalarında hidrojeolojik etüt çalışmaları tamamlanmıştır. Bu çalışmada; havzalardaki etüt çalışmalarındaki jeoloji, hidrojeoloji, su kullanım alışkanlıkları, izotop hidrolojisi, noktasal ve yayılı kirleticilerin oluşturduğu baskılar dikkate alınarak yapılan kalite ve miktar izlemeleri, araştırma ve rasat kuyularının açılması, miktar ve su kalitesi değerlendirmeleri, su potansiyelini belirlemek için yapılan hesaplamalar ve emniyetli rezervin hesaplanmasına ait örnekler verilecektir. Yurtiçi ve yurtdışındaki sondaj çalışmaları, içme suyu sağlanan kuyu ve kaynaklardaki koruma çalışmaları, jeofizik etütler, CBS çalışma ve projeleri sunulmuştur.

Anahtar Kelimeler: DSİ Genel Müdürlüğü, Yeraltı suyu yönetimi, Havza hidrojeolojik etüt, Kalite ve miktar izleme

ABSTRACT: Our Department, which continued its activities as the "Groundwater Bureau" in 1952, the Geotechnical Services and Groundwater Department with the establishment of DSI in 1954, and was restructured as the Groundwater Department in 2022, has been managing and protecting groundwater in our country for 72 years. The studies started with green reports to determine the groundwater quantity, quality and water potential in the plains, and basin-scale hydrogeological studies are continued with turquoise reports. Hydrogeological surveys have been completed in the Gediz, Akarçay, Burdur, Kızılırmak, Marmara, Batı Karadeniz, Doğu Karadeniz, Doğu Akdeniz, Antalya and Meriç-Ergene basins. In this study; geology, hydrogeology, water use habits, isotope hydrology, quality and quantity monitoring in survey studies in basins, taking into account the pressures created by point and diffuse pollutants, opening of research and observation wells, quantity and water quality evaluations, calculations to determine water potential and calculation of safe reserve. Examples will be given. Drilling studies at home and abroad, protection studies in wells and sources providing drinking water, geophysical surveys, GIS studies and projects are presented.

Keywords: DSI General Directorate, Groundwater management, Basin hydrogeological survey, Quality and quantity monitoring

1. GİRİŞ

Su kaynaklarının korunması, geliştirilmesi ve yönetilmesinde öncü kuruluş olan DSİ Genel Müdürlüğü'nün Ülkemizde yeraltısuyuna verdiği önemini kısaca özetleyecek olursak; dünyada çok az örneği olan kanun ile yeraltısuyunun korunması ve yönetilmesi kapsamında 167 sayılı kanun ile çalışmalar sürdürülmektedir. Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü kurulmadan önce 1952’de “Yeraltısuyu Bürosu” olarak kurulmuştur ve 1954’te DSİ Genel Müdürlüğü’nün kurulmasıyla “Jeoteknik Hizmetler ve Yeraltısuları Dairesi Başkanlığı” olarak 2022 yılına kadar faaliyetlerini sürdürmüştür. 2022 yılında

“Jeoteknik Hizmetler ve Yeraltıları Dairesi Başkanlığı”nın yeniden yapılandırılması ile DSİ Genel Müdürlüğü’ndeki tüm yeraltısını faaliyetlerini yürütmek üzere “Yeraltıları Dairesi Başkanlığı” kurulmuştur. Bu çalışmada; 70. Yaşında yeniden yapılandırma ile kurulan Yeraltıları Dairesi Başkanlığı tarafından yürütülen işler örnek projelerin anlatılması amaçlanmıştır.

2. YERALTISUYU ETÜTLERİ ve HİDROJEOLOJİK ETÜT ÇALIŞMALARI

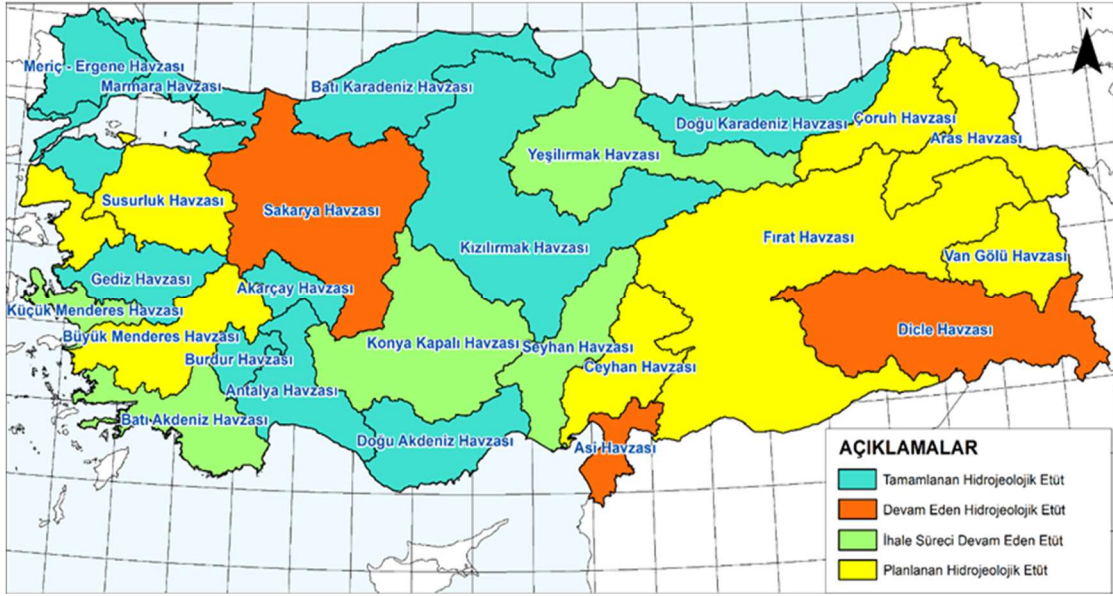
2.1. Ovadadan Havzaya, Akiferden Yas Kütleye, Yeşil Raporlardan Turkuaz Raporlara

Yeraltısının nerede, hangi derinlikte ne miktarda ve ne kalitede olduğunu belirlemek amacıyla hidrojeolojik etüt çalışmaları DSİ’nin kuruluşundan beri yapılmaktadır. Ova ölçeğindeki “Yeşil Raporlar” ile yeraltısını bulunan akifer birimlerin yeraltısını kapasitesi, kalitesi ve yeraltısının miktarı belirlenmiştir. 1969 yılında ilk yeşil rapor Kayseri’de yeraltısına talebin en yoğun olduğu Sarımsaklı Ovasında hazırlanmıştır (Şekil 1). Ovadaki jeolojik birimler detaylı olarak çalışılmış ve haritalandırılmıştır. Ovada açılan araştırma, içme, rasat kuyuları detaylı olarak incelenerek derinlik, seviye bilgileri, temsil ettiği akiferler tanımlanmıştır. Sondaj kuyularındaki pompa tecrübelerinden depolama katsayısı, iletkenlik katsayısı hesaplanmıştır. Ovadaki yeraltısının beslenme ve boşalım miktarı, akifer birime zarar vermeden kullanılabilir emniyetli verimi hesaplanmıştır.



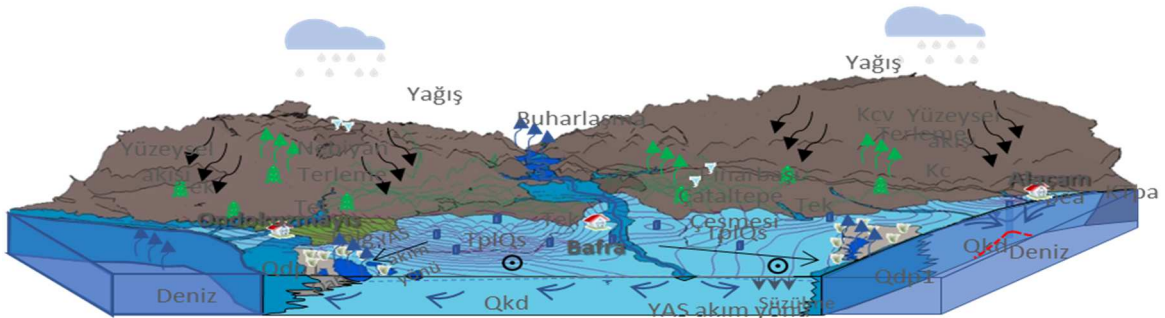
Şekil 1. Kayseri Sarımsaklı ovası planlama kademesi hidrojeolojik etüt raporu (ilk yeşil rapor).

Ülkemizdeki ovalarda çoğunluğu alüvyon akifer birimlerde yapılan yeşil raporlar, artan nüfus ve yeraltısının yoğun kullanımı ile artık havza ölçeğinde çalışma alanı genişleterek yapılmaya başlanmıştır. 2000 li yıllardan beri yapılmaya başlanan havza ölçeğindeki hidrojeolojik etüt raporlarına **Turkuaz Raporlar** adı verilmiştir. Şimdiye kadar; Akarçay, Gediz, Burdur, Kızılırmak, Marmara, Doğu Karadeniz, Batı Karadeniz, Doğu Akdeniz, Antalya ve Meriç-Ergene Havzalarında Turkuaz Hidrojeolojik Etüt Raporları tamamlanmıştır (Şekil 2).



Şekil 2. Havza hidrojeolojik etüt raporları durum haritası (turkuaz raporlar).

Hidrojeolojik etüt çalışmaları kapsamında, jeoloji ve hidrojeoloji çalışmaları, yeraltı suyu üzerindeki baskıya göre belirlenen miktar ve kalite izleme ağı oluşturulması, izleme çalışmaları ile sürdürülmekte, su tüketiminin belirlenmesi için tüm kuyu ve kaynakların arazi tespiti yapılmakta, yağış-yükseklik analizleri, kuyu seviyeleri, kaynak ve akarsu akım değerleri ölçülmekte, tarımsal alanlarda yetiştirilen bitki paternine göre tarımsal sulamada kullanılan su miktarı, matematiksel modellerle yeraltı suyu bütçeleri hesaplanmaktadır. Jeolojik birimleri tanımlamak amacıyla jeofizik etütler yapılmakta, araştırma kuyuları açılmakta, karstik sahalarda izotop analizleri ve etütler, uzaktan algılama ve coğrafi bilgi sistemleri çalışmaları yapılmaktadır. Kuyu tespit çalışmalarında anlık takip bulut sistemi ile çalışmalar yürütülmektedir. Kuyu envanteri çalışmaları bu şekilde güncellenmektedir. Elde edilen veriler ile kavramsal model oluşturulup, bütçe çalışmaları ile etütler tamamlanmaktadır. Yapılan kavramsal model ile suyun akış yönü, birimler arasındaki ilişki, yas-yüs ilişkisi, denize boşalım detayları belirlenmektedir (Şekil 3).

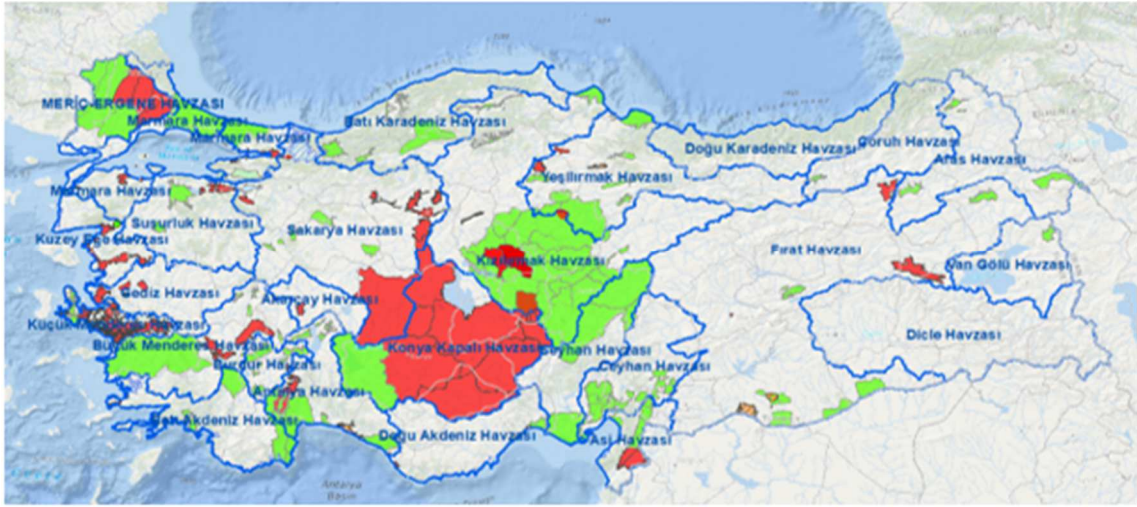


Şekil 3. Kızılırmak Havzası Bafra Alt Havzası jeoloji haritası ve kavramsal modeli (DSİ, 2023 Kızılırmak Havzası yeraltı suyu planlama hidrojeolojik etüt raporu'ndan alınmıştır).

2.2. Yeraltı suyu Yönetimi ve Tahsisler

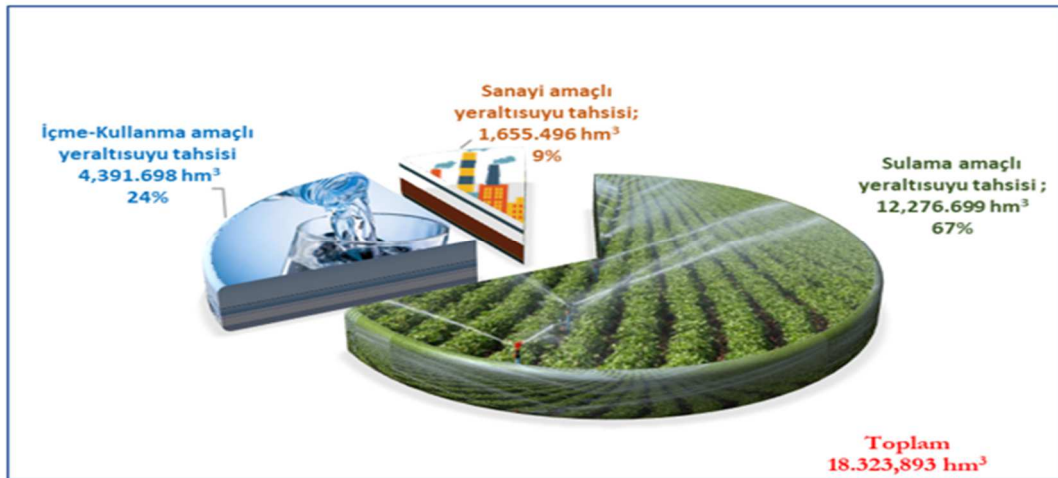
Yeraltı suyu kullanım hakkı ve izinleri, 167 sayılı kanun ve 1163 sayılı Kooperatifler kanuna göre yapılmaktadır. Bireysel kullanımda arama ve kullanma belgesi ile gerekli müracaatlar DSİ'ye

yapılmakta, 1163 sayılı kanuna göre de kooperatifler kurulmaktadır. Bireysel kullanım ve kooperatifler için yapılan su tahsisleri, havza ölçeğindeki hidrojeolojik etüt ile hesaplanan sürdürülebilir rezervden tahsisler yapılmaktadır. Tahsisler, 167 sayılı kanun kapsamında hazırlanan yeraltısu işletme sahaları (Şekil 4) ve yönetim planları ile yönetilmektedir. Yönetim planlarına uygun tahsislerin yapılması, denetimin sağlanması, rezerv tahsis dengesinin korunmasına yönelik tedbirlerin uygulanması, içme-kullanma ve sulama amaçlı projelerin planlanması, projelendirmesi ve uygulama çalışmaları yürütülmektedir. Yapılan hidrojeolojik etüt çalışmaları sonucu belirlenen yeraltısu bilançosu, sürdürülebilir rezerv dikkate alınarak sektörel su tahsisler yapılmaktadır. Su kısıtı yaşadığımız, akifer birimlerdeki dinamik rezervin azaldığı havzalardaki işletme sahalarında yeni tahsisler yapılmamaktadır. İşletme sahasındaki rasat kuyularından seviyeler takip edilerek kontrol edilmektedir.



Şekil 4. Yeraltısu işletme sahaları.

DSİ Genel Müdürlüğü tarafından 2023 yılı sonuna kadar yapılmış olan hidrojeolojik etütler neticesinde 18 milyar m³ yeraltısu rezervi tespit edilmiştir. Tespit edilen rezervin 18.323,89 hm³'lük bölümünün tahsis işlemi yapılmıştır. Sulama maksadına 12.276,70 hm³, (4.622,81 hm³ Sulama Kooperatifleri-DSİ Sulamaları-Kamu Sulamaları, 7.653,89 hm³ bireysel sulamalar), içme suyu maksadına 4.391,70 hm³, sanayi maksadına ise 1.655,70 hm³ yeraltısu tahsis edilmiştir (Şekil 5).



Şekil 5. Yeraltısuyunun sektörel tahsis dağılımı.

2.3. Miktar ve Kalite İzleme Çalışmaları, Diğer Analizler

Hidrojeolojik etüt çalışmaları yanısıra 2012 yılında Su Çerçeve Direktifi'ne uyum sağlamayı kolaylaştıracak "Yeraltısularının Kirlenmeye ve Bozunmaya Karşı Korunması Hakkındaki" yönetmelik kapsamında "yeraltısuyu kütle belirleme ve izleme çalışmaları" yapılmaktadır. Ülkemizdeki havzalarda, havza özelindeki şartlar ve su tüketimleri belirlenerek yeraltısuyu kütleleri belirlenerek, yönetmelikte tanımlanan miktar ve kalite izlemelerine başlanılmıştır.

Miktar izlemeleri anlık, aylık ve mevsimsel olarak gerçekleştirilmektedir. Bu kapsamda anlık ölçümler kuyulardan seviye, sıcaklık ve elektriksel iletkenlik ölçümleri ile gerçekleştirilir (Şekil 6). Ülkemiz genelinde havza ölçeğinde anlık ölçüm cihazları Konya, Gediz ve Küçük Menderes Havzalarımızda ayrıca çeşitli alt havzalarımızda da bulunmaktadır. Aylık ölçümler, kritik su miktarına sahip havzalarda kuyulardaki seviyelerin ölçülmesiyle, mevsimlik ölçümler kurak ve yağışlı dönemde yılda 2 kez gerçekleştirilmektedir. Seviye ölçümleri, yağış, kaynak debileri ile kıyaslanarak akifer birimdeki su bütçesine ilişkin değerlendirmeler yapılmakta, akifer birimdeki statik ve dinamik rezerv miktarı değerlendirilmektedir.



Şekil 6. DSİ 2., 3. ve 21 Bölge Müdürlükleri anlık seviye-sıcaklık-Ec ölçüm cihazları.

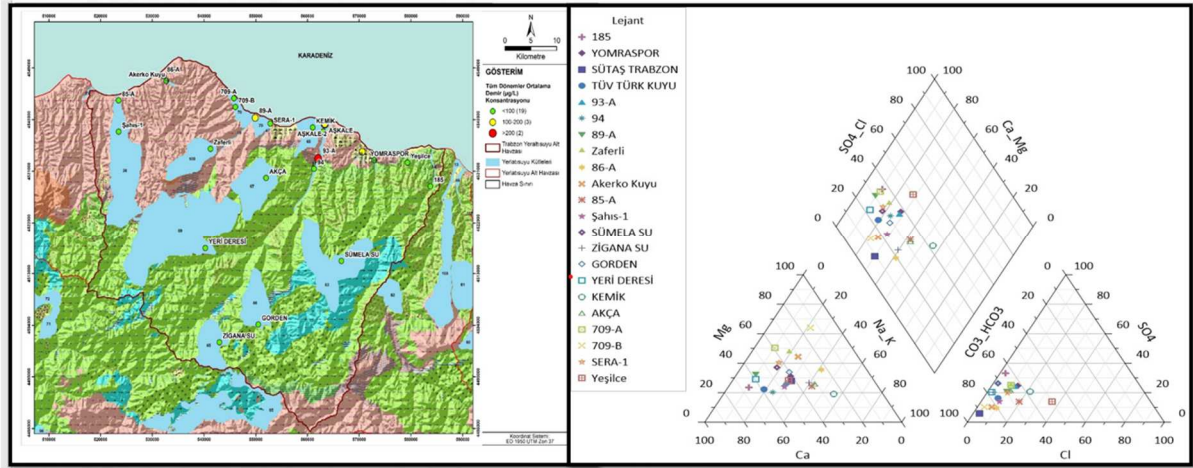
Havzalardaki etüt çalışmaları, karstik sistemlerin olduğu arazilerde daha farklıdır. Arazi çalışmalarındaki karstik yapılar jeoloji haritalarına aktarılır. Karstik sistemi tanımlamak amacıyla; su kimyası, izotop, boya deneyleri yapılmaktadır. Antalya havzasında yapılan izotop çalışmalarında yeraltısuların yağışlı dönem trityum yaşları değerlendirildiğinde %49'unun 10 yıldan daha genç, %29'unun 10-15 yıl, %8'inin 15-20 yıl, %6'sının 20-30 yıl, %8'inin ise 36 yıldan daha yaşlı yeraltı suları olduğu görülmüştür. Bu sonuçlar havzadaki yeraltı suların göreceli olarak çoğunluğunun genç (modern) ve orta yaşlı yeraltısuları olduğunu tespit edilmiştir.

Kalite izlemelerinde öncelikle kapsamlı gözetimsel, ardından izleme kapsamı daraltılarak kirlenici özelinde operasyonel izlemeler yapılmaktadır. İzleme çalışmaları öncesinde yeraltısuyuna baskı yapan antropojenik ve jeojenik kirlilik unsurları belirlenerek oluşturulan ilksel kavramsal modele göre kuyu ve kaynak lokasyonları belirlenerek kurak ve yağışlı dönemde izlemeler gerçekleştirilir (Şekil 7). Bu kapsamda 2023 yılında 1845 adet lokasyondan alınan numuneler analiz edilerek değerlendirilmiştir.



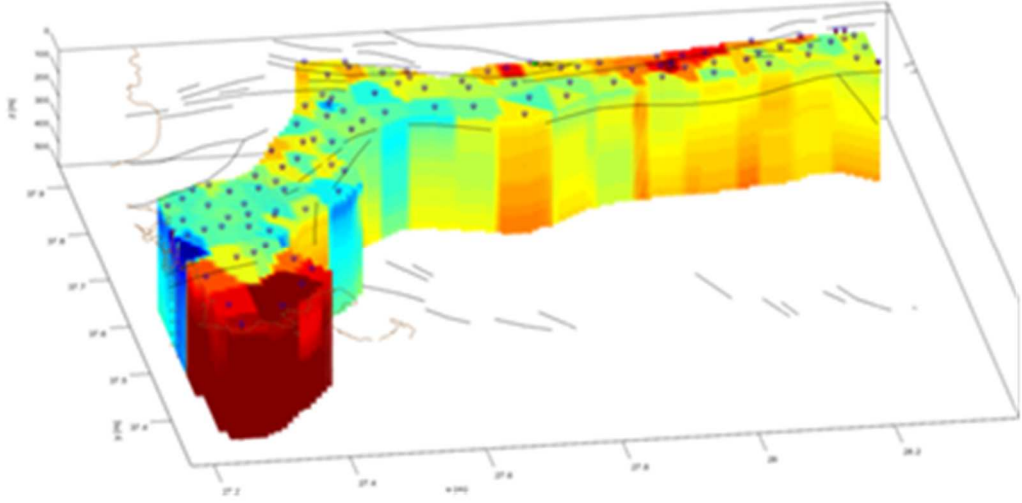
Şekil 7. Dicle Havzası Hidrojeolojik Etüt Çalışması Kapsamında numune alımı

Yapılan miktar ve kalite izleme çalışmaları coğrafi bilgi sistemleri ortamına aktarılarak, mevcut durum ortaya konulur. Sayısal altlıklar sayesinde sahada açılacak olan sondaj kuyularının kalite ve seviyesi hakkında bilgi edinme, yeni kuyu açılmasında tahmini yaklaşımlar elde edilmektedir.



Şekil 8. Doğu Karadeniz Havzası Trabzon YAS Alt Havzası (DSİ 2023, Doğu Karadeniz Havzası yeraltısuyu planlama hidrojeolojik etüt raporundan alınmıştır).

Yeraltısuyu araştırmalarında jeolojik yapının konumunun, geometrisinin ve gerekli ise yapılacak sondaj derinliğinin belirlenmesi amacı ile çeşitli jeofizik yöntemlerden yararlanılmaktadır. Litoloji adlandırma, karstik çalışmalar, fay araştırmaları, tuzlu su girişimi, kirletici kaynağı tanımlamalar için jeofizik etütlerden de faydalanılmaktadır. Aydın Söke'de yapılan DES çalışması ile tanımlanan 500 adet DES istasyonundan toplanan verilerinin 3B görüntülenmesi Şekil 9'de görülmektedir.



Şekil 9. Söke Alt Havzası'nda yapılan çalışma.

2.4. Sondaj Çalışmaları ve Yurtdışı Çalışmaları

Yeraltı suyunun varlığının tespiti kadar yüzeye çıkarılması ve kullanılması için yürütülecek çalışmalar da büyük önem taşımaktadır. Akifer birimlerin özelliklerini, suyun hangi derinlikte olduğunu ve akifer birimin depolama kapasitesini belirlemek amacıyla araştırma kuyuları açılmaktadır (Şekil 10). Kooperatifler için açılan işletme kuyuları ise suyun ekonomik ve verimli olarak kullanılmasını amaçlamaktadır. 1952'den günümüze işletme, araştırma ve bedelli olmak üzere 40 000 adet kuyu açılmış ve 5,3 milyon metre kuyu delgisi yapılmıştır. Sondaj çalışmaları sadece yurtiçinde olmayıp, yurtdışında Suriye, Afrika ve çeşitli ülkelerde başta içme suyu amaçlı kuyular olmak üzere açılmıştır.



Şekil 10. Su sondaj şantiyesi.

3. YERALTISUYU KORUMA ÇALIŞMALARI

Yeraltısuyunun derinlik, miktar ve kalitesinin bulunması kadar, kontrollü kullanımının sağlanması ve korunması da Daire Başkanlığımız görevleri arasındadır. Etüt çalışmaları sırasında tespit edilen yeraltısuyu bütçesinin akifer birime zarar vermeden statik rezervi korumak amacıyla yapılan tahsisler, akifer birimin sürdürülebilir rezervi kadar yapılmaktadır. Bu tahsislerin kontrolü için en çok su tüketilen sanayiler için sayaç kullanımı zorunlu hale gelmiş olup, kontrolü sağlanmaktadır. Ayrıca su seviyesinin kritik olduğu, Konya, Gediz, Küçük Menderes gibi havzalarımız anlık seviye ölçüm cihazları ile takip edilmektedir. Su kaynakları ve akifer birimlere yakın alanlarda yapılacak olan maden işletmeciliği, jeotermal santraller gibi çevresel etki değerlendirmesi için görüşler verilmekte ve değerlendirmeler yapılmaktadır.

İçme suyu kuyu ve kaynaklarında kirlenici unsurların yer almaması, kirlenmeden kullanılabilmesi amacıyla yapılan koruma alanı çalışmaları ile yeraltısuyu korunmaktadır. Ülke genelinde 6000 km² lik alanda kuyu ve kaynaklar koruma altına alınmıştır. Koruma sahalarında antropojenik etki yaratacak kirlilik unsurlarına izin verilmemektedir.

Yeraltısuyunu korumak ve beslemek amacıyla yeraltısuyu depolamaları yapılmaktadır. Akifer birimdeki su seviyelerinin artırılması amacıyla yapılan, özellikle yağışlı dönem depolanan ve buharlaşma kayıplarının da önüne geçildiği bu projeler ile akifer birimler hem beslenmekte hem de korunmaktadır.

4. SONUÇLAR

Ülkemizdeki yeraltısuyu yönetimi ve yürütülen çalışmalar kapsamında bilgi verici nitelikte hazırlanan bu çalışmada, kurumumuz tarafından yapılan yeraltısuyu çalışmaları hakkında bilgiler verilmiştir. Yeraltısuyunun bulunması, korunması ve yönetimi kapsamında en kapsamlı çalışmalar 26 adet Bölge Müdürlüğümüz ve 19 adet Su Sondaj Müdürlüğümüz ile Ülkemiz genelinde sürdürülmektedir. Ülkemizde 90'dan fazla ovada yapılan yeşil rapor çalışmalarının ardından, 25 havzadan 10 tanesinin de hidrojeolojik etüdü tamamlanarak turkuaz raporu tamamlanmıştır. Tamamlanan her bir hidrojeolojik etüt çalışması sonucunda yeraltısuyunu miktar ve kalite ölçüğünde verimli şekilde kullanılması sağlanmaktadır. Etütler sonucunda mevcut su miktar ve kalite durumu dikkate alınarak, yeni kuyuların açılma durumu değerlendirilmektedir. Havzadaki yeraltı suyu, sektörel kullanım amacına göre tahsis planı hazırlanmakta ve sürdürülebilir rezerve göre tahsislere izin verilmektedir. İçme suyu kuyu ve kaynakları için koruma alanları belirlenmektedir. Miktar açısından sıkıntılı sahalar için YAS veya YÜS takviye, YAS suni besleme projeleri geliştirilmektedir. Kullanıcılara suyun ulaştırılması kapsamında kuyu açılması, kooperatiflerin kullanılmasında da hizmet verilmektedir. Yapılan tüm çalışmalar dijital ortama aktarılmakta, yeni çalışmalar yapıldıkça güncellenmektedir.

5. KAYNAKLAR

- DSİ, 2023. DSİ Genel Müdürlüğü Yeraltısuları Dairesi Başkanlığı Birim Faaliyet Raporu. Ankara
DSİ, 2023. Kızılırmak Havzası Yeraltısuyu Planlama Hidrojeolojik Etüt Raporu. DSİ Genel Müdürlüğü
YAS Dairesi Başkanlığı, Ankara.
DSİ, 2023. Marmara Havzası Yeraltısuyu Planlama Hidrojeolojik Etüt Raporu. DSİ Genel Müdürlüğü
YAS Dairesi Başkanlığı, Ankara.
DSİ, 2023. Antalya Havzası Yeraltısuyu Planlama Hidrojeolojik Etüt Raporu. DSİ Genel Müdürlüğü
YAS Dairesi Başkanlığı, Ankara.

Yerüstü Su Depolama Tesisleri ve İletim Tünellerinde Geçirimsizlik Perdesi Oluşturma Yöntemleri

Methods of Creating an Impermeable Curtain in Surface Water Storage Facilities and Transmission Tunnels

İsmail SEVİM^{1,*}, Necmi YARBAŞI²

¹ DSİ Yeraltıları Dairesi Başkanlığı, Jeoloji yük. Müh., Daire Başkanı, Ankara

² Atatürk Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Erzurum

(* ismailsevim@dsi.gov.tr)

ÖZ: Yerüstü su depolama tesislerinin inşasında, geçirimsizlik perdelerinin oluşturulması önemli bir yer tutmaktadır. Günümüzde özellikle baraj, gölet ve iletim tünelleri gibi önemli mühendislik yapılarında sızdırmazlık uygulamasının önemini bir kat daha artmaktadır. Bu amaçla, Ülkemizde ve Dünyada su depolama tesislerinde geçirimsizlik perdesi oluşturulması ile ilgili uygulanan yöntemler araştırılmış, bu yöntemlerin uygulanabilirliği ilgili olarak literatür taraması yapılmıştır. Elde edilen geçirimsizlik (sızdırmazlık) yöntemleri ve ülkemizde yapılan tesislerdeki imalatlar incelenmiştir. Sızdırmazlık perdelerinin oluşturulmasında; Zemin dondurulması, sıcak bitüm enjeksiyonu, bulamaç duvarı (slurry trench), fore kazık veya jet grauting ve çimento harç enjeksiyonu yöntemleri uygulanabilmektedir. Bu yöntemlerin incelenmesi sırasında uygulamada karşılaşılan problemler ve bu problemlerin çözüm yöntemleri incelenmiştir.

Anahtar kelimeler: Baraj, Gölet, Geçirimsizlik perdesi, İletim tüneli, Jeoteknik özellikler

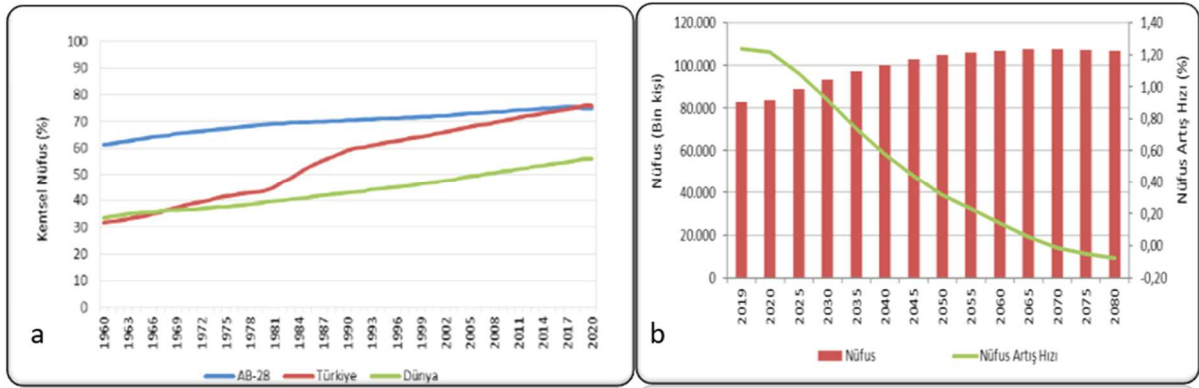
ABSTRACT: Creating impermeable curtains has an important place in the construction of surface water storage facilities. Nowadays, the importance of sealing applications is increasing, especially in important engineering structures such as dams, ponds, and transmission tunnels. For this purpose, the methods used to create impermeable curtains in water storage facilities in our country and around the world were investigated, and a literature review was conducted regarding the applicability of these methods. The obtained impermeability methods and the manufacturing in the facilities built in our country were examined. In creating cut off wall; Ground freezing, Hot bitumen injection, Slurry trench, Bored Pile or Jet Grauting, and Cement mortar injection methods can be applied. During the examination of these methods, the problems encountered in practice and the solution methods of these problems were examined.

Keywords: Dam, Pond, Impermeability curtain, Transmission tunnel, Geotechnical properties

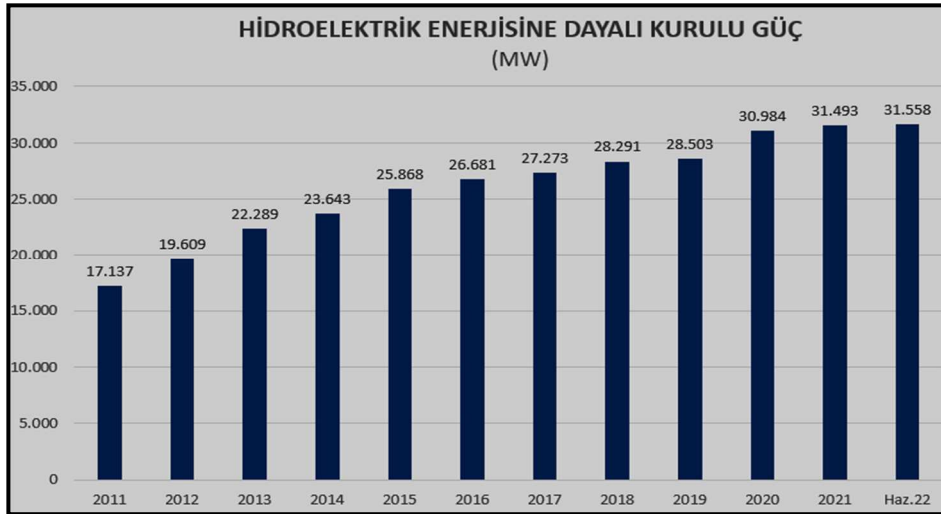
1. GİRİŞ

Dünyada insan nüfusunun artması ile birlikte çok sayıda, atık su ve temiz su depolama amaçlı, baraj ve gölet gibi yapılara ihtiyaçlar oluşmuştur. Sanayileşme ve hizmet sektörlerindeki büyümeye paralel olarak istihdamın artışı ile birlikte kentlerde yaşayan nüfusta da artışlar olmuş, tarımda makineleşme de kırsal nüfusu kentlere göçünü hızlandırmıştır. Kentlerdeki nüfus artışı bu yerleşimlerdeki içme ve kullanma suyu ihtiyacını hızla arttırırken, artan gıda ihtiyacını karşılamak için birim alandan daha fazla verim elde edilmesi, daha fazla üretim ve artan hayvancılık faaliyetleri için sulmuş tarım yapılması büyük önem kazanmıştır (Şekil 1 a-b). Bunların yanı sıra küresel ısınmanın etkin olduğu bölgelerde yağış rejimi bozulduğu için tarımsal sulamadaki eksiklikleri karşılamak için depolama tesislerine ihtiyaç artmıştır. Ayrıca artan nüfus ve artan ekonomik faaliyetlerin en temel ihtiyaçlarından biri olan enerjinin elde edilmesindeki en kolay yöntemin barajlar olduğu da unutulmamalıdır.

Dünya'daki bu gelişmelere paralel olarak ülkemizde de artan enerji ve su ihtiyaçlarının giderilmesi için yerüstü suyu depolama tesislerinin nitelik ve nicelik olarak artırılması zorunluluğu ortaya çıkmıştır. Ülkemizin, gelişmekte olan bir ülke olması ve nüfusun artmasına paralel olarak artan kent nüfusu gerek enerji gerek tarımsal ve gerekse içme ve kullanma suyu ihtiyacını hızla arttırmıştır. Bulduğumuz coğrafyadaki kitlesel göç hareketleri, daha önceleri yapılmış ya da planlaması yapılmış tüm depolama tesislerinin yetersiz kalması ya da kısa sürede ihtiyacı karşılayamama sonucunu doğurmuştur. Bütün bunlar dikkate alınarak ülkemizde hızlı bir hidroelektrik enerjiye dayalı tesisleşme yoluna gidilmiştir. Aşağıda DSİ'nin 2022 yılında yayınlanan faaliyet raporuna göre ülkemizdeki Hidroelektrik santrallerin yapımı ve üretilen enerjinin yıllara göre güç üretimi yer almaktadır (Şekil 2).



Şekil 1. Dünyada ve ülkemizde nüfusun kentleşme durumu (a) Türkiye'nin nüfus artışının uzun yıllar projeksiyonu (b) (TÜİK, 2018).



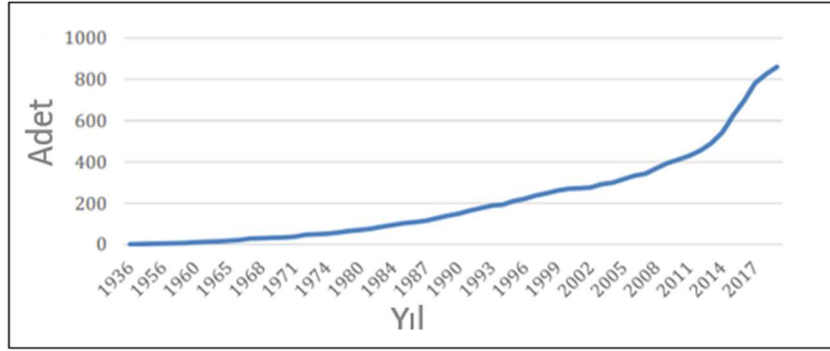
Şekil 2. Hidroelektrik santrallerdeki kurulu gücün yıllara göre değişim dağılımı (DSİ, 2022).

Ülkemizin yüz ölçümü toplam 78,4 milyon hektardır. Bunun yaklaşık 24 milyon hektarı tarım arazisidir (DSİ, 2022) Tarım arazilerimizin ancak 1/3 kadarı sulanabilmektedir (Çizelge 1). Önceki yıllarda problem olarak karşımıza çıkan, uygunsuz jeoteknik koşullar, düşük fayda/maliyet oranları, gövde imalatında kullanılacak malzemenin yöreden temin edilememesi veya her şeyin uygun olduğu lokasyonlarda suyun yeterli olmaması gibi olumsuzluklar teknolojinin yardımı ile bilimsel olarak aşılmaya başlanmıştır.

Çizelge 1. Ülkemizin Yıllık Hidrolik Potansiyeli (DSİ, 2022).

Ortalama Yağış	574 mm/yıl
Yüzölçümü	783 km ²
Yağış	450 milyon m ³
Yüzey akışı	186
Yüzey suyu	94 "
Yeraltı suyu	18 "
Sulamada kullanılan su miktarı	44 "
İçme-kullanma-sanayi suyu olarak	13 "

Özellikle temelini, mühendisliğin ve sayısal sistemlerin oluşturduğu inovatif çözümler ile sorunlar aşılmış, gerek alternatif gövde tipi modellemelerinin sahada uygulanması ve gerekse ihtiyaç duyulan teknolojik ürünlerin gövde imalatlarında kullanılması tesisleşmedeki engelleri hızla ortadan kaldırmıştır. Böylece ekonomik büyüme ve artan nüfusla artan ihtiyaçlar dünyaya paralel olarak Ülkemizde de su depolamasına yönelik tesisleşme artmıştır (Şekil 3).



Şekil 3. Türkiye’de 30 m ve üstü baraj yapımının yıllara göre dağılımı (DSİ, 2022).

2. MATERYAL ve YÖNTEM

Bu çalışmaya temel oluşturması açısından Ülkemizde ve Dünyada su depolama tesislerinde geçirimsizlik perdesi oluşturulması ile ilgili uygulanan yöntemler araştırılmış, bu yöntemlerin uygulanabilirliği ilgili olarak literatür taraması yapılmıştır. Elde edilen geçirimsizlik (sızdırmazlık) yöntemleri, ülkemizde ve diğer ülkelerde yapılan tesislerdeki uygulamalar incelenmiş ve yorumlanmıştır.

3. ARAŞTIRMA BULGULARI

Ülkemizde ve dünyada, başta su depolama yapılarında olmak üzere geçirimsizlik (sızdırmazlık) perdesi oluşturulması çeşitli yöntemlerle yapılmaktadır. Bunlar;

3.1. Zemin Dondurulması Yöntemi ile Geçirimsizlik Perdesi Oluşturulması

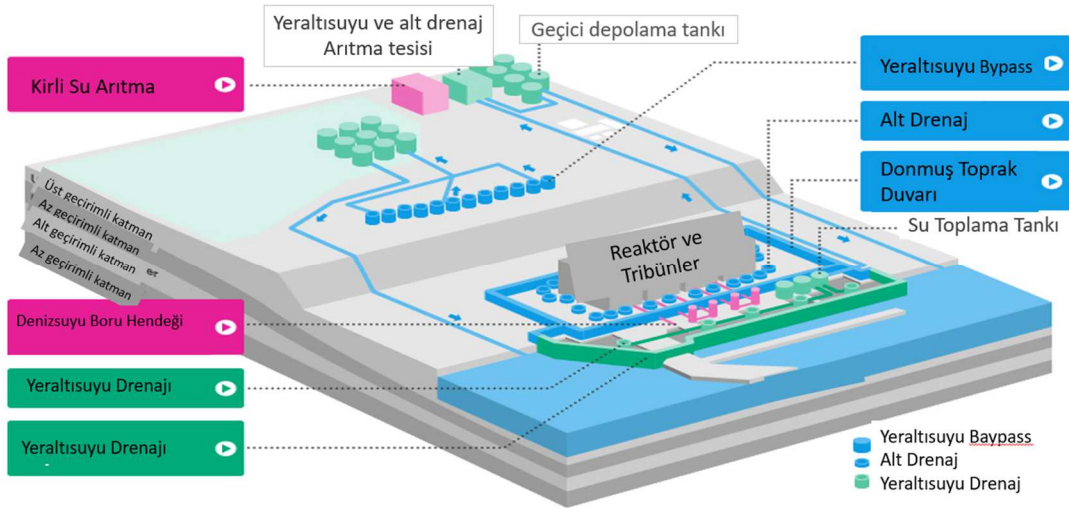
Geçirimsiz zon oluşturulmak istenen zeminlerde sıralı olarak açılan sondaj deliklerine yerleştirilen ve içinden soğutucu sıvının sirkülasyonunun yapıldığı bir sistem yardımı ile zemin ve gözeneklerindeki sıvıların dondurulması yöntemidir. Bu sirkülasyonda kullanılan sıvı genel olarak tuzlu su olmakla beraber, hızlı sonuç gerektiren işler için nitrojen gazı seçilmektedir. Çizelge 2’de görüldüğü üzere CaCl₂ soğutucusu ile 1 hafta ile 4 hafta arasındaki sürede oluşturulan Buz Duvarı (Ice Wall), sıvı nitrojen ile 1-7 gün arasındaki sürede oluşturulabilmektedir. Magnezyumlu tuzlu sular -34°C, kalsiyum klorürlü

sular $-55\text{ }^{\circ}\text{C}$, sodyum klorürlü sular ise $-9\text{ }^{\circ}\text{C}$ donmaktadır. Bu malzemelerin dışında aynı amaçla $-196\text{ }^{\circ}\text{C}$ de sıvılaştırılmış nitrojen (LNO₂) kullanılmaktadır.

Çizelge 2. Kullanılan Soğutucuların Çeşidine Göre Karşılaştırılması (TEPCO, 2016).

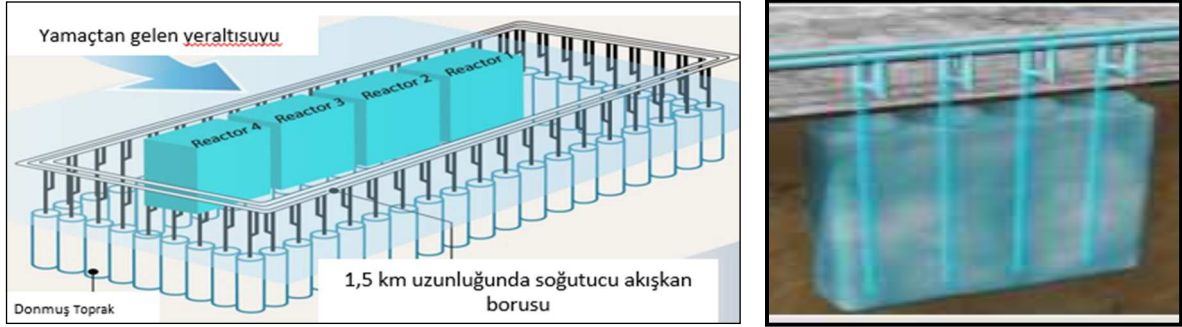
Soğutucu Materyal	Sirkülasyon Isısı ($^{\circ}\text{C}$)	Buz Duvarı Oluşturulma Süresi	İmalat Maliyeti	Hızlı Donma	Yüksek Özellikli Ekipmanlar
CaCl ₂	-15 ile -25	Birkaç Hafta	Düşük	Hayır	Mobil Soğutucu Plenti
LN ₂	-196(pik)	Birkaç Gün	Yüksek	Evet	Yüksek Maliyetli Projeye özel LN ₂ Tankları

Baraj ve gölet gibi ekonomik ömrü ve işletmesi uzun olan tesislerde zeminde geçirimsiz perdenin (dondurulmuş toprak bariyer) zeminin dondurulması ile oluşturulması ekonomik bir uygulama değildir. Ancak atık barajlarda kirlenmiş suyun yeraltı suyuna karışmasını önlemek için yeraltında bariyer oluşturmak için yapılabilmektedir. 11 Mart 2011 tarihinde, Japonya'da Oshiko yarımadasının 72 km doğusunda açık denizde 9 Mw büyüklüğünde deprem meydana gelmiştir. Ardından oluşan tsunami felaketi, TEPCO tarafından işletilen Fukushima Daiichi nükleer elektrik santralinde, reaktörlerin soğutma sistemini besleyen enerjinin kesilmesine neden olmuş, ardından reaktörlerin soğutulmaması nedeni ile çekirdeğin ve koruyucu levhaların deformasyonu ile radyoaktif kirlilik oluşmuştur (World Nuclear News., 2016).



Şekil 4. Fukuşima Nükleer santrali Buz Duvar (Ice Wall) imalatı genel vaziyet planı (TEPCO, 2016).

Reaktörlerin mevcut soğutma sistemi ile soğutulmaması nedeni ile reaktörler dıştan su ile soğutulmaya çalışılmış, radyoaktif kirliliğe maruz kalmış olan bu sular yeraltı suyu ile karışarak okyanus ile buluşmuştur. Kirlenmiş yeraltı suyu okyanus ile birleştiğinde radyoaktif kirlilik okyanus canlı hayatını tehdit ederek büyük bir ekolojik felakete yol açmıştır. Bu felakete en kısa zamanda son verebilmek için nükleer santralin çevresine, kirlenmiş suyu temiz sulardan izole edebilmek için yer altında geçirimsiz perde oluşturulmuştur (Şekil 4-5). 2012 yılı Nisan ayında başlanan "Buz Duvarı (Ice Wall)" inşaatı, Şubat 2016 tarihinde bitirilmiş ve 31 Mart 2016 tarihinde aktif duruma getirilmiştir. Geçirimsiz perdenin, zeminin dondurulması yöntemine önemli bir örnek olması nedeni ile aşağıda resim olarak verilmiştir (Şekil 4) (TEPCO, 2016).



Şekil 5. Japonya Fukushima Nükleer santrali reaktörleri çevresinde su sızmasını önlemek için yapılan “Buz Duvarı” (Ice Wall) (TEPCO, 2016).

3.2. Sıcak Bitüm Enjeksiyonu ile Geçirimsizlik Perdesi Oluşturulması

Dünyada sıcak bitüm kullanılarak zemin iyileştirilmesi yapılması tarihte ilk kez MS 1. yy'da yaşayan Flavius Josephus tarafından yazılan The Antiquities of the Jews isimli kitabında karşımıza çıkmaktadır. Modern zamanlarda ise 19. yy sonlarında baraj ve tünellerde kullanılmaya başlanmıştır. Ancak zaman içinde yanlış malzeme ve sıcaklık seçimi nedeni ile çok tercih edilen bir malzeme olmamıştır. Günümüzde ise yalıtım yapılmak istenen her noktada sihirli bir ürün gibi kullanılmaya başlamıştır. Yerine kullanılacak alternatif malzemelerin (epoksi, kauçuk vb.) yüksek maliyetleri bu ürünü çekici kılmaktadır. Bitüm, ortamda katı halde olup, fiilen uçucu olmayan bir malzemedir. Normal olarak tamamen sıvılaşması için 140 °C ısıya ulaşması gerekir. 60 °C'de yumuşamaya başlar.

Sıcak bitüm;

- Sıcaklığa bağlı olarak, katı veya sıvı hali alabilir,
- Yapışma ve bağlayıcı özelliği vardır,
- Geçirimsizdir ve deforme olmaz,
- Isıtıldığında yumuşar ve viskozitesi düşer,
- Özgül ağırlığı 25 °C de 1.0-1.1gr/cm³ tür (Yüknü vd., 2021).

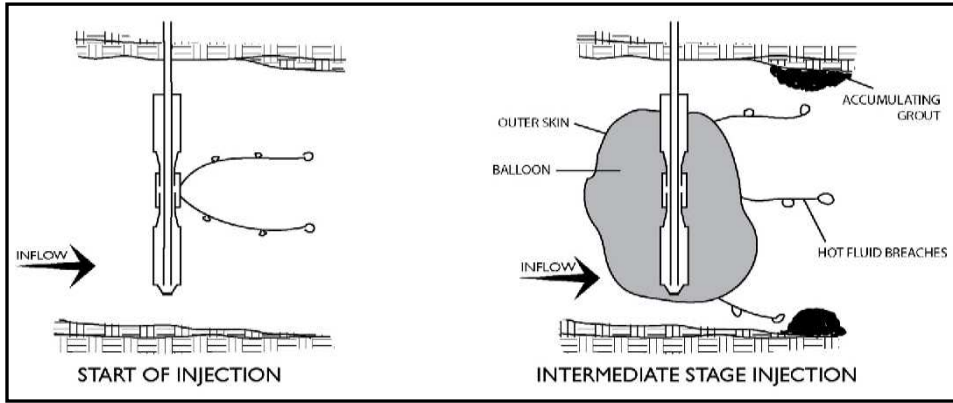
Bitüm sıvılaşması ile bir akış davranışı gerçekleştirir. Bu davranış viskozitesi ve buna bağlı olarak gelişen elastisite özelliğinden kaynaklanmaktadır. Bitüm bu visko-elastik özelliğini sıcaklık zaman oranısıyla kendini gösterir. 25 °C ısıdaki bitümün birim yüklenme ile 10 saatteki yayılma etkisi, aynı bitümün 60 °C ısıda 1 saatteki yayılmasına eşit olabilmektedir. Kısacası yüksek sıcaklıklarda kısa sürede gerçekleştirdiği yayılmayı, düşük sıcaklıklarda çok daha uzun sürelerde gerçekleştirmektedir. Yeraltı suyu sıcaklığının, termal kökeni olmadığı sürece maksimum 12°C'yi aşmamaktadır. Bu nedenle 120 °C'de katılaştıran, 150 °C nin üzerinde ısıtılarak akıcı duruma getirilerek zemine verilecek bitüm, visko-elastik özelliği ile enjekte edildiği boşluğun şeklini alarak hızla katılaşacaktır (Chuaqui ve Bruce, 2012; Yüknü vd., 2021). Bitümler, çevre için tehdit olarak düşünülse de kaynaklarına ve üretim sonrası eklenen katkılara bağlı olarak üzere içerdikleri çevreye ve canlı yaşamına olumsuz etkisi olabilecek madde miktarı çok düşürülebilmektedir. Ayrıca bitümün kimyasal etki olmaksızın su içinde eriyebileceğine dair herhangi bir çalışma bulunmamaktadır (Naudts ve Hooley, 2003). Bitüm, belirtilen özellikleri ile yeraltı geçirimsizlik perdesi oluşturulmasında çok önemli bir malzemedir. Yeraltı suyunun çok hızlı hareket edebildiği, yapılan enjeksiyonun içerdiği çimento harcının çok çabuk yıkanabildiği ve taşındığı zemin türlerinde ve karstik sistemin varlığını içeren zeminlerde mutlaka ilk tercih olarak bitüm enjeksiyonunun yapılması, imalat süresini kısaltacak ve başarı oranını arttıracaktır. Bitüm su hareketlerinin fazla olduğu ve özellikle büyük boşlukların bulunduğu zeminlerde kullanılacak en uygun geçirimsizlik malzemesidir. Özellikle erime boşlukları, mağara, galeri şeklinde aşırı miktarda

kaçaklar oluşturabilecek olan karstik zeminlerde geçirimsizlik perdesinin oluşturulmasında tek başına kullanılabileceği gibi, farklı fazlarda olmak kaydı ile çimento harç enjeksiyonu ile birlikte kullanılması da mümkündür (Naudts ve Hooley, 2003).

Dünyada geçirimsizliğin sağlanması amacıyla sıcak bitümin kullanıldığı birçok baraj ve tünel bulunmaktadır. Bunlardan bazıları aşağıda verilmiştir; (Water Power and Dam Construction Magazine, 2001).

- 1- Lower Baker Barajı, Washington, ABD
- 2- Stewartville Barajı, Ontario, Kanada
- 3- Kraghammer Sattel Biggel Barajı, Almanya
- 4- Potash Mine Barajı, Canada
- 5- Jabura Barajı, Brezilya

Ülkemizde sıcak bitüm kullanılarak geçirimsizliğin sağlandığı herhangi bir baraj veya gölet bulunmamaktadır. Ancak ülkemizin jeolojisi düşünüldüğünde işletilme sırasında büyük sorunlar yaşadığımız birçok baraj ve gölette bu malzeme kullanılarak çevreci sonuçlar elde edilebilecektir. Türkiye’de karstik zeminler üzerine yapılmış baraj ve göletlerin birçoğunda halen devam etmekte olan su kaçakları sıcak bitüm enjeksiyonu ile tamamen kesilebilecek durumdadır. Bu tür tesislerde su tutulmadan önce veya özellikle su tutulduktan sonra kaçak olduğu durumlarda klasik enjeksiyon yöntemlerinin başarılı olma olasılığı oldukça düşüktür. Nitekim Keban Barajı’nda su kaçakları önleme çalışmaları başarısız olmuş ve kaçaklar toplam 15 m³/sn mertebesine ulaşmıştır (Erguvanlı ve Yüzer, 1976). Karstik bölgelerde ve büyük su kaçaklarında hızlı ve kesin çözümdür (Şekil 6).



Şekil 6. Karstik boşluklara bitüm+çimento enjeksiyonunun yapılması (Chuaqui ve Bruce, 2012).

3.3. Slurry Trench Yöntemi ile Sızdırmazlık Perdesi Oluşturulması

Slurry Trench veya Slurry Wall kelime anlamı veya uygulamalar anlamında “Bulamaç Duvarı” veya “Bulamaç Siperi” anlamındadır. Bulamacı oluşturan temel unsur su ve bentonit olup uygulamaya bağlı olarak killi temel malzemesi ile belli oranda çimento karışımı vb. katkıları ile kimyasallarla karıştırılarak oluşturulabilir. Teknolojik gelişimlere paralel olarak bu karışımlardaki portland çimentosunu azaltarak Mg’ca zengin çürük kullanımı ile bulamacın sızdırmazlık ve dayanımının arttığı tespit edilmiştir (Çakır, 2019). Slurry Trench karışımının, bentonitle karıştırılmış çimento ve katkıları ile imal edilmesi veya mevcut zemin (kil) ile karıştırılarak imal edilmesi ile yerine kendiliğinden yerleşebilmekte ve dış etkilere maruz kaldığında kendini onarabilmekte, aktif yük ve gerilmelerde ise elastik davranabilmektedir. Baraj veya göletlerde aks yerinde temeli oluşturan birimlerin yüksek maliyetler getirmesi nedeni ile kaldırılmaması veya kazı emniyetinin sağlanamayacağı gibi kaygılarla özellikle

alüvyon zeminlerde geçirimsiz perde oluşturmak amacıyla yapılan pratik ve hızlı bir yöntemdir (Karaoğullarından vd., 1997) (Şekil 7). Bu yöntemin yapılması için zemin parametrelerinin ve yeraltında oluşturulacak bulamaç duvarının, üzerine gelecek yüklere vereceği tepkinin, geçirimsizlik hedefini bozmayacak özelliklerde olması bir zorunluluktur (Şekil 8).



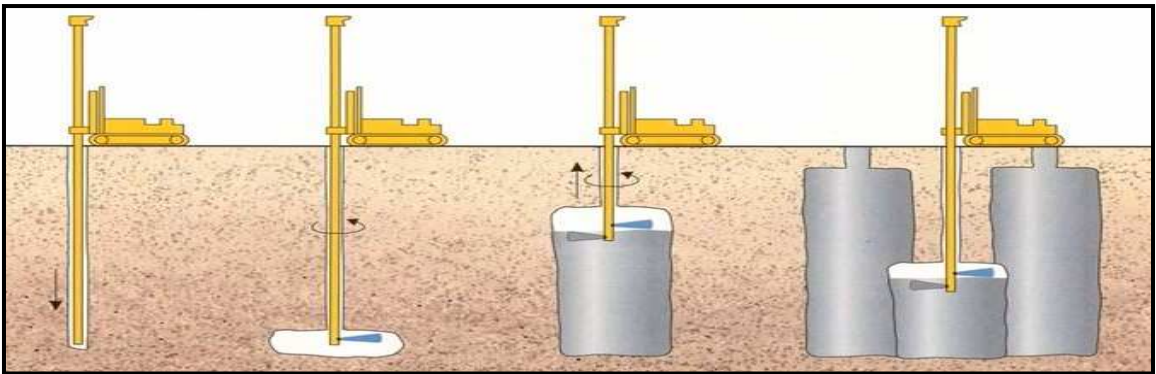
Şekil 7. Grab tip Slurry Trench mak.
(www.istasazeh.com).



Şekil 8. Slurry Trench hendeği (Çakır, 2019).

3.4. Fore Kazık veya Jet Grauting Yöntemi ile Geçirimsizlik Perdesi Oluşturulması

Alüvyon gibi taneli, çimentosuz, sıkılaşmamış zeminlerde geçirimsiz perde yapmak ve stabilize sağlanmak isteniyorsa uygulanacak daha verimli yöntemler sınırlıdır. Bulamaç duvarı yapmak bu yöntemlerden en uygunu olsa da stabilize ve dayanımın önemli olduğu projelerde kesişen jet grouting ve fore kazık yöntemleri öne çıkmaktadır. Son yıllarda Ülkemizde de problemlili zeminlerde oldukça fazla olarak uygulanan bir yöntemdir (Şekil 9). Jet grouting yöntemi, farklı zemin tipleri ve zeminin değişik kademelerinde uygulanabilen bir yöntemdir (Özcan ve Özdemir, 2007). Bu uygulama yüksek hidrostatik basınç altında yıkanma ve taşınma risklerini taşısa da, sıra sayısını arttırmak ve doğru dolgu malzemesi seçimi ile çözüm olabilmektedir (Aksangür, 2017). Yöntem günümüzde derin kazıların şevlerini tutarak güvenli bir ortam oluşturmak, heyelan gibi jeolojik afetleri önlemek, yapılaşma nedeniyle daralan dere yatakalrı kesit alanı büyütme vb. mühendislik çalışmalarında kullanılır (Bell vd, 2003). En yaygın olarak basınç dayanımı değerleri üzerindeki yükü taşımaya elverişli olmayan zeminlerde (Ataş, 2021) temel oluşturmak için kullanılır.



Şekil 9. Jet grouting uygulaması (https://www.huininkinfrastructure.com).

3.5. Çimento Harç Enjeksiyonu Yöntemi ile Geçirimsizlik Perdesi Oluşturulması

3.5.1. Enjeksiyon karışım deneyleri

Baraj ve gölet gibi su depolama tesisi (SDT) yapımında geçirimsizlik perdesinin tamamı veya bir kısmının çimento harç karışımı ile yapılmasına karar verildikten sonra karışımın elemanlarını ve dozlarını belirlemek için enjeksiyon karışımı deneyleri yapılır (Çizelge 3). Bu deneyler çalışma yerinde ve sürekli kullanılacak olan su ile yapılması zorunludur. Bu su taşınabilir veya yerinden sağlansa da enjeksiyon başladıktan sonra karışımın herhangi bir elemanının değiştirilmesi halinde enjeksiyon karışım deneyleri de yeni baştan yapılmalıdır.

Çizelge 3. Enjeksiyon karışım deneyi sabit ve değişken malzemeler.

Sabit Malzeme	
Temiz Su	Karışım oranları belirlenmiştir
Bentonit (Na)	Topaklanmayı önler. Na_2CO_3 ile işlem yaparak içindeki Ca-Na yer değişikliği yapılarak Na takviye edilmiş (TSE ISO 13500) bentonitler kullanılması başarılı sonuçlar vermektedir. İçeriği genel olarak, $(\text{Na,Ca})(\text{Al,Mg})_6(\text{Si}_4\text{O}_{10})_3(\text{OH})_6\text{nH}_2\text{O}$ şeklindedir (Wang vd., 2005). Ağırlıklı olarak montmorillonit gurubu killerden oluşur. Özel durumlar dışında kullanım miktarı, su ile işlem görmüş durumda, çimentonun % 1'i kadar kullanılmalıdır.
Değişken Malzeme	
Çimento	Üretim yöntemleri ve değişen özelliklerine göre farklı isimler almaktadır. Genel olarak basınç dayanımları, renk, tane inceliği vb. özellikleri bulunmaktadır.
Akışkanlaştırıcı	Karışımın hedeflenen bölgeye ulaşana kadar priz yapmamasını sağlaması amacıyla kullanılan kimyasal maddedir. Özel durumlar dışında %1 oranında kullanılır (DSİ, 2016).
Priz Hızlandırıcı	Enjeksiyon karışımın hedef bölgeye ulaşması ile priz yapmasının istendiği durumlarda katılmaktadır. Özel durumlar dışında karışımındaki oranı çimentonun %1- %2 arasındadır (DSİ, 2016). TSE standartlarına uygun, klor içermeyen, canlı ve çevreyi tehdit etmeyen ürün kullanılmalıdır.

3.6. İletim (Derivasyon) Tünellerinde Sızdırmazlığın Sağlanması

Depolama tesislerinde biriktirilen veya benzeri mühendislik yapıları ile akarsulardan regüle edilen suların fayda noktasına taşınması için derivasyon tünelleri inşa edilmektedir. Bu tüneller Hidroelektrik Santrali (HES) yapılarında elektrik üretmek amaçlı olabileceği gibi sulama ve içme suyu amaçlı da olabilmektedir. İletim tünellerinde sızdırmazlık sağlanmasındaki temel amaç taşınan suyun beton kaplamadan zemin içine geçmesinin engellenmesi olduğu gibi, zemindeki suyun tünel içine girmesi engellemek hedeflenmektedir. Bu amaçla tünel kazılırken öncesinde yapılan sondajlarla belirlenen kaya kalitesinden hareketle tünel destekleme sistemleri imalatı kazıya paralel olarak yapılmakta, ardından tünelde kaplama betonu imalatı yapılmaktadır. Tünel delme makineleri ile kazılan tünellerde ise tünel destek sistemi (iksa, hasır) imalatlarında bulonlama çalışması yapılmakta, kaplama betonu olarak ön dökümlü beton (prekast beton) segmentler TBM (Tunnel Boring Machine) tarafından yerleştirilerek bulonlama ve ardından kontak enjeksiyonları yapılmaktadır. Kaplama betonu tamamlanmış tünellerde tünel çevresinin dairesel olarak sızdırmazlığının sağlanması aşamasına geçilmektedir. Bu işlemler enjeksiyon yöntemi ile gerçekleştirilmektedir.

Harç enjeksiyonları

Bu enjeksiyonlarda maliyetin düşük olması sebebi ile temel malzeme olarak çimento kullanılmaktadır. Ülkemizde uygulanan bu tip enjeksiyonlarda karışımın yerine zerk edilmesi sonrası özellikle kontak enjeksiyonlarında yer yer kaplama betonu arkasındaki suların hapsedilmesi veya karışımındaki su miktarının çok olması nedeni ile düşük sıcaklıklarda gerçekleşen hidrasyon dayanımını artırırken,

ortamda büzüşme (rötre) çatlakları ve boşlukları oluşmaktadır. İkinci faz enjeksiyon olan konsolidasyon enjeksiyonları ile bu kısımlar tekrar dolduruluyor olsa da ikinci faz enjeksiyonlarda da benzer problemler ortaya çıkmaktadır. Özellikle tünelin içinden geçtiği birimin karstik kireçtaşları olması durumunda karışımın sülfat etkisi yaratmayacak ince kül veya katkıları kullanmak bu problemlerin oluşmasını önleyecektir.

Perde ve Kapak Enjeksiyonları

Perde ve kapak enjeksiyonları baraj ya da göletlerde aks ekseni boyunca yapılan enjeksiyonlardır. Perde enjeksiyonu temel ve yamaçlarda ana kayaya kadar yapılan sıyırma kazısı sonrası başlık betonu imalatından sonra başlanır. En az 5 m genişliğinde ve 20 cm kalınlığında C25 donatısız beton olan başlık betonları kalıcı veya geçici olabilmektedir. Ön yüzü beton ya da membran kaplamalı gövde tiplerinde bu enjeksiyonlar, dolgunun memba eteğini boydan boya dolanan plint betonu üzerinden yapılmaktadır. Kuyular genel olarak dik açılmaktadır. Perdenin iyileştirmesine yönelik kuyular eğimli açılabilir. Perde kuyuları yatay düzlemde 3 m aralıklarla projelendirilmektedir. Bu aralık yapılan testler sonucu belirlenmiş ve standart olarak uygulanmaktadır. Her kuyunun etki yarıçapının 2 m olduğu varsayımından hareket edildiğinde kuyuların enjeksiyonları birbiri ile kesişeceğinden perde eksiksiz tamamlanmış olmaktadır. Kapak kuyuları da yine aks eksenine paralel olarak perde kuyularının her iki yanında 5 m derinliğinde yapılmaktadır. Buradaki temel amaç kazı sonrası deformasyona uğramış olma ihtimaline karşı bu kısımların konsolide edilmesi ile, üstten başlık betonu ile sınırlandırılmış olan enjeksiyonun basınçla birlikte yüzeyden çıkmasını önlemek ve enjeksiyonu 3 m lik hatta yoğunlaştırmak hedeflenmiştir. Perde ve kapak enjeksiyonlarında enjeksiyonlar ano sistemine göre yapılmaktadır. Ano sisteminde 24 m lik kısımda her 3 m aralıklarda kuyular dik olarak açılmaktadır (DSİ, 2016). Çimento ile yapılan karışımlar zeminin özelliklerine göre belirlenen basınçlarda kuyudaki kademelere basılır. Kuyuda belirlenen basınçlarda hiç alış olmadan 20 dakika beklendikten sonra enjeksiyona son verilir. Bu uygulamada enjeksiyon karışımları, kuyudaki alışların devam etmesine paralel olarak her karışım için belirlenen limit değerler verildikten sonra daha kalın olan karışıma geçilir. Basınçlar limite eriştiğinde ise daha ince olan bir önceki karışımlara geçilerek alış bitene kadar uygulama devam ettirilir (DSİ, 2016).

4. SONUÇLAR

Bu çalışmamızda, su depolama tesisleri ve iletim tünellerinde yenilikçi projelerin ülkemizde uygulamalarının yetersiz olmaması nedeni ile Türkiye kökenli uygulama örnekleri bulunmasında zorluklar ortaya çıkmıştır. Bu nedenle hızlı ve pratik olup çok hızlı yapılabilen uygulamalarla ilgili örnekler genel olarak yabancı kökenli olmuştur. Ülkemizde sızdırmazlık perdesi oluşturulması konusunda ciddi bir gelenekçilik politikası devam ettirilmektedir. Bu gelenekçilik, mühendisliğin temel kurallarından olan öngörü, planlama, projelendirme ve uygulama temelli çalışmalar yerine klasik ve denenmiş yöntemlerle sorgulamadan yapılması sonucunu doğurmaktadır. Bu ise projelerin çoğunlukla ikmal veya ikmalin ikmal şeklinde gerçekleştirilmesine daha çok iş yüküne ve projenin çok daha yüksek maliyetlere bitirilmesine sebep olmaktadır. Baraj ve gölet gibi ekonomik ömrü ve işletmesi uzun olan tesislerin zeminde de geçirimsiz perde oluşturulmasında uygulanan yöntemler incelendiğinde; geçirimsiz perde oluşturma yöntemlerinden bir tanesi olan dondurulmuş zemin bariyer oluşturulması ekonomik bir uygulama olmadığı, ancak atık barajlarda kirlenmiş suyun yeraltı suyuna karışmasını önlemek için yeraltında bir bariyer oluşturmak amacı ile yapılabileceği düşünülmektedir. Bu yöntemlerden bir diğeri ise Bitüm olup, yeraltı geçirimsizlik perdesi oluşturulmasında çok önemli bir malzemedir. Yeraltı suyunun hareketinin hızlı olduğu kayalarda harç enjeksiyonlarına, çimento harcının çok çabuk yikanabildiği ve taşındığı zemin türlerinde ve karstik sistemin varlığını içeren zeminlerde mutlaka ilk tercih olarak bitüm enjeksiyonunun yapılması, imalat süresini kısaltacak ve başarı oranını arttıracaktır. Baraj veya göletlerde aks yerinde temeli oluşturan birimlerin yüksek maliyetler getirmesi nedeni ile kaldırılmaması veya kazı emniyetinin sağlanamayacağı gibi kaygılarla

özellikle alüvyon zeminlerde geçirimsiz perde oluşturmak amacıyla yapılan pratik ve hızlı bir yöntemdir. Kazık veya Jet Grauting yöntemi ile geçirimsizlik perdesi oluşturulması yöntemleri, başlangıçta kohezyonsuz zeminlerde, köprü ayakları temeli oluşturmak için kullanılırken günümüzde derin kazıların şevlerini tutarak güvenli bir ortam oluşturmak, heyelan gibi jeolojik afetleri engellemek, yapılaşmaların daralttığı dere yatakları kesit alanını büyütme vb. mühendislik çalışmalarında kullanılmaktadır. En yaygın kullanımı basınç dayanımı değerleri üzerindeki yükü taşımaya elverişli olmayan zeminlerde temel oluşturmak için başvuru bir yöntemdir. Çimento harç enjeksiyonu yöntemi ile geçirimsizlik perdesi oluşturulması, baraj ve gölet gibi su depolama tesisleri yapımında geçirimsizlik perdesinin tamamı veya bir kısmının çimento harç karışımı ile yapılması yaygın olarak başvuru bir yöntemdir. Su depolama tesisleri yapımında kamunun tek hâkim olması ve çalışma ile ilgili verilerin daha çok kurumsal kökenli olması nedeni ile gerekli verilere ulaşımında ciddi sorunlar bulunmaktadır. Her imalatın ardından verilerin kamuoyuna açılması yapılan işlerin daha emniyetli ve günümüz şartlarına uygun teknolojilerin kullanımına önayak olacaktır. Yerüstü su depolama ve iletim tünelleri tesislerinin yapımında sızdırmazlık perdesi oluşturulması çalışmalarında gelenekçi çözümler yerine yenilikçi uygulamalara yer verilerek projeler çok daha ekonomik ve döngüsel imalatlardan uzaklaşarak daha verimli hale getirilmelidir.

5. KAYNAKLAR

- Aksangür, Z., 2017. Yüksek Modüllü Kolonların (Jet Grout) Zemin İyileştirilmesinde Kullanılması ve Hesap Yöntemleri. Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi.
- Ataş, F.H., 2021. İnce Daneli Zeminlerde Jet Grout Tekniği İle Zemin İyileştirilmesi Yapılabilirliğinin Optimizasyonu. Tekirdağ NKÜFBE
- Bell, K.R., Clemente, J.L.M., Gularte Francis, B., Lopez Roberto, A., 2003. Superjet Grouting Reduces Foundation Settlement for La Rosita Power Plant in Mexicali, Mexico. New Orleans: Woodhead.
- Chuaqui, M., Bruce, J., 2012. Hot Bitumen at Lonestar Quarry Geo- Foundations Contractors Inc. (www.geo-foundations.com)
- Çakır, N.E., 2019. Büyükkumla Barajı İnşaatında Bulamaç Hendeği Uygulamaları ve Analizleri. Bursa Uludağ Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi.
- DSİ, 2016. Temel Sondaj ve Enjeksiyon Teknik Şartnamesi.
- DSİ, 2022. 2021 yılı Faaliyet Raporu, Ankara.
- Erguvanlı, K., Yüzer, E., 1976. Keban Barajı Temellerinde Karstlaşmanın Etkileri. İnşaat Mühendisleri Odası 6. Teknik Kongresi, İstanbul.
- Josephus, F., 2009, The Antiquities of the Jews, Wilder Pubns Ltd, UK.
- Karaoğulları, T., Üzgüsel, N., Akonbaş, N., 1977. Alüvyonda Bulamaç Hendeği (Slurry Trench) Yönetimiyle Sızdırmazlık Perdesi Yapımı ve Aslantaş Barajındaki Uygulaması. Jeoloji Mühendisliği Dergisi, 1(3), 28-35.
- Naudts, A., Hooey, S., 2003. Hot Bitumen Grouting: The Antidot for Catastrophic Inflows
- Özcan, E., Özdemir, A., 2007. Fore Kazık ve Jet Grouting Kolonlarında Bütünlük Deneyi Uygulaması. Jeofizik Bülteni.
- Türk Standartları Enstitüsü (TSE) 13500, 2010. Petrol ve Doğalgaz Sanayi-sondaj Akışkanı Maddeleri, özellikler ve deneyler. Ankara.
- TÜİK, 2018. Nüfus Projeksiyonları. 2018-2080, Haber Bülteni.
- TÜİK, 2021. Adrese Dayalı Nüfus Kayıt Sistemi Sonuçları.
- TEPCO, 2016. Kajima Corporation Closure of the Landside Impermeable Wall (Ice Wall) Commencement.
- Wang, J.S., Luo, H., Billam, M., 2005. Short-term safety evaluation of processed calcium montmorillonite clay (NovaSil) in humans. Food Addit Contam. 22:270-9.
- Water Power and Dam Construction Magazine, 2001. <https://www.waterpowermagazine.com/>
- World Nuclear News, 2016. Fukushima Daiichi Ice Wall equipment in place. 10/02/2016.
- Yükü, K., Öztürk, T., Komut, M., 2021. Bitümlü Bağlayıcılar Laboratuvar El Kitabı KGM. (<https://www.huininkinfrastructure.com>) (www.istasazeh.com).

Su Sondaj Kuyuları İçin Coğrafi Bilgi Sisteminin Geliştirilmesi: Denizli Ovası Uygulaması

Development of Geographical Information System for Groundwater Borehole Data – A Case Study in Denizli Plain

Halil KUMSAR^{1,*}, Nail Özkan SAMUR²

¹ Pamukkale Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Kınıklı Denizli

² DSİ XXI. Bölge Müdürlüğü, YAS Şubesi, Aydın.

(*kumsarh@gmail.com)

ÖZ: Koordinat bağımlı çoklu veri setlerinin farklı amaçlara yönelik değerlendirilmesi, sorgulanarak tematik haritaların oluşturulmasında yakın zamandan bu yana “Coğrafi Bilgi Sistemi (CBS)” teknolojilerinden yararlanılmaktadır. Denizli Ovasında yeraltısuyu kullanımına yönelik olarak; kamu kurumlarına, özel kuruluşlara ve şahıslara ait sondaj kuyuları bulunmaktadır. Bu kuyulardan elde edilen verilerin sayısal ortamda değerlendirilmesi amacıyla C++ programlama dilinde bir yeraltısuyu bilgi sistemi (YAS-CBS) yazılımı geliştirilmiştir. Bu yazılımda çalışma alanının sayısal topoğrafik, jeolojik ve imar haritaları, yeraltısuyu sondaj noktaları aynı koordinat sisteminde farklı tematik altlık haritalar olarak kullanılabilir. Harita görüntüsü üzerindeki sondaj noktası koordinatına tıklayarak yeraltısuyu sondaj logunun detayları ve su örneklerinin kimyasal analiz sonuçları veri tabanından alınarak görüntülenebilmektedir. Su sondaj kuyularından geçen farklı doğrultularda jeolojik kesitler alınarak hidrojeolojik sistemler tanımlanmaktadır. Ayrıca farklı hidrojeolojik sistemlere ait yeraltısuyu seviye, yüzeyden derinlik, kimyasal özellikler vb. tematik haritalar hazırlanmaktadır. Bu çalışmada, Denizli Ovası’nda DSİ tarafından açılmış yeraltısuyu sondajları, topoğrafya ve jeoloji haritalarını içeren sayısal bir veri tabanı YAS-CBS sisteminde oluşturulmuş ve bir uygulama çalışması yürütülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Yeraltısuyu sondajları, Coğrafi Bilgi Sistemi, Denizli Ovası

ABSTRACT: “Geographic Information System (GIS)” technologies have recently been used to evaluate coordinate-dependent multiple data sets for different purposes and to create thematic maps by querying them. For groundwater use in Denizli Plain; There are groundwater boreholes belonging to public institutions, private organizations and individuals. A groundwater information system (GWT-GIS) software was developed in C++ programming language in order to evaluate the data obtained from these wells in a digital environment. In this software, digital topographic, geological and zoning maps of the study area and groundwater drilling points can be used as different thematic base maps in the same coordinate system. By clicking on the drilling point coordinates on the map image, the details of the groundwater drilling log and the chemical analysis results of water samples can be viewed from the database. Hydrogeological systems are defined by taking geological sections in different directions passing through water boreholes. In addition, thematic maps of different hydrogeological systems such as, groundwater level, depth from the ground surface, chemical properties, etc., are being prepared. In this study, a digital database containing groundwater drillings, topography and geology maps drilled by DSİ in the Denizli Plain was created in the GWT-GIS system and an application study was carried out.

Keywords: Groundwater boreholes, Geographical Information System, Denizli Lowland

1. GİRİŞ

Yerleşim alanlarının ve tarım arazilerin bulunduğu ovalarda, yağış ve kaynak sularından beslenimin yetersiz olduğu yaz aylarındaki su açığı, kamu kurumları, özel kuruluşlar ve şahıslar tarafından farklı

derinliklerde açtırılan sondaj kuyularından çekilen yeraltısuyundan karşlanır. Ancak elde edilen sondaj verilerinin sayısal bir veri tabanında toplanamaması; yeraltısuyunun beslenimi, rezervi, korunması ve sürdürülebilir olarak kullanılmasını zorlaştırmaktadır. Ayrıca, havzalarda izinsiz açılan yeraltısuyu (YAS) sondajlarının yeraltısuyu rezervi hesaplamalarını, dolayısıyla su yönetimini olumsuz etkilemektedir. Havzalarda üretilen yeraltısuyu sondaj verileri bir çok araştırmacı tarafından ticari yazılımlar kullanılarak (ArcGIS gibi) değerlendirilmektedir. Havza özelinde hazırlanan CBS destekli veri tabanları su yönetimi ve mühendislik uygulamalarına yönelik olarak kullanılmaktadır (Kumsar ve Sarayköylü, 2021).

Kentleşmeye yönelik uygulamalar için jeolojik ve jeoteknik coğrafi bilgi sistemi yazılımı Kumsar vd, (2003, 2004, 2005) tarafından geliştirilmiş Denizli şehir merkezi ve Acıpayam ilçesi yerleşim alanlarına uygulanmıştır (Kumsar vd., 2021; Kumsar ve Sarayköylü, 2024).

Bu çalışmada, Denizli ovası için birinci yazar tarafından hazırlanan yazılım Denizli grabeni içindeki DSİ su sondaj kuyularından elde edilen verileri kullanılarak genişletilmiş ve veri tabanı sorgulanarak su yönetimi ve arazi kullanımına yönelik tematik haritalar üretilmiştir.

2. YERALTISUYU VERİ TABANI OLUŞTURULMASI

Bir havzanın yeraltısuyunun sürdürülebilir olarak kullanılması ve korunması için havza içinde açılmış yeraltısuyu sondajlarının bir veri tabanında sayısal ortamda değerlendirilmesi gerekmektedir. Bu kapsamda, bir coğrafi bilgi sistemi yazılımı C++ programlama dilinde birinci yazar tarafından geliştirilmiş ve “Yeraltısuyu Coğrafi Bilgi Sistemi (YAS-CBS)” olarak adlandırılmıştır. YAS-CBS iki alt ana veri tabanından oluşur. Bunlar; sayısal harita ve yeraltısuyu sondaj veri tabanlarıdır (Şekil 1).



Şekil 1. Yeraltısuyu coğrafi bilgi sisteminin (YAS-CBS) içeriği (Kumsar ve Sarayköylü, 2021).

Harita veri tabanında, aynı koordinat sisteminde sayısallaştırılmış topoğrafik, imar, jeolojik ve tektonik haritalar yer alır. Sayısal topoğrafik harita veri dosyaları, her noktanın x, y ve z koordinatlarından oluşmaktadır. İmar haritaları ise iki boyutlu haritalar olup, yerleşim yerlerinde yapılmış imarlı alanların x ve y koordinatlarını içerir. Her iki türdeki harita verileri AutoCAD ve NetCAD gibi bilgisayar destekli ticari çizim programlarının ortak veri paylaşımı olan DXF uzantılı çizim dosyalarından YAS-CBS veri tabanına aktarılmaktadır. Jeolojik ve tektonik haritalar sayısallaştırılması ile YAS-CBS programına aktarılır.

Yeraltısuyu sondaj veri tabanı, çalışılan havza içinde farklı kuruluşlar (DSİ, Büyükşehir Belediyelerinin Su Kanalizasyon Genel Müdürlükleri, İller Bankası, Özel İdare Müdürlükleri, özel sektör gibi) tarafından açılmış ve logları mevcut olan yeraltısuyu sondaj verilerini içerir. Bu veriler sondaj yeri koordinatı, sondajın jeolojik kesit logu, kuyudaki statik su seviyesi, dinamik seviyesi, kuyu açılış tarihi, kuyu teçhiz ve filtre verisi, kuyu içinden alınan suların kimyasal analiz sonuçları ve rasat yapılan

yeraltısuyu sondajlarındaki statik seviyelerin aylık ölçümlerini içerir.

Geliştirilen YAS-CBS programında, harita bilgi sistemindeki farklı haritalar ayrı veya beraber çizdirilebilmekte, yeraltısuyu sondajlarının yerleri her farklı harita üzerinde noktasal olarak gösterilebilmektedir. Topoğrafik haritalardan kesit alınabilmekte, kesit çizgisine dik uzaklığı kullanıcı tarafından girilen mesafedeki sondajların jeolojik logları ve yeraltısuyu statik seviyeleri kesit üzerinde çizilebilmektedir. Kullanıcıların bu verileri kullanarak kesit üzerinde jeolojik yapıyı, akifer seviyelerini ve yeraltısuyu seviyesi çizgisini oluşturmalarına ve projelerinde kullanmalarına imkan sağlanmaktadır.

Sondaj loglarında yeralan statik su seviyesi, suyun kimyasal ve fiziksel özelliklerinden seçilen bir parametrenin ova içerisindeki eş dağılım haritası YAS-CBS programı içinde çizdirilmekte ve böylece, seçilen parametrenin tüm ova içerisindeki dağılımı değerlendirilebilmektedir.

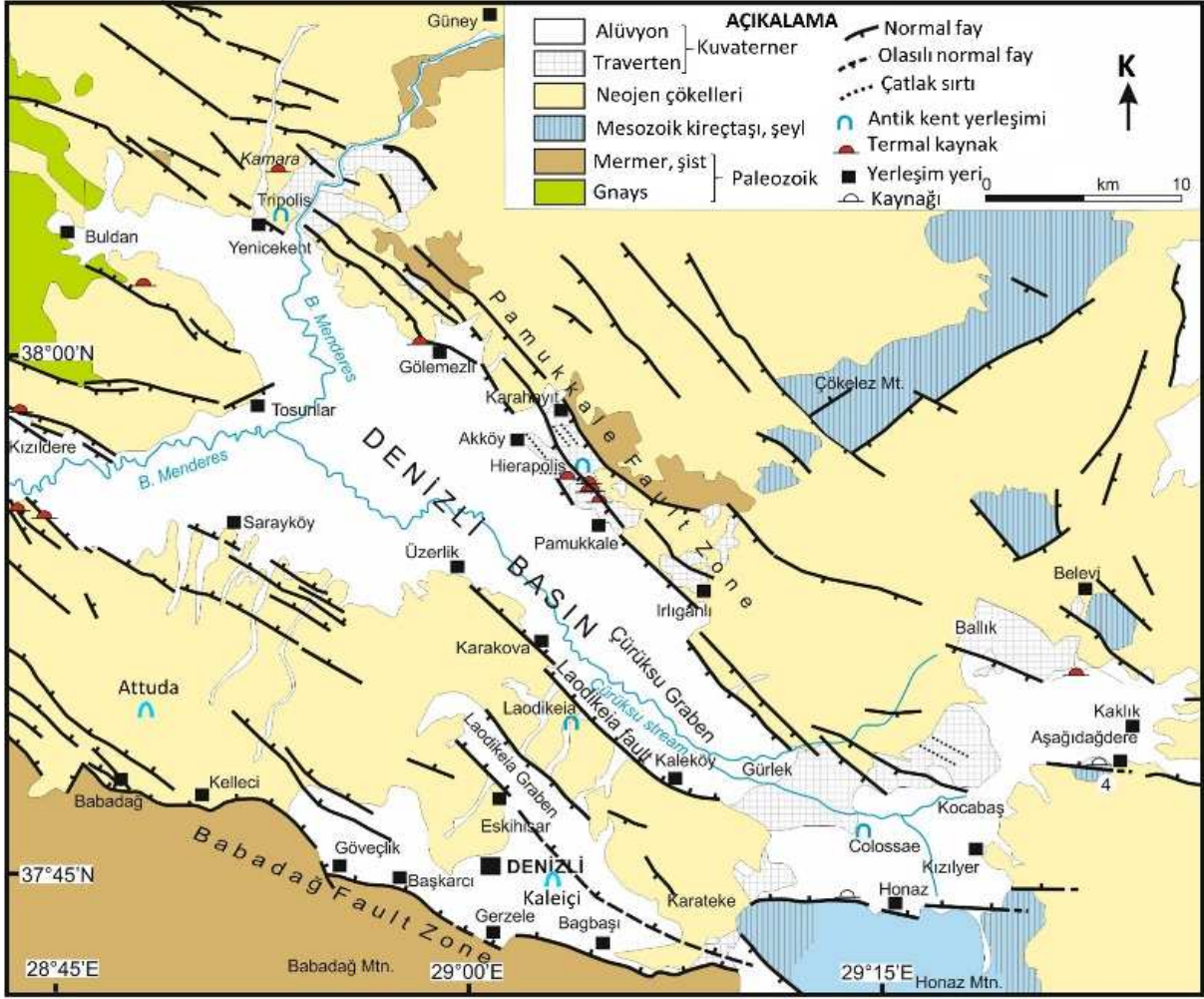
3. DENİZLİ OVASI YAS-CBS UYGULAMASI

Geliştirilen YAS-CBS programının sınanması ve uygulamaya aktarılması için Denizli ovasında farklı tarihlerde DSİ tarafından açılan sondajlar bir yüksek lisans tez çalışması kapsamında değerlendirilmiş ve Denizli Havzası Yeraltısuları Coğrafi Bilgi Sistemi oluşturulmuştur.

3.1. Denizli ve Yakın Çevresinin Jeolojisi ve Tektoniği

Batı Anadolu genişleme zonu Dünya'da en hızlı genişleyen açılma zonlarından biridir. Denizli grabeni KB-GD doğrultulu Gediz grabeni ile B-D doğrultulu Büyük Menderes grabeninin doğu uçlarında kesiştiği alanda oluşan KB-GD doğrultulu normal faylarla sınırlanan bir çöküntü havzasıdır.

Denizli havzasındaki kaya birimleri yaşlarına göre üç ana grupta sınıflandırılmaktadır; 1) Neojen öncesine ait temel kayalar 2) Neojen birimleri ve 3) Kuvaterner ve Holosen birimler (Şekil 2). Neojen öncesi formasyonlar Paleozoyik yaşlı metamorfik kayalar olan gnays, şist ve mermerlerden ve Mesozoyik yaşlı karbonatlardan oluşur. Neojen yaşlı kayalar, Batı Anadolu'daki graben havzalarında çökelen birimlerden oluşur. Kuvaterner yaşlı çökeller havza kenarlarını sınırlayan fay zonlarının önünde ve dere yataklarında çökelen blok, çakıl, kum, silt ve kil gibi birimlerden sedimanlardan oluşur. Ovanın kuzey kanadında ve doğusunda aktif fay zonları boyunca kırık zonlarından boşalan termal su kaynakları bulunmaktadır.



Şekil 2. Denizli ovası ve civarının jeolojik ve tektonik yapısı (Emre vd., 2013; MTA, 2019; Akbaş vd., 2002).

Denizli Havzası, kuzeydoğuda GB'ya eğimli Irlıganlı-Pamukkale-Karahayıt-Yenicekent normal fay zonu, güneydoğuda ise KD'ya eğimli Bağbaşı-Başkarıcı-Babadağ normal fay zonu ile sınırlanmıştır. Honaz ve Kaklık fayları D-B uzanımlı normal faylardır. Denizli havzasında kuzeyde Çürüksu grabeni ve güneyde Laodikeia grabeni olmak üzere iki graben bulunmaktadır (Kaymakçı, 2006). Çürüksu Grabeni kuzeyde Pamukkale Fay zonu, güneyde ise Laodikeia fay zonu tarafından kontrol edilmektedir. Laodikeia grabeni kuzeyde Laodikeia fay zonu'nun, güneyde ise Babadağ fayı'nın kollarından biri tarafından kontrol edilmektedir (Kaymakçı 2006).

3.2. Hidrojeoloji

Büyük Menderes ve Gediz grabenlerinin kesiştiği alanda bulunan Denizli grabeninin kuzey kanadında KB-GD doğrultulu Pamukkale fay zonu boyunca sıralan sıcak sular, devirli bir hidrotermal sisteme bağlı olarak gelişmiştir. Sıcak suların ısı kaynağı üst mantoda yükselme sonucu mağma yaklaşımı, fayların sürtünme enerjisi ve mağmadan kaçan sıcak gazlardır. Hazne kayalar üstten alta traverten, Pliyosen kireçtaşları, Paleozoyik yaşlı mermerler ve muhtemelen gnayslardır. Örtü kayalar Alt pliyosen yaşlı birimin killi siltli seviyeleridir. Beslenme, yağış suları ile Çivril-Baklan ovası ve Acıgöl havzasından gelen yeraltısuları tarafından sağlanır (Gökgöz, 1994). Denizli grabeninin kuzeyinde yer alan Çürüksu

ovası yeraltısularının sıcaklığı orta kesimden güney ve kuzeydeki fay zonlarına gidildikçe yükselir ve suların iyon ve element miktarı sıcak su kaynaklarına yaklaştıkça düzenli olarak artar. Termal suların sıcaklıkları Pamukkale'deki kaynaklarda 34.8 °C, Karahayıt'ta 50-55 °C ve Gölemezli'de yaklaşık 60 °C'dir. Genel olarak sıcak sular ve Çürüksu ovası yeraltısuları içme ve endüstride kullanılmayan, beton üzerine zararlı olan, sulamada kullanılabilirliği sınırlı sular sınıfındadır. Bu suların tümü kabuklaşma ve korozyona neden olur (Gökgöz, 1994).

Denizli Ovası'nın güney kesimindeki kaynaklarda jeotermal sistemden karışım mevcut değildir. Havza içindeki içme ve kullanma suları grabenin güney kanadında Babadağ, Başkarcı dağı ve Honaz dağından beslenir. Honaz fayı 1965 yılında 5.7 büyüklüğünde bir deprem üretmiş ve yaklaşık 12 km uzunluğunda bir yüzey kırığı oluşmuştur. Bu fay boyunca açılan derin sondajlardaki sulara sülfat oranı yüksektir. Sığ sondajlarda ise içme ve kullanma için uygun sular elde edilmiştir.

Denizli havzasının güneyinde akifer özelliği taşıyan birimler üstte alüvyon ve altta Pliyosen yaşlı çakıllı ve kumlu birimlerdir. Havzanın ortasına doğru Laodikeia ve Çürüksu grabenleri içinde ise kalınlığı 200m'den fazla olan alüvyon biriminin siltli, kumlu ve çakıllı seviyelerinde yeraltısuyu dolaşımı söz konusudur.

3.3. Yeraltısuyu Veri Tabanı Oluşturulması ve Çıktıları

Bu çalışma kapsamında, Denizli havzasının topoğrafya ve imar haritası, MTA tarafından yayınlanan bölgenin 1/25000 ölçekli sayısal jeoloji haritaları ED50-6°'lik koordinat sisteminde AutoCAD yazılım proframından DXF uzantılı dosya ile YAS-CBS sistemine aktarılmıştır (Şekil 3a).

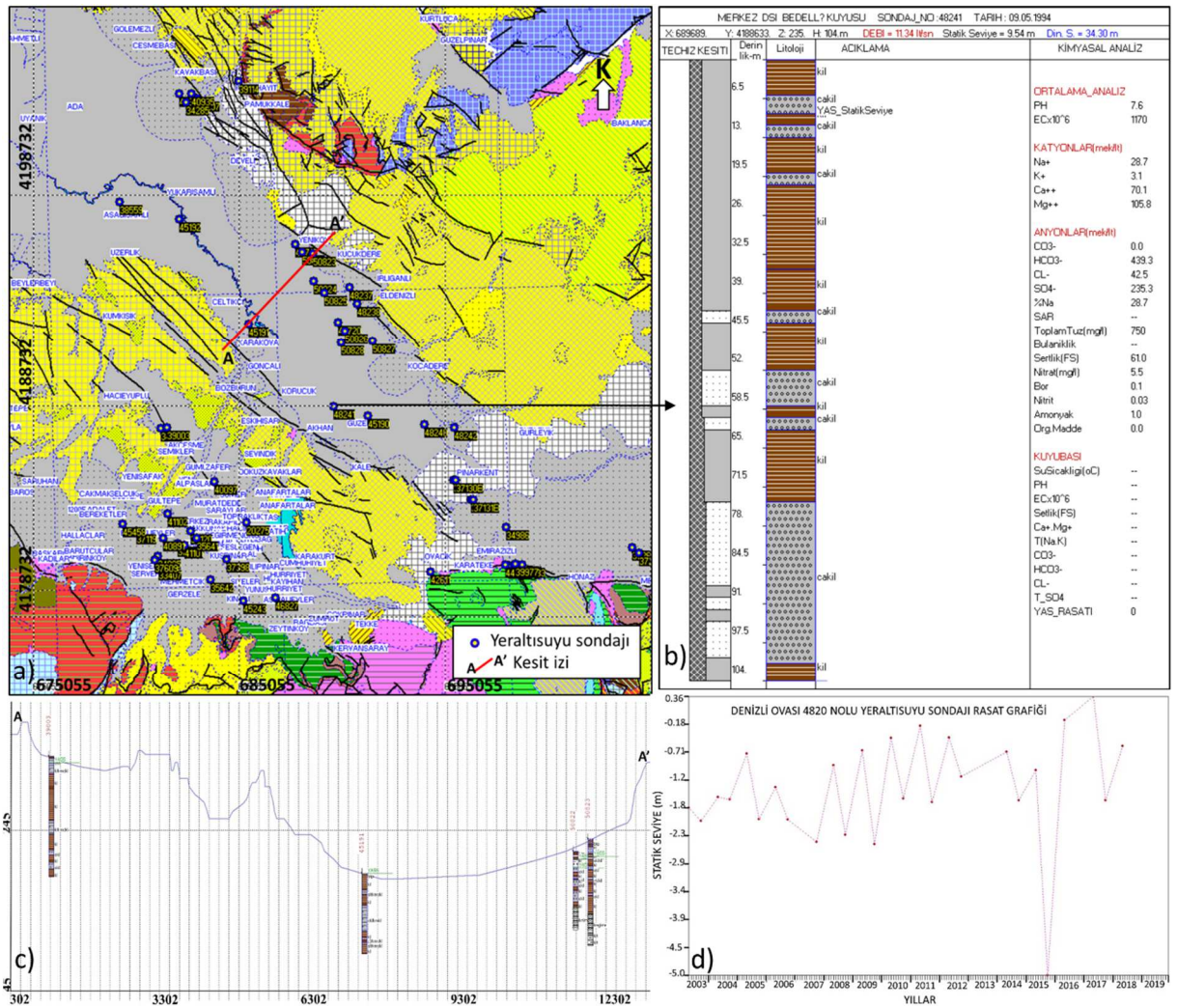
Denizli havzası içinde açılmış 57 adet yeraltısuyu arama ve işletme sondajlarının jeolojik ve hidrojeolojik logları sayısallaştırılmış ve YAS-CBS programındaki YAS sondaj veri tabanı oluşturulmuştur. Veri tabanında her sondajın açılış tarihi, x, y ve z koordinatları, derinliği, statik ve dinamik su seviyeleri, kuyu çapı, teçhiz ve filtre bilgileri, kuyu derinliği boyunca kesilen jeolojik birimlerin kalınlıkları, kuyulardan alınan suların kimyasal ve fiziksel analiz değerleri yer alır. Ayrıca, Denizli havzası içinde DSİ tarafından açılan mevcut sondajlardan iki adedi rasat kuyusu olarak kullanılmakta ve altı aylık sürelerde bir kez olmak üzere kuyu içindeki statik su seviyesi ölçülmektedir. Bu sondajlarda ölçülen rasat verileri de YAS veri tabanına aktarılmıştır.

YAS-CBS programı üzerinde farklı altlık haritalar üzerinde sondaj yerleri gösterilebilmekte ve logu görülmek istenen sondajın bulunduğu noktada tıklandığında tüm sondaj logu sayısal veri tabanından okunarak grafik ekranında çizdirilir. Böylece YAS sondajlarının bilgilerine hızlı erişim sağlanır. Örnek olarak Denizli ovasının Akhan mevkinin kuzeyinde açılan 48241 numaralı sondaj logu Şekil 3b'de gösterilmiştir. Yeraltısuyu statik seviyesinin izlenmesi için açılan 48241 numaralı sondajda 2003 -2019 yılları arasında her altı ayda bir DSİ tarafından ölçülen statik seviye değerlerinin rasat grafiği YAS-CBS veri tabanı kullanılarak Şekil 3d'deki gibi çizdirilmiştir.

Grafik üzerinde, veri alınan aylardaki çizgiler devamlı, alınamayan aylar arasındaki çizgiler ise kesiklidir. Şekil 3d'de görüldüğü gibi, 2003 yılından günümüze kadar geçen süre içinde statik seviye değişimi 5 ile 7 yıllık periyotlarda tekrarlanan uzun süreli yükselme ve alçalma eğilimi göstermektedir. Bu süre dilimleri içindeki yıllık ve mevsimlik değişimler de grafik üzerinde görülmektedir. 2014 yılı sonlarında ise statik su seviyesi tüm rasat süresinin en düşük seviyesinde yani -5m'dedir (Şekil 3d). Rasat verilerinin bölgedeki meteoroloji istasyonlarından alınacak ortalama yağış verileri ile aynı grafik üzerinde çizdirilmesi, iklim değişikliğinin yeraltısuyu ile ilişkisinin incelenmesi açısından önemlidir. Rasat süresi boyunca aylık ortalama yağış verilerinin elde edilebilmesi ve veri tabanına aktarılması durumunda, YAS-CBS sisteminde yağış ve YAS değişimi grafiğini çizdirmek mümkündür.

YAS-CBS veri tabanında topoğrafik iki nokta arasında tanımlanan bir kesit çizgisi boyunca topoğrafik kesit almak mümkün olup, bu kesit üzerinde kullanıcı tarafından girilen mesafedeki sondajların logları ve statik seviyeler çizilmektedir. Böylece, kullanıcıya jeolojik ve hidrojeolojik model oluşturmak için destek sağlanmaktadır (Şekil 3c).

YAS-CBS veri tabanındaki tüm sondaj noktalarının topoğrafik yüksekliklerinden statik su seviyeleri çıkarılmış ve her sondaj noktasındaki yeraltı su seviyesinin topoğrafik kotları hesaplanmıştır. Tüm sondajlardaki veriler kullanılarak yeraltı su seviyesi (hidrohips) haritası elde edilmiştir. Yapılan değerlendirmede, Denizli ovasında yeraltı su akım yönü ovanın güney kesiminde GB'dan KD'ya, ovanın kuzeyinde KD'dan GB'ya, ovanın doğusunda ise GD'dan KB'ya doğrudur. Yeraltı suyu Çürüksu ovası içinde birikerek ovanın KB'sına doğru akış gösterir (Şekil 4a).



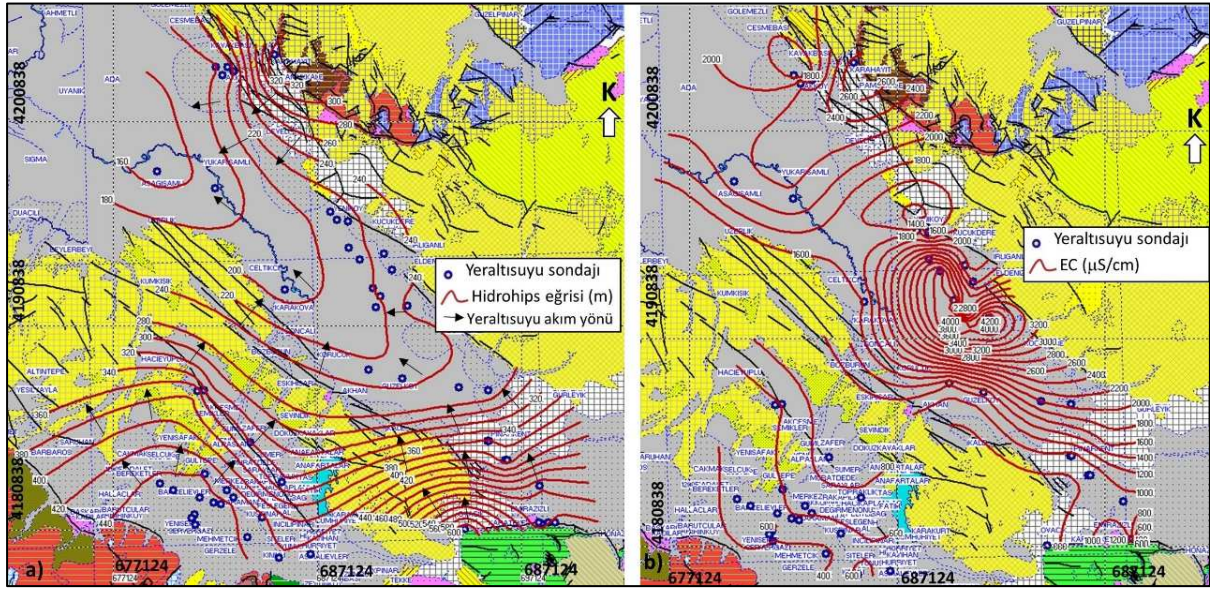
Şekil 3. YAS-CBS sisteminde sayısallaştırılmış Denizli ovası ve çevresinin jeolojik ve tektonik haritası (Emre vd., 2013; MTA, 2019) ve DSİ yeraltı su sondajlarının dağılımı, b) DSİ tarafından açılan bir yeraltı su sondajının ekran üzerinde gösterimi (not: jeolojik birimlerin açıklaması Şekil 2'de verilmiştir), c) 48241 numaralı DSİ sondajının 2013-2019 yılları arasındaki statik su seviyesinin değişimi, d) A-A' yönünde alınan topoğrafik kesit üzerinde sondaj loglarının görünümü.

Suların sulama açısından değerlendirmesinde elektrik iletkenlik (EC) değerlerine göre sınıflandırma Şahinci (1986) tarafından yapılmış ve Çizelge 1'de verilmiştir. YAS-CBS veri tabanındaki tüm yeraltısuyu örneklerinin EC değerleri ($\mu\text{S}/\text{cm}$) kullanılarak Denizli ovasındaki yeraltısularının eş EC dağılım haritası üretilmiş ve Şekil 4b'de verilmiştir.

Çizelge 1. Suların EC konsantrasyonuna göre sulama açısından sınıflandırması (Şahinci, 1986).

Suyun Sınıfı →	Çok iyi	İyi	Kullanılabilir	Şüpheli	Kullanılamaz
EC ($\mu\text{S}/\text{cm}$)	<250	250-750	750-2000	2000-3000	>3000

Şekil 4b'de görüldüğü gibi Denizli havzasındaki Çürüksu grabeninin kuzeyinde Pamukkale fay zone içinde açılan sondalarda EC değerleri 4000 $\mu\text{S}/\text{cm}$ 'ye kadar çıkmaktadır. Bu sular Şahinci (1986)'ya göre Şüpheli ve Kullanılamaz sınıfındadır. Denizli havzasının GB kesiminde, Laodikeia grabeninin güneyinde Denizli kent merkezinin de içinde bulunduğu alanlarda açılan sondajlarda EC değerleri 800 ile 400 $\mu\text{S}/\text{cm}$ arasında değişmektedir ve bu sular Şahinci (1986)'ya göre İyi ve Kullanılabilir sınıfındadır. ABD tuzluluk sınıflamasına göre (Wilcox, 1948) Çürüksu grabeni alanı içinde, Pamukkale fay zonuna yakın alanlarda açılan sondajlarda çıkan yeraltısuları Yüksek ve Çok Yüksek Tuzlu Sular sınıfında, Denizli havzasının GB kesimindeki sondajlarda çıkan yeraltısuları ise Orta ve Yüksek Tuzlu sular sınıfındadır.



Şekil 4. Denizli havzası a) YAS seviye haritası, b) eş EC değeri haritası.

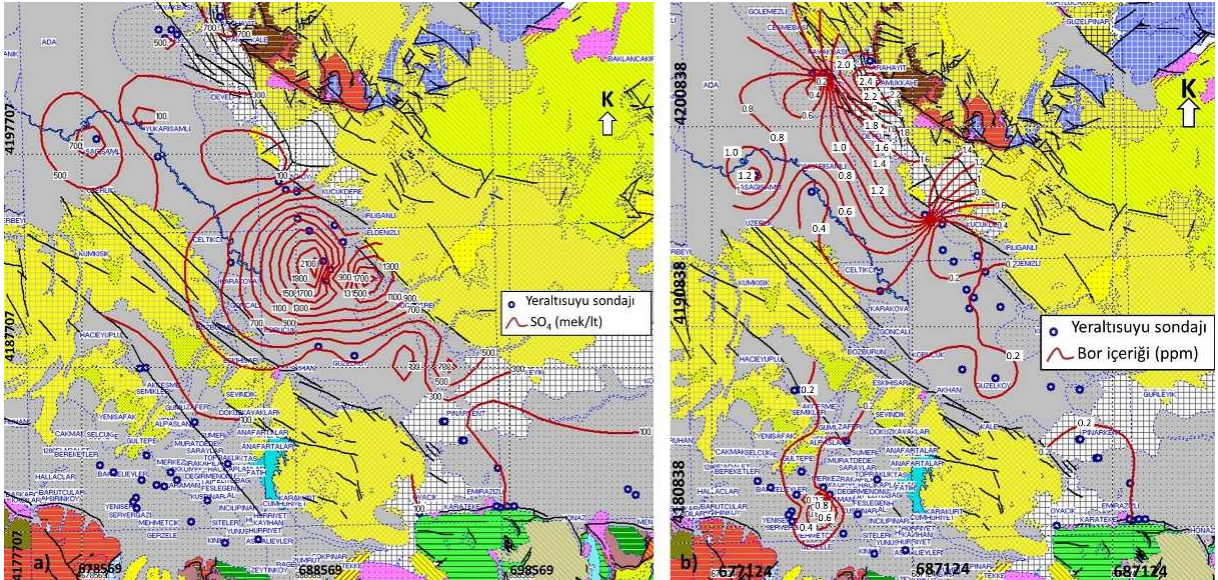
Yapılaşmada ve beton üretiminde kullanılan suların içerdiği sülfat konsantrasyonu betonda dayanım azalmasına ve demir donatılarda korozyona neden olmaktadır. Doğadaki suların beton üzerine zararlı etkinlik dereceleri Türkiye Standard'ı 3440 (TSE, 2014)'da tanımlanmış ve Çizelge 2'de verilmiştir.

Çizelge 2. TS 3440'a göre suların SO_4 içeriğinin göre betona etkisi (TSE, 2014)

Zararlı etkinlik derecesi →	Zayıf	Kuvvetli	Çok kuvvetli
Sülfat (mg/l)	200-600	600-3000	>3000

YAS-CBS veritabanındaki yeraltısuyu sondajlarından çıkan suların DSİ tarafından yapılan kimyasal analizlerinden sülfat (SO_4) konsantrasyonları Denizli ovası için değerlendirildiğinde, Çürüksu grabeninin kuzey kesiminde Pamukkale fay zonuna yakın alanlarında SO_4 içeriği 700 mek/l ile 2100 mek/l arasında değişmektedir. Bu sular TS 3440 (TSE, 2014) standartına göre beton açısından Kuvvetli Zararlı sınıfındadır. Çürüksu grabeninin doğusunda ve Denizli ovasının güneyinde açılan yeraltısularının betona olan zararlı etkisi sırasıyla Zayıf ve Etkisizdir (Şekil 5a).

Bor elementi, bitkilerin gelişimi ve büyümesi için gerekli temel elementlerden biridir. Ancak, sudaki bor içeriği sınır değerinin üzerine eriştiğinde, bitkilerin gelişimini engeller, durdurur ve verimli toprakların çoraklaşmasına neden olur. YSKY (2015)'de Bor elementi için belirtilen limit değer 1 mg/l'dir. Denizli havzasının kuzeyinde yer alan Çürüksu grabenini kuzeyden sınırlayan Pamukkale fay zonuna yakın alanlarda açılan yeraltısuyu sondajlarından çıkan sulara 2.4 ppm değerine yaklaşan bor içeriği mevcuttur ve bu sular Bor için belirtilen limit değerini aşmaktadır ve sulama için uygun değildir (Şekil 5b). Çürüksu grabeninin orta alanlarında, GD kesiminde ve Denizli havzasının güneyinde açılan sondajlarda çıkan sulara Bor konsantrasyonu 0.8 ppm ve altındadır. Bu alanlardaki yeraltısuları sulama için uygun sulardır.



Şekil 5. a) Denizli havzasındaki yeraltısuyu sondajlarından çıkan suların eş sülfat haritası, b) eş bor haritası.

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada birinci yazar tarafından yazılımı C++ programlama dilinde geliştirilen Yeraltısuyu Coğrafi Bilgi Sistemi (YAS-CBS) Denizli ovasına uygulanmıştır. YAS-CBS yazılımı ile topoğrafya, imar, jeoloji ve tektonik haritalar aynı koordinat sistemi üzerinde farklı tabakalar olarak çizdirilebilmekte ve her bir harita üzerinde YAS sondaj yerleri ve logları gösterilmektedir. Topoğrafik harita kesitlerinde sondaj kesitlerinin statik su seviyelerinin işlenmesiyle kullanıcının jeolojik modeli oluşturmasına ve yeraltısuyu profilini kesit üzerinde çizebilmesine imkan sağlanmıştır.

Sondaj loglarındaki yeraltısuyunun fiziksel ve kimyasal analiz değerleri kullanılarak tüm havzanın seçilen parametreye göre eş kontur haritalarının YAS-CBS programında oluşturulması, hidrojeolojik verilerin hızlı değerlendirilmesi mümkün kılınmıştır. Ayrıca, geliştirilen YAS-CBS yazılımında tüm

veri tabanının sayısal değerlerden oluşması jeoloji ve hidrojeoloji mühendislerinin YAS-CBS programını kullanarak sayısal değerlendirme haritaları elde etmelerine imkan sağlaması teknolojisi geliştirilmiştir.

Denizli YAS-CBS veri tabanı geliştirilmesi uygulaması sonucunda, Denizli ovası içindeki yeraltısuyu akımının Çürüksu grabeninin kuzey kesiminde KD'dan GB'ya, güneyinde ise GB'dan KD'ya doğru olduğu, Çürüksu grabeni içindeki alüvyon biriminin geçirimsiz seviyelerindeki yeraltısuyunun akım yönünün GD'dan KB'ya doğru olduğu sonucu elde edilmiştir. DSİ sondajlarından alınan suların kimyasal analizlerinin EC, SO₄ ve Bor değerlerinden üretilen haritalarda, Denizli havzasının güneyindeki akiferler sularının kuzeyindeki akifer sularına göre içme ve sulama suyu açısından daha kaliteli olduğu belirlenmiştir.

YAS-CBS veri tabanı yazılımının günümüz teknolojisine uyumlu olarak ileriki çalışmalarda geliştirilmesi için uygulayıcı kurum ve kuruluşların havza etüdü projelerinde günümüz teknolojisinde ürettikleri verilere ihtiyaç vardır. Yeni havza etüdü projelerinde YAS-CBS veri tabanı geliştirilmesi çalışmasının proje kapsamına alınması önerilmektedir.

5. KATKI BELİRTME

Bu çalışmanın gerçekleşmesinde yeraltısuyu sondaj verilerinin araştırma kapsamında değerlendirilmesine izin veren DSİ Genel Müdürlüğü YAS Dairesi Başkanlığı'na ve DSİ Aydın Bölge Müdürlüğü YAS Şube Müdürlüğü'ne yazarlar teşekkür ederler.

6. KAYNAKLAR

- Akbaş, B., Akdeniz, N., Aksay, A., Altun, İ., Balcı, V., Bilginer, E., Bilgiç, T., Duru, M., Ercan, T., Gedik, İ., Günay, Y., Güven, İ.H., Hakyemez, H. Y., Konak, N., Papak, İ., Pehlivan, Ş., Sevin, M., Şenel, M., Tarhan, N., Turhan, N., Türkecan, A., Ulu, Ü., Uğuz, M.F., Yurtsever, A., 2002. Türkiye Jeoloji Haritası. Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü Yayını. Ankara Türkiye.
- Emre, Ö., Duman, T.Y., Özalp, S., Elmacı, H., Olgun, Ş. ve Şaroğlu, F., 2013. 1/1.250.000 Ölçekli Türkiye Diri Fay Haritası. Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü Özel Yayınlar Serisi-, Ankara, Türkiye.
- Gökgöz, 1994. Pamukkale-Karahayıt-Gölemezli Hidrotermal Karstının Hidrojeolojisi. Doktora tezi, SDÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, 263 s.
- Kumsar, H., Çelik, S. B., Kaya, M., 2003. Kentleşmeye yönelik mühendislik jeolojisi uygulamalarında jeolojik ve jeoteknik bilgi sistemlerinin önemi ve Denizli örneği. 56. Türkiye Jeoloji Kurultayı, Bildiriler kitabı, 14-20 Nisan 2003, Ankara, 248-250. 2003.
- Kumsar, H., Sarayköylü, T. 2021. Yeraltısuyu Sondaj Coğrafi Bilgi Sistemi Geliştirilmesi - Acıpayam Ovası (Denizli) Uygulaması. MÜHJEO'2021 Ulusal Mühendislik Jeolojisi ve Jeoteknik Sempozyumu Bildirileri, Editörler: Y. Mahmutoglu, O. S. Angı, H. Kumsar, S. B. Çelik, s 585-594.
- Kumsar, H., Çelik, S. B., Kaya, M., 2004. Denizli il merkezi yerleşim alanının jeolojik, jeoteknik kent bilgi sistemi (JEO-KBS). Pamukkale Üniv. Mühendislik Bilimleri Dergisi, Denizli, Özel Sayı (ISSN 1300-7009), s 25-31.
- Kumsar, H., Çelik, S. B., Kaya, M. Topaloğlu, S., 2005. Geological-geotechnical urban information system for Denizli, (Denizli için jeolojik-jeoteknik kent bilgi sistemi). Mühendislik Jeolojisi Bülteni-Bulletin of Engineering Geology, ISSN 1305-6859,,v. 21, pp 35-47.
- Kumsar, H., Say, Y., Özyurt, D., Karagöz, U.C., Sarayköylü, T., Reçber, M. 2021. Sürdürülebilir Kentleşme İçin Jeolojik Jeoteknik Coğrafi Kent Bilgi Sistemi (JEOKBS). Acıpayam Belediyesi (Denizli) Uygulaması, 73. Türkiye Jeoloji Kurultayı, 24-28 Mayıs 2021, Ankara, JMO Yayınları, s 509-510.

- Kumsar, H., Sarayköylü, T., 2024. A geological and geotechnical information system (GEO-GIS) for urban planning and its application to the Acıpayam Basin (Denizli, Turkey) with some observations from a Mw 5.5 earthquake on 20 March 2019. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* (2024) 57 (1): qjagh2022-065. <https://doi.org/10.1144/qjagh2022-065>.
- Kaymakçı, N., 2006. Kinematic development and paleostress analysis of the Denizli Basin (Western Turkish): implications of spatial variation of relative paleostress magnitudes and orientations. *Journal of Asian Earth Sciences* 27: 207-222.
- MTA, 2019. <http://yerbilimleri.mta.gov.tr/anasayfa.aspx>
- Şahinci, A. 1986. Yeraltıları Jeokimyası. D.E.Ü. Mühendislik Mimarlık Fakültesi Yayını, İzmir, 394 s.
- TSE, 2014. Türk Standardı, Betona zararlı etkileri olan su, zemin ve gazların değerlendirilmesi - Prensipler, sınır değerler, su ile zemin numunelerinin alınması ve analizleri. <https://intweb.tse.org.tr/>
- Wilcox, L.V., 1948. The quality of water for irrigation use. *US Department of Agriculture Technology Bulletin* 962, 40.
- YSKY, 2015. Yerüstü Su Kalitesi Yönetmeliği: Yüzeysel su kalitesi yönetimi yönetmeliğinde değişiklik yapılmasına dair yönetmelik. Orman ve Su İşleri Bakanlığı, Ankara, Resmî Gazete Tarihi: 15.04.2015, Resmî Gazete Sayısı: 29327.

Çoklu Karar Verme Kriterlerinden, AHP Yaklaşımı ile Sıvılaşma Haritalarının Değerlendirilmesi

Evaluation of the Liquefaction Maps on the Basis of AHP, Multi-Criteria Decision Analyses

Müge K. AKIN^{1,*}, Tamer TOPAL²

¹ AGÜ, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kocasinan, Kayseri

² ODTÜ, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Ankara

(* muge.akin@agu.edu.tr, makinagu2022@gmail.com)

ÖZ: Doğal afetlerden kaynaklanan risk, tehlike, hasar görebilirlik ve maruz kalmanın birleşimi olduğundan, sıvılaşma ve buna bağlı olası sıvılaşma riski haritalaması, farklı yöntemler kullanılarak ve Coğrafi Bilgi Sistemleri'ne de bağlı olarak yapılabilmektedir. Deprem kaynaklı zemin sıvılaşması yerel bir olaydır ve literatürde belirli bir bölgedeki zemin koşullarının sıvılaşmaya duyarlılığını değerlendirmek için çeşitli yöntemler mevcuttur. Sıvılaşmaya yönelik haritalar hazırlanırken yöreye özgü sismik tehlikenin, sıvılaşma duyarlılığı ve sıvılaşma sonrası meydana gelebilecek alanların sıvılaşma potansiyellerinin ortaya konulması noktasında her bir farklı haritanın birlikte değerlendirilmesi ve bunlara bağlı farklı karar verme süreçlerinin kullanılması daha yerinde olacağı tespit edilmiştir. Bu nedenle çoklu karar verme yöntemlerinden AHP (Analitik Hiyerarşi İşlemi) yöntemi ile sıvılaşma haritalarının hazırlanmasına yönelik metodoloji incelenmiş ve örnekler ile bu yaklaşımın uygulanabilirliği değerlendirilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Sıvılaşma, Deprem, CBS, Çoklu karar verme, Bölgeleme

ABSTRACT: Since the risk arising from natural disasters is a combination of danger, vulnerability and exposure, liquefaction and related possible liquefaction risk mapping can be performed using various methods and depending on Geographic Information Systems. Earthquake-induced liquefaction is a local phenomenon, and various methods are available in the literature to evaluate the susceptibility of ground conditions to liquefaction in a particular region. During the process of liquefaction mapping, it has been determined that a more comprehensive approach involves the collective evaluation of different maps. For the preparation of liquefaction maps, it has been determined that it would be more appropriate to evaluate each different map together and use different decision-making processes based on them in order to reveal the seismic hazard specific to the region, the susceptibility to liquefaction and the liquefaction potential of areas that may occur after liquefaction. For this reason, the methodology for preparing the liquefaction maps with the AHP (Analytical Hierarchy Process) method, one of the multiple decision-making methods, was examined and the applicability of this approach was evaluated with examples.

Keywords: Liquefaction, Earthquake, GIS, Multi-criteria decision, Zonation

1. GİRİŞ

Sıvılaşma, doymuş, gevşek kumlu veya düşük plastisiteli kohezyonlu zeminin boşluk basıncındaki artışa bağlı olarak zeminin kayma mukavemetinde ve sertliğinde önemli bir azalma olarak tanımlanmakta olup depremlerden sonra yapısal hasar ve can kaybının ana nedenlerinden biridir. Sıvılaşma kavramı ilk kez 1930'ların sonlarında Casagrande tarafından ortaya atılmıştır (Kramer, 1996; Day, 2002). Deprem sırasında ve sonrasında birçok yıkıcı duruma neden olmasından ötürü sıvılaşma ve sıvılaşmaya bağlı deformasyonların önceden belirlenerek uygun iyileştirme tedbirlerinin alınması gerekmektedir.

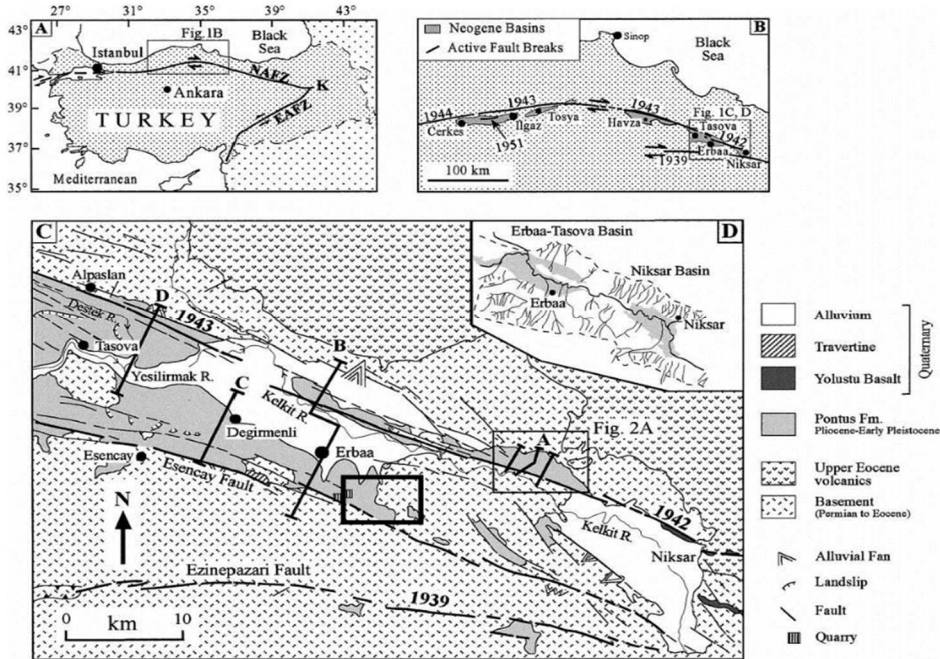
Sıvılaşma sonrası hasarlara örnek olarak 1964 Alaska, 1964 Niigata, 1989 Loma Prieta, 1994 Northridge, 1995 Hyogoken-Nambu (Kobe), 1999 Kocaeli, 2011 Christchurch Yeni Zelanda ve 2023

Çalışma alanı, Erbaa, Orta Karadeniz bölgesinde Tokat iline bağlı olup 95658 nüfusludur (DPT, 2007). Kelkit çayı kenarında kurulan ilçe, Kelkit Irmağı boyundaki bir ova ile bunu çevreleyen dağlık yerleri içine alan 1111 kilometrekarelik yüzölçüme sahip Erbaa baseninde yer almaktadır (Şekil 1). Erbaa şehir merkezi, Kelkit ırmağının akış aşağısına göre batısında yer almaktadır. 1942 ve 1943 yıllarında meydana gelen depremler sonrası oluşan ciddi tahribat dolayısıyla, daha önce de belirtildiği, gibi yerleşim alanı güneye doğru kaydırılmıştır.

1.2. Çalışma Alanı Jeolojisi ve Tektonik

Çalışma Alanı Jeolojisi Erbaa baseni yakın çevresinde, Permian ve Senozoyik yaşlı birimler yer almaktadır. Temel kayasını, Turhal Grup metamorfikleri (Permian-Triyas) (Şekil 2) oluşturur (Aktimur vd., 1990). Geç-Orta Jura aglomera-kumtaşı ve Geç Jura-Erken Kretase kireçtaşı birimleri temel kayalarını uyumsuzluk ile örterler. Bu birimlerin üzerine baskın olarak konglomera, kumtaşı, çamurtaşı, şeyl ve marn aralanmasından oluşan Yumaklı formasyonu gelmektedir. Bu formasyonun yaşı Geç Kretase 'dir. Bu birim, iki farklı Tersiyer birimi (Akveren ve Kusuri) birimleri tarafından üzerlenir. Bu birimler de, karasal ortamda oluşmuş Çerkeş formasyonu tarafından uyumsuzluk ile örtülür. Erbaa basenindeki en genç birim, vadi tabanlarını dolduran Kuvaterner alüvyon'dur (Şekil 2).

Kuzey Anadolu Fay Zonu (KAFZ), dünyada en iyi bilinen doğrultu atımlı faylardan birisidir ve fay zone boyunca çok sayıda çek-ayır havzalar oluşmuştur. Yaklaşık 1500 km uzunluğunda olan bu fay zone, sismik açıdan aktiftir ve hareket yönü dikkate alındığında, Anadolu Plakası ile Karadeniz Plakası arasında sağ-yanal doğrultu atımlı fay özelliğindedir (Şengör vd., 1985). KAFZ tarafından oluşturulan çek-ayır basenlerin stratigrafisi ve yapısı çeşitli araştırmacılar tarafından çalışılmıştır (Barka ve Hancock, 1984; Barka, 1984; Barka ve Gülen, 1989; Koçyigit, 1989, 1990; Tatar ve Park, 1992; Andrieux vd., 1995; Bellier vd., 1997). Çalışma alanının yakınındaki ve 1939-1942 depremlerinin görüldüğü çek-ayır basenleri (Taşova-Erbaa ve Niksar) ise çeşitli araştırmacılar tarafından incelenmiştir (Tatar vd., 1990; Tatar ve Park, 1992; Barka vd., 2000). Bu iki çek-ayır baseni bazen iki farklı bazen de tek bir basenmiş gibi değerlendirilmiştir (Şekil 2).



Şekil 2. Çalışma alanı ve yakın çevresi jeoloji ve tektonik haritası.

1900'lü yıllarda Erbaa ve yakın civarında çok sayıda deprem olmuştur. Erbaa, Türkiye 1.derece deprem bölgesinde yer almaktadır (<http://www.deprem.gov.tr/indexen.html>). Geçmiş depremler dikkate alındığında, Erbaa KAFZ içerisinde bulunan önemli bir deprem bölgesinde yer almaktadır. 1942 Niksar-Erbaa depremi Erbaa bölgesi için çok yıkıcı olmuş, bu deprem dolayısıyla şehir merkezinin yeri güneye doğru kaydırılmıştır. 1942 yılından beri hiçbir sismik aktivite olmaması dolayısıyla, Erbaa ve yakın çevresi için de deprem tehlikesinin mevcut olduğu söylenebilir.

1.3. Çalışma Alanı Zemin Koşulları

Alüvyon, çalışma alanının büyük bir kısmını örtmektedir (Şekil 2). Alüvyon kalınlığı inceleme alanının kuzeyine (Kelkit nehrine) doğru artmaktadır. Çalışma alanındaki alüvyon çakıllı, kumlu, siltli ve killi malzemelerden oluşmaktadır. Çakıl boyutları genellikle 2-5cm arasında değişmektedir. Çakıllar gri renkli, yuvarlak ve iyi derecelenmiştir. Kumlu birimlerin yoğunlukları nehre doğru azalmaktadır. Killi seviyeler, koyu yeşil-açık kahverenkli ve orta-yüksek plastiktir. Alüvyondaki su seviyesi, Erbaa'nın kuzeyine özellikle de Kelkit nehrine doğru sığlaşmaktadır. Bu çalışma kapsamında toplam 104 sondaj kuyusuna ait verileri değerlendirmek mümkün olmuştur. Erbaa yerleşim alanında 21 rezistivite, 20 sismik kırılma, 3 downhole kuyu içi sismik, 10 uphole kuyu içi sismik, ve 517 mikrotremör, 6 MASW-REMI ölçümü yapılmıştır.

2. SIVILAŞMA VE ETKİLERİ

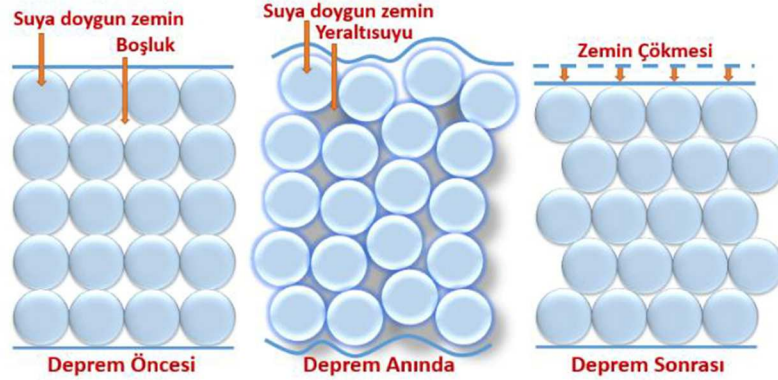
Sıvılaşma, doymuş ve kohezyonsuz zeminlerde artan boşluk suyu basınçları ve dolayısıyla dinamik yükleme nedeniyle azalan efektif gerilmeler nedeniyle mukavemet kaybının gerçekleştiği bir olaydır. Sıvılaşma, döngüsel yükleme veya sarsıntı nedeniyle zeminde boşluk suyu basıncının oluşması ile meydana gelmektedir. Ortaya çıkan zemin ve su karışımı bir sıvı gibi davranır ve zemin yük taşıma özelliğini kaybeder. Zemin sıvılaşması esnasında gerçekleşen mekanizmanın adımlarını sıralayacak olursak:

Aşırı Boşluk Suyu Basıncı: Toprak tanecikleri birbirleriyle temasını kaybettikçe topraktaki su yükselerek boşlukları doldurur. Bu, boşluk suyu basıncının artmasına neden olarak zeminin mukavemetini ve sertliğini daha da azaltır.

Kesme Gerilmesi: Bir deprem sırasında, zemin ileri geri kayarken kayma gerilmesi yaşar. Gerinim çok büyükse, toprak parçacıkları birbirleriyle temasını kaybederek sıvı gibi davranmalarına neden olur.

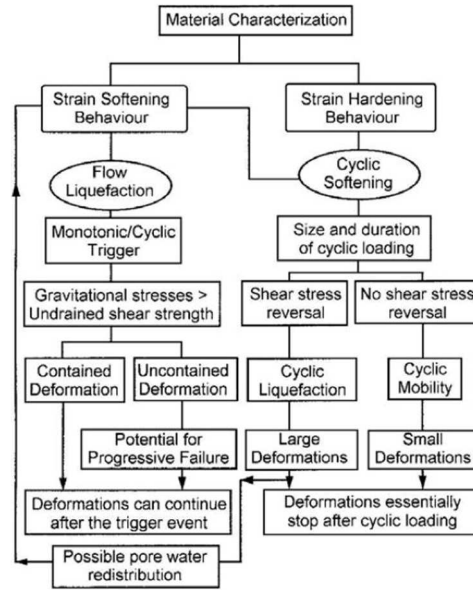
Sıvılaştırılmış Durum: Zemin sıvı hale geldiğinde, kesme dayanımı büyük ölçüde azalır ve artık yapıları veya diğer yükleri taşıyamaz.

Zemin sıvılaşması, depremlerin etkisi ile görülebileceği gibi yapay titreşimlerden de meydana gelebilir. Örneğin, çakma kazıkların çakımı sırasında oluşan titreşimler ve yakın açık maden işletmelerinde yapılan üretim/dekapaj patlatmaları bu yapay titreşimlere örnek olarak verilebilir (Ulusay, 2000). Şekil 3'de deprem öncesi, deprem sırasında ve deprem sonrasında zeminde meydana gelen sıvılaşmaya bağlı deformasyon aşamaları görülmektedir. Sıvılaşma, zeminin mukavemetini ve sertliğini kaybederek katı yerine sıvı gibi davranmasına neden olan bir süreçtir (Şekil 3) (Kumar, 2020).



Şekil 3. Deprem öncesi, deprem sırasında ve deprem sonrasında zeminde meydana gelen sıvılaşmaya bağlı deformasyon aşamaları (Soyaslan, 2022).

Sıvılaşmanın gerçekleşmesi için, mevcut olması gereken birkaç gerekli koşul vardır. İlk olarak, zemin suya doyurulmalıdır, yani yeraltı suyu seviyesi yükselerek zemin suya doymuş duruma geçmelidir. İkinci olarak, zemin birbirine güçlü bir şekilde bağlanmamış sıkıştırılmış parçacıklardan oluşmalıdır. Son olarak, sismik aktivite veya yoğun yağış gibi, zemine etki eden bir tür dış kuvvet olmalıdır. Bu koşullar genellikle ince kumlu ve siltli zemin türünün hâkim olduğu kıyı, nehir ve göl yakınlarında bulunabilir. Sıvılaşma riskini değerlendirmek, gerekli önlemleri alarak potansiyel hasarı azaltmak için tüm koşulların belirlenmesi gerekmektedir (Şekil 4).



Şekil 4. Sıvılaşma ve etkilerinin değerlendirilmesi akış diyagramı (Robertson, 1994'den alınmıştır).

Sıvılaşma meydana geldiğinde, zemin önemli hareketlere ve deformasyonlara maruz kalabilir. Bu, yerleşimi, yanal yayılmayı ve hatta yüzey dalgalarını içerebilir. Oturma, toprak mukavemetinin kaybı nedeniyle zemin çöktüğünde meydana gelir. Yanal yayılma, zemin yatay olarak hareket ettiğinde, binaların ve altyapının kaymasına veya çökmesine neden olduğunda meydana gelir. Yüzey dalgaları, zemin yüzeyinde hasarı daha da artırabilecek dalgalanmalar veya dalgalanmalar oluşturabilir. Bu yer hareketleri, yapısal hasara ve hatta çökmeye neden olabileceğinden özellikle binalar ve altyapı için tehlikeli olabilir (Özçelik, 2022).

Zemin sıvılaşması sonrasında oluşan deformasyonların en önemli nedenleri zemin yüzeyi oturmaları ve yanal zemin yer değiştirmeleridir. Bu deformasyonlar akma ve yayılma mekanizmasına bağlı olarak gelişmektedir (Şengöz, 2019).

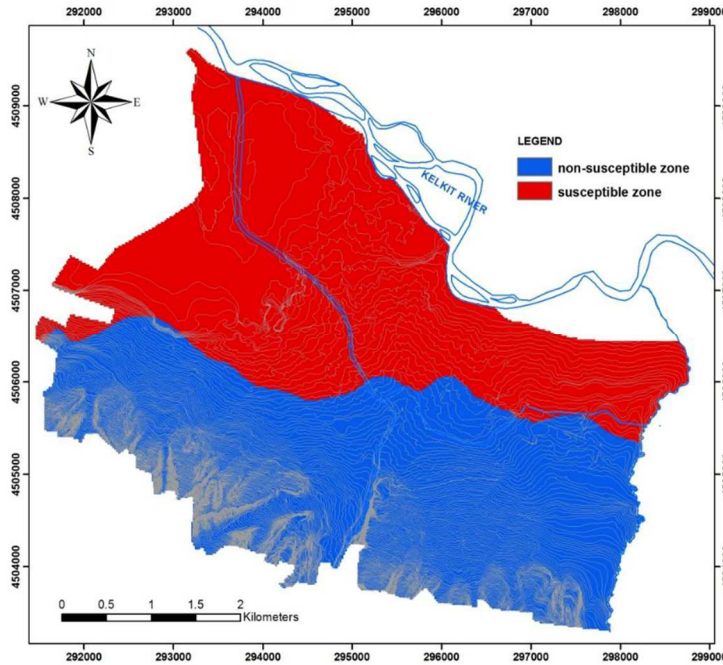
Sıvılaşma binalara, altyapıya ve doğal çevreye çok çeşitli zararlar verebilir. Binalarda temel çökmesi ve altyapıda, yollarda ve boru hatlarında kırılma, zarar görme veya çökme gibi sorunlara neden olabilir. Genel olarak sıvılaşmaya bağlı olarak, kum kaynaması, yanal yayılma ve taşıma gücü kaybı gibi örnekler rastlanmaktadır.

Kum Kaynaması: Zeminin içindeki boşluklarda bulunan kum ve suyun suyun basıncına bağlı olarak, yüzeye fırlatarak çıkması olarak bilinen bir sıvılaşma hasar tipidir (Özçelik, 2019). Çok ince kumlarda, sıvılaşan zeminin düşük geçirgenliği nedeniyle suyun çıkışı uzun bir süre devam ettiği gibi yeryüzüne ince zemin taneleri de yukarı çıkarak kum konilerini oluşturur.

Yanal Yayılma: Yanal yayılmalar, genellikle düşük eğime sahip (0.3° - 3°) yamaçlarda veya suya yakın düzlüklerde meydana gelir. Bu hasar tipi, alttaki zeminin sıvılaşması ve yüzeydeki sediman malzemenin yanal hareketini kapsar ve bu tür yapılar dolgu alanlarına, liman tesislerine, boru hatlarına, köprülere ve diğer yüzey temellerine zarar vererek bu alanların kullanımlarında kısıtlamalar oluşturur.

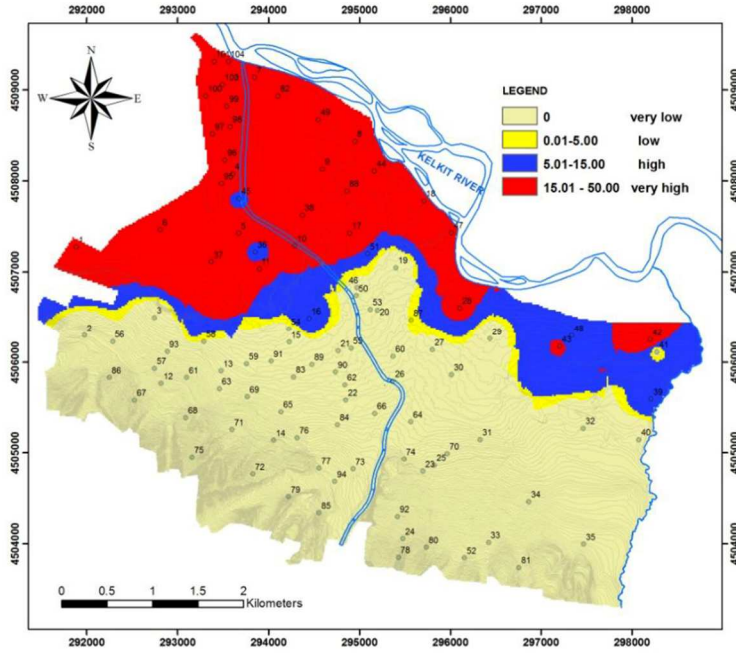
Taşıma Gücü Kaybı: Taşıma gücü kaybı, kısmi veya tam sıvılaşma sırasında oluşan gözenek suyu basıncının artması ve temel zeminin yumuşamasıyla ortaya çıkan mukavemet kaybı sonucu meydana gelir.

3. ERBAA ve SIVILAŞMA



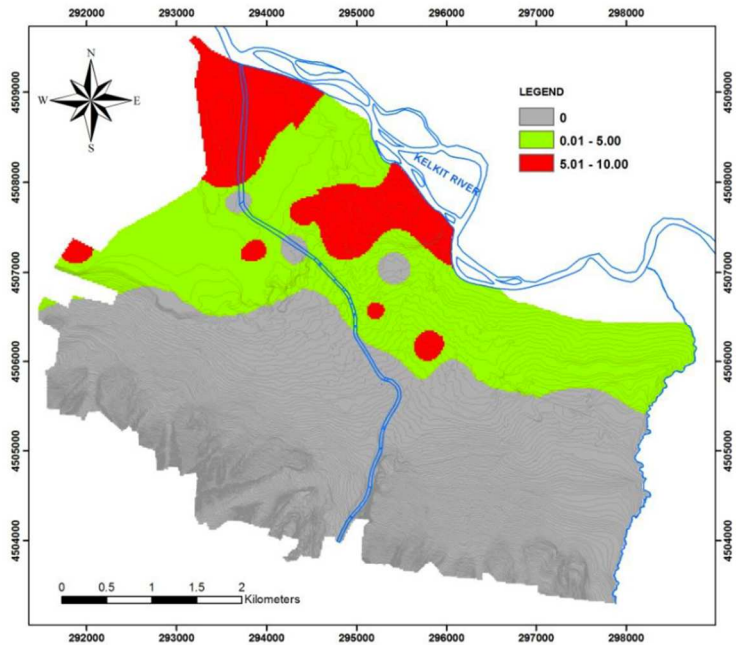
Şekil 5. İnceleme alanının sıvılaşmaya karşı duyarlılık haritası.

Erbaa'da sıvılaşma ve sıvılaşma sonrası etkilerin belirlenmesi için mevcut veriler kullanılarak sıvılaşma potansiyeli olan seviyeler değerlendirilmiştir (Akin ve Topal, 2008a; 2008b). Sıvılaşmaya yatkın seviyeler, başlangıç mekanizmaları ve sıvılaşma sonrası etkiler, Erbaa zeminlerinin sıvılaşmaya karşı duyarlılığı açısından belirlenmiştir. İnceleme alanındaki zeminlerin SPT-N, birim hacim ağırlık, ince tane oranı vb. gibi özellikleri ve yeraltı suyu derinlikleri dikkate alınarak sıvılaşmaya duyarlı zeminler, Boulanger ve Idriss (2005) ve Bray ve Sancio (2006) metodları kullanılarak değerlendirilmiştir. Buna göre, Erbaa'daki sıvılaşma olasılığı olan seviyeler her bir sondaj kuyusu bazında incelenmiştir. İnceleme alanı için elde edilen sıvılaşmaya karşı duyarlılık haritası Şekil 5'de sunulmuştur.



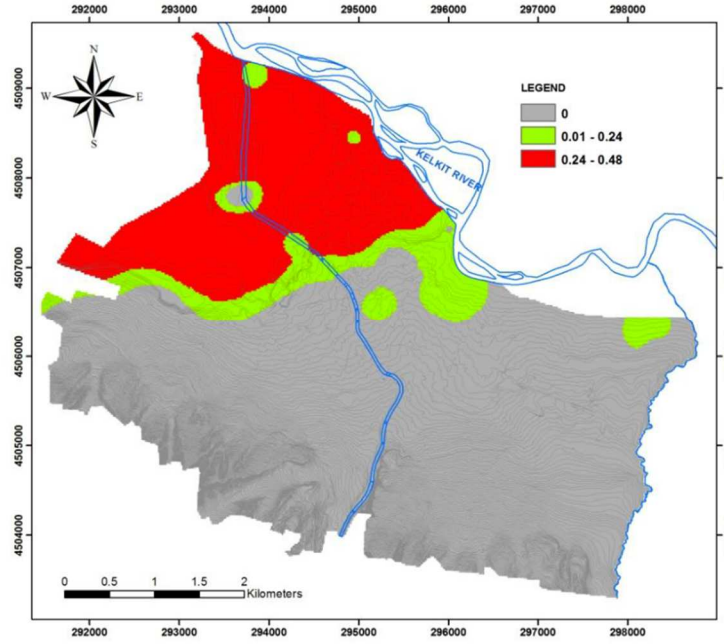
Şekil 6. İnceleme alanının Iwasaki vd. (1982) LPI göre hazırlanmış sıvılaşma potansiyeli haritası.

Erbaa zeminlerinin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi için Iwasaki vd. (1982) tarafından önerilen yöntem kullanılmıştır. İlk olarak, Idriss ve Boulanger (2008) metodu ile her bir sondaj kuyusundaki sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı (FS) belirlenmiştir. Diğer bir deyişle, sıvılaşma analizlerinde tüm inceleme alanı için tek bir ivme değeri yerine her bir sondaja ve/veya kareyaj sistemine özel yatay ivme değerleri göz önünde bulundurulmuştur. Analizlerde en büyük olası deprem büyüklüğü olarak 7.2 alınmıştır. Sonuç olarak, sıvılaşma potansiyeli indeksi (LPI) değerleri Iwasaki vd. (1982) yöntemi ile hesaplanmıştır. İnceleme alanının elde edilen sonuçlara göre hazırlanmış sıvılaşma potansiyeli haritaları Şekil 6'da gösterilmektedir.



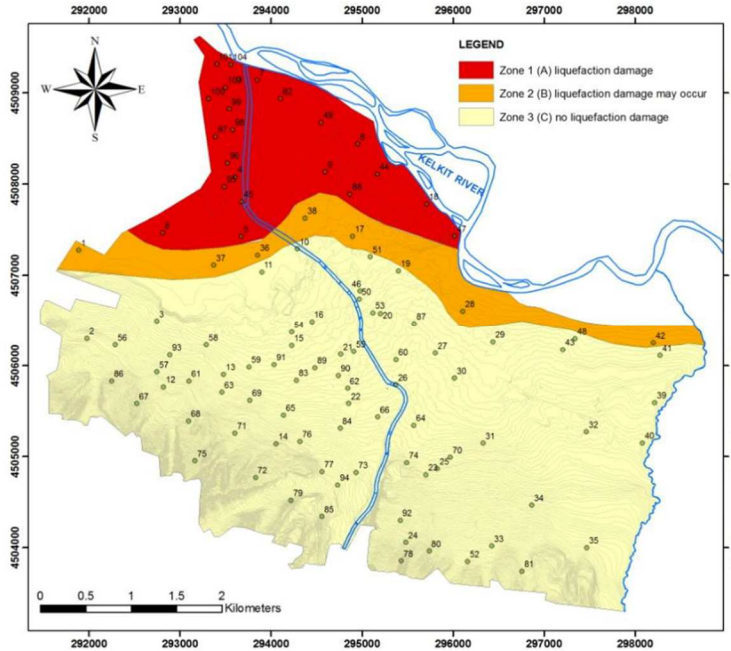
Şekil 7. Çalışma alanındaki Youd vd. (2002) metodu kullanılarak bulunan yanıl yayılma değerleri (değerler m cinsinden).

Sıvılaşmanın neden olduğu yanıl yayılma nedeniyle kalıcı yanıl zemin deformasyonu depremler sırasında yapılara ve yaşam hatlarına büyük zarar verebilecek potansiyele sahip kaynaklardır. Yanıl yayılma, düşük eğime sahip zeminlerde önemli kalıcı deformasyonlara yol açabilmektedir. Buna bağlı olarak çalışma alanı için Youd vd. (2002) metodu dikkate alınarak sıvılaşmaya bağlı yanıl yayılma miktarları tespit edilerek bunlar GIS ortamında haritalanmıştır (Şekil 7).



Şekil 8. Çalışma alanındaki Tokimatsu ve Seed (1984) metodu kullanılarak bulunan sıvılaşma sonrası oturma değerleri (değerler m cinsinden).

Ayrıca çalışma alanı için Tokimatsu ve Seed (1984) metodu kullanılarak bulunan sıvılaşma sonrası oturma değerleri tespit edilerek bunlar GIS ortamında haritalanmıştır (Şekil 8).



Şekil 9. Çalışma alanındaki sıvılaşma sonrası Sonmez vd. (2008)'ne göre oluşturulan yüzey deformasyonu haritası.

Ayrıca çalışma alanındaki sıvılaşma sonrası Sonmez vd. (2008)'ne göre oluşturulan yüzey deformasyon haritası da hazırlanmıştır (Şekil 9). İnceleme alanının kuzeybatısında Kelkit Nehri boyunca yayılım gösteren gevşek ve sığ yeraltısuyu seviyesine sahip alüvyon birimi için (kırmızı bölge) yüksek sıvılaşma potansiyeli olduğunu göstermektedir.

Erbaa için sıvılaşma sonrası etkileri içeren nihai sıvılaşma kaynaklı deformasyon haritasının önerilmesi amaçlanmış ve bu nedenle yanal yayılma ve düşey yerleşim haritalarında her sınıfa farklı olası ağırlıklar AHP'ye bağlı olarak atanmıştır (Çizelge 1).

Çizelge 1. Çalışma alanı için her katmanın sınıflarına atanan ağırlıklar.

Yanal yayılma	10 20 30 40 50	Hiç yok, Orta Yüksek
Düşey oturma	90 80 70 60 50	Hiç yok Orta Yüksek

4. SONUÇLAR

Sıvılaşma kaynaklı işlemler için üretilen deformasyon haritası, üretilen haritaların farklı ağırlıklarına göre değerlendirilmiştir. Farklı ağırlıklara sahip haritaların oldukça benzer sonuçlar ortaya çıkardığı tespit edilmiştir. Bu nedenle bir final sıvılaşma kaynaklı zemin deformasyon haritası %50 ağırlık değerlerine dayalı olarak sunulmuştur.

5. KAYNAKLAR

- Akın, M., Topal, T., 2008. Assessment of SPT-based Liquefaction of Erbaa (Tokat), Turkey. 6th Int. Conference on Case Histories In Geotechnical Engineering, 12-16 august 2008, Arlington-Va, US
- Akın, M., Kramer, S.L., Topal, T., 2009. Comparison of Measured And Estimated Shear Wave Velocities in A Seismically Active Area (Erbaa, Turkey). Fifth International Conference on "Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering And Soil Dynamics, San Diego, California.
- Barka, A., 1984. Kuzey Anadolu Fay Zonudaki Bazi Neojen-Kuvanternen Havzalarının Jeolojisi ve Tektonik Evrimi. Ketin Simpozyumu, 209-227.
- Barka, A., Hancock, P.L., 1984. Neotectonic deformation patterns in the convex-northwards arc of the North Anatolian fault zone. In: Dixon, J.E., Robertson, A.H.F. (Eds.), The Geological Evolution of the Eastern Mediterranean. Geol. Soc. London, Spec. Publ. 17, 763-774.
- Barka, A.A., Akyüz, S.H., Cohen, H.A., Watchorn, F., 2000. Tectonic evolution of the Nıksar and Taşova-Erbaa pull-apart basins, North Anatolian Fault Zone: their significance for the motion of the Anatolian block. Tectonophysics, 322, 243-264.
- Çıkaıblıkçi, P., 2019. Depremler sırasında zeminlerin sıvılaşması ve sonrasında meydana gelen deplasmanların belirlenmesi. Kayseri: Erciyes Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği AD., Yüksek Lisans Tezi.
- Tatar, O., Park, R.G., 1992. Neotectonic extensional and contractional strains within Pliocene basin deposits near the NW margin of the Nıksar pull-apart basin, Turkey (abstr.). In: Int. Workshop: Work in Progress on the Geology of Turkey, 9-10 April, Keele University, 65-66.

DSİ Genel Müdürlüğü Tarafından Hazırlanan ve Değerlendirilen Sismik Tehlike Analizlerinin Mekansal Dağılımı ve Jeostatistiksel Analizi

Spatial Distribution and Geostatistical Analysis of Seismic Hazard Analyses Evaluated by the General Directorate of State Hydraulic Works

Mustafa GENÇ^{1,*}, Görkem BAŞER¹

¹ Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü
(* mstafagnc@gmail.com)

ÖZ: Baraj ve gölet gibi su yapılarında karşılaşılan sorunların başında sismik aktivite gelmektedir. Sismik tehlike, zemin hareketi veya deprem büyüklüğüne ilişkin bir parametrenin inşaat sahasındaki değerinin, öngörülen süre içinde belirli bir düzeyi aşma olasılığı olarak tanımlanmaktadır. Bu çalışmada, Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü (DSİ) tarafından hazırlanan ve değerlendirilen sismik tehlike analizi sonuçlarının; yapı, konum ve türlerine bağlı olarak jeostatistiksel ve mekânsal analizleri Coğrafi Bilgi Sistemleri (CBS) kullanılarak irdelenmiştir. Analizlerde 2011-2023 yılları arasında baraj, gölet vb. su yapılarının DSİ tarafından hazırlanan ve değerlendirilen sismik tehlike analizi verileri kullanılmıştır. İstatistik ve veri bilimi alanındaki bilgisayar yazılımlarının gelişmesine bağlı olarak ortaya atılan yöntemler, veri görselleştirme teknikleri yardımıyla gerçekçi yorumların elde edilmesini sağlayabilmektedir. Bu çalışmada CBS ve jeostatistiğin mekânsal analizlerde karar vericilere sunduğu olanaklar değerlendirilmiştir. Öncelikle sismik tehlike analizi verileri her bir geri dönüşüm periyodu için konumsal olarak irdelenmiş, sonrasında enterpolasyon yöntemleri ile değerlendirilerek elde edilen sonuçlar tartışılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Sismik Tehlike Analizi, CBS, Mekânsal Analiz, Jeostatistik

ABSTRACT: *Seismic activity is a challenge that may be encountered in hydraulic structures. Seismic hazard is defined as a parameter that probability of exceeding a certain level within a foreseen time related to ground movement or earthquake magnitude at the construction site. In this study, seismic hazard parameters obtained by the General Directorate of State Hydraulic Works (DSI) years between 2011 and 2023 were examined in the sense of geostatistical and spatial analysis depending on the location and types, were investigated using Geographic Information Systems (GIS). Developments of softwares in the field of statistics and data science can provide realistic interpretations with the help of data visualization techniques. In this study, the opportunities offered by GIS and geostatistic methods to decision makers in spatial analysis were evaluated. Seismic hazard parameters were examined spatially for each return period, and then discussions were made on interpolated results.*

Keywords: *Seismic Hazard Analysis, GIS, Spatial Analysis, Geostatistics*

1. GİRİŞ

Dünyada olduğu gibi Ülkemizde de depremler çok sayıda can ve mal kaybına neden olmaktadır. Türkiye dünyanın en aktif deprem kuşaklarından biri olan Alp-Himalaya deprem kuşağı üzerinde bulunmakta olup, yüzölçümünün %42'si yüksek tehlike seviyesi bulunan bölgelerde yer almaktadır. Deprem etkilerinden zararsız ya da az zararlı kurtulma çalışmalarında ilk adım inşaat sahasının deprem tehlikesi bakımından değerlendirilmesi, ikinci adım ise yapıların bu değerlendirmenin gerektirdiği biçimde depreme dayanıklı bir şekilde projelendirilmesi ve inşa edilmesidir. Bu nedenle büyük mühendislik yapılarının depremler karşısında yıkılmadan ayakta kalması için güncel yöntemlerle ve ekonomik olarak projelendirilmesi önem arz etmektedir.

Karmaşık problemleri anlamak ve problemlerin çözümüne yönelik karar verebilmek için mekânsal dağılımları incelemek pek çok farklı disiplinde (sağlık, çevre, yerbilimleri, ormancılık, ulaştırma vd.) ana sorulardan biri haline gelmiştir. Coğrafi Bilgi Sistemi (CBS) yazılımlarının çeşitliliği, fiyatlarının alternatif sistemlere göre uygunluğu ve geliştirilen basit arayüzler sayesinde mekansal analizler pek çok disiplinde ve disiplinler arası çalışmada sıklıkla kullanılmaktadır. Jeostatistiksel yöntemler sayesinde birçok unsurun mekânsal düzeni istatistiksel yöntemler ile analiz edilebilmektedir. Jeostatistik yöntemler son yıllarda Coğrafi Bilgi Sistemleri teknolojilerindeki gelişme nedeniyle yaygınlaşmıştır (Tağıl, 2013). Jeo-istatistik yöntemler faylar ve depremler arasındaki ilişkinin incelenmesinde de kullanılmaktadır. Bu çalışmada; Ters Mesafe Ağırlıklı Enterpolasyon Yöntemi (Inverse Distance Weighting-IDW) ve Kriging Enterpolasyon Yöntemi kullanılmıştır. IDW yönteminde; örneklenemeyen her bir nokta için mesafe artışına göre hücre değerlerinin belirlenmesi sağlanır. Kriging yönteminde ise; her bir nokta için bir varyans değeri hesap edilmiştir. Bu da, modellerin güvenilirliği açısından oldukça önemli bir unsurdur. Bu modeller oluşturularak tahminlerin yapılmasındaki amaç; sismik tehlike analizi verilerinde eksik verileri tamamlayarak veri eksikliğini gidermektir.

Ülkemizin su kaynaklarının yönetiminden ve geliştirilmesinden sorumlu olan Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü geçmişinden günümüze kadar üstlenmiş olduğu görevleri başarı ile tamamlamış ve insanımızın hizmetine sunarak kalkınmamıza ve refah düzeyimizin artmasına büyük katkı sağlamış ve sağlamaya devam etmektedir.

Bu çalışmada Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü Jeoteknik Hizmetler Dairesi Başkanlığı tarafından 2011-2023 yılları arasında hazırlanan ve onaylanan sismik tehlike analizi raporları kullanılmıştır. Veri kataloğu, her bir analize ait enlem, boylam, yıl, magnitüd, derinlik ve analizlerde kullanılan her bir geri dönüşüm periyoduna karşılık hesaplanan olası yer ivme değerlerinden oluşmaktadır. Verilerin CBS kapsamında analiz edilebilmesi için öncelikle enlem ve boylam koordinat verileri kullanılarak nokta veriye dönüştürülmüş, ardından analizi yapılan baraj, gölet vb. su yapılarının jeostatistiksel değerlendirmesi yapılmıştır. Analizlerde MTA tarafından yenilenen Türkiye Diri Fay haritası ve Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi'nin 1900-2023 yılları arası deprem kataloğu ($M_w \geq 4$) kullanılmıştır. Elde edilen veriler, ARCGISPRO yazılımı kullanılarak işlenmiştir.

2. MATERYAL ve YÖNTEM

2.1. Sismik Tehlike Analizi

Sismik tehlike, depremden kaynaklanan yer hareketinin belli bir yerde ve belli bir zaman periyodu içerisinde belirlenmesi olarak tanımlanır ve deprem nedeni ile hasar, mal ve can kaybı ihtimali olarak tanımlanan, deprem riski kavramının önemli bir ögesi oluşturur. Sismik tehlike analizi, belirli bir sahadaki yer sarsıntısı tehlikesinin nicel olarak hesaplanmasıdır. Sismik tehlikeler, deterministik (tanımsal) yöntemle veya depremin büyüklüğü, yeri ve oluş zamanıyla ilgili belirsizliklerin açık bir şekilde göz önüne alındığı probabilistik (olasılıksal) yöntemle analiz edilebilir (Öztürk, 2013).

2.1.1. Deterministik Yöntem:

Deterministik sismik tehlike hesabının amacı, ele alınan sahadaki sismik tehlikede belirgin rol oynayan kaynağa bağlı en kritik mümkün depremin göz önüne alınmasıdır. Bu deprem ile hesaplanan yer hareketi parametreleri (maksimum yer hareketi genliği, spektral ordinatlar) tasarım yer hareketlerini temsil eder. Deterministik sismik tehlike hesabı en kritik kaynaktan (nokta, alan, çizgisel kaynak) meydana gelebilecek en büyük deprem magnitüdü ve sahanın bu kaynağa göre en yakın konumunu kaynak-saha mesafesi cinsinden ifade ederek, baraj ve ilgili yapıların tasarımda belirleyici olan olayı tanımlamaktadır. Sonuç olarak oluşabilecek en büyük depremin baraj üzerinde meydana getireceği en yüksek yatay yer ivmesi hesaplanır.

2.1.2. Olasılıksal (Probabilistik) Yöntem:

Olasılıksal Sismik Tehlike Analizinde, belirli bir zaman diliminde, inceleme alanında yer hareketlerinin olasılığı değerlendirilmektedir. Olasılıksal hesap; proje sahası baz alınarak yarıçapı yaklaşık 100 km olan dairesel alanda meydana gelmiş depremlerden, lokasyon ve tektonik yapı göz önünde bulundurularak oluşturulan kaynakların (çizgisel, alan, arkaplan vb.) çeşitli istatistiksel yöntemlerle belirli parametreleri hesaplanarak yapılır. Hesaplamalarda yarıçapı 100 km'lik alan içerisinde kalan Moment Magnitüd ($M_w \geq 4$) depremleri kullanılır.

2.2. Mekânsal Analiz ve Jeostatistik

Coğrafi Bilgi Sistemleri (CBS), 1960'lı yıllardan beri otomatik harita yapımı ve mekânsal verilerin yönetimi için kullanılmaktadır. Bu sınırlı kullanım, verileri depolama, saklama ve sunma yöntemlerinin gelişmesi doğrultusunda arttırılmıştır ve veri altyapısının oluşturulması işlemi tamamlanmıştır. Mekânsal analizlerin gelişmesi 1990'lı yıllarda hız kazanmıştır. Goodchild (1991) tarafından yapılan tanıma göre mekânsal analiz ve CBS arasındaki ilişki entegre, sıkıca bağlı ve ilişkilendirilmiş olarak ele alınabilir. Günümüzde ise karmaşık olmayan analizler için CBS yazılımlarında pek çok mekânsal analiz yöntemi entegre edilmiş olarak bulunmaktadır. Jeostatistik yöntemleri de mekânsal analiz çerçevesinde ele almak gereklidir. Jeostatistiksel yöntemler sayesinde birçok unsurun mekânsal düzeni istatistiksel yöntemler ile analiz edilebilmektedir. Jeo-istatistik yöntemler son yıllarda CBS teknolojilerindeki gelişme nedeniyle yaygınlaşmıştır. Mekânsal istatistiklerden nokta paterninin gösterildiği analizler ekoloji, epidemiyoloji, orman, sismoloji gibi birçok unsurun nokta dağılımının gösterilmesinde kullanılmaktadır. Deprem episantrları X-Y koordinat çiftinden oluştuğundan nokta dağılımının gösterilmesine uygun verilerdir. Jeostatistik yöntemler faylar ve depremler arasındaki ilişkinin incelenmesinde de kullanılmaktadır (Sertel vd., 2017). Özellikle deprem episantrlarının zamansal ve mekânsal kümelemesinin ortaya konması verinin anlamlandırılmasında çok başarılı bir yaklaşımdır.

2.2.1 Ters Mesafe ağırlıklı Enterpolasyon Yöntemi (Inverse Distance Weighting - IDW)

Bilinen örnek noktalara ait değerlerin yardımıyla örneklenmeyen noktalara ait hücre değerlerinin belirlenmesi için kullanılan bir enterpolasyon tekniğidir. İlgili hücreden uzaklaşan çeşitli noktalar gözetilerek ve mesafedeki artışa bağlı olarak hücre değeri hesap edilir. Tahmin edilen değerler, komşu civardaki noktaların uzaklığı ve büyüklüğünün bir fonksiyonu olup, mesafenin artması ile tahmini yapılacak hücre üzerindeki önem ve etki azalır (Taylan, 2016).

2.2.2. Kriging Enterpolasyon Yöntemi

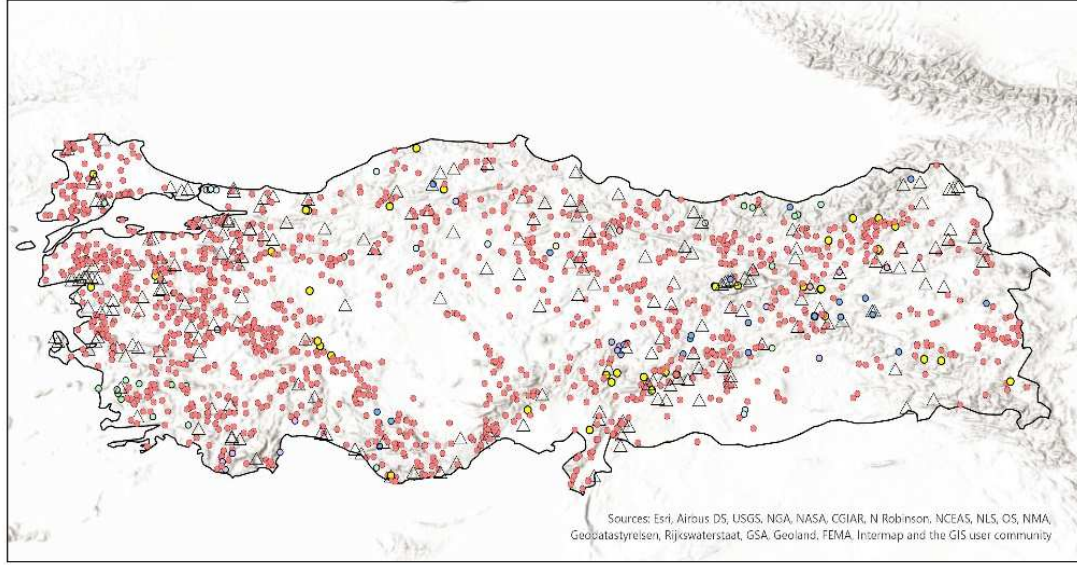
Kriging enterpolasyon yöntemi, bilinen yakın noktalardan alınan verileri kullanarak, diğer noktalardaki verilerin optimum değerlerini kestiren bir enterpolasyon metodudur. Kriging enterpolasyon, yarıvariogram yapısal özellikleri kullanılarak örneklenmemiş noktalardaki konumsal değişikliklerin yansız tahmininin optimal şekilde yapıldığı bir tekniktir (Taylan, 2016).

2.3. Veri Kataloğu ve Veri İşleme

Bu çalışmada Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü Jeoteknik Hizmetler Dairesi Jeofizik Etütler Şubesi tarafından arşivlenip veri tabanı tutulan sismik tehlike analizi raporları kullanılmıştır. Veri kataloğunda her bir analize ait hesaplanan geri dönüşüm periyot değerleri (1000, 5000, 2475, 975, 475, 144 yıl), su yapılarının aktif faylara uzaklıkları, su yapılarının tipi ve analizlerde kullanılan aktif fay isimleri yer almaktadır. Analiz hesaplarında $M_w \geq 4$ olan deprem verileri kullanılmıştır. Veriler Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi web sayfasındaki deprem kataloğundan elde edilmiştir. Veri kataloğu, her bir depreme ait enlem, boylam, tarih, magnitüd ve derinlik verilerinden oluşmaktadır. Verilerin CBS

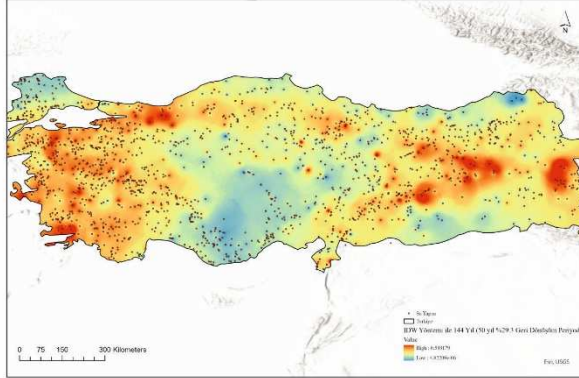
Analizlerde kullanılan deprem kataloğu Şekil 2'de verilmiştir. 1900'lü yıllardan günümüze gelişen deprem kayıtları ağı artışı yıllara göre oluşan deprem sayısı artışında önemli etkindir. Ülke sınırları içerisinde kaydedilen depremlerin büyük bir bölümü sığ depremlerdir.

2011-2023 Yılları arasında DSİ tarafından onaylanan ve hazırlanan raporlar çalışmanın amacına uygun olarak derlenmiş, veri tekrarları ve hatalı veriler düzenlenerek 1686 adet veri jeoistatistiksel değerlendirilmiştir.

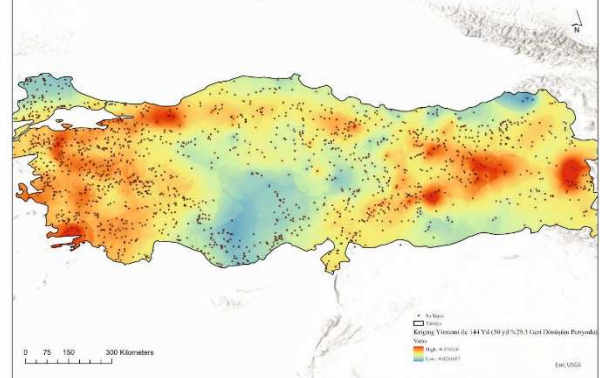


Şekil 3. Su yapısı tipine göre mekânsal dağılım

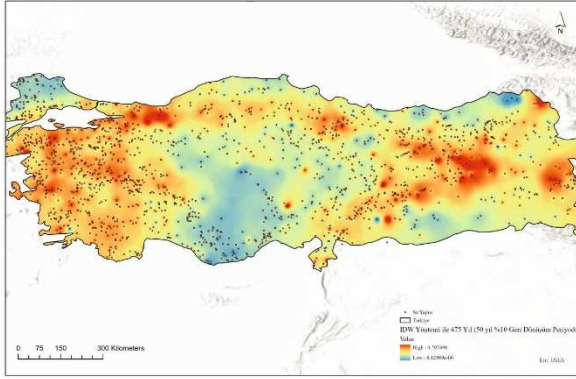
Raporlarda incelenen su yapısı tipine göre mekânsal dağılım Şekil 3'te yer almaktadır. 1668 adet su yapısının 1340'ı gölet, 227'si baraj, geriye kalanlar HES ve regülatör gibi su yapılarıdır. Analizleri yapılan su yapılarının diri faylara uzaklık mekânsal dağılımı ise Şekil 4'te yer almaktadır. 406 adet su yapısı diri faylara 0-5 km mesafede yer alırken 334 su yapısı 5-11 km mesafededir. Diri faylara en uzak su yapısı 193 km mesafede olup ortalama faylara uzaklık yaklaşık 23 km'dir.



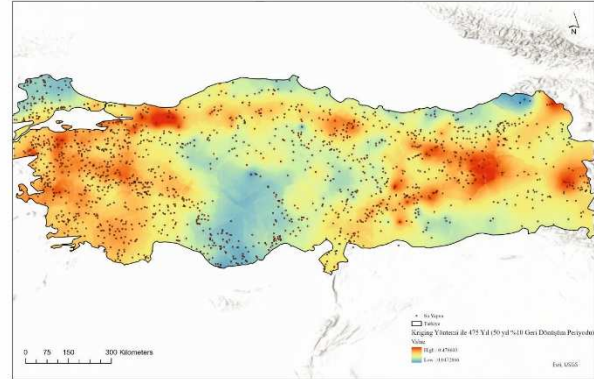
144 yıl Geri Dönüşüm Periyodu (50 yıl %29.3 Aşılma Olasılığı)
IDW Yöntemi Enterpolasyonu



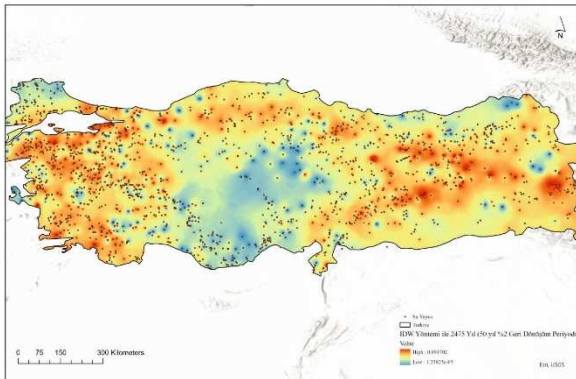
144 yıl Geri Dönüşüm Periyodu (50 yıl %29.3 Aşılma Olasılığı)
Kriging Yöntemi Enterpolasyonu



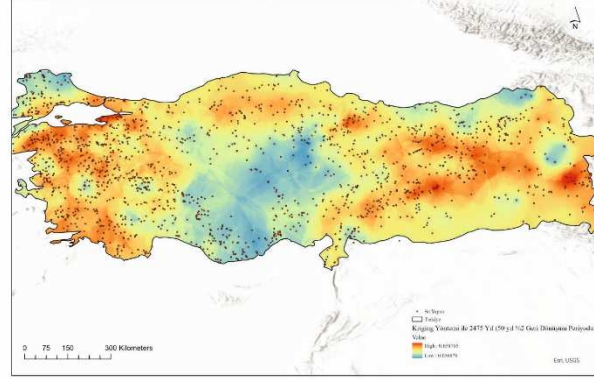
475 yıl Geri Dönüşüm Periyodu (50 yıl %10 Aşılma Olasılığı)
IDW Yöntemi Enterpolasyonu



475 yıl Geri Dönüşüm Periyodu (50 yıl %10 Aşılma Olasılığı)
Kriging Yöntemi Enterpolasyonu



2475 yıl Geri Dönüşüm Periyodu (50 yıl %2 Aşılma Olasılığı)
IDW Yöntemi Enterpolasyonu



2475 yıl Geri Dönüşüm Periyodu (50 yıl %2 Aşılma Olasılığı)
Kriging Yöntemi Enterpolasyonu

Şekil 5. IDW ve Kriging Yöntemleri ile olasılıksal sismik tehlike analizi tahmini.

144 yıl, 475 yıl, 2475 yıl geri dönüşüm periyotları için hesaplanan olasılıksal değerler kullanılarak hazırlanan enterpolasyon haritaları oluşturulmuş her iki yöntemde de benzer sonuçlar elde edilmesine rağmen IDW yönteminin gerçeğe en yakın sonuç verdiği görülmüştür.

4. SONUÇLAR

Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü tarafından planlanan ve inşa edilen su yapılarına ait sismik tehlike analizlerinin CBS tabanlı konumsal analizlerinin yapılmasının amaçlandığı bu çalışmada Jeoteknik Hizmetler Dairesi tarafından veri tabanı tutulan 2011-2023 yılları arasındaki raporlar incelenmiş, konumsal ve mekansal istatistikleri irdelenmiştir. Analizlerde kullanılan deprem kataloğu Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi'nden, diri fay verileri Maden Tetkik Arama Genel Müdürlüğü'nden temin edilmiştir. 144 yıl, 475 yıl ve 2475 yıl geri dönüşüm periyotlarına ait olasılıksal sonuçlar IDW ve Kriging yöntemleri ile tahmin haritaları oluşturulmuştur. Elde edilen sonuçlar ve hazırlanan tahmin sonuçları karşılaştırıldığında IDW yönteminin gerçeğe daha yakın sonuç verdiği görülmüştür. Enterpolasyon yöntemleriyle hazırlanan tahmin haritalarının sadece olasılıksal sonuç verisi ile hazırlandığı unutulmamalıdır. Araştırmalar sonucunda CBS, jeostatistik, mekansal analiz yardımı ile karmaşık ilişkilerin belirlenebileceğini ve sunulabileceğini ortaya koymaktadır. Elde edilen sonuçlar karar vericilere mekansal analizlerin doğruluğu, kullanılan modellerin etkileri ve zamana ve mekâna bağlı değişim hakkında bilgiler sunmaktadır. Hızlı, güvenilir ve anlaşılabilir (ölçülebilir) kararları destekleyebilmek için mekansal analiz, jeostatistik ve CBS ortak olarak kullanılmalıdır.

5. KAYNAKLAR

- Tağıl, Ş., ve Alevkayalı, Ç., 2013. Ege Bölgesinde Depremlerin Mekansal Dağılımı: Jeostatistiksel Yaklaşım. Uluslararası Sosyal Araştırmalar Dergisi, 6(28), 370-379.
- Öztürk, S., 2013. Deprem Tehlike Analizi (Deprem Riski, Deprem Tehlike Çalışmaları ve Deprem Tahmini), Jeofizik Mühendisliği Eğitimi Sertifika Programı, 5-11 s.
- Goodchild, M.F., 1991. Progress on GIS research agenda, in Proceedings of the second European Conference on Geographical Information Systems, Harts, J., Ottens, H.F.L. and Sholten, H.J. (Eds.), EGIS Foundation, Utrecht, Netherlands, pp.342-350.
- Sertel, E., Demirel, H., ve Kaya, S., 2017. Mekansal Analiz için Jeostatistik Yaklaşım Tufuab 4. Teknik Sempozyumu.
- Taylan, D. E., 2016. Isparta Bölgesi Yağız Değerlerinin IDW ve Kriging Enterpolasyon Yöntemleri ile Tahmini. İMO Teknik Dergisi 7551-7559 yazı 459.

Kozaklı Jeotermal Alanında Meydana Gelen Obrukların Jeotermal Suların Sürdürülebilir Kullanımına ve Çevreye Etkileri, Nevşehir, Türkiye

The effects of Obruks Occurring in the Kozaklı Geothermal Field on the Sustainable Use of Geothermal Waters and the Environment, Nevşehir, Türkiye

Mustafa AFŞİN^{1,*}, Halil BÖLÜK², Murat KAVURMACI¹, Mutluhan AKIN³

¹ Aksaray Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Kampüs, Aksaray

² Zonguldak Bülent Ecevit Üniversitesi Çaycuma MYO Madencilik ve Maden Çıkarma Bölümü, Zonguldak

³ Nevşehir Hacıbektas Veli Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Nevşehir
(* mustafaafsin@aksaray.edu.tr)

ÖZ: Bu çalışmanın amacı, Kozaklı jeotermal alanındaki (KJA) obrukların oluşum nedenlerini, jeotermal suların kullanımına ve çevreye etkilerini kısaca değerlendirmektir. KJA'daki jeotermal suların asıl akiferi Paleozoyik yaşlı mermerler, ikincil akiferi Eosen yaşlı kireçtaşlarıdır. KJA'daki CO₂'ce zengin ve kısmen H₂S içeren jeotermal suların sıcaklıkları 45-96°C, pH'sı 6.22-6.61 arasında olup, genel su tipi Na-Ca-Cl-SO₄/HCO₃'tür. Bu sular fizik tedavi, konut ısıtmacılığı ve seracılıkta kullanılmaktadır. KJA'da jeotermal suların yüzeye çıkışlarına yol açan KB-GD, KD-GB ve D-B yönlü fayların kesişme noktalarında 2007 ve 2018 yıllarında iki obruk oluşmuştur. Bunların oluşum nedenleri hidrojeoloji, su kimyası, izotop ve çok kanallı rezistivite çalışmaları ile incelenmiştir. Buna göre, obrukların oluşumunu doğal olarak, tektonizma, karbonatlı kayalarda yüzeyde epijenik, derinlerde hipojenik karstlaşma ile karışım korozyonu; insanî ise aşırı su çekimi, reenjeksiyon ve kazı çalışmaları etkilemiştir. KJA'da yürütülen çevre düzenleme ve yapılaşma çalışmaları örtü basıncını artırarak akiferin dengesini bozmaya devam etmektedir. Bunlar KJA'da gelecekte jeotermal suların sürdürülebilir kullanımını ve yerleşim alanlarını olumsuz biçimde etkileyecektir.

Anahtar Kelimeler: Obruk, jeotermal sular, aşırı su çekimi, karstlaşma, karışım korozyonu

5. *Jeotermal Kaynaklar ve Doğal Mineralli Sular Sempozyumu (17-19.03.2022)'ndeki "Kozaklı jeotermal alanında obruk oluşumunda insan kaynaklı faaliyetlerin rolü" başlıklı sunumdan yararlanılmıştır.*

ABSTRACT: The aim of this study is to briefly discuss the reasons for the formation of obruks in the Kozaklı geothermal field (KGF), the sustainable use of geothermal waters and their effects on the settlement area. The main aquifer of geothermal waters in KGF is Paleozoic aged marbles, and the secondary aquifer is Eocene aged limestones. The temperatures of the geothermal waters in KGF, which are rich in CO₂ and partially contain H₂S, are between 45-96°C, pH is between 6.22-6.61, and the general water type is Na-Ca-Cl-SO₄/HCO₃. These waters are used in balneotherapy, residential heating and greenhouse cultivation. Two obruks occurred in 2007 and 2018 at the intersections of NW-SE, NE-SW and E-W faults that caused geothermal waters to come up to the surface in KGF. The causes of the formation of these obruks were examined by hydrogeology, water chemistry, isotope and multi-channel resistivity studies. Accordingly, the formation of obruks is naturally caused by tectonism, epigenic corrosion on the surface and hypogenic karstification and mixture corrosion in the depths in carbonate rocks; human-induced excessive water withdrawal, reinjection and excavation works have been effective. Landscaping and construction works carried out in KGF continue to disrupt the aquifer balance by increasing the overburden pressure. Such activities will negatively affect the sustainable use of geothermal waters and residential areas in KGF in the future.

Keywords: Obruk, geothermal waters, excessive water withdrawal, karstification, mixture corrosion

The presentation titled "The role of human-induced activities in obruk formation in the Kozaklı geothermal field" at the 5th Geothermal Resources and Natural Mineral Waters Symposium (17-19.03.2022) was benefited.

1. GİRİŞ

Kozaklı jeotermal alanı (KJA), Nevşehir'in 86 km kuzeyinde yer alan, ülkemizin çamuruyla meşhur en önemli termal turizm alanlarından birisidir (Şekil 1). KJA'da radon gazı yüksek, sıcaklıkları (°C) 27 ve 93; derinlikleri (m) 70 ile 1493 ve debileri (L/s) 1,5 ile 95 arasında değişen jeotermal kuyular bulunmaktadır (KOP, 2020). Bu sularla, seracılık yapılmakta, Kozaklı'da 3000'den fazla konut ısıtılmakta, 20'den fazla termal tesis işletilmekte, Kozaklı fizik tedavi ve rehabilitasyon hastanesinde hastalar tedavi edilmektedir. Kozaklı ilçe merkezinde 2007 ve 2018 yıllarında iki farklı karstik çöküntü (obruk) oluşmuştur. 2018 yılında oluşan ikinci obruk Kozaklı belediyesi tarafından doldurularak kapatılmış, diğer obruk alanında ise çevre düzenlemesi yapılmıştır (Şekil 1).

Kozaklı ve çevresiyle ilgili jeoloji, jeofizik ve hidrojeoloji amaçlı çok sayıda çalışma mevcuttur (Afşin vd., 2007; Akyüz vd., 2007; Dağistan vd., 2008; Erişen ve Özgür, 1999; Kara, 1997; Kara, 2009; Koçak, 1997; Kopar, 2007; Pasvanoğlu vd., 2012; Selçuk, 2018; Afşin vd., 2022). Bu çalışmanın amacı; söz konusu obrukların oluşum nedenlerini, jeotermal suların sürdürülebilir kullanımına ve çevreye etkilerini kısaca değerlendirmektir.

2. YÖNTEM

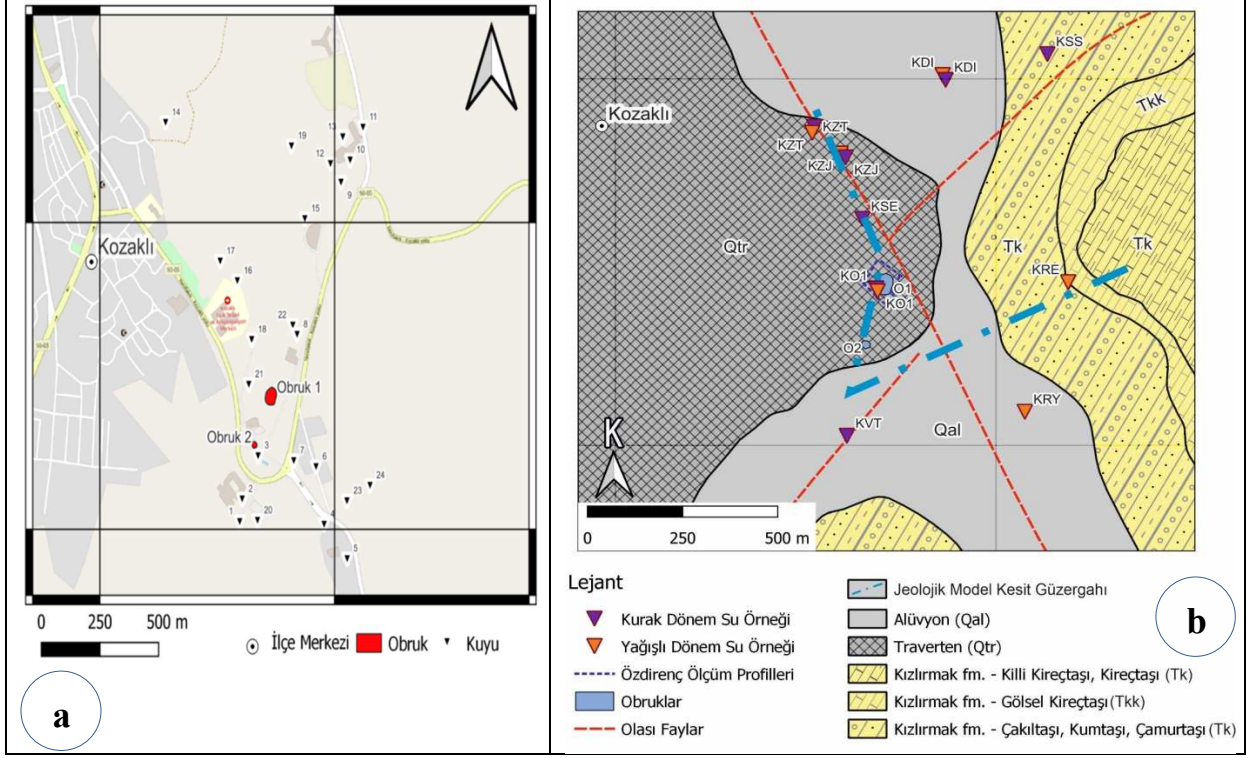
KJA'nın hidrojeolojisi önceki çalışmaların (Afşin vd., 2007 ve 2015, Ok, 2007, Selçuk, 2018) yardımıyla yeniden ele alınmış; jeotermal sistemi oluşturan birimlerin akifer özellikleri ve obruk oluşumuna katkıları araştırılmıştır. Hidrojeokimya yeraltı sularının kimyasal özelliklerinin ve kalitelerinin belirlenmesi, kökenlerinin araştırılması, yüzey ve yağış suları ile olası ilişkilerinin incelenmesi, yeraltı sularının kirlenmesi ve iyileştirilmesi gibi problemlerin çözülmesi ve benzeri araştırmalarda kullanılan hidrojeolojik çalışmaların vazgeçilmez bir parçasını oluşturur. Araştırılması planlanan jeotermal alanda daha önceden yapılan jeolojik ve hidrojeolojik çalışmalarda belirlenmiş sıcak, soğuk su noktaları ve ve Obruk-1'den yağışlı ve kurak dönemlerde su kimyası – iz element ve izotop örnekleri çift kapaklı polietilen şişelere örnekleme prosedürlerine uygun biçimde alınmıştır. Örneklerin su kimyası ve trityum izotop analizleri H.Ü. Su Kimyası ve Çevresel İzotop Laboratuvarları'nda (Ankara), iz element analizleri ACME (Kanada) ve DSİ TAKK Su Kimyası Laboratuvarları'nda ve $\delta^{18}\text{O}$, $\delta^2\text{H}$ analizleri DSİ TAKK İzotop Laboratuvarı'nda (Ankara) yapılmıştır. Su kimyası çalışmalarında; sıcaklık, özgül elektriksel iletkenlik (ÖEİ), pH, TDS, çözülmüş oksijen (ÇO), Eh, CO₂ gazı gibi fiziksel parametreler su noktalarında ölçülmüş; suların major-minör iyonlar ile bazı iz elementler ve kirlilik parametreleri analiz edilmiştir (Afşin vd., 2022).

3. BULGULAR

3.1. Jeoloji ve Hidrojeoloji

KJA'da yüzeylenmeyen fakat bölgesel jeoloji ve derin sondajlarda tespit edilmiş temelde Kırşehir masifine ait Paleozoyik yaşlı gnays, şist, mermer ardalı metamorfik kayalar bulunmaktadır. Bu metamorfitleri granit, granodiyorit ve monzonitlerden oluşan granitoyitler kesmiştir (Koçak 1997). Üst Kampaniyen'den itibaren günümüze kadar ise temel birimlerinin üzerine farklı dönemlerde karasal ve denizel örtü birimleri çökelmiştir. Kızılırmak formasyonu gevşek tutturulmuş, çakıllı, kumlu ve yer yer de mercekler şeklinde tüf, sert kireçtaşı ve kumtaşı içeren çamurtaşlarından oluşmuştur. Bu formasyonunun üzerine geniş yayılım gösteren traverten ve alüvyon gelir (Şekil 1). KJA ve çevresini etkileyen önemli tektonik yapılar Orta Anadolu Fay Zonu ve Tuz Gölü Fayı'dır. KJA'nın konumundaki

kırıklı ve çatlaklı yapıda, yer yer serbest ve basınçlı olan karstik mermerler jeotermal suların birinci akiferini, Eosen yaşlı kireçtaşları ise ikinci akiferini oluşturur (Canik, 1991; Afşin vd., 2007). KJA'nın ısı kaynakları jeotermal gradyan, granit sokulumu/manto ve radyojenik olabilir (Akın ve Çiftçi 2011; Afşin vd., 2022).



Şekil 1. KJA'nın yerbulduru (a) ve jeoloji haritası (b) (Bölük vd. 2022; Afşin vd., 2022).

3.1. Su Kimyası ve İzotop Özellikleri

KJA'da incelenen Kozaklı jeotermal sularının (KJS) pH, sıcaklık (°C), özgül elektriksel iletkenlik (ÖEİ, $\mu\text{S}/\text{cm}$), çözünmüş oksijen (ÇO, mg/L), tuzluluk (mg/L), bulanıklık (NTU), toplam sertlik değerleri jeotermal sularda 6.34 - 7.42, 51.9 - 89.2, 4434 - 7404, 0.20 - 0.90, 0.1 - 1.82, 0.56 - 6.16, 14.35 - 17.31 arasında; soğuk sularda 7.31 - 7.67, 12.5 - 13.3, 484 - 622, 0.9 - 2.14, 0.31 - 1.28, 0.00 - 0.2, 5.81 - 5.96 arasında değişmiştir (Çizelge 1). Bu değerler YAS akış yolu boyunca dolaşım süresi arttıkça suların fiziksel parametrelerinin de uyumlu biçimde değişmiş olduğunu göstermektedir. ÇO değerlerinin bazı jeotermal sularda yüksek olması, bunların soğuk sularla karışmış olduklarına işaret eder. Özellikle obruk - 1 (KEO-1) ve Kozjet jeotermal kuyu (KZT-1) sularında bulanıklığın yüksek olması, her iki suda da karışım korozyonunun fazla olmasıyla ilgilidir. Üstelik ÖEİ değerlerinin de diğer jeotermal sulara oranla KEO-1 ve KEO-2'de düşük olması soğuk sularla karışım sonucu bunların iyon miktarlarının seyrelmesine yol açmıştır. Obruk-1 (KEO-1 ve KEO-2) suyunun aynı havza ve akiferden beslenmekle birlikte reenjeksiyondan gelen ve/veya sığ dolaşımli akiferlerin soğuk sularıyla karışmış; soğuk suların aynı havzadan beslenmelerine rağmen farklı akiferlere ait olmalarına bağlanabilir. Na ve Cl değerleri dikkate alındığında en genç, en kısa dolaşımli ve uç-1 konumundaki KSS-1 soğuk su kaynağı, en yaşlı, en uzun dolaşımli ve uç-2 konumundaki KZJ-2'dir. Baskın katyon ve anyonlar soğuk sulardan KEK-2 ve KSS-1'de Ca - HCO_3 ; Obruk-1 (KEO-1 ve 2)'da Ca - SO_4 ; diğer jeotermal sularda ise Na - Cl biçimindedir (Şekil 1). KJS, aragonit, kalsit, dolomit ve kuvars doygunluk indis (Dİ) değerleri ≥ 0 olup, bunları çökeltebilme; jips, halit ve anhidrit Dİ değerleri < 0 , bunları çözebilme özelliklidir

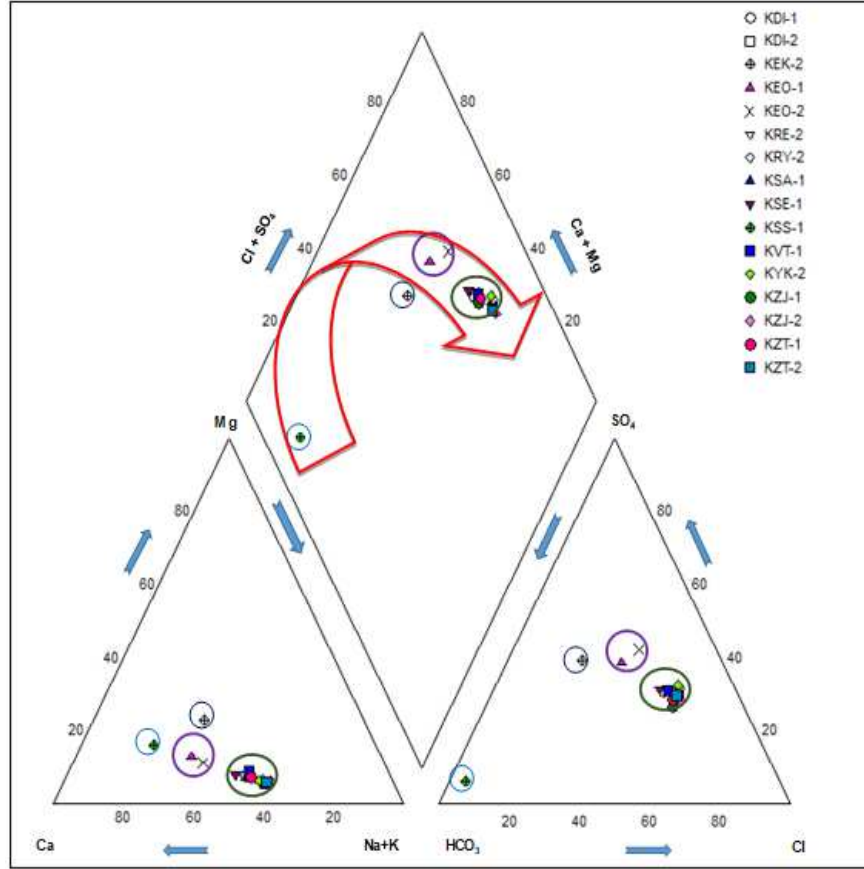
(Afşin vd., 2022). Bu değerler KJS'nin kullanımı sırasında karbonat minerallerinin sondaj boruları ve termal tesislerde kabuklanmaya ve kuvarların jelleşmesine yol açabileceğinin ifadesidir (Afşin vd., 2022). Soğuk sular sığ kuşaklarda hızlı dolaştıkları için iyon miktarları düşüktür. Ancak, KJS derinlerdeki mermerlerde yavaş dolaşarak yüzeye doğru faylarla yükselip, Eosen yaşlı kireçtaşlarını sıcak su akiferine dönüştürmüştür. Bu suların yükselimleri sırasında yüksek çözünürlüğe sahip Çevirme formasyonuna ait evaporitlerle (örn. halit) de kısa süreli temasta bulunarak iyon değişimi sonucu iyon miktarları daha da artmıştır.

İncelenen suların izotopik değerlendirmesi Afşin vd. (2007) ve Afşin vd. (2022)'nde ayrıntılı olarak verilmiş olup, burada adigeçen çalışmaların yorumlarına kısaca değinilmiştir.

Çizelge 1. KJA ve çevresindeki suların kimyasal analiz sonuçları (iyonlar meq/L, NO₃ değerleri mg/L olarak verilmiştir.) meq/L (örnek yerleri Şekil 1'de gösterilmiştir.)

Örnek No.	pH	T (°C)	ÖEİ (µS/cm)	ÇO (mg/L)	Tuzluluk (mg/L)	Bulanıklık (NTU)	Toplam sertlik (F)	Ca	Mg	Na	K	Cl	SO ₄	HC O ₃	NO ₃	Yük denge hatası (%)	Su tipi
KDI-1	6.82	87.4	6345	0.73	1.69	0.86	15.97	14	2	16	0	14.4	9.2	6.1	0.6	4.54	Na-Ca-Cl-SO ₄
KDI-2	6.76	89.2	7404	0.2	1.63	0.56	14.93	13	2	20	0	17.5	9.9	5.61	0.6	3.12	Na-Ca-Cl-SO ₄
KEK-2	7.67	12.5	622	1.28	0.4	0.2	5.81	3.9	2	2.6	0	1.51	2.8	2.86	60	8.43	Ca-Na-Mg-HCO ₃ -SO ₄
KEO-1	7.28	21.7	2224	3.8	1.22	21.6	16.56	13	3	7.9	0	7.67	9.1	6.73	5.7	2.67	Ca-Na-SO ₄ -Cl-HCO ₃
KEO-2	7.49	11.3	1859	1.76	1.31	16.3	18.63	15	3	11	0	9.83	12	6.02	5.7	3.83	Ca-Na-SO ₄ -Cl-HCO ₃
KRE-2	6.9	49.8	5035	0.64	1.72	7.33	15.8	14	2	21	0	18	10	5.82	0.6	4.11	Na-Ca-Cl-SO ₄
KRY-2	6.67	75.2	7280	0.29	1.82	6.5	17.31	15	3	22	0	19.9	12	5.92	0.8	2.63	Na-Ca-Cl-SO ₄
KSA-1	6.95	80.1	6811	0.9	1.02	6.16	16.15	14	2	17	0	15.9	8.4	5.71	0	5.07	Na-Ca-Cl-SO ₄
KSE-1	6.51	79.5	7123	0.63	1.69	3.78	17.3	15	3	16	0	14.3	9.5	6.51	17	4.85	Na-Ca-Cl-SO ₄ -HCO ₃
KSS-1	7.31	13.3	484.4	2.14	0.31	0	5.96	4.7	1	1.5	0	0.29	0.4	6.02	6	5.28	Ca-Na-HCO ₃
KVT-1	6.91	61	4434	0.39	1.38	4.5	14.35	12	3	15	0	14.8	9.2	5.71	-	-0.27	Na-Ca-Cl-SO ₄
KYK-2	6.67	51.9	5081	0.3	1.68	2.51	16.52	14	2	20	0	17.8	11	5.41	1.3	3.74	Na-Ca-Cl-SO ₄
KZJ-1	6.34	80.3	6646	0.82	0.1	0.04	17.18	14	3	19	0	17.6	8.7	6.63	-	4.97	Na-Ca-Cl-SO ₄
KZJ-2	7.42	63	5807	0.35	1.64	0.56	15.46	13	2	22	0	19.1	9.8	5.92	0.8	3.95	Na-Ca-Cl-SO ₄
KZT-1	7.05	80	7068	0.77	1.67	22	16.2	14	2	18	0	16.3	8.9	5.91	-	5.02	Na-Ca-Cl-SO ₄
KZT-2	6.86	84	7266	0.53	1.65	3.72	15.05	13	2	20	0	17.7	10	5.82	0.8	3.04	Na-Ca-Cl-SO ₄

KDI: Divaisib sıcak su kuyusu, **KEK:** Ekizce soğuk su kaynağı, **KEO:** Obruk-1, **KRE:** Reenjeksiyon kuyusu, **KRY:** Roza oteli yakını sıcak su kuyusu, **KSA:** Sanitas sıcak su kuyusu, **KSE:** Şelale sıcak su kuyusu, **KSS:** Soğuk su kaynağı, **KVT:** Vural termal sıcak su kuyusu, **KYK:** Eşe dere yeni sıcak su kaynağı, **KZJ:** Kozjet sıcak su kuyusu, **KZT:** Kozturtaş sıcak su kuyusu

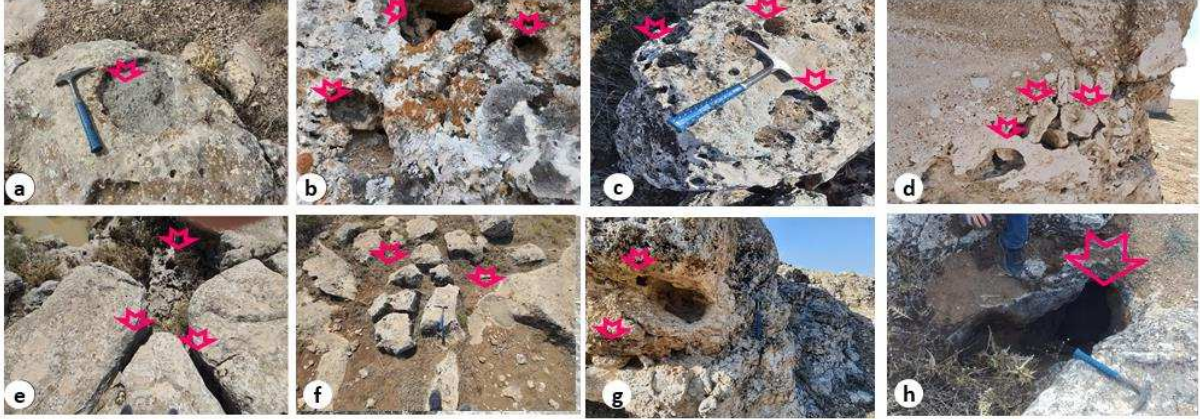


Şekil 2. İncelenen suların Piper (1944) diyagramı (1: Yağışlı dönem, 2: Kurak dönem; ok işaretli suların hidrojeokimyasal gelişim yönünü göstermektedir.)

$\delta^2\text{H}$ - $\delta^{18}\text{O}$ grafiğinde KSS-1'in Küresel Meteorik Su Doğrusu (KMSD) ile uyumlu olduğu, KSA-1, KYK-2 ve KEK-2'nin ise KMSD'den sapmasının buharlaşmaya işaret edebileceği (Clark 2015; Afşin vd., 2022); Afşin vd. (2007)'nde KJS'de kurak dönemlerde $\delta^2\text{H}$ değerlerinde $\delta^{18}\text{O}$ 'e oranla artışın, sulara bulunan (hipojenik) CO_2 ve H_2S gazlarına bağlı izotopik takas olabileceği ifade edilmiştir. Beslenme kot ve sıcaklıkları soğuk sulara, 1400-1470 m ve 7.69-8.33 °C; sıcak sulara ise 1553-1659 m ve 5.94 – 6.93 °C arasında değişmiştir. Sulara en yüksek beslenme kotu, 1659 m ile KZJ-1'e, en düşük beslenme kotu ise 1400 m ile KSS-1'e aittir. ^3H değerleri bakımından KSS-1 sığ ve hızlı dolaşım; KEK-2 oransal olarak sığ/orta dolaşım; jeotermal sular ise yavaş ve derin dolaşımındadır. KJA'da, Doğdu v.d. (2018)'nce sulara yapılan gaz ölçümleri sonucu KJS'de CO_2 'nin baskın ve ikinci sırada ise H_2S 'in bulunduğu belirtilmiştir. $\delta^{13}\text{C}$ değerlerine KJS'deki CO_2 gazı, gölsel ve yaşlı denizel kireçtaşları ve metamorfik/jeojenik kökenli olabilir. Bununla ilişkili olarak, KJS'nin ^{14}C görünür yaşının 35.17 ka (Afşin vd. 2007) olması, jeotermal sulara modern biyojenik karbonun katkısının göstergesidir. Yani, KJS'de trityum yaşlarının düşük, karbon yaşlarının yüksek olması, bu sulara yüzeye yükselimleri sırasında soğuk suların karışımının ve karışım korozyonuna bağlı çözünmenin emaresidir. $\delta^{34}\text{S}$ $\%_{\text{ovCDT}}$ izotopuna göre KJS'deki sülfatın kökeni Tersiyer, Paleozoyik (Devoniyen-Permiyen), Oligomiyosen yaşlı jipslerin yeraltı sularıyla çözünmesi ve turba oksidasyonu/organik madde reaksiyonu ile ilgili olabilir (Afşin vd., 2007; Afşin vd., 2022).

3.2. Obruk Oluşum Mekanizması

Obruk oluşum süreci, doğal olarak bölgenin jeolojik ve hidrojeolojik özelliklerine göre gelişir. Antropojenik açıdan ise obruk oluşumunun tetikleyicileri; yeraltı madenciligi, karbonat kayanın çözünmesi, yeraltı erozyonu, yüzey yüklemesi, arazi drenajı ve ıslahı, turba oksidasyonu, toprak karbonunun çözünmesi ve su faaliyetleridir (Allen, 1984). Turba oksidasyonundan kaynaklanan toprak çökmesine bir örnek Zanello vd. (2011) tarafından verilmiştir (Gambolati ve Teatini, 2021). Çap ve derinlikleri yüzlerce metreye kadar ulaşabilen obruklar; genelde kireçtaşı, mermer, dolomit ve evaporitlerin, ender olarak da kuvarsitlerin buldukları alanlarda gelişir (Ford ve Williams, 2007) Suyun hızlı ve çalkantılı aktığı ortamlarda kayaç daha çok çözünür. Karstlaşmanın oluşum ve gelişiminde çözünebilir kayaçların bulunduğu ortamdaki CO₂, H₂S ve diğer gazların önemli etkisi vardır. Örneğin, yağış, atmosfer ve diğer kaynaklardan gelen CO₂, karbonik asit oluşturarak suyun çözücülüğünü artırır (Ford ve Williams, 2007). Obruklar epijenik ve hipojenik karstlaşmaya bağlı olarak meydana gelir. Epijenik karstlaşma, meteorik kökenli asidik sularla karbonatlı kayanın yüzeye yakın bölümünde, atmosferik ve bitki kök zonundan aldıkları CO₂'ce zenginleşen yağış sularının H₂CO₃ oluşturarak süreksizlikler boyunca hareket etmesi sonucu çatlak ve kırıkların yüzeyden itibaren düşey ve yanal yönlerde büyüyerek karstik şekillere dönüşmesidir. Hipojenik karstlaşma ise derinlerden yüzeye doğru fay ve hidrotermal oluklar boyunca yükselen CO₂ ve H₂S'ce zengin derin/yaşlı sularla ortaya çıkar. Sığ ve derin suların karışım zonlarında karışım korozyonuyla karstlaşma meydana gelebilir (Pekkan, 2004; Bayarı vd., 2017). KJA ve çevresinde, travertenler ve altındaki kireçtaşlarında, Çalış civarında kalsit ocaklarında yüzeyde epijenik, derinlerde ise hipojenik karstlaşma gözlenmiştir. Obrukların bulunduğu alanda travertenlerde, iç kökenli CO₂ ve H₂S gibi gazları içeren hidrotermal akışkanların yüzeye doğru yükselimleri sırasında soğuk sularla karışması ile karışım korozyonu sonucu karstlaşma ilerlemiştir (Şekil 3). K4 sondajında 173.5 m'de Çevirme formasyonuna ait kireçtaşlarında tam su kaçağı; 824-1250 m'ler arasındaki Paleozoyik yaşlı mermer-şist ardaşmasında mermerlerde, 1250-1469 m'ler arasındaki Eosen yaşlı halit ve anhidritteki kısmî su kaçakları (Kara, 2009), karbonatlı kayaçlardaki karstlaşmanın derinlerde de etkin olduğunu göstermektedir. Evaporitler, kireçtaşı ve mermerlere göre daha kolay çözündükleri için karstlaşma bunlarda daha fazla gelişir. Bu arada, çakıltası, kumtaşı, silttaşı ve kiltası gibi birimlerin ardaşdığı bölümlerde karstlaşma durur. YAS'nun aşırı çekimi akiferdeki suyun basıncını azaltır, göreceli biçimde örtü katmanının uyguladığı basınç katlamalı biçimde artarak üstteki sıkılaşmamış örtünün çökmesine yol açar (Gambolati ve Teatini, 2021). Örneğin, KJA'da çevre düzenleme çalışmaları dış basıncı arttırmış ve arazi yüzeyi anî olarak 2007 yılında obruk açığa çıkmıştır. KJA'da açılan ikinci reenjeksiyon kuyusu ile akifere suyun geri basımı sıkılaşmamış birimleri sıkışmadan önceki eski haline çevirememiştir. Ayrıca, 2018 yılında KJA'da ikinci bir obruk daha meydana gelmiştir (Şekil 4). Gambolati ve Teatini (2021)'ye göre, arazi oturması (land subsidence) KJA gibi az yağış alan yerlerde yeraltı suyunun aşırı çekimi ile yüzey çatlaklarının oluşması; eski sığ fayların aktif hale geçmesi ve doğal gerilme rejimlerindeki değişikliklerle sismik olayların başlaması veya tetiklenmesi sonucu gerçekleşebilir. Ayrıca, akiferler doğal olarak beslendiğinde veya reenjeksiyonla arazi oturması dengelenmeye veya tersine çevrilmeye çalışıldığında, yüzey kabarması gibi olumsuz etkiler de ortaya çıkabilir (Gambolati ve Teatini, 2021). Bu bağlamda, Obrukların bulunduğu alanda sürdürülen çevre düzenlemesi çalışmaları kapsamında; Obruk-1 yüzeyinin mermer bloklarla kaplanması, yüzeylere kaldırım taşlarının dizilmesi, halı sahaların yapımı, yeni termal tesis ve binalar için temel kazıları vb. gibi faaliyetler bu alandaki dış basıncı arttırmıştır (Şekil 5). KJA'da olduğu gibi kazı ve çevre düzenleme çalışmaları ve aşırı su çekimi devam ederse, Konya Kapalı Havzası'nda olduğu gibi bölgesel bir oturma ve kalıcı konsolidasyon (Pekkan, 2004; Bayarı vd., 2017) gerçekleşerek daha büyük obruklar meydana gelebilir. KJA'da mevcut reenjeksiyon kuyusu ile ~110 L/s jeotermal atık su geri basılırken reenjeksiyon basıncının sistemin orijinal boşluk basıncını aşmasına izin verilmemelidir. Çünkü akiferin kapasitesinden fazla atık suyun basılması YAS'unda dalgalanmaya yüzeyde kabarmaya yol açacak; mevcut reenjeksiyon kuyusunun faylara yakın ve derinliğinin az (330 m) olması obruk oluşumunu hızlandıracaktır.



Şekil 3. KJA ve çevresindeki karst yapıları: Neojen yaşlı kireçtaşlarındaki (a, b ve c) tava, (d) huni, (e, f) karen, (g) (h) mermerlerdeki bir mağaranın girişi kireçtaşlarındaki karst şekilleri.



Şekil 4. İnceleme alanında oluşan obrukların genel görünümü (Bölük vd., 2022).

KJA havzasına düşen yağışın yaklaşık %80'i buharlaşma-terleme ile atmosfere geri döndüğü için Kozaklı'daki obruk oluşumunda etkili olan karstlaşma derin kökenli hidrotermal akışkanlarla gerçekleşmiş olmalıdır. Kozaklı'da YAS seviyesinin düşmesinde, özellikle ilk obruğun meydana geldiği 2007 yılından önceki 8 yılda yıllık yağış miktarlarının ortalamasının altında kalması ve jeotermal suların aşırı pompalanarak kontrolsüz kullanımı tetikleyici unsurlardır. KJS'de yeni beslenme katkı oranı %40'ı geçtiğinde suların doygunluk indisi değerlerinin yeni beslenme (soğuk sularla) katkı oranları arttıkça (doygunluk indisi değerlerinin azalacağı) önceden doygun olup çökeltebileceği karbonat mineralleri için korozif özelliğe sahip olacağı ve evaporit minerallerini ise daha fazla çözebileceği anlaşılmıştır (Selçuk, 2018). Üstelik obruğun içinde travertenlerin üzerinde yer alan organik maddece zengin turba karbonatlı kayalarda çözünürlüğü tetikleyen bir başka faktördür.



Şekil 5 (a) Obruk-1 susuz olduğunda açığa çıkan paleokarst yapısı ve karbonat sıvamaları (Selçuk 2018), (b) Obruk-1’de yapılan çevre düzenlemesi çalışmaları (Bölük vd. 2022),

Kozaklı’da toplama havuzu yapılmadan önce çekilen su miktarı 275 L/s ($=23760 \text{ m}^3/\text{gün}=8672400 \text{ m}^3/\text{yıl}$)’dir (Dağıstan vd. 2008). Bu, buharlaşma-terleme oranı çok yüksek olan KJA’da çok anormal bir değerdir. Doğdu vd. (2018)’nin yapmış oldukları kuyu girişim deneylerinde jeotermal kuyuların birbirlerini etkiledikleri de ortaya konulmuştur. Kuyular arası girişim ile YAS seviyesinin düşmesi, karstik akiferden gelen CO_2 ve H_2S içeren jeotermal suların karışım korozyonu ile paleokarst yapıları daha fazla çözerek genişletmesine neden olur. Böylece, kuyu yakınında, hidrolik iletkenlik ve hidrolik eğimin artmasıyla YAS’nun hızı da artar. Hız artınca karstik ortamda çalkantılı akış meydana gelir. Burada açığa çıkan iç erozyon ile kırıntılı malzemeler paleokarst yapıları taşıyıcı ve obruk oluşur.

4. SONUÇLAR

Orta Anadolu’nun en önemli termal turizm merkezi potansiyeline sahip KJA’daki jeotermal suların termal turizm amacıyla farklı yollarla yararlanılmaktadır. KJA’daki iki obruğun da fayların kesişme noktalarında açığa çıkması, koruma-kullanım şartlarına uyulmadığı takdirde KJA’da obruk vb. karstik oluşumların sürebileceğini göstermektedir. KJA’da obrukların oluşumunda tektonik faaliyetler, aşırı su çekimi; alandaki karstlaşabilir kayaçlarda yüzeyde epijenik, derinde ise jeojenik kökenli yüksek miktarlarda CO_2 ve H_2S içeren hidrotermal çözeltilere bağlı hipojenik karstlaşmanın yanı sıra karışım korozyonu ile paleokarst yapılarının çözünmesi ile insan kaynaklı çevre düzenleme ve kazı çalışmaları da etkin olmuştur. KJA’da karstlaşmanın ve obruk oluşumunun gerçekleştirilebileceği koruma alanlarında gravite, jeoelektrik, yer radarı ve çoklu frekans elektromanyetik yöntemlerini içeren jeofizik ile uydu bazlı ileri bir ölçme tekniği olan InSAR gibi ayrıntılı çalışmalarla obruk oluşum alanları belirlenmelidir. Bu çalışmalar zamana ve mekâna bağlı olarak 4 boyutlu olarak ele alınmalı ve uzun süreli gözlemlerle desteklenmelidir. KJA’da meydana gelen obrukların ana nedenlerinden birisi olarak görülen YAS’nun (YAS) aşırı kullanımına bağlı olarak YAS seviyesindeki düşümü önlemek ve jeotermal potansiyeli daha verimli duruma getirmek için 2016 yılında 2.000 m^3 kapasiteli toplama ve dağıtım tesisi yapılmıştır. KJA’daki tüm termal tesisler söz konusu toplama ve dağıtım merkezinden Nevjet A.Ş. ile koordineli biçimde jeotermal su kullanıma geçer, bölgede gereksiz kazı ve sondaj çalışmaları yapılmaz, koruma-kullanım dengesine uyulursa jeotermal sular sürdürülebilir bir şekilde işletilmeye devam edecektir.

5. KATKI BELİRTME

Yazarlar, bu çalışmayı 120Y313 No’lu proje ile destekleyen TÜBİTAK’a; su kimyası ve trityum analizlerinde HÜ’nden Prof. Dr. Serdar BAYARI’ya ve su kimyası laboratuvarı çalışanlarına; projenin malî konularda işlemlerini titizlikle yürüten Aksaray Üniversitesi BAP Koordinatörlüğü personeline; Nevşehir Hacıbektâş Veli Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü’ne; izotop analizlerinde DSİ Teknik Araştırma ve Kalite Kontrol Dairesi İzotop Lab. Şube Müdürü Alime DİLAVER’e; su kimyası,

izotop ve traverten örneklemeleri ile arazi çalışmaları sırasında yardımları için dönemin Kozaklı Belediye Başkanı Arif KABUKÇUOĞLU'na, önceki Nevjet A.Ş. Müdürü Hakan İŞERİ ile Burak ÖNAL'a ve emeği geçen herkese teşekkür ederler.

6. KAYNAKLAR

- Afşin, M., Akın, M., Kavurmacı, M.M., Bölük, H., 2022. Kozaklı Jeotermal Alanındaki Obrukların Zamansal-Mekânsal Gelişimi ve Sayısal Analiz Yöntemi ile Tehlike Potansiyelinin Belirlenmesi. TÜBİTAK - 1002, 120Y313 No'lu Proje.
- Afşin, M., Gürdal, H., Gürel, A., Onak, A., Oruç, Ö., Kavurmacı, M., Durukan, G., 2007. Orta Anadolu'daki sıcak ve mineralli suların ve travertenlerin hidrojeokimyasal ve izotopik incelenmesi ve suların tıbbi ve biyoiklimsel değerlendirilmesi. TÜBİTAK Proje No: ÇAYDAG 104Y197.
- Akın, U., Çiftçi, Y., 2011. Kırşehir masifinin ısı akısı ve radyojenik ısı üretiminin jeolojik kaynakları, MTA Dergisi, 143. 53-73.
- Akyüz, M., Şeren, I., Sevim, S., Koçak A., Kocabacak, E., 2007. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Jeolojik Etüd Raporu, Nevşehir.
- Allen, S.A., 1984. Types of land subsidence in Guidebook to Studies of Land Subsidence Due to Ground-Water Withdrawal. J.F. Poland. United Nations Educational Scientific and Cultural Organization.
- Bayarı, C.S., Özyurt, N.N., Törk, A.K., Avcı, P., Güner, İ.N., Pekkan, E., 2017. Geodynamic control of hypogene karst development in Central Anatolia, Turkey. In: Klimchouk A et al. (Eds.), Hypogene Karst Regions and Caves of the World, Cave and Karst Systems of the World. Springer International Publishing AG. 449-462.
- Bölük, H., Afşin, M., Kavurmacı, M., Akın, M., 2022. Kozaklı (Nevşehir) jeotermal alanındaki obrukların jeofizik yöntemler kullanılarak belirlenmesi. NÖHÜ Müh. Bilim. Derg. / NOHU J. Eng. Sci., 2022; 11(4), 1074-1084.
- Canik, B., 1991. Terme kaplıcası ve çevresinin hidrojeolojik etüdü. AÜFF Jeoloji Mühendisliği Bölümü Yayını, Ankara.
- Clark, I.D., 2015. Groundwater Geochemistry and Isotopes (1st ed) CRC Press, 456pp.
- Dağıstan, H., Kara, İ., Duru, M., 2008. Nevşehir-Kozaklı jeotermal sahasında yeni bulgular Termal ve Maden Suları Konferansı.
- Doğdu, N., Orakçı, A., Atmaca, İ., Akar, M., Duran, Y., 2018. Kozaklı (Nevşehir) 2007/18 numaralı işletme ruhsatına ilişkin kaynak koruma alanı etüd raporu. MTA Genel Müdürlüğü, 168 s, Ankara.
- Erişen, B., Özgür, R., 1999. Kozaklı (Nevşehir) alanının jeotermal enerji olanaklarına ilişkin değerlendirme raporu. MTA Derleme Rapor No:10376, Ankara
- Ford, D.C., Williams, P., 2007. Karst geomorphology and hydrology. Wiley, Chichester, UK, p. 562.
- Gambolati, G., Teatini, P., 2021. Land Subsidence and its Mitigation. The Groundwater Project, Ontario, Canada, p. 92.
- Kara, H., 1997. Türkiye Jeoloji Haritaları Yozgat G-19 paftası. MTA Genel Müdürlüğü, Ankara
- Kara, İ., 2009. Nevşehir Kozaklı MTA-K4 jeotermal araştırma sondajı kuyu bitirme raporu, Derleme Rapor No:11182, MTA Genel Müdürlüğü, Ankara
- Koçak, A., 1997. Kozaklı jeotermal alanının su kimyası ve rezervuar sıcaklığının incelenmesi. Hacettepe Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora tezi, Ankara
- Kopar, İ., 2007. Kozaklı (Nevşehir) jeotermal sahası'nda oluşan örtü-çökme dolininin (Cover-Collapse Sinkhole) oluşumu ve sonuçları bakımından bir değerlendirme. Türk Coğrafya Derg, 49; 73-88
- Pasvanoğlu, S., Güner, A., Gültekin, F., 2012. Environmental problems at the Nevşehir (Kozakli) geothermal field, central Turkey. Environmental Earth Sciences, 66(2);549-560.
- Pekkan, E., 2004. Konya Kapalı Havzası'nda karstik çöküntü yapıları olan obrukların oluşumunu etkileyen hidrojeokimyasal süreçlerin incelenmesi. Hacettepe Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, Ankara.
- Piper, A.M., 1944. A Graphic Procedure in the Geochemical Interpretation of Water-Analyses. Eos, Transactions American Geophysical Union, 25, 914-928
- Selçuk, K., 2018. Kozaklı (Nevşehir) jeotermal alanındaki çöküntü mekanizmasının hidrojeolojik açıdan incelenmesi. Aksaray Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek lisans tezi, Aksaray.
- Zanello, F., Teatini, P., Putti, M. and Gambolati, G., 2011. Long term peatland subsidence: Experimental study and modeling scenarios in the Venice coastland. Journal of Geophysical Research - Earth Surface, volume 116, F04002.

Seyhan Nehrinin Su Kimyasının ve Su Kalitesinin İncelemesi *Investigation of Water Chemistry and Water Quality of Seyhan River*

Veli KESKİN¹, Sedat TÜRKMEN^{2,*}

¹DSİ 17, Bölge Müdürlüğü, Yeraltı Suları Şubesi, Van

²Çukurova Üniversitesi, Müh, Fak, Jeoloji Mühendisliği Bölümü
(* sturkmen@yahoo.com)

ÖZ: Kaynağı Orta Toroslar olan Seyhan nehri, Adana ili kuzeyinden itibaren güneye doğru akar ve Tuz gölü lagünü yakınlarında Akdeniz'e dökülür. Bu çalışmada Seyhan Nehri'nin Adana kuzeyinde Aladağ civarı ile boşalım noktası arasında belirlenen 28 farklı noktadan nehir yatağı boyunca su kimyasında meydana gelen değişimleri belirlemek amacıyla yerinde fiziksel parametre ölçümleri yapılarak su örnekleri alınmıştır. Alınan örneklerin laboratuvarında ICP-MS, spektrofotometre, iyon kromatografisi ve titrasyon yöntemleri kullanılarak majör anyon/kasyon değerleri tespit edilmiştir. Akarsu örneklerinde yapılan iz element analizlerine göre; iz element konsantrasyonlarının nehrin aktığı havza boyunca değişkenlik gösterdiği tespit edilmiştir. Genel olarak Pb, As, Cd gibi iz element yoğunluğu kaynak kısmından boşalım noktası olan Akdeniz doğru artış göstermektedir. Bu artışın sebebinin tarımda kullanılan çeşitli kimyasallar, evsel ve endüstriyel atıklar ile tarım ve ulaşımda yakıt olarak kullanılan petrol türevleri olduğu sonucuna varılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Seyhan Nehri, İz element, Su kalitesi, Hidrojeokimya

ABSTRACT: The Seyhan River, whose source is the Central Taurus Mountains, flows southward from the north of Adana province and discharges into the Mediterranean Sea near the Tuz Gölü Lagoon. In this study, at 28 different points along the Seyhan river, between around Aladağ in the northern part of Adana province with discharges into the Mediterranean Sea near the Tuz Gölü Lagoon, water samples were collected, after in-situ physical parameter measurements to reveal changes in water chemistry, Major anion/cation values of the samples were determined in the laboratory by using ICP-MS, spectrophotometer, ion chromatography and titration methods. Trace element concentration analyses made in the river samples showed concentrations vary throughout the basin through which the river flows. Analyzed concentration changes in the source part of the river were relatively lower compared to urbanized and agricultural lands. In general, the density of trace elements such as Pb, As, and Cd increases from the source part towards the discharge point, the Mediterranean Sea. This increase is attributed to the various chemicals used in agriculture, anthropogenic wastes, domestic and industrial wastes and petroleum derivatives used as fuel in agriculture and transportation.

Keywords: Seyhan River, Trace element, Water quality, Hydrogeochemistry

1. GİRİŞ

Nüfus artışına bağlı olarak kentleşmenin artması, endüstriyel üretim tesislerinin çeşitlenmesi, tarımsal üretimde çeşitli kimyasalların kullanılması, akarsular ve göller gibi tatlı su kaynaklarının birçok yönden etkilenmesine neden olmaktadır. Bu durum, özellikle temiz ve insan sağlığı için risk içermeyen içme-kullanma suyunu olumsuz yönde etkilemektedir. Ayrıca tarımsal sulama suyu kaynaklarının kimyasallarla, kontrolsüz atık suyu deşarjları ile etkilenmesi de besin zinciri yolu ile insan sağlığını tehdit etmektedir. Bu etkileşimler zamanla su kaynaklarının kalitesini etkileyerek doğal döngülerde aksaklıklara neden olmaktadır.

Antropojenik (endüstriyel, tarımsal vb.) etkilerden dolayı iz elementler ve çeşitli zararlı kimyasallar doğada su-toprak ara yüzü ve su-atmosfer ara yüzeylerinde yığılarak birikmekte ve çeşitli taşıyıcılarla taşınarak tatlı su kaynaklarını olumsuz etkilemektedir (WHO, 2011). Su kaynaklarındaki iz element kirliliğinin temel kaynağını antropojenik faaliyetler ve hidrojeokimyasal süreçler oluşturmaktadır. Yüksek yoğunluğa sahip ve daha çok zararlı olan elementler olarak da tanımlanan iz element genel olarak arsenik, bakır, demir, kurşun, cıva, çinko, kadmiyum ve kromdan oluşmaktadır. İz elementler biyoakümülyasyon özelliğinin yanı sıra çevresel dayanıklılığa sahiptirler.

Türkiye'nin en büyük havzalarından biri olan Seyhan Havzası, Doğu Akdeniz Havzası içerisinde yer almakta ve yaklaşık 20.600 km²'lik bir alan kaplamaktadır. Seyhan Havzası 37° 51' 59" kuzey enlemi, 36° 03' 32" doğu boylamı koordinatlarında yer almaktadır. Drenaj alanı 22,035 km² olan kuzey-güney uzanımlı Seyhan Havzası'nda, deniz seviyesinden başlayan topoğrafik yükseklikler, Orta Toros Dağları'nda 3275 m'ye kadar (Demirkazık Tepe) ulaşmaktadır. Havzanın kuzey /kuzeybatısında Kayseri, batısında Niğde, güneybatısında Mersin, kuzeydoğusunda Kahramanmaraş illeri bulunurken doğusunda ise Ceyhan ilçesi bulunmaktadır (Tarım ve Orman Bakanlığı, Su Yönetimi Genel Müdürlüğü, 2020). Uzunluğu 560 km olan Seyhan Nehri, kaynağını Orta Torosların eteklerinden alarak Adana il merkezinden geçerek Tuz gölü Lagünü olarak adlandırılan bölgede Akdeniz'e dökülmektedir. Seyhan Nehrinin ana kolları Göksu ve Zamantı ırmaklarıdır. Kozan ilçesinin kuzeyinde Göksu Irmağı ve Zamantı Irmağı birleştikten sonra bu akarsu Seyhan Nehri adını alır. Seyhan Nehri güney yönünde akışını devam ederken sağ sahilinden Aladağ ilçesi doğusunda Doğan Çay, güneyde Karaisalı ilçesi civarında ise Eğlence, Körkün ve Çakıt dereleri birleşir. Seyhan barajından itibaren Adana kenti içerisinde geçerek Tuzla (Karataş) civarında Akdeniz'e boşalır.

Analiz sonuçları, Dünya Sağlık Örgütü (WHO, 2011) ve Su Kirliliği Kontrolü Yönetmeliği'nde (SKKY, 2011) belirtilen içme-kullanma suyu standartlarına göre değerlendirilmiştir. Piper diyagramı (Piper, 1944) kullanılarak nehir suyunun hidrokimyasal fasiyesi belirlenmiştir. ABD Tuzluluk Laboratuvarı (USSLS, 1954) ve Wilcox diyagramları (Wilcox, 1948) kullanılarak suların tarımsal sulama amaçlı kullanılabilirlikleri açısından değerlendirilmiştir.

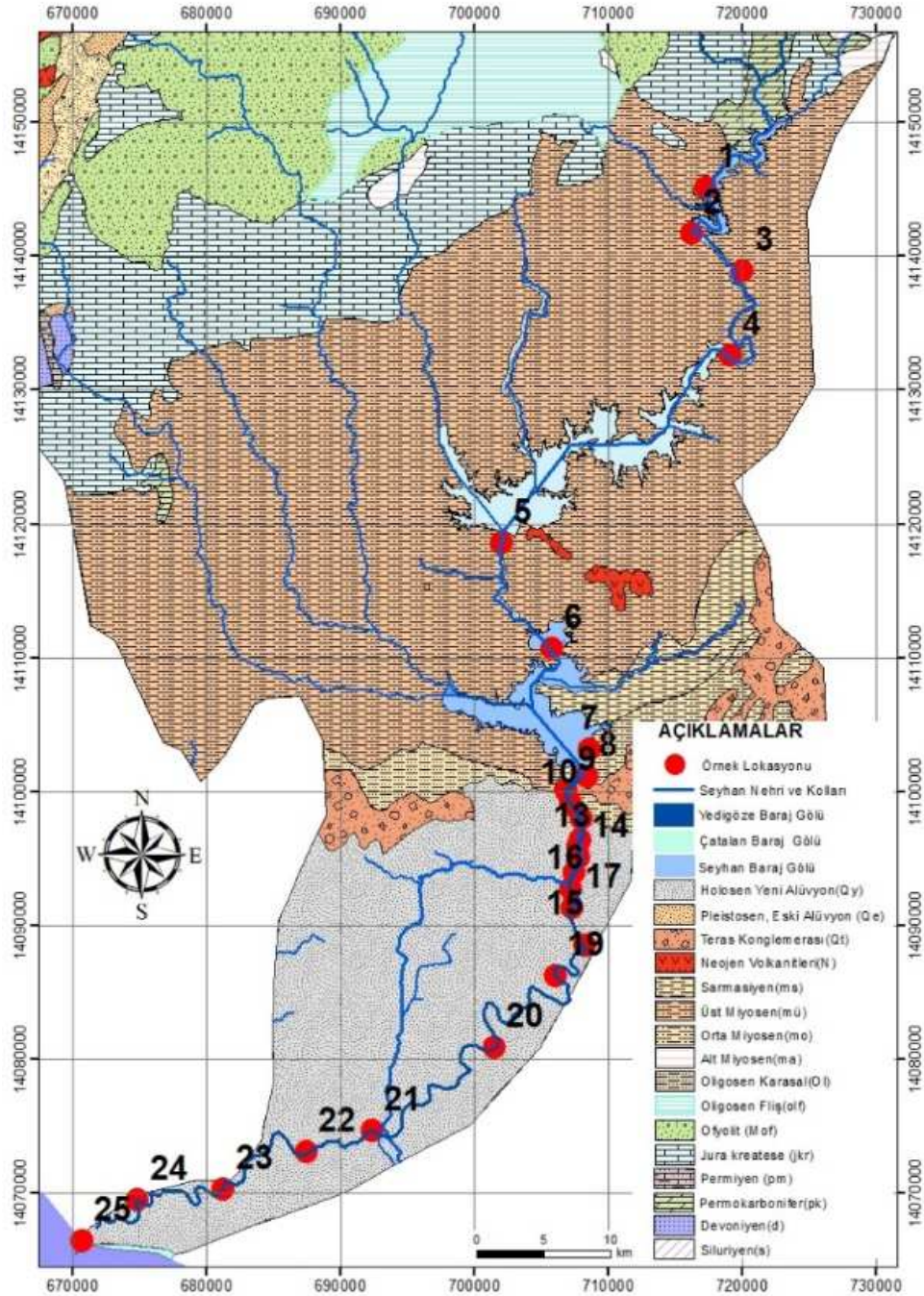
2. İNCELEME ALANI VE ÇEVRESİNİN JEOLJİSİ

Seyhan Havzası, batıda Ecemiş, doğuda Ceyhan Havzası ile sınırlanmaktadır. Havza, Orta Toros Kuşağı içerisinde bulunmaktadır (Özgül ve Kozlu, 2002). Bu sınırlar içerisinde bulunan Seyhan Nehri'nin üzerinden aktığı stratigrafik yapı ve litoloji birçok özelliğinden dolayı oldukça farklılık göstermektedir. Bu yapılar, farklı tektonostratigrafik birlikleri kapsamaktadır (Şekil 1). Bu birlikler incelendiğinde Olistostromal özellik taşıyan Bolkar Dağı birliği, Devoniyen-Alt Tersiyer aralığında çökelmiş karbonat ve kırıntılı kayalardan oluşmaktadır içermektedir (Özgül ve Kozlu, 2002; Schmidt, 1961). Triyas-Senoniyen döneminde çökelmiş Bozkır birliği, şelf tipi kayalardan, kıta yamacı ve okyanus tipi kayalara kadar değişebilen farklı fasiyesleri temsil eden istiflerle asidik tüf, bazik ve ultrabazik kayaları ve serpantinitleten oluşmaktadır. Devoniyen-Kretase yaşlı Aladağ birliği şelf tipi karbonat ve kırıntılı birimlerden oluşmaktadır. Kambriyen-Erken Tersiyer yaşlı Geyik Dağı birliği, karbonat ve kırıntılı birimleri içermektedir (Özgül ve Kozlu, 2002). Seyhan Nehri ve kollarının büyük bir bölümünün içerisinde aktığı Örtü birimleri ise Tersiyer-Kuvaterner yaşlı olup sığ deniz çökelleri ile pelajik (derin deniz) çökellerden oluşmaktadır (Schmidt, 1961; Yetiş ve Demirkol, 1986).

2.1. Örtü Birimleri

Adana Havzası içerisinde geniş yayılım gösteren Tersiyer örtü birimleri, batıda Ecemiş fay zone, kuzeyde Aladağ, güneyde Adana ve batıda Kozan ilçesine kadar gözlenmektedir (Şekil 1). Seyhan Nehri, taşınmış olduğu akarsu çökelleri ile tektonizma ile birlikte Çukurova'nın oluşumunda etkili olmuştur. Adana Havzası'nda bulunan Tersiyere ait birimler, sırasıyla konglomeratik Gildirli

formasyonu, gösel kırıntılı Karsanti formasyonu, kıltaşı, kumtaşı ardalınlı Kaplankaya formasyonu, resifal kireçtaşıdan oluşan Karaisali formasyonu, türbiditik Cingöz formasyonu, ince kırıntılı Güvenç formasyonu, kumtaşı kıltaşı ardalınlı Kuzgun formasyonu, kıltaşı, kumtaşı ve çakıltaşı ardalınlı Handere formasyonu ve Kuvaterner yaşlı taraça, kaliçi, eski-yeni alüvyon çökellerinden oluşmaktadır (Şenol vd., 1998).



Şekil 1. Çalışma alanına ait jeoloji haritası (Şenol vd., 1998'den değiştirilmiştir) ve örnekleme noktaları.

3. ARAŞTIRMA BULGULARI

Bu çalışma kapsamında, Seyhan Nehri'nin kaynağından başlayarak Tuz gölü lagünü bölgesinden Akdeniz'e boşaldığı ağız kısmına kadar 2023 yılı Mart ayı içerisinde, Seyhan Nehri'nin yatağı boyunca, bölgenin litolojisi, nehrin debisi, yan kol bağlantı noktaları, yerleşim yerlerinin yoğunluğu, tarım arazileri ve tesislerinin yoğunluğuna göre belirlenen 28 farklı noktadan örnekleme yapılmıştır. Seyhan Nehri boyunca yapılan örnekleme çalışması ile alınan 28 su örneğinin fiziksel ve kimyasal analizleri yapılarak sonuçları Çizelge 1, 2 ve 3'de verilmiştir. Yapılan analizlere ait iyon denge yüzdeleri %5'in altında çıkmıştır. Denge değişim aralığı -0,26 ila -0,3 arasında değişmektedir. Su örneklerinin pH değerleri 7,4 ile 9,54 arasında değişmektedir (Çizelge 1). Şahinci, (1991)'in pH sınıflaması standartlarına göre bütün su örnekleri bazik karakterdedir. Yerleşim yeri ve yakın çevresi içerisinde tarımsal, antropojenik, endüstriyel vb. etkilere bağlı olarak artan pH değeri deniz suyu ve lagün etkisi ile maksimum pH değerine ulaşarak denize dökülmektedir (Çizelge 1).

Çizelge 1. Akarsu örneklerinde yerinde ölçülen fiziksel parametre değerleri.

Örnek No	pH(°F)	Eh (mV)	TDS (mg/L)	Elektriksel İletkenlik (µS/cm)
1	8,35	-0,53	334,75	515
2	8,8	-0,72	334,75	515
3	8,2	-0,52	332,8	512
4	8,75	-0,72	332,15	511
5	8,25	-0,58	282,1	434
6	8,41	-0,62	291,2	448
7	8,63	-0,71	276,9	426
8	8,7	-0,72	585,13	900,2
9	8,6	-0,69	278,2	428
10	8,65	-0,69	270,4	416
11	8,75	-0,7	276,9	426
12	8,9	-0,74	268,45	413
13	8,06	-0,83	335,4	516
14	8,55	-0,2	274,3	422
15	8,85	-0,69	275,6	424
16	8,33	-0,79	269,1	414
17	8,16	-0,56	295,1	454
18	7,81	-0,45	465,4	716
19	7,83	-0,29	399,75	615
20	7,86	-0,34	372,45	573
21	8,05	-0,32	333,45	513
22	7,94	-0,45	339,3	522
23	7,74	-0,37	264,55	407
24	7,83	-0,34	737,75	1135
25	9,4	-0,35	2242,5	3450
26	8	-0,85	2268,5	3490
27	8,6	-112	1055,6	1624
28	9,54	-107	1139,45	1753
WHO (2011) Sınır	6,5-8,5	*	*	*
SKKY (2011) Sınır Değer	6,5-8,5**	*	*	250-750***

* Sınır değeri belirtilmemiştir, ** 1, Sınıf (Çok İyi) sular; *** 2, Sınıf (İyi) sular; **** 3, Sınıf (Kullanılabilir) sular; ***** 4, Sınıf (İhtiyatlı kullanılmalı) sular.

Nehir suyu örneklerinin kalsiyum (Ca²⁺) değerleri 36,74 ile 100,17 mg/L arasında değişkenlik göstermektedir (Çizelge 2). Genel olarak yüksek olan kalsiyum değerleri nehrin kaynak kısmında, nehir

üzerinde inşa edilen baraj çıkışlarında ve ağız kısmında yüksek konsantrasyonlara ulaşırken şehir merkezi ve tarımsal üretimin yoğun olarak yapıldığı ova içerisinde nispeten daha düşük konsantrasyonlara sahiptir (Çizelge 2). Nehir sularının hidrokimyasal fasiyes tipinin de nehrin aktığı havzanın jeolojisinin etkisiyle Ca-HCO₃ olduğu belirlenmiştir (Şekil 2). Nehir Suyu örneklerinin ABD Tuzluluk Laboratuvarı diyagramına göre 19, 20, 25, 26 ve 28 nolu örneklerin C3-S1 sınıfında olduğu ve yüksek derecede tuzlu sular sınıfında iken diğer örneklerin tamamı C2-S1 sınıfında olduğu ve tuzluluk açısından orta derecede tuzlu sular sınıfında olduğu belirlenmiştir (Şekil 3).

Çizelge 2. Akarsu örneklerine ait majör katyon ve majör anyon analiz sonuçları (tüm değerler mg/L).

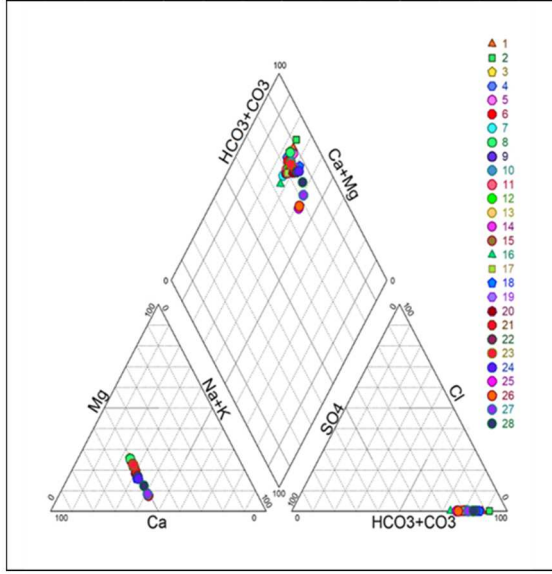
Örnek No	Ca ⁺²	Mg ⁺²	Na ⁺	K ⁺	Cl ⁻	HCO ₃ ⁻²	CO ₃ ⁻²	SO ₄ ⁻²	NO ₃ ⁻	NO ₂ ⁻	F ⁻
1	58,77	20,53	26,66	3,25	32,35	285,32		4,00	50,67	0,00	2,68
2	60,65	20,76	24,75	2,42	17,97	332,35	0	5,00	83,77	0,00	2,73
3	57,14	18,12	26,27	4,13	10,78	363,71	48	7,00	76,53	0,29	5,39
4	54,11	17,39	24,80	3,07	25,16	294,73	36	7,00	104,57	0,00	2,81
5	40,37	18,24	15,55	2,26	26,96	269,64	12	4,00	52,40	0,14	1,21
6	46,10	18,42	19,36	3,51	17,97	275,92	0	3,00	56,82	0,00	1,94
7	39,74	18,74	14,86	2,13	14,38	257,10	0	7,00	35,66	0,16	2,11
8	100,17	41,05	31,53	3,39	14,38	514,21	72	85,00	14,50	0,00	0,99
9	41,37	20,69	19,61	3,71	14,38	257,10	0	2,00	96,43	0,00	9,34
10	50,78	24,93	20,13	2,90	14,38	275,92	12	45,00	34,34	0,24	2,49
11	43,05	20,94	17,93	2,73	21,57	244,56	24	28,00	55,76	0,43	1,38
12	45,54	23,18	20,06	2,76	26,96	257,10	24	86,00	33,31	0,29	1,35
13	43,16	21,20	28,71	5,06	17,97	275,92	24	17,00	144,00	0,00	4,72
14	43,91	22,83	25,33	4,76	21,57	263,37	24	5,00	11,94	14,89	3,59
15	40,29	20,25	21,19	3,56	30,55	244,56	0	14,00	124,54	2,98	2,08
16	44,69	21,93	20,85	2,97	14,38	263,37	0	60,00	44,71	0,81	3,59
17	36,96	18,63	21,51	3,44	37,74	269,64	0	107,00	11,55	3,88	1,02
18	43,37	22,28	59,15	21,50	23,37	432,69	0	89,00	11,27	0,00	0,81
19	49,10	22,92	47,97	14,82	12,58	344,89	0	79,00	10,98	0,00	0,80
20	42,36	21,05	40,66	10,62	25,16	313,54	0	3,5	10,70	0,00	11,00
21	41,36	21,42	32,83	6,71	28,76	332,35	0	35,00	10,41	0,00	10,27
22	43,19	27,30	41,97	9,45	71,89	257,10	0	81,00	66,86	0,73	1,87
23	43,94	22,26	19,72	2,66	21,57	250,83	0	78,00	38,12	0,00	2,32
24	48,85	30,36	91,11	23,00	50,32	445,23	60	210,00	10,97	0,00	1,03
25	45,57	82,25	198,00	17,11	57,51	438,96	120	200,00	16,17	0,00	17,05
26	46,38	82,05	187,50	17,40	7,19	457,77	120	250,00	31,63	0,00	12,51
27	42,44	46,55	218,80	15,16	28,76	351,16	236	317,94	66,35	0,00	6,11
28	65,88	47,38	212,20	9,68	2,40	420,14	230	397,89	148,36	0,00	3,30
WHO (162011)	*	*	*	200		0-250	*	0-500	0-50	0-0,2	0-1,5
SKK17Y (201118)	*	*	*	*	*	0-142**	*	0-192**	5-10*** 10-30***	*	0-1

* Sınır değer belirtilmemiştir, ** 1, Sınıf (Çok İyi) sular; *** 2, Sınıf (İyi) sular; **** 3, Sınıf (Kullanılabilir) sular,

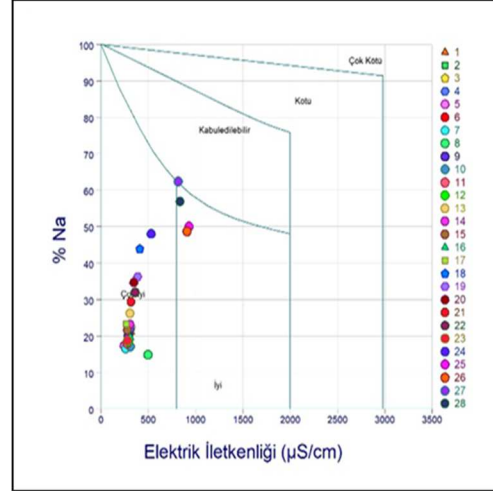
Çizelge 3. Akarsu örneklerine ait iz element analiz sonuçları (tüm değerler ppb cinsindedir).

Örnek No	As	Cd	Cu	Fe	Mn	Ni	Pb	Zn
1	0,76	0,36	10	29	5	2	6,48	413
2	0,66	0,38	3	98	15	3	3,06	50
3	1,26	0,34	7	28	3	2	5,81	1059
4	1,19	0,37	7	36	4	2	4,38	109
5	1,14	0,32	9	21	4	2	5,62	102
6	1,20	1,38	9	24	3	3	21,87	747
7	1,47	0,89	6	49	5	2	8,30	212
8	2,65	0,43	5	57	22	8	6,52	603
9	1,57	0,35	4	41	4	1	5,42	107
10	1,61	1,82	6	114	5	2	89,18	411
11	1,73	0,60	6	34	4	2	7,08	246
12	1,97	0,75	5	80	9	2	6,92	451
13	1,94	1,30	5	59	12	1	15,61	1210
14	1,99	1,07	4	59	7	2	8,31	62
15	2,28	1,55	4	153	25	2	10,01	248
16	1,08	0,40	3	70	18	1	7,33	75
17	1,28	1,98	26	71	20	3	24,38	2671
18	4,22	2,49	13	483	37	6	25,61	149
19	2,00	0,41	3	97	35	3	3,06	197
20	2,71	4,60	5	164	41	3	36,70	175
21	2,14	4,98	10	99	23	2	44,80	6018
22	3,52	0,93	71	171	76	24	6,70	98
23	1,33	0,53	8	26	4	2	3,26	66
24	3,39	0,90	2	357	106	50	5,25	757
25	13,45	0,47	4	169	99	4	3,02	53
26	13,52	0,87	4	206	109	1	4,65	73
27	7,47	0,86	4	265	77	51	19,08	744
28	8,60	1,16	5	407	221	4	8,07	98
WHO(2011)	10,00	3	200	300	500	70	10	*
SKKY(2011) Standartları	10,00	10	2000	5000	3000	200	50	2000

* Sınır değer belirtilmemiştir.



Şekil 2. Akarsu örneklerinin Piper diyagramındaki dağılımı.



Şekil 3. Akarsu örneklerinin Wilcox diyagramı.

4. TARTIŞMA VE SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında; kaynağını Adana ilinin kuzeyinden alıp Tuz gölü lagünü bölgesinden Akdeniz'e boşalan Seyhan Nehri'nin 28 farklı noktasından alınan suların fiziksel özellikleri yerinde ölçülerek, majör anyon-kasyon ve iz element analizleri yapılmıştır. Yapılan pH sınıflamasına göre, nehir suyunun bazik karakterde olduğu, bu özelliğini havzada mevcut jeolojik birimlerden (kiretaşı/dolomitik kireçtaşı ve ofiyolitik kayalar) kazandığı şeklinde yorumlanmıştır. Nehir sularının hidrokimyasal fasiyes tipinin de nehrin aktığı havzanın jeolojisinin etkisiyle Ca-HCO₃ olduğu belirlenmiştir. Majör element olarak kalsiyum elementinin en önemli kaynağı akarsu havzasının kaynak kesiminde konumlanmış, geniş alanlar kaplayan karbonat kayaları olduğu belirlenmiştir.

Analiz sonuçları Dünya Sağlık Örgütü'nün içme suyu standartlarına göre değerlendirildiğinde; nitratın birçok örnekte sınır değerleri aştığı görülmektedir. Nitrit ise 3,10, 11, 12, 14, 15, 16, 17 ve 22 nolu örneklerde sınır değerleri aşmıştır. Su Kirliliği Kontrolü Yönetmeliği Teknik Usuller Tebliği'nde belirtilen sulama suyu sınıflandırmalarına göre; tüm örneklerin pH, klor ve sülfat bakımından I. Sınıf sular (Çok iyi) olduğu belirlenmiştir. Elektriksel iletkenlik bakımından ise tüm örnekler II. Sınıf (İyi) oldukları görülmektedir. Nitrat bakımından ise tüm örneklerin III. Sınıf (Kullanılabilir) suları temsil ettiği görülmüştür.

Piper diyagramına göre örneklerin tamamında hakim kationun kalsiyum "Kalsiyum tipi sular" olduğu, hakim anyonun ise bikarbonat (HCO₃) "Bikarbonat+Karbonat tipi suları" olduğu, genel olarak ise nehir suyunun "Kalsiyum - Bikarbonat tipi suları" temsil ettiği belirlenmiştir (Piper, 1944). Nehir Suyu örneklerinin ABD Tuzluluk Laboratuvarı diyagramına göre 19, 20, 25, 26 ve 28 nolu örneklerin C3-S1 sınıfında olduğu ve yüksek derecede tuzlu sular sınıfında iken diğer örneklerin tamamı C2-S1 sınıfında olduğu ve tuzluluk açısından orta derecede tuzlu sular sınıfında olduğu belirlenmiştir (USSLS, 1954). Wilcox diyagramlarına göre 25, 26, 27 ve 28 nolu örnekler "iyi" kullanılabilir nitelikte, geri kalan örneklerin tamamı ise "çok iyi" kullanılabilir nitelikte olduğu ve suların sodyuma karşı hassas bitkiler haricinde, diğer tarımsal faaliyetlerde kullanılabilir özellikte oldu belirlenmiştir (Wilcox, 1948).

Fe, Mn, Ni ve Cd elementlerinin derişimleri nehrin yerleşim yerleri içinden geçen bölümlerinde ve boşalım bölgesinde yüksek olup bu yüksek derişimlerin yoğun trafik ve endüstriyel faaliyetlerden kaynaklandığı düşünölmektedir. Yüksek Zn değerlerinin ise tarımda kullanılan verim artırıcı kimyasal gübreler ile endüstriyel faaliyetlerden kaynaklandığı düşünölmektedir. Pb derişimi incelendiğinde kurşun değerlerinin yerleşim yerleri ve ulaşım hatlarına yakın bölgelere yoğunlaştığı görölmektedir. Kurşun değerlerindeki bu artışın motorlu araç yakıtlarından ileri geldiği düşünölmektedir.

İz element analiz sonuçları Dünya Sağlık Örgütü'nün içme suyu standartlarına göre değerlendirildiğinde; kurşunun Dünya Sağlık örgütünün sınır değeri olan 10 ppb 6, 10, 13, 15, 17, 18, 20, 21 ve 27 nolu örneklerde, arseniğin 10 ppb olan sınır değeri 25 ve 26 nolu örneklerde, kadmiyumun 3 ppb olan sınır değeri 20 ve 21 nolu örneklerde aşıldığı görölmektedir. Analiz yapılan diğer iz elementlerin değerleri ise Dünya Sağlık Örgütü tarafından belirlenen içme suyu standart değerlerinin altında olduğu belirlenmiştir. Su Kirliliği Kontrolü Yönetmeliği Teknik Usuller Tebliği'nde belirtilen sulama suyu sınıflandırmalarına göre; kurşunun 50 ppb sınır değeri 10 nolu örnekte, arseniğin 0.01 mg/L olan sınır değeri 25 ve 26 nolu örneklerde aştığı görölmektedir. Seyhan Nehri havzasında yapılan bu çalışmada genel olarak, havza boyunca; As, Cd, Cu, Fe, Mn, Ni, Pb ve Zn iz elementleri derişimlerindeki artışlar bu bölgedeki tarımsal üretim, endüstriyel aktiviteler motorlu taşıtlar ve yerleşim yerlerinin yoğunluğuna bağlı meydana gelen antropojenik atıklardan kaynaklandığı düşünölmektedir. Özellikle, Seyhan Nehri'nin taşımış olduğu alüvyonlarla beslediği havza ağzındaki verimli düzlüklerde yapılan tarımsal üretim ve buna bağlı kurulan tarımsal tesisler ve ana ulaşım arterlerinden kaynaklanan araç trafiği bölge sularının kimyasını ve kalitesini etkilemekte iz element konsantrasyonlarının yükselmesine neden olmaktadır.

5. KAYNAKLAR

- Özgöl, N., Kozlu, H., 2002. Kozan-Feke (Doğu Toroslar) Yöresinin Stratigrafisi ve Yapısal Konumu İle İlgili Bulgular. TPJD Bülteni, Cilt 14, Sayı 1, Sayfa 1-36.
- Piper, A.M., 1944. A Graphic Procedure in the Geochemical Interpretation of Water-Analyses. Transactions of American Geophysical Union, 25, 914-923.
- Schmidt, G.C., 1961. Stratigraphic Nomenclature for the Adana Region Petroleum District. 7, Petroleum Administration Bull, 6., 47-63 s., Ankara.
- Su Kirliliği Kontrol Yönetmeliği (SKKY), 2011. Türk Standartları, Su Kirliliği Kontrol Yönetmeliği, (4 Eylül 1988, sayı: 19919), Resmi Gazete, Ankara.
- Şahinci, A., 1991. Doğal Suların Jeokimyası. İzmir, Reform Matbaası, 548s.
- Şenol, M., Şahin, Ş., Duman, T.Y., 1998. Adana- Mersin Dolayının Jeoloji Etüd Raporu. M.T.A. (yayımlanmamış), Ankara.
- Tarım ve Orman Bakanlığı, Su Yönetimi Genel Müdürlüğü, 2020. Seyhan Havzası Taşkın Yönetim Planı. Ankara. www.taskinyonetimi.tarimorman.gov.tr
- United States Salinity Laboratory Staff (USSLS), 1954. Diagnosis and Improvement of Saline and Alkali Soils. United States Department of Agriculture Handbook No. 60, US Government Printing Office: Washington, DC.
- Wilcox, L.V., 1948. The Quality of Water for Irrigation Use. U.S. Department of Agriculture Technology Bulletin, 962, 40.
- World Health Organization (WHO), 2011. Guidelines for Drinking Water Quality. 4th ed.: WHO Publications, Geneva, 631p.
- Yetiş, C., Demirkol, C., 1986. Adana Baseni Batı Kesiminin Detay Jeolojisi Etüdü. M.T.A. Rap. No: 8037, Ankara.

Grafiksel ve Nümerik Yöntemlerle Baraj Altı Yeraltısuyu Akımının Hesaplanması: Kuramsal Temel ve Uygulamalarda Dikkat Edilmesi Gereken Konular

Computation of Seepage Under Dam Using Graphical and Numerical Methods: Theoretical Basis and Issues To Be Considered in Applications

Şükran AÇIKEL^{1,*}, Mehmet EKMEKÇİ^{1,2}

¹ Hacettepe Üniversitesi, Hidrojeoloji Mühendisliği Programı, 06800, Beytepe-Ankara

² Hacettepe Üniversitesi Uluslararası Karst Su Kaynakları Uyg. ve Arş. Merkezi
(* sukransahbudak@yahoo.com)

ÖZ: Baraj altında meydana gelen sızma miktarının hesaplanmasında kullanılan yöntemler temelde yeraltısuyu akım denkleminin belirli sınır koşulları için çözümlerine dayanmaktadır. Uygulamada kullanılan çözümler genel olarak grafiksel, analitik ve nümerik olmak üzere üç yaklaşımla elde edilebilmektedir. Uygulamada genellikle “akım ağı analizi” olarak bilinen geometrik yöntem yaygın olarak kullanılmaktadır. Bununla birlikte, yöntemin uygulanmasında dikkat edilmesi gereken kritik noktalar bulunmaktadır. Öte yandan, bilgisayar teknolojisinin gelişmesiyle, baraj altı sızma miktarının hesaplanmasında yeraltısuyu akım denklemlerinin nümerik çözümlerinden de yararlanılmaya başlanmıştır. Sonlu elemanlar ve/veya sonlu farklar tekniklerini temel alan yazılımlar kullanılarak yapılan hesaplamaların akım ağı analizlerinden genellikle farklı sonuçlar verdiği gözlenmektedir. Farkların kaynakları ve önem derecesi yöntemlerin dayandıkları kuramsal temellerden ve uygulamada yapılan hatalardan kaynaklanabilmektedir. Bu bildiride, yukarıda verilen yöntem ve yaklaşımların uygulanmasında yaygın olarak yapılan hatalar ve akım ağı analizleri ile nümerik çözümlerden elde edilen sonuçlar, hipotetik bir baraj yeri üzerinde irdelenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Baraj altı sızma, Darcy eşitliği, akım ağı analizi, sonlu farklar, MODFLOW

ABSTRACT: The methods used to calculate the amount of seepage occurring under the dam are basically based on the solutions of the groundwater flow equation for certain boundary conditions. The solutions used in practice can generally be obtained with three approaches: graphical, analytical and numerical. In practice, the geometric method generally known as “flow net analysis” is widely used. However, there are critical points that need to be considered in the application of the method. On the other hand, with the development of computer technology, numerical solutions of groundwater flow equations have begun to be used in calculating the amount of infiltration under the dam. It was demonstrated that results from numerical solutions, using either finite element or finite differences techniques may significantly differ from those obtained from flow net analysis when some critical issues are ignored. The sources and degree of significance of the differences may arise from the theoretical foundations on which the methods are based as well as from errors made in practice. In this paper, common mistakes made in the application of the methods and approaches given above and the results obtained from flow net analysis and numerical solutions are demonstrated on a hypothetical dam location.

Keywords: Seepage, Darcy equation, flownet analysis, finite difference, MODFLOW

1. GİRİŞ

Genellikle akifer niteliği taşıyan birimlerin üzerinde inşa edilen ve tabanında geçirimsiz bir düzlem oluşturan blanket, batardo veya baraj gibi yapıların altından membadan mansaba doğru oluşan sızma

(yeraltısuyu akımı) miktarı bu yapıların güvenliği ve etkinliği açısından önem taşımaktadır (Casagrande, 1937). Batardo, baraj veya gölet seddelerinin altından sızan su miktarının bu yapıların ardında oluşan rezervuar hacimlerinin belirli bir oranı aşmaması istenir. Bu nedenle, sızma hesabı yapıların tasarımını doğrudan etkilediğinden projelendirme aşamasının önemli bir bileşenini oluşturur. Nitekim, bu hesaplamalar Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü'nün Baraj Yapım Teknik Şartnamesinde yapılması istenen hesaplamalar arasında yer alır (DSİ, 2024).

Memba-mansap ilişkisi kurulan alanlarda toplam sızma miktarının hesaplanmasında kullanılan yöntemler temelde kararlı akım koşullarında yeraltısuyu akım (Laplace) denkleminin çözümlerine dayanmaktadır. Uygulamada kullanılan çözümler genel olarak grafiksel, analitik ve nümerik olmak üzere üç yaklaşımla elde edilebilmektedir. Laplace denkleminin belirli sınır koşulları için analitik çözümlerinin karmaşık sayılar içermesi (Harr, 1962) ve dayandıkları varsayımlar, bu çözümlerin pratik açıdan kullanılabilirliğini azaltmaktadır. Akım ağı analizi olarak adlandırılan yöntem, Laplace denkleminin grafiksel bir çözümüne dayanmaktadır. Uygulamada yaygın olarak kullanılan bu yöntem, akım alanında eşpotansiyel eğriler ile bunlara dik geçirilen akım çizgilerinin iki boyutlu grafiksel analizine dayanmaktadır. Kolaylığına karşın, akım ağı analizlerinde sonuca doğrudan etki eden bazı noktaların dikkate alınması gerekmektedir (USDA, 1979; USACE, 1993).

Son yıllarda, Laplace denkleminin nümerik çözümünü veren bilgisayar yazılımlarının yaygınlaşmış olduğu, uygulamadan bu yazılımların bu hesaplamalarda daha sık kullanılmaya başlandığı anlaşılmaktadır. Yazılımlar, kullandıkları nümerik çözüm tekniklerine bağlı olarak sonlu farklar (örn. MODFLOW) veya sonlu elemanlar (ör. Seep/W, Slide vb.) yazılımları olarak sınıflandırılabilir. Bununla birlikte, nümerik çözüme dayanan yazılımlar, çalışılan alanın doğru bir kavramsal modelinin oluşturulmasını gerektirir. Baraj altı akiferin kalınlığı, memba kesiminde rezervuar alanı, baraj tabanı ve mansap kesiminde sızma yüzeyinin uzanımı gibi çalışılan alanın geometrisi ile sınır koşullarının doğru bir şekilde yansıtılması, sonlu fark hücreleri veya sonlu elemanların boyutları gibi konular sonucun doğruluğunu etkileyen başlıca faktörler arasındadır.

Seçilen çözüm yönteminden bağımsız olarak, hesaplanan sızma miktarı ortamın hidrolik iletkenlik katsayısı ile doğru orantılıdır. Bu nedenle, sonucu doğrudan etkilediğinden özellikle akım ağı analizlerinde ortamı temsil eden bir hidrolik iletkenlik katsayısının belirlenmesi büyük bir önem taşımaktadır.

Yukarıda özetlenen yöntemlerin dışında, herhangi bir kuramsal temele dayanmayan ve Darcy eşitliğini doğrudan kullanmaya çalışan yaklaşımların da mevcut olduğu gözlenmektedir. Bu nedenle, bu bildiride, Laplace denkleminin analitik, grafiksel veya nümerik çözümüne dayanan yöntemlerin uygulanması sırasında sonucu doğrudan etkileyen faktörlerin tartışılmasının yanı sıra Darcy eşitliğinin doğrudan kullanımından gelen hatalar bir örnek üzerinde gösterilmiştir.

2. BARAJ ALTI SIZMA HESABI YÖNTEMLERİ

Geçirimli bir birimin üzerinde inşa edilecek olan batardo, baraj ve blanket gibi tabanında geçirimsizlik sağlayan yapıların altından ve membadan mansaba doğru meydana gelebilecek sızma miktarının hesaplanmasında kullanılan ve Laplace denkleminin farklı yaklaşımlarla çözümüne dayanan yöntemler, grafiksel yöntem (akım ağı analizi), analitik çözüm ve nümerik çözüm şeklinde sınıflandırılabilir. Uygulamada karşılaşılan ve Darcy eşitliğini doğrudan kullanmaya yeltenen yaklaşımın geçerliliğinin olmaması nedeniyle bu yaklaşım hesaplama yöntemi olarak dikkate alınmamış, geçersizliğinin nedenleri bir sonraki bölümde tartışılmıştır.

2.1. Grafiksel Yöntem: Akım Ağı Analizi

Kararlı akım koşullarında, x, z (kesit) veya x, y (harita) düzlemlerinde iki boyutlu yeraltısuyu akım denklemi,

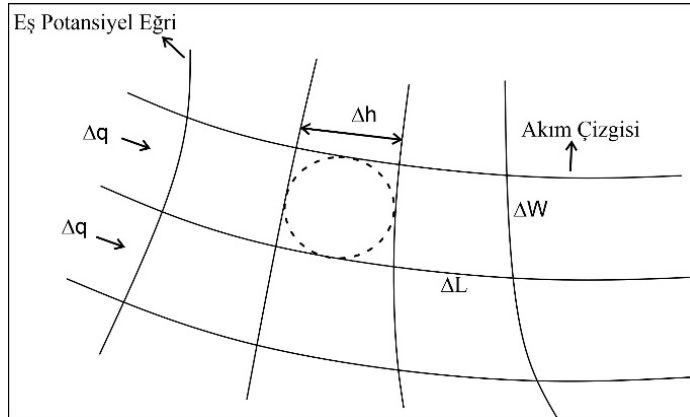
$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \text{ (kesit)} \quad \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \text{ (harita, plan)} \quad (1)$$

şeklinde yazılabilir (Bear, 1979).

Akım ağı olarak bilinen ve eşpotansiyel eğriler ile izotrop ortamlarda bu eğrilere dik geçen akım çizgilerinin birlikte gösterildiği çizimler Laplace denklemlerinin çözümünü verir. Ardışık akım çizgileri arasında kalan kısım akım tüpü olarak adlandırılır. Her akım tüpünden geçen toplam akım Darcy yasası ile hesaplanabilir. Bunun için, akiferi karakterize eden hidrolik iletkenlik katsayısının yanı sıra hidrolik gradyanın bilinmesi gerekir. Hidrolik gradyan akım tüpünün girişi ile çıkışı arasındaki yük farkının akım tüpü uzunluğuna oranı şeklinde hesaplanmalıdır. Şekil 1'den görüldüğü gibi akım tüpünün eğrisel olması nedeniyle akım yolu uzunluğunun belirlenmesi mümkün olmamaktadır. Bu nedenle hidrolik gradyan hesabını akım yolu uzunluğundan bağımsız hale getirecek bir yöntem ihtiyacı duyulmuştur. Buna yönelik olarak akım tüpleri eğrisel kareler oluşturacak şekilde eş potansiyel dilimlere bölünür. Bu şekilde Darcy eşitliğinde eğrisel karelerin akım yolu uzunluğunu ifade eden yatay uzunluk (ΔL) ile akımın meydana geldiği birim kalınlık/birim genişlik (ΔW) birbirine eşit olmaktadır (Şekil 1). Bu iki uzunluk eşitliğinin sırasıyla payda ve pay kısmında bulduklarından sadeleşirler. Böylelikle, akım yolu uzunluğunun gerçek değeri bilinmeden de Darcy eşitliği kullanılmış olur. Eşitlik akım tüpü sayısının (n_f) potansiyel düşüm sayısı (n_d) oranını içerecek şekilde Eşitlik 2'de olduğu gibi düzenlenebilir.

$$Q = K H \frac{n_f}{n_d} w \text{ (Kesit)} \quad Q = K H \frac{n_f}{n_d} b \text{ (Harita)} \quad (2)$$

Burada, Q: yeraltısuyu akım miktarı (L^3/T); K: hidrolik iletkenlik katsayısı (L/T); n_f : akım ağındaki akım tüpü sayısı (birimsiz); n_d : akım tüpündeki potansiyel düşüm sayısı (birimsiz); w: akımın meydana geldiği akifer genişliği (L); b: akifer kalınlığı (L)



Şekil 1. Akım ağı bileşenleri ve analizde eğrisel karelerin oluşturulması

2.2. Analitik Yöntem

Bölüm 2.1'de verilen denklemlerin analitik çözümleri farklı sınır koşulları ve yaklaşımlarla çeşitli araştırmacılarca verilmiştir. Baraj altı sızma miktarının hesaplanmasına yönelik çözümlerden en yaygın olarak bilinenleri aşağıda özetlenmiştir.

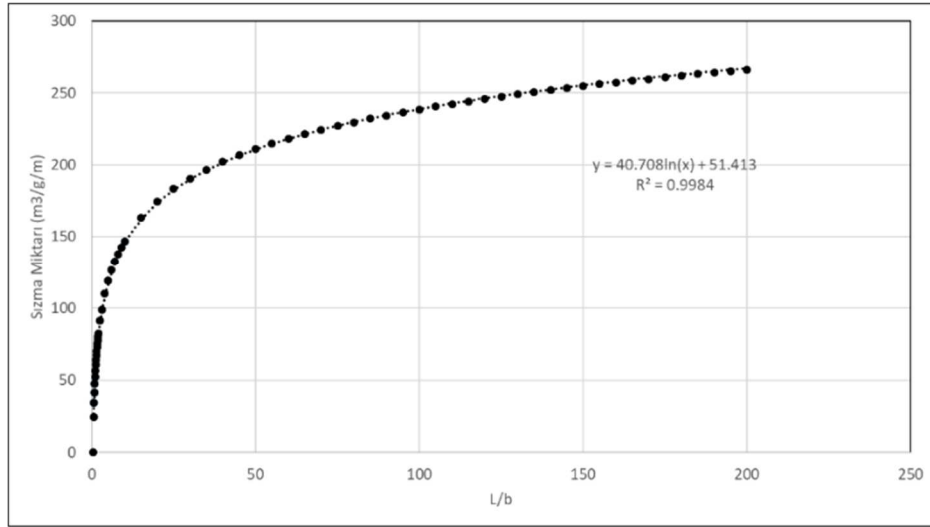
Baraj altı sızma miktarını akifer birimin sonsuz kalınlıkta olduğu durum için Polubarinova-Kochina (1962),

$$Q = \frac{KH_t}{\pi} \log_e \frac{x_c + \sqrt{x_c^2 - \left(\frac{L}{2}\right)^2}}{\frac{L}{2}} \quad (3)$$

şeklinde vermiştir. Eşitlikte; L: baraj gövdesi taban uzunluğu (L), X_c : baraj tabanı ortasından sızma yüzeyi sonu arası mesafe (L), K: hidrolik iletkenlik katsayısı (L/T), Ht: memba-mansap arası yük farkı (L), Q: birim genişlikten meydana gelen sızma miktarı (L²/T)'dir.

Bu çözümden, sonsuz kalınlığa sahip bir akifer üzerinde inşa edilen baraj altından rezervuardan mansaba yeraltısuyu sızma miktarının baraj tabanı uzunluğu ile memba kesiminde sızma yüzeyi uzunluğuna, bu ikisi arasındaki orana bağlı olduğu anlaşılmaktadır. Hidrolik iletkenlik değeri 5 m/gün ve memba mansap arası yük farkı 25 m olan bir baraj için sızma yüzeyi uzunluğunun baraj taban uzunluğuna oranına bağlı olarak yapılan sızma miktarı hesabı sonuçları Şekil 2'de verilen grafik üzerinde gösterilmiştir.

Laplace denkleminin karmaşık sayılar yöntemiyle bir çözümünü Harr (1962) vermiştir. Araştırmacı, akım alanını çözümün bilinmediği bir karmaşık düzlemden çözümün bilindiği diğer bir karmaşık düzleme aktarımının yolunu göstermiştir. Bu çözümün karmaşık değişkenler içermesi ve gerçek problemlere uygulanmasının güçlüğü nedeniyle uygulamada yaygınlık kazanmadığı görülmektedir. Bu nedenle, bu yöntem burada ayrıntılandırılmamıştır.



Şekil 2. Sonsuz kalınlığa sahip akifer için Polubarinova-Kochina çözümünün baraj tabanı-mansap sızma yüzeyi uzunluğu oranına göre değişimi

2.3. Nümerik Yöntemler

Bilgisayar teknolojisinin gelişmesi, sonlu hücrelere/elemanlara bölünen akım alanında hücre/eleman sayısı kadar Laplace denkleminin eş zamanlı çözümünü olanaklı kılmış, hidrojeolojik matematiksel modellerin nümerik çözümleri yaygınlaşmış, günümüzde rutin uygulamalar arasına girmiştir. Bununla birlikte, nümerik çözümleri gerçekleştiren yazılımların kullanıcı-dostu haline gelmesiyle, bu yazılımların yanlış sonuçlara neden olacak şekilde kullanılmalarının da yaygınlaştığı görülmektedir. Nümerik yöntemler, temelde yeraltısuyu akımını benzeştiren kısmi diferansiyel denklemlerin Taylor

serisine açılarak yaklaşık çözümlerinin elde edilmesine dayanmaktadır. Sonlu elemanlar ve sonlu farklar olmak üzere iki temel yaklaşımla kısmi diferansiyel denklemlerin eşzamanlı çözümü için çok farklı nümerik analiz teknikleri kullanılmaktadır. Bildirinin amacı ve kapsamı dışında kalması nedeniyle bu çözüm teknikleri ile ilgili daha fazla bilgi verilmemiş, ayrıntılı bilgilere literatürde kolaylıkla erişilebilmektedir (Javandel et al., 1984; Wang and Anderson, 1982).

Bu bildiriye, nümerik yöntemlerden sonlu farklar tekniğini kullanan MODFLOW-2005 yazılımı ModelMuse arayüzü (Harbaugh, 2005; Winston, 2009) ile kullanılmıştır. Bu şekilde, farklı yaklaşımlar arasındaki uyum/uyumsuzluklar nedenleriyle tartışılmış, uygulamada dikkat edilmesi gereken konular görselleştirilerek ortaya konmuştur.

3. HESAPLAMA SONUÇLARINI ETKİLEYEN FAKTÖRLER

3.1. Darcy Eşitliği ile Doğrudan Hesaplama

Uygulamada, zaman zaman Darcy eşitliğinin doğrudan kullanılması yoluyla baraj altı sızma miktarı hesabı yapıldığı gözlenmektedir. Akiferin akıma dik yönde toplam kesit alanından geçen su miktarı, Darcy eşitliği ile

$$Q=K.i.A \text{ şeklinde verilmektedir.} \quad (4)$$

Bu eşitliğin, doğru bir şekilde kullanılması, eşitlikte yer alan üç bileşenin (K, i ve A) doğru bir şekilde belirlenmesini gerektirmektedir. Ortamı karakterize eden hidrolik iletkenlik katsayısı (K), laboratuvar veya arazi deneyleriyle elde edilebilmektedir. Bu parametre ile sızma (yeraltısuyu akım) miktarı arasındaki ilişki doğru orantılıdır. Sızma hesaplamalarında K parametresinin değerindeki belirsizlik doğrudan doğruya sonuca yansımaktadır. Hidrolik iletkenlik katsayısının ortamı temsil edecek şekilde belirlenmesi, ortamın heterojen ve/veya anizotrop olması durumu bildirinin amaç ve kapsamı dışında olduğundan burada ele alınmamıştır.

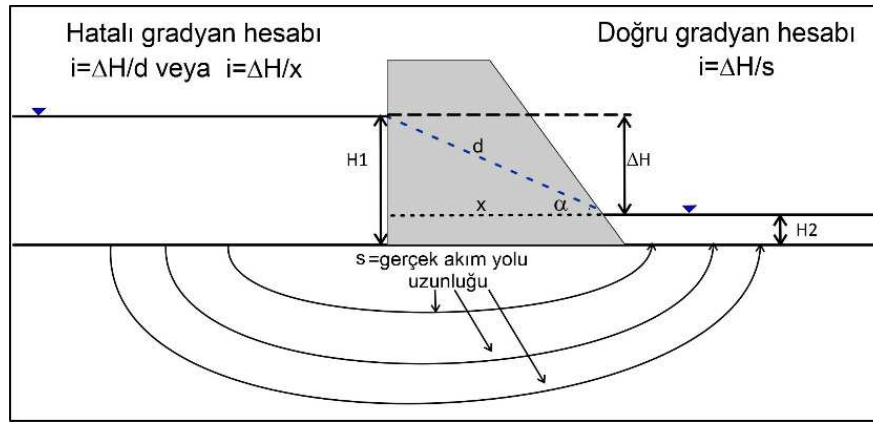
Darcy eşitliğindeki diğer bileşen olan akıma dik yönde toplam kesit alanı hesaplamalarda genellikle, hesabın kesit veya harita üzerinde yapılmasına bağlı olarak, akiferin birim genişliği (x,z düzlemi-kesit) veya birim kalınlığı (x,y düzlemi-harita) için gerçekleştirilir. Dolayısıyla sızma kesit (x,z düzlemi) üzerinde birim genişlikten meydana gelen toplam akım, “b” akım alanı kalınlığı ve “w” akım alanı genişliği olmak üzere, $Q'=K.i.b$; ve harita için $Q'=K.i.w$; toplam akımlar ise her iki düzlem için

$$A= b.w \text{ olmak üzere} \quad Q=K.i.b.w \text{ olarak yazılabilir.} \quad (5)$$

Darcy eşitliğinin en önemli bileşeni olan hidrolik gradyan (i), baraj altı sızma miktarı hesabında Darcy eşitliğinin doğrudan kullanımını olanaksızlaştıran parametre olarak değerlendirilebilir. Uygulamada, Darcy eşitliğinin kullanıldığı çalışmalarda karşılaşılan en önemli sorun, hidrolik gradyanın hatalı bir şekilde hesaplanması olmaktadır. Bunun başlıca nedeninin, hidrolik gradyan tanımında yapılan hata olduğu anlaşılmaktadır. Hidrolik gradyanın genelde sık karşılaşılan tanımı, akiferde iki nokta arasındaki yük farkının iki nokta uzaklığına oranı şeklindedir. Bu tanım, akım çizgilerinin yatay olduğu özel bir durumu ifade eder. Hidrolik gradyan tanımı, akım yolu üzerinde iki noktadaki yük farkının iki nokta arasındaki uzaklığa değil **iki nokta arasındaki akım yolu uzunluğuna** oranı şeklinde olmalıdır. Bu durumda, bir eğri oluşturan akım çizgilerinin gözlemlendiği ortamlarda akım yolu uzunluğu iki nokta arasındaki uzaklığa eşit olmamaktadır. Bu durum, Şekil 3 üzerinde gösterilmiştir. Akım çizgilerinin bir doğru parçası değil de bir eğri oluşturdukları durumda hidrolik gradyanı iki nokta arasındaki uzaklık dikkate alınarak hesaplandığında gradyan değeri gerçek değerinden çok daha büyük bulunacak, bu ise sızma miktarının da gerçek değerinden çok daha büyük hesaplanmasına neden olacaktır.

3.2. Akifer Kalınlığı Etkisi

Teorik olarak akifer kalınlığı arttıkça sızma miktarının da artması gerekmektedir. Nitekim, Bölüm 2.2'de verilen Polubarinova-Kochina çözümü, kalınlığın sonsuz olması durumunda sızma miktarının da sonsuz olacağını göstermektedir. Bununla birlikte, baraj altı sızma miktarının akım ağı analizi ile hesaplanması, akım tüpleri ile izotrop ortam varsayımıyla akım çizgilerini dik kesen eşpotansiyel eğrilerinin, kenar uzunlukları birbirine eşit birer "eğrisel kare" oluşturacak şekilde çizilmesini gerektirir. Cedergren (1977) problemlerin büyük bir kısmı için 4, 5 akım tüpü çizilmesinin yeterli ve uygun olacağını belirtmektedir. Bununla birlikte, akım tüplerinin, kalınlığı boyunca bütün akifer kesitini kapsamaları gerektiğinden, problem geometrisinin bu gerekliliği sağlaması zorunludur. Bu koşulun sağlanabilmesi, rezervuar uzanımı ile mansapta sızma yüzeyinin uygun uzunlukta olmasına bağlıdır.

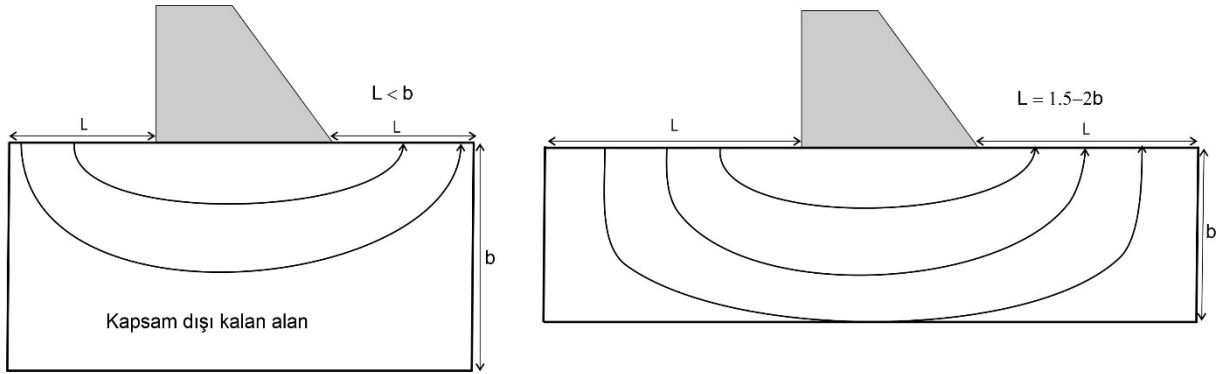


Şekil 3. Darcy yasasının doğrudan kullanımında hatalı gradyan hesabı

Şekil 4'te akifer kalınlığını kapsayacak şekilde bir geometrinin gerekliliği şematik olarak gösterilmiştir. Membada rezervuar uzanımı ile mansapta sızma yüzeyi uzunluğunun hesaplamalara etkileri aşağıda açıklanmıştır.

3.3. Momba-Mansap Sınır Etkisi

Yukarıda açıklandığı gibi grafiksel yöntemde, akım tüplerinin oluşturulması ve sayısı, akifer kalınlığını kapsayacak şekilde seçilmelidir. Akifer kalınlığının tamamının kapsanabilmesi membada ve mansapta uygun bir sınır uzunluğu seçilmesine bağlı olmaktadır (bkz. Şekil 4). Membada beslenme (rezervuar) sınırı uzunluğu ve mansapta sızma yüzeyi uzunluğunun gerektiğinden kısa olması durumunda akifer kalınlığının tamamının analize yansıtılması mümkün olmayacaktır. Akım ağı analizlerinde, rezervuarın bulunduğu momba kesiminden itibaren çizilecek akım çizgisi (ve dolayısıyla akım tüpü) sayısı, momba kesimin ne kadar uzun alınacağına bağlı olmaktadır. Grafiksel yöntem veya nümerik çözüm ile hesaplama için problemin geometrisi oluşturulurken, momba ve mansap kesiminin uzanımı akifer kalınlığı dikkate alınarak kavramsallaştırılmalıdır.



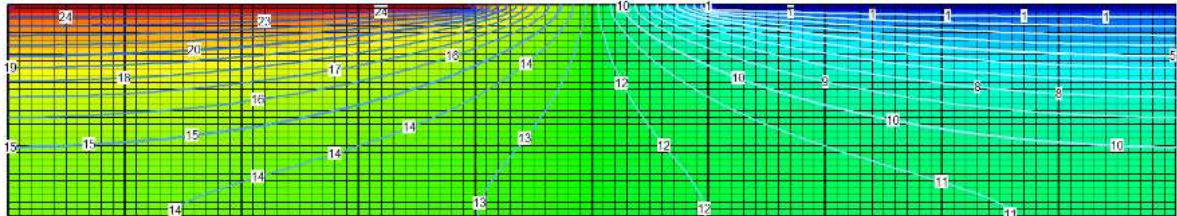
Şekil 4. Memba mansap sınır uzunluğunun akifer kalınlığının analizde kapsammasını gösteren şematik çizim

4. NÜMERİK ÇÖZÜM İLE KARŞILAŞTIRMA

Baraj altı sızma miktarının hesaplanmasında yaygın olarak kullanılan akım ağı analizleri (grafiksel yöntem) Laplace denkleminin çözümüne dayanmaktadır. Benzer şekilde, MODFLOW, SEEP/W, SLIDE gibi bilgisayar yazılımları da Laplace denkleminin nümerik çözüm tekniklerini kullanmaktadırlar. Bu çalışmada, nümerik çözümler iki amaçla kullanılmıştır: a) grafiksel yöntem ile nümerik çözüm sonuçlarının karşılaştırılması ve b) grafiksel yöntem ve nümerik yöntemlerin kullanılması sırasında dikkat edilmesi gereken önemli noktaların irdelenmesi. Nümerik çözüm olarak MODFLOW-2005 yazılımı ModelMuse arayüzeyi ile kullanılmıştır.

4.1. Grafiksel Yöntem İle Nümerik Çözümün Karşılaştırılması

Taban genişliği 20 m olan bir baraj altında 30 m kalınlığında alüvyon malzemenin hidrolik iletkenliği 5 m/gün olarak alınarak baraj altı sızma miktarı grafiksel yöntem ve nümerik çözümle elde edilmiştir. Memba-mansap arası yük farkı $H=25$ m alınmıştır. Akım tüpü sayısı $n_f=5$, potansiyel düşüm sayısı $n_d=10$ alınarak akiferin 1 m genişliğinden meydana gelen sızma miktarı 62.5 m²/gün bulunur. Hücre boyutu 1 m olarak alınarak MODFLOW ile yapılan analiz sonucu ise bu değer 68.16 m²/gün olarak bulunmuştur (Şekil 5). Nümerik çözüm ile grafiksel çözüm arasındaki fark %9 dolayında olup kabul edilebilir düzeydedir. Fark, nümerik çözümde kullanılan yaklaşım ve sonlu farklar hücrelerinin boyutlarından kaynaklanmaktadır.

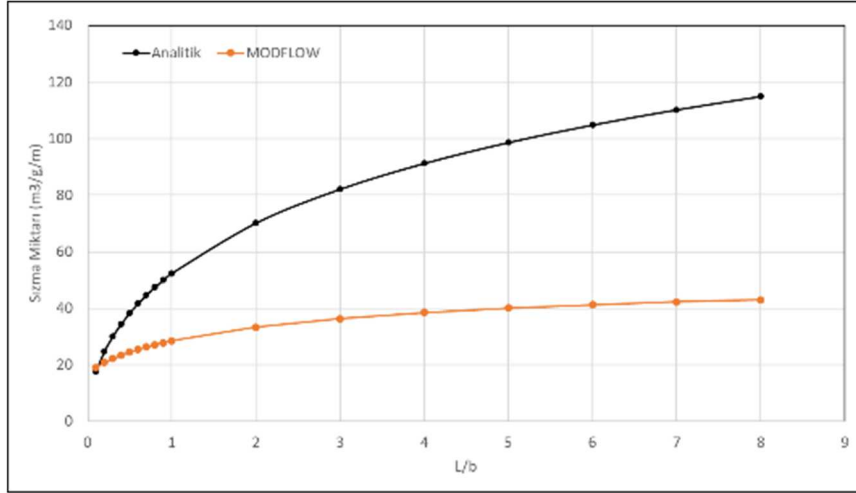


Şekil 5. Örnek problemin nümerik çözümü

4.2. Sonsuz Akifer Kalınlığı: Polubarinova-Kochina Çözümü

Grafiksel yöntem genellikle sonlu akifer kalınlığının bilindiği ortamlarda kullanılmaktadır. Akifer kalınlığının bilinmediği veya akifer tabanının çok derin olduğu durumlardan kaynaklanan belirsizlik, Polubarinova-Kochina tarafından önerilen analitik çözümle (Bkz. Bölüm 2.2) analiz edilmiştir.

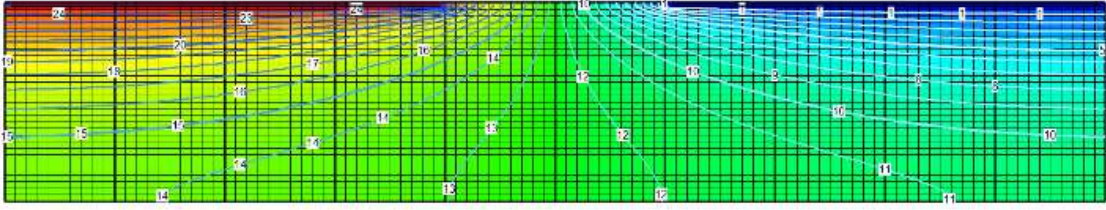
Polubarinova-Kochina çözümünün temelinde baraj tabanı uzunluğu ile mansaptaki sızma yüzeyi uzunluğuna bağlı olduğu Eşitlik 3'ten görülmektedir. Akifer tabanının çok derinde olduğu ve akım çizgilerinin geometrileri açısından akifer kalınlığının sonsuz varsayılabilceği durum MODFLOW ile simüle edilmiş ve analitik çözüm ile karşılaştırılmıştır. Şekil 6'da verilen grafikte, Polubarinova-Kochina çözümü ile MODFLOW çözümü, arasında önemli farklar olduğu ortaya konmuştur. Görüldüğü gibi, analitik çözüm nümerik çözüme oranla yüksek sızma miktarı vermektedir. Bu durum, analitik çözümün varsayımlarından kaynaklanmaktadır. Bu tür problemlerde, akım alanını tanımlayan hücreler için Laplace denklemini çözen nümerik yöntemin daha sağlıklı sonuçlar verdiği görülmektedir.



Şekil 6. Baraj tabanı uzunluğu (L) ile Sızma Yüzeyi Uzunluğu (b) oranına göre sızma miktarının analitik ve nümerik çözümlerinin karşılaştırılması

4.3. Akifer Kalınlığı ile Sızma Yüzeyi Uzunluğu Oranı

Gerek grafiksel yöntemle gerekse nümerik çözümle sızma hesabı yapılırken öncelikle problemin geometrisi ve sınır koşullarının yansıtıldığı bir kavramsal model kurgulanmalıdır. Baraj altı sızma hesabının yapılacağı problemin kavramsal modelinin bileşenleri genel olarak, baraj tabanı uzunluğu, akifer kalınlığı, memba beslenme (rezervuar) uzunluğu ve mansap sızma yüzeyi uzunluğundan oluşur. Kavramsal model bileşenlerinin hesaplama sonucuna etkileri Bölüm 3'te irdelenmiş, aşağıda ise etki düzeylerinin bağlı olduğu faktörler tartışılmıştır. Memba/mansap sınır uzunluğunun sızma miktarına etkisi, 30 m kalınlığında, hidrolik iletkenliği 5 m/gün, hidrolik yük farkı 25 m ve baraj taban uzunluğu 30 m olan bir problem için MODFLOW ile modellenerek hesaplanmıştır (Şekil 7). Şekil 8.a'da gösterilen grafikte, membada beslenmenin meydana geldiği rezervuar tabanı uzunluğu ve mansapta sızma yüzeyi uzunluğu ile sızma miktarının değişimi görülmektedir. Buna göre, sızma yüzeyi uzunluğu akifer kalınlığına göre büyüdükçe sızma miktarı da artmaktadır. Ancak bu artışın doğrusal olmadığı, sızma yüzeyi uzunluğu akifer kalınlığına göre büyüdükçe hesaplanan sızma miktarındaki artışın azaldığı görülmektedir. Sızma yüzeyi uzunluğunun akifer kalınlığına oranına bağlı olarak hesaplanan sızma miktarındaki farklar yüzde olarak bulunmuş ve Şekil 8.b'de grafik olarak verilmiştir. Yukarıda özellikleri verilen problem için yapılan hesaplama göre sızma yüzeyi uzunluğunun akifer kalınlığına eşit ve daha küçük olduğu değerler için sızma miktarında önemli değişimler olduğu görülmektedir.

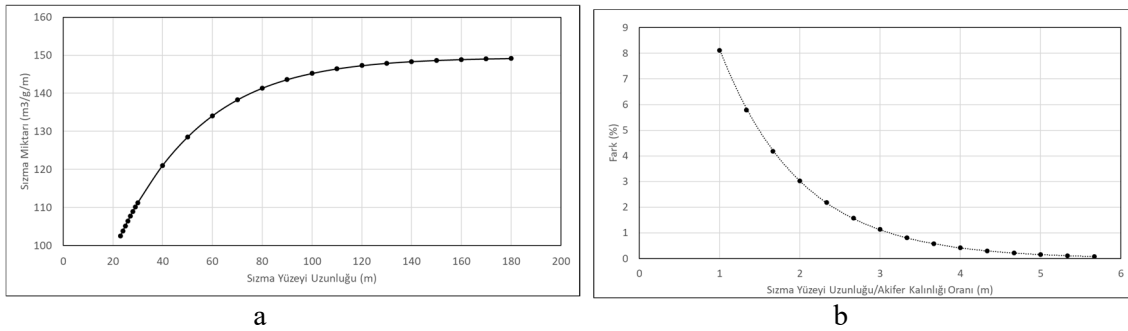


Şekil 7. Mansap sızma yüzeyi uzunluğunun örnek problem için sızma miktarına etkisinin MODFLOW ile hesabı

Şekil 8.b'de verilen grafikte, sızma yüzeyi uzunluğu akifer kalınlığının 1.5 katı kadar seçildiğinde hesaplanan sızma miktarı farkı % 5; 2 katı olduğunda ise fark % 3'e düşmektedir. Bu sonuca göre, hesaplamaların hangi yöntemle yapılacağından bağımsız olarak kurgulanması gereken kavramsal modelde, rezervuar tabanından beslenme yüzeyi uzunluğu ve mansapta sızma yüzeyi uzunluğunun akifer kalınlığının 2 katı oranında seçilmesinin kabul edilebilir bir sonuç vereceği anlaşılmaktadır.

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Batardo, blanket, baraj gibi mühendislik yapılarının etkinliği ve güvenliği açısından önemli olan sızma hesabı, grafiksel, analitik veya nümerik yöntemlerle yapılabilmektedir. Uygulamada seçilen yöntemden bağımsız olarak problemin geometrisi ve kavramsal modelinin kurgusu, memba-mansap arası hidrolik yük farkı, yapının taban uzunluğu, yapının altında uzanan akiferin kalınlığı ve hidrolik iletkenlik değeri, membada akiferi besleyen rezervuarın uzunluğu, mansapta sızma yüzeyinin uzunluğu bileşenlerinden oluşmaktadır.



Şekil 8. a) Mansap sızma yüzeyi uzunluğunun sızma miktarına etkisi b) sızma yüzeyi uzunluğu ile akifer kalınlığı oranının sızma miktarı değişimine etkisi

Bu çalışma ile, her bileşenin sızma miktarı hesabı sonuçlarına etkisi MODFLOW yeraltı suyu akım modeli yardımıyla yapılan benzeşimlerle irdelenmiş; etki düzeyinin ise özellikle akifer kalınlığı ile memba ve mansapta sızma yüzeyi uzunluğu arasındaki orana bağlı olduğu ortaya konmuştur. Uygulamada yaygın olarak kullanılan akım ağı (grafik) yönteminde akım tüpü sayısının akifer kalınlığının tamamını kapsayacak şekilde çizilmesi gerekmektedir. Bunun sağlanabilmesi için sızma yüzeyi uzunluğunun buna olanak vermesi gerekmektedir. Benzer şekilde, nümerik yöntem kullanılarak yapılan hesaplamada da memba ve mansap kesimde yer alan beslenme ve sızma yüzeyi uzunlukları akifer gereğinden kısa veya gereğinden uzun seçildiğinde sızma miktarının farklı değerler aldığı görülmektedir. Gerçek durumu yansıtabilecek olan geometri irdelenmiş, sızma yüzeyi uzunluğu/akifer kalınlığı oranının 2 olması durumunda en uygun çözümün elde edilebildiği ortaya konmuştur.

Akifer tabanının çok derinde olduğu, akiferin sonsuz kalınlığa sahip varsayımının geçerli olduğu durumlar için önerilen analitik çözümün gerçekçi sonuçlar vermediği, bu tür kavramsal modelin nümerik yöntemler kullanılarak çözümünün daha uygun sonuçlar verdiği belirlenmiştir.

Ayrıca, uygulamada Darcy yasasının doğrudan kullanılması girişimi hatalı sonuçlara neden olmaktadır. Bu hata, hidrolik gradyan hesabında akım yolu uzunluğu yerine daha kısa bir mesafe olan memba-mansap arası uzaklığın alınması sonucunda ortaya çıkmaktadır. Çalışmada bu tür problemlerde Darcy eşitliğinin doğrudan kullanımının geçerli olmadığı gösterilmiştir.

6. KAYNAKLAR

- Bear, J., 1979. *Hydraulics of Groundwater*. McGraw-Hill Publishing, New York.
- Casagrande, A., 1937. Seepage through Dams. *Jnl. New England Water Works Assn.*, Vol. 51, No. 2.
- Cedergren, H.R., 1977. *Seepage, Drainage and Flow Nets*. John Wiley and Sons, New York.
- DSİ, 2024. <https://www.dsi.gov.tr/Sayfa/Detay/740>.
- Harr, M.E., 1962. *Groundwater and Seepage*. McGraw-Hill Book Co. Inc., New York.
- Harbaugh, A. W., 2005. MODFLOW-2005 : the U.S. Geological Survey modular ground-water model-
-the ground-water flow process
- Javandel, I., Doughty, D. and Tsang C.-F., 1984. *Groundwater Transport: Handbook of mathematical models*. Am. Geophys. Union, Water Res. Monogr.
- Polubarinova-Kochina, P. Y., 1962. *Theory of Groundwater Movement* (Trans. R. De Wiest) Princeton University Press.
- USACE, 1993. *Seepage Analysis and Control For Dams*. CECW-EG. Engineer Manual 1110-2-1901. Washington, USA.
- USDA, 1979. *The Mechanics of Seepage Analyses*. Soil Mechanics Note No. 7.
- Wang, J.F. and Anderson, M.P., 1982. *Introduction to Groundwater Modeling*. Freeman, San Francisco, Calif.
- Winston, R.B., 2009, *ModelMuse-A graphical user interface for MODFLOW-2005 and PHAST: U.S. Geological Survey Techniques and Methods 6-A29*.

Jeoteknik Ölçüm ve İzleme Teknikleri /
Geotechnical Measurement and Monitoring Techniques

Liman Dolgularında Zon Yükleme Deneyi ile Sıkıştırma Kontrolü *Compaction Control with Zone Load Test in Port Reclamation Filling*

Mehmet İNCE^{1,*}, Ahmet KARAKAŞ², Özkan CORUK²

¹Kocaeli Üniversitesi, Fen Bilimler Enstitüsü, Kocaeli, Türkiye

²Kocaeli Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Kocaeli, Türkiye
(* mehmetince18966@gmail.com)

ÖZ: Bu çalışmada, liman dolgularında sıkıştırma kontrolü için zon yükleme deneyinin uygulanması ve elde edilen sonuçlarının değerlendirilmesi amaçlanmıştır. Umman'ın Sohar şehrindeki bir liman inşaatının mühendislik dolgusu üzerinde, dolgu imalatının proje dolgu sıkıştırma ölçütlerine uygunluğunu irdelemek amacıyla zon yükleme deneyi kullanılmıştır. Liman mühendislik dolgusu yaklaşık 5 metre kalınlığındadır. Deneyler için, liman içi tarama ve diğer alanlardan kazanılan, maksimum dane boyutu $d_{100}<300$ mm'yi aşmayan dolgu malzemesi kullanılmıştır. Zon yükleme deneyinde, 3 m x 3 m boyutundaki rijit çelik plakaya %25'lik artışlarla maksimum 150 kPa gerilme uygulanarak, geniş ve derin bir alanda taşıma kapasitesine karşı uzun zamanlı oturma değerleri kaydedilmiştir. İki farklı noktada yükleme deneyi gerçekleştirilmiştir. İlk deneyde 1349.87 kN (~150 kPa) yük altında toplam oturma 29.82 mm olarak ölçülmüş, test sonucunda kalıcı oturma ise 26.17 mm olarak belirlenmiştir. Yine aynı yüklerde ikinci deney lokasyonunda ise toplam ve kalıcı oturma değerleri sırasıyla 14.13 mm ve 11.37 mm olarak kaydedilmiştir. Bu değerler arasındaki farklılık, kıyı ve deniz dibi çökellerinin mühendislik özelliklerinin yanal ve düşey değişimindeki farklılığın dolgudaki sıkışmaya etkisi ile alansal dağılımda dolgunun aynı oranda sıkışmadığına işaret etmektedir.

Anahtar Kelimeler: Dolgu, Zemin, Zon Yükleme Deneyi, Liman

ABSTRACT: In this study, it is aimed to apply the zone loading test for compaction control in port embankments and evaluate the results obtained. Zone Loading Test was used on the engineering fill of a port construction in Sohar, Oman, to examine the compliance of the fill manufacturing with the project fill compaction criteria. The port engineering fill is approximately 5 meters thick. Filling material obtained from in-port dredging and other areas, with a maximum grain size not exceeding $d_{100}<300$ mm, was used in testing. In the zone loading test, a maximum of 150 kPa stress was applied in 25% increments to a 3 m x 3 m rigid steel plate, and long-term settlement values were recorded against the bearing capacity in a wide and deep area. Loading tests were carried out at two different points. In the first test location, the total settlement value was measured as 29.82 mm under a load of 1349.87 kN (~150 kPa), and as a result of the test, the permanent settlement was determined as 26.17 mm. Again, at the second test location with the same loads, the total and permanent settlement values were recorded as 14.13 mm and 11.37 mm, respectively. The difference between these values indicates that the fill is not compacted at the same rate in the areal distribution due to the effect of the difference in the lateral and vertical changes in the engineering properties of the coastal and sea bottom sediments on the compaction in the fill.

Keywords: Reclamation Fill, Soil, Zone Load Test, Port

1. GİRİŞ

Liman ve kıyı yapıları çoğunlukla konsolidasyona maruz kalmamış kıyı ve sığ deniz dibi çökelleri üzerinde inşa edilmektedir. Tasarıma bağlı olarak deniz ve kıyıda, kazı ve geri dolgu gereksinimi ortaya çıkmaktadır. Deniz taraması ve kıyı kazı çalışmalarından ortaya çıkan mühendislik özellikleri uygun malzeme, ıslah çalışmasında geri dolgu olarak kullanılmıştır. Maksimum dane boyutu $d_{100}<300$ mm olan

malzeme, deniz gelgit üst kotuna kadar direk kamyonla boşaltılmak suretiyle, bu seviye üstü ise kara dolgusu tekniği ile doldurulmakta ve sıkıştırılmaktadır. Bu yapıların işletme döneminde, öngörülen değerlerin üzerinde oturma göstermesi istenilmeyen bir durumdur. İmalat aşamasında dolgu oturma kontrolleri, oturma problemlerinin inşaat aşamasında tespit edilmesini ve gerekli iyileştirmelerin yapılmasını yönlendirir.

Yüzeysel temellerin oturduğu doğal zeminlerin, iyileştirme uygulanmış zeminlerin, mühendislik ve geri dolguların taşıma gücü ve oturma değerleri kriterlerinin kontrolü yaygın olarak plaka yükleme deneyi ile yapılmaktadır. Plaka yükleme deneyi DIN 18134 (2012), BS 5930 (1999), ASTM D1196 (2016) ve TS 5744 (2013) standartlarında gerçekleştirilmektedir. Deneyde en az 1 inç (25.4 mm) kalınlığında çapları 6 ila 30 inç (152 ila 762 mm) dairesel çelik plakalar kullanılmaktadır (ASTM D1196 (2016)). Uygulamada genellikle 30 cm çapındaki plakalar tercih edilir. Plaka yükleme deneyi, bazı kısıtlamaları nedeniyle konu ile ilgili dolgularda uygulanmamaktadır. Deneyin uygulanması için maksimum dane çapının, plaka çapının 1/10 geçmemesi gerekiyor (TS 5744, 1988). Bu kriter TS 5744 (2013) güncel versiyonunda, "plaka yükleme deneyi uygulanacak olan zeminin en büyük tane çapı plaka çapının 1/6'sından büyük olması durumunda deney raporunda belirtilmelidir" olarak güncellenmiştir. Deneyin etki derinliğinin test plaka çapının 2 katını aşmaması ve homojen olmayan zeminlerde yanıltıcı sonuçlara neden olabileceği diğer kısıtlamalar arasında sayılabilir. Öte yandan, zon yükleme deneyi, BS 5930 (1999), BS 1377-9 (1990) ve ICE Specification For Ground Treatment (1987) gibi uluslararası standartlara uygun olarak yapılmaktadır.

Umman'ın Sohar şehrinde inşa edilen bir liman inşaatında ıslah dolgu üzerinde 2 adet zon yükleme deneyi uygulanmıştır. Zemin ıslah çalışmasında, yaklaşık 7 m derinlikte olan liman içi tarama ve diğer alanlardan elde edilen maksimum dane boyutu $d_{100} < 300$ mm aşmayan dolgu malzemesi kullanılmıştır. 3 m x 3 m boyutundaki bir çelik plaka üzerinde, geniş ve derin bir bölgede taşıma basıncını test etmek amacıyla, 150 kPa'ya karşılık gelen 1350 kN kuvvet kullanılarak zon yükleme testi gerçekleştirilmiştir. Yük, 3 m x 3 m boyutundaki rijit bir plakaya, hidrolik bir krikoyla %25'lik artışlarla uygulanmaktadır. Krikonun tepkisi olarak beton bloklar kullanılmıştır. Deney, 150 kPa yüklemeye ulaşıldıktan sonra uzun zamanlı oturma ölçümlerini içermektedir. Ayrıca, deney sahasından, deney öncesi ve sonrası zemin davranışı tespit etmek üzere laboratuvar deneyleri için numuneler alınmıştır. Zon yükleme deneyi, dolgu çalışmalarının proje dolgu sıkıştırma ölçütlerine uygunluğu araştırılmıştır.

Taşıma kapasitesi ve oturma değerleri açısından Dolgu performansının değerlendirilmesi, ayrıntılı kalite testlerinden ziyade ıslah alanı ve dolgusuyla daha doğrudan bağlantılı olduğundan, kapasite doğrulamanın doğrudan bir yöntemi olan zon yükleme testi ön plana çıkmaktadır. Zon yükleme testi literatürde, büyük ölçekli yük testi (Large-Scale Load Test) olarak da adlandırılmaktadır. Temel zemin ve dolgu malzemesinin deformasyon davranışı izlenebilmektedir. "Chu ve diğerleri (2009) araştırma makalesinde, Orta Doğu'daki yeni projelerde, örneğin Yeni Doha Uluslararası Havalimanı'nda, dolgu performans testlerinin zone yükleme testi kullanılarak gerçekleştirildiğini belirtmektedir. Testte tasarım yükü 150 kPa olarak belirlenmiş ve 3 m x 3 m boyutlarında bir test plakası kullanılmıştır. Uzun vadeli (10 yıl) oturma kriteri olarak 25 mm belirlenmiştir. Zon yükleme test sonuçları logaritmik zaman ve oturma grafiği üzerinde değerlendirilmiştir. Ekstrapole edilen uzun vadeli oturma sadece 8.3 mm olarak bulunmuştur. Ölçümler 4 gün boyunca yapılmış olmasına rağmen, 24 saatlik ölçümlerin güvenilir uzun vadeli tahminler yapmak için yeterli olduğu gösterilmiştir. Ayrıca, zon yükleme deneyleri, aynı boyuttaki temellerin davranışını ve benzer yüklenme koşullarını modellemek için bu projede kullanılmıştır. Yük-deformasyon davranışı yeterli bir süre boyunca ölçüldüğünde, yeni dolgu malzemesinde belirsiz bir parametre olan sünme davranışı da dahil olmak üzere, zemin kütlelerinin uzun vadeli davranışı tahmin edilebilir (Briaud vd., 1999). Alzaylaie ve Abdelaziz (2015), Pearl Jumeira projesindeki ıslah dolgu çalışmalarını vaka analizi olarak incelemişlerdir. İslah dolgu malzemesi deniz taramasından elde edilmiş, dolgu alanı çevresi stabilitesi kaya dolgusu ve beton kıyı yapılarıyla kontrol altına alınmıştır. Daha sonra dolgu vibro kompaksiyon yöntemiyle iyileştirilmiştir. İyileştirme

çalışmaları sonrasında, dolgu performansını ölçmek amacıyla 1.5m x 1.5m boyutlu test plakasına 300 kPa yük uygulanarak zon yükleme testleri gerçekleştirilmiştir. Holeyman vd. (1988), taş kolon zemin iyileştirme yönteminin etkinliğini ölçmek için zon yükleme deneyinin kullanımını araştırmıştır. Test yükü olarak 44 tonluk (400 kN) bir kazık makinesi kullanılmıştır. Yük plakasının (80 ft² veya 7.5 m²) büyük boyutu nedeniyle etki derinliği genellikle yaklaşık olarak 20 ft'e (6 m) kadar uzatılmıştır. Kazık makinesi, zemin yük-deformasyon karakteristiklerini ölçmek için sensörlerle donatılmıştır. Taş kolonu zemin iyileştirme derecesini kontrol etmek için kapsamlı bir saha test programı uygulanmıştır. Zon yükleme deneyi, zemin iyileştirme yönteminin sonuçlarını ortaya koymuştur. Ayrıca, araştırma kapsamında zemin iyileştirmenin kontrol testleri de yapılmış, bu testlerin sonuçları ile zon yükleme deneyi sonuçları arasında iyi bir uyum gözlemlenmiştir.

Bu çalışma kapsamında, bir liman yapısı ıslah dolgusunda zon yükleme deneyi ile proje şartnamesindeki oturma ölçütünün kontrolünün sağlanmış ve bu çalışmaların mühendislik açısından önemi vurgulanmıştır. Zon yükleme deneyinin Türkiye'de kullanımının yaygınlaştırılması, mühendislik dolgularının malzeme ve uygulama kaynaklı olası uygunsuzluklarının inşaat aşamasında tespit edilerek, liman ve kıyı yapılarında işletme döneminde karşılaşılabilecek oturma problemlerinin minimize edilmesine katkı sağlayacağı düşünülmektedir.

1.1. İnceleme Alanı

Umman'ın Sohar şehrindeki bir liman projesinde deniz taramasından elde edilen malzeme kullanılarak deniz dolgusu yapılmıştır. Dolgu malzeme kriterlerini sağlayan malzemenin dolgu çalışmaları ve sıkıştırma kontrol deneyleri belirlenen deney ve kriterlere uygun olarak gerçekleştirilmiştir. İnceleme alanının konumu Şekil 1'de verilmektedir.



Şekil 1. İnceleme alanı yer bulduru haritası.

2. MATERYAL VE METOT

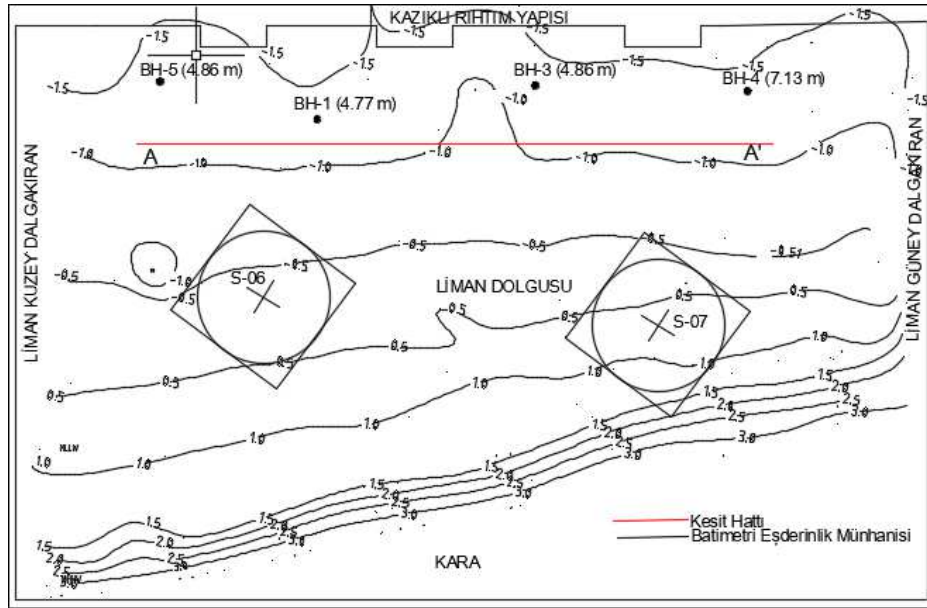
Dolgu alanında, tabii zeminin mühendislik özelliklerini tespit etmek için zemin araştırma çalışmaları yapılmıştır. Dolgu öncesi kıyı ve deniz tabanındaki zayıf zemin, dolgu alanından temizlenmiştir. Dolgu imalatı boyunca, günlük olarak ıslah alanında belirlenen konumlardan ve derinliklerden en az 3 büyük temsili dolgu malzemesi örneği (her biri 25 kg) alınmaktadır. Her örnek üzerinde, ıslak elek analizi, hidrometre dane boyutu dağılımı, özgül ağırlık ve birim hacim ağırlığı testleri (BS 1377-2, 1990)

yapılmaktadır. BS 1377-4 (1990) standardına uygun olarak dolgunun tabaka kalınlığı boyunca maksimum kuru yoğunluk/nem içeriği (%90'ından az olmamak üzere) testi uygulanmıştır. Dolgu malzeme testleri BS 812 ve BS 1377'ye uygun olarak yapılmıştır. Dolgunun sıkışma kontrol deneyleri için dolgu alanı 40.000 m²'yi geçmeyen "Dolgu Onay Alanlarına" bölünmüştür. Bu alanlarının sayısı, mümkün olduğunca dolguda kullanılan malzeme özellikleri ve yerleştirme anındaki koşulların varyasyonunu yansıtacak şekilde seçilmiştir. Yapılan dolgunun fiziksel özelliklerini onaylamak gerektiğinde, dolgunun tam derinliğine kadar sondajlar yapılmış ve alınan numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri gerçekleştirilmiştir.

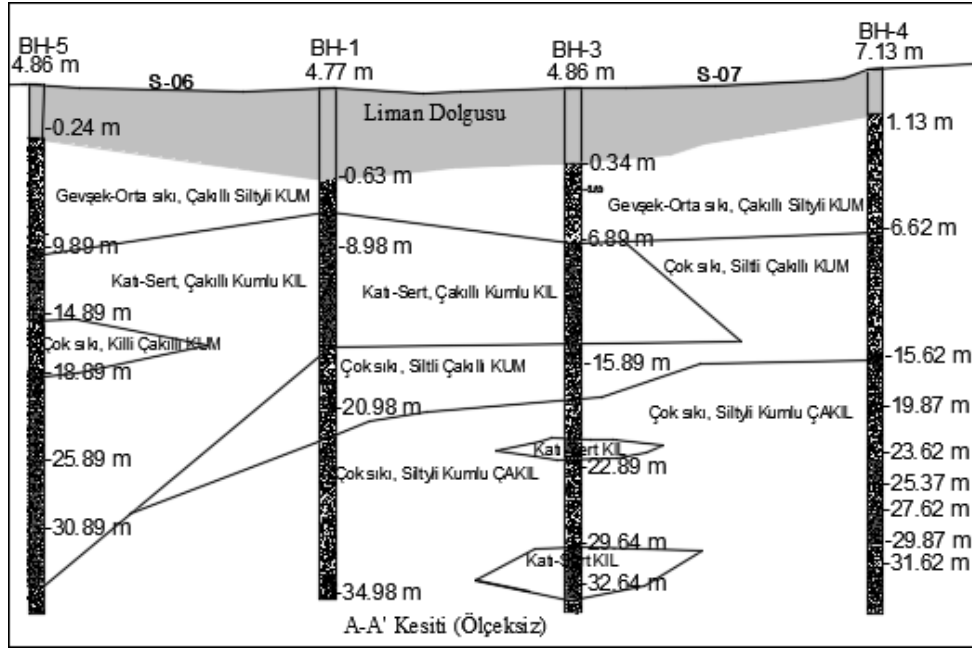
İki adet zon yükleme testi, liman mühendislik dolgusunun proje teknik şartnamesindeki sıkıştırma kriterlerini uygunluğunu doğrulamak için kullanılmıştır. Liman kıyı dolgusu üst kotu yaklaşık +7,13 metredir. 3 m x 3 m boyutlarındaki rijit bir çelik plaka üzerine % 25'lik artışlarla, 150 kPa'lık bir yük uygulanmıştır. Reaksiyon yükü olarak beton bloklar kullanılmıştır. Zon yükleme deneyinde ölçülen maksimum ortalama nihai oturma toleransı 25 mm olarak belirlenmiştir. Zon yükleme deney sonucu sınır değerlerinin üzerindeyse, dolgu temel ölçütlerini karşılayabilmek için zeminin iyileştirilmesi için detaylı bir öneri sunulmaktadır. Önerilen yöntemin kabulü ilkesel anlaşma durumunda, öncelikle bir iyileştirme denemesi ile yapılmakta ve iyileştirmenin ardından zon yükleme testi tekrarlanmaktadır.

2.1. Dolgu Alanı Jeolojisi ve Dolgu Malzemesi Özellikleri

İnceleme bölgesinde, Holosen sediment çökelleri geniş alanlar kaplar. Bu tabakalar, kumlu kil, düşük/yüksek plastisiteli kil, siltli kum, kum, iyi derecelenmiş çakıllı kum, organik kilden oluşur. Kıyı şeridi, güncel zamanlarda oluşan kumlar, çakıllar ve kıyı çökellerini içerir. Bu kum ve çakıllar, akarsu taşkın çökelleri ile alüvyon çökellerini oluşturmuştur (ASIGFR, 2007). İnceleme alanının zemin profili, killi silt bantlı ve mercekli alüvyonel kum ve çakıl çökellerinden oluşmaktadır. Zon yükleme deneyi ve zemin araştırma noktalarının lokasyon planı Şekil 2'de, dolgu alanına ait jeolojik kesit Şekil 3'te verilmektedir. Şekil 2 ve 3'te yer alan sondajlar dolgu yapıldıktan sonra ilave yapılmış sondajlar olup, üst kotları 4,86 m ile 7,13 m arasında değişmektedir.



Şekil 2. Sondaj noktaları ve zon yükleme deney alanlarının konumları.



Şekil 3. A-A¹ kesit hattında yer alan sondaj loglarına göre oluşturulmuş zemin jeolojik kesiti (ASIGFR, 2007).

Dolgu malzemesi, granüler yapıda, kohezif olmayan, doğal olarak oluşan ve organik ve zararlı madde içermeyen özelliktedir. Dolgu malzemesinin en büyük tane boyutu 300 mm, maksimum tane boyutu yüzdesi %10; 63 mikron elekten geçen ince tane yüzdesi maksimum %10; ince tanenin likit limiti maksimum %35; plastisite indeksi maksimum %6; klorür içeriği (BS 812-117, 1998) (üst 15 cm için) maksimum %3,3; sülfat içeriği (BS 812-118, 1988) (üst 15 cm için) maksimum %2,0 olarak belirtilmiştir (PRS, 2007). İnce malzeme birikimini (63 mikron ve daha küçük) önlemek için ince malzeme birikim derinliğinin herhangi bir noktada 150 mm'yi aşması durumunda, uygunsuz kısmın çıkarılması ve uygun malzeme ile doldurulması yöntemi uygulanmıştır.

2.2. Testin Kurulumu

Test konumu ve çevresi, düz ve pürüzsüz olacak şekilde dikkatlice hazırlanmalıdır. Test düzenek konumları ölçülmeli ve yerde işaretlenmelidir. Test plakasının altına kumlu yataklama uygulanarak taban levhası yerleştirilir. Ancak, aşırı kalın yataklama tabakası deformasyona neden olabilir, gerçek zemin dayanıklılığının ölçülmesine neden olabilir. Testin tüm bileşenleri monte edildikten sonra, taban plakasını düzgün bir şekilde konumlandırmak amacıyla küçük bir yük (maksimum yükün %10'u) döngüsü uygulanır.

Vinçle önceden hazırlanmış çelik taban plakası kaldırılır ve test alanına dikkatlice yerleştirilir. Ardından su terazisi kullanılarak kontrol edilir. Rijit çelik yükleme plakası, ölçümlere başlamak için 'sıfır yükü' olarak kullanılır. Hidrolik kriko, test plakasının tam ortasına yerleştirilir. Uygulanacak test yüküne karşı reaksiyon amaçlı kullanılan beton blokları vinçler yardımı ile önceden belirlenmiş konumlara yerleştirilir. Bloklar, birbirlerinden 6000 mm uzaklıkta ve taban levhasının ortasında olacak şekilde yerleştirilmiştir.

Test ağırlık sisteminin çelik kirişleri, vinç kullanılarak kaldırılır ve destek bloklarının üzerine merkezi olarak yerleştirilir. Platform yerleştirildikten sonra, hidrolik kriko üzerindeki boşluk kontrol edilmeli ve 150-200 mm olmalıdır. Kriko, merkezi test kirişinin merkezinin tam ortasından konumlandırılmalıdır.

Tüm beton blokların ve çelik kirişler toplam ağırlığı yaklaşık 200 ton olarak ayarlanmıştır. Referans kirişleri, en az 1000 mm derinliğindeki çelik kazıklara kaynatılarak sabitlenmiş ve her biri test taban plakasının üstündeki seviyeyi 50 mm ile 100 mm arasında olacak şekilde konumlandırılmıştır. Test kurulum ekipmanları listesi Çizelge 1'de verilmektedir.

Çizelge 1. Test setup ekipmanları listesi (MSZLT, 2007).

Tanım	Özellikler	Miktar (Adet)
1. Çelik Test Slab	L 3000 X B3000 X H 904 mm (çelik)	1
2. Test Kirişi	L 15000 X B 600 X H 650 mm (çelik)	1
3. İkincil kirişler	L 12000 X B 600 x Y 300 mm (çelik)	2
4. Çapraz kirişler	HE 650 B, L 15000 mm (çelik)	8
5. Test Yüğü	Beton bloklar 1m X 1m x 2 m	44
6. Beton bloklar	L 2400 x B. 1200 x H 600 mm	2
7. Hidrolik kriko	Powerteam R5656D	1
[İki yönlü hidrolik silindirler; efektif alanı: 729,66 cm ²]		
8. Çelik plaka	L 1100 x B 1100 X T 50 mm	2
9. Çelik plaka	L 550 X B 550 x T 50 mm	3
10. Referans kirişi	L 7400 x B 140 x Y 180 mm	2
11. Hidrolik güç ünitesi	Kapasite: 700 bar	2 (1 Yedek)
12. Basınç göstergesi	Kapasite: 700 bar	2 (1Yedek)
13. Oturma ölçerler	Okuma hassasiyeti: 0.01 mm, Mitutoyo	5(1 Yedek)

2.3. Testin Uygulanması

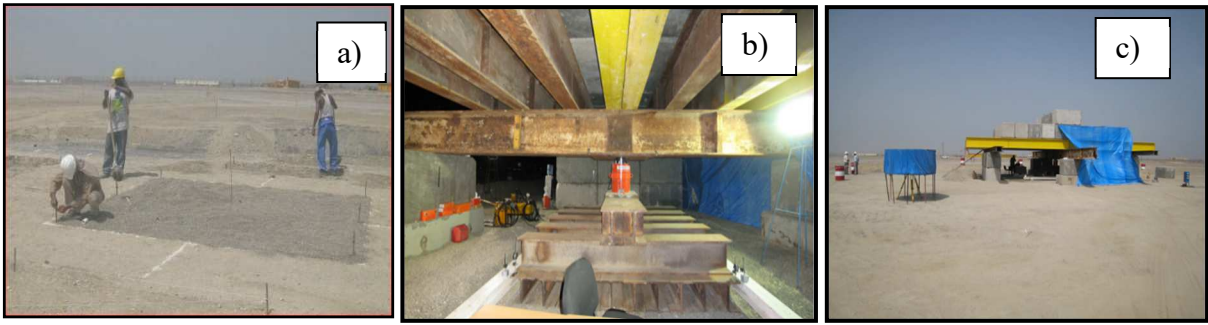
Referans kirişlerini doğrudan güneş ışığından korumak için test düzeneğinin çevresi naylonla çevresi kapatılmıştır. Taban plakası, referans kirişleri, reaksiyon sistemi vb. için nihai bir kontrol yapıldıktan sonra, krikosu tarafından taban levhasına yük uygulanmadan hemen önce, başlangıç seviye ölçümü yapılır. Başlangıç seviye ölçümlerinden sonra, yük hidrolik krikosunun hidrolik basıncını artırarak taban plakasına uygulanır.

Uygulanan yük, hidrolik kriko basınç göstergesinden hesaplanır. Hidrolik kriko operatörü için bir dönüştürme tablosu bulunmalıdır. Yük arttığında, test alanındaki gereksiz personel hemen dışarıda olmalıdır. Hidrolik basınç artmadan önce operatör, tüm personele bilgi vermek için bir sinyal vermelidir. Artan yük altındaki yer değiştirme oranı, önceki yük altındaki oranın 0.5 mm/saatten az olduğunda, artımlı yükleme yapılmamalıdır. Bu durum, 5 dakikalık aralıklarla ölçülen oturma ölçerlerinin ortalamasına göre belirlenir. Maksimum yük, en az 12 saat boyunca uygulanmalıdır. Maksimum yük uygulandıktan sonra, yer değiştirme "5 dakika, 10 dakika, 30 dakika, 1 saat, 2 saat, 5 saat, 12 saat" zaman aralıklarında ölçülmelidir. Yük, yük artışının eşit aralıklarla kaldırılmasıyla uyumlu olarak kademeli olarak kaldırılmalıdır. Her yük azalmasından itibaren taban plakasının düşey hareketi ölçülmelidir.

Önceki yük altındaki oturma hızı 0.5 mm/saatten az olana kadar aşamalı yükleme uygulanmamaktadır. 1,00 x 1,00 x 2,00 m ölçülerindeki beton bloklar, çapraz kirişler üzerine yerleştirilmiştir. Toplamda 30 adet blok, her biri 2.0 m³ hacminde ve yoğunluğu 25 kN/m³ olan toplamda 1.500 kN test yükü oluşturmaktadır. Bu test yükü, maksimum test yükünden yaklaşık %11,1 daha fazladır. Ayrıca, çelik kirişler, ek bir güvenlik sağlamak üzere ağırlık olarak eklenmiştir. Yükleme yöntemi Çizelge 2'de belirtilmiştir. Deney hazırlıkları içinde kurulumlarına ait görüntüler Şekil 4'te verilmektedir.

Çizelge 2. Deney yükleme programı (MSZLT, 2007).

Yükleme Adımları	Yük (STL)	Yük (kN)
1	0,25 x 150 kPa x 9 m ²	328.35
2	0,50 x 150 kPa x 9 m ²	693.18
3	0,75 x 150 kPa x 9 m ²	1.021,52
4	1.00 x 150 kPa x 9 m ²	1.349,87
5	0,75 x 150 kPa x 9 m ²	1.021,52
6	0,50 x 150 kPa x 9 m ²	693.18
7	0,25 x 150 kPa x 9 m ²	328.35
8	0	0



Şekil 4. Testin kurulum aşamaları a) Deney plakasının altının tesviye edilmesi b) Deney kurulumuna ait bir görsel c) Ölçüm okuma noktası ve genel kurulum görünümü.

3. SONUÇLAR

Bu çalışmada, zon yükleme deneyinin bir liman dolgusunda oturma kriterinin kontrolü amacıyla kullanımı ve yapım yöntemi tanımlanmış, elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir. Arazide iki farklı alanda uygulanan bu deneyin ilk uygulandığı S-06 alanına ait deneyde maksimum 1349.87 kN yük altında toplam oturma 29.82 mm, kalıcı oturma ise 26.17 mm olarak ölçülmüştür. S-07 numaralı ikinci alanda yapılan deneyde aynı maksimum yük altında toplam oturma 14.13 mm, yükün kaldırılması sonrası kalıcı oturma 11.37 mm olarak kaydedilmiştir. S-07 deney alanında 150 kPa zemin gerilme değerine karşılık elde edilen sıkıştırma derecesi ve maksimum oturma değerleri, tasarlanmış mühendislik dolgusu alanı için projenin gereksinimlerini karşılamaktadır. S-06 alanındaki deney sonuçları tasarımcının nihai oturma limitini aşmıştır. Aralarındaki mesafe 150 m olan iki noktadaki zon yükleme deney sonuçları, biri diğerinin yaklaşık 2 katı durumundadır. İki deney alanındaki dolgu malzeme özellikleri ve sıkıştırma uygulaması teorik olarak aynıdır. Oturma değerlerindeki farklılığının temel sebeplerinden biri, öncelikle kullanılan dolgu malzemesinin kalitesi ve uygulanan sıkıştırma yöntemi olmalıdır. Bunun yanı sıra, zon yükleme deneyinin etki derinliğini de dikkate alarak, zemin düşey profilindeki tabii farklılıkların da oturma değerlerindeki değişime katkıda bulunduğu gözlemlenmiştir. Şekil 2'de deney alanları ve Şekil 3'te deney alanının jeolojik kesiti incelendiğinde zemin istifinin farklı olduğu görülmektedir. S-07 deney noktasında, S-06'ya göre kil ara bantlarının az olduğu ve kara tarafına doğru iri daneli zemin sınıfı kalınlığının arttığı görülmektedir. S-06 noktası altındaki deniz dibi gevşek malzemenin yeterli derecede taranıp taranmadığının da ayrıca değerlendirilmesi gerekir.

4. KATKI BELİRTME

Yazarlar, bildiri konusuna ait verilerin kullanılmasına izin verilmesinden dolayı Sayın Celalettin İlhan'a ve kendisinin nazarında STFA İnşaat firmasına teşekkür ederler.

5. KAYNAKLAR

- ASTM D1196/D1196M-12, 2016. Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASIGFR, 2007. Additional soil investigation works geotechnical factual report.
- BS 5930, 1999. Code of practice for site investigations, Section 4 Field Test. The British Standards Institute, British Standards Institution.
- BS 1377-9, 1990. Soils for civil engineering purposes- Part: 9 chapter 4.2 "Determination of the settlement characteristics of soil for lightly loaded foundations by the shallow pad-maintained load test, British Standards Institution.
- BS 1377-4, 1990. Methods of test for Soils for civil engineering purposes - Part 4: Compaction-related tests, British Standards Institution.
- BS 1377-2, 1990. Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes-Part 2: Classification Tests, British Standards Institution.
- BS 812 Part 117-2, 1988. Testing aggregates. Method for determination of water-soluble chloride salts, British Standards Institution.
- BS 812 Part 118-2, 1988. Testing aggregates. Method for determination of sulphate content, British Standards Institution.
- Briaud J.L. & Gibbens R., 1999. Behavior of five Large Spread Footings in Sand, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, 125(9), September: 787-796.
- Chu, J., Varaksin, S., Mengé, P., 2009. Construction Processes. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering M. Hamza et al. (Eds.) 2009 IOS Press. doi:10.3233/978-1-60750-031-5-3006.
- DIN 18134, 2012. Determination of deformation and strength characteristics of soil by the plate loading test, Deutsche Norm.
- FRZLT, 2007. Factual report for zone load test carried out at grid point s-06.
- Holeyman, A., Bottiau, M., and Massarsch, K.R., 1988. Soil Modulus from Large Scale Plate Load Test, Special Topics in Foundations, ASCE Geotechnical Special Publication (Book 16), 9 May 1988, Nashville, Tennessee, USA, Das, B.M. (ed.), pp. 37-53.
- ICE (Institution of Civil Engineers), 1987. Specification for Ground Treatment. Thomas Telford, London, UK.
- Alzaylaie, M., and Abdelaziz, A., 2015. Pearl Jumeira project: a case study of land reclamation in Dubai, UAE. The 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Japanese Geotechnical Society Special Publication.
- MSZLT, 2007. Method statement zone load test.
- PRS, 2007. Project reclamation specifications.
- TS 5744, 1988. İnşaat mühendisliğinde temel zemini özelliklerinin yerinde ölçümü. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS 5744, 2013. Plaka yükleme deneyi ile zemin taşıma gücünün yerinde tayini. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

Investigation of In-Situ Shear Strength Parameters in Gölecik Dam Foundation, Bursa, Türkiye

Gölecik Barajı Yerinde Kesme Dayanımı Parametrelerinin İncelenmesi, Bursa, Türkiye

Mehmet SAGNAK^{1,2,*}, Nihat Sinan IŞIK³, Faik CÜCEOĞLU^{1,4}, Seçkin AYDIN¹, Ayhan KOÇBAY¹

¹ *The General Directorate of State Hydraulic Works, Ankara, Türkiye*

² *Graduate Student, Graduate School of Natural and Applied Sciences, Department of Civil Engineering, Gazi University, Ankara, Türkiye*

³ *Department of Civil Engineering, Gazi University, Ankara, Türkiye*

⁴ *Graduate Student, Graduate School of Natural and Applied Sciences, Department of Civil Engineering, Middle East Technical University, Ankara, Türkiye*

(* msagnak@dsi.gov.tr; mehmet.sagnak@gazi.edu.tr)

ABSTRACT: Determination of shear strength of a rock mass plays a crucial aspect in the design of water structures such as dams, slopes, and underground projects. Gölecik Dam, located in Bursa, has been constructed over a metamorphic rock mainly consisting of graphite schist, mica-schist, and calc-schist as a Roller Compacted Concrete (RCC) type and is 95.0 m in height. Due to the complex geological conditions of rock, evaluating the rock mass quality and determining the mechanical parameters of rock masses is essential for dam stability. Several laboratory tests, in-situ large-scale shear tests through rock-to-rock interfaces and a comprehensive geological survey were conducted to determine the engineering parameters of rock. A total of 12 in-situ shear tests were carried out within the range of the normal load of the dam. Besides in-situ test results, the existing empirical criterion of Hoek-Brown was also included. The paper aims to investigate the procedure in selecting an appropriate shear strength envelope for design purposes using in-situ test and Hoek-Brown criteria

Keywords: In-Situ Shear Strength Test, Schist Rock, Hoek-Brown Criteria, RCC Dam

ÖZ: Kaya kütlelerinin kesme dayanımının belirlenmesi baraj tasarımları, şev duraylılıkları ve yeraltı projeleri gibi mühendislik yapılarının tasarımında önemli rol oynamaktadır. Gölecik Barajı Bursa ili sınırları içerisinde yer almakta olup genel olarak grafitişist, mikaşist ve kalkşistten oluşan metamorfik kayalar üzerine Silindirle Sıkıştırılmış Beton (SSB) tipinde ve 95.0 m yüksekliğinde inşaa edilmektedir. Baraj temelini oluşturan kayanın karmaşık bir jeolojiiye sahip olmasından dolayı, kaya kütle kalitesinin değerlendirilmesi ve mekanik özelliklerinin belirlenmesi barajın duraylılığı açısından dahada önemli hale gelmektedir. Kaya kütlelerinin mühendislik parametrelerinin belirlenmesi için çeşitli laboratuvar testleri, kaya-kaya yüzeyinde büyük ölçekli yerinde kesme deneyleri yapılmıştır. Barajın normal yükleri doğrultusunda toplam 12 adet yerinde büyük ölçekli kesme deneyi yapılmıştır. Yerinde kesme deneyinin sonucuna ilave olarak ampirik yöntem olan Hoek-Brown kriterleri de çalışmaya dahil edilerek yerinde kesme deneyinden elde edilen parametrelerle karşılaştırılmıştır. Bu çalışmada, elde edilen parametrelerden baraj tasarımı için uygun kesme gerilmesi zarfının incelenmesi amaçlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Yerinde Kesme Deneyi, Şist Kayası, Hoek-Brown Kriterleri, SSB Baraj

1. INTRODUCTION

Shear strength parameters of rock mass are critical for the design of structures constructed on or within the rock. Geological features or complexity play a significant role in affecting engineering behavior of rock mass. Even the same rock type may significantly exhibit different shear strength parameters depending upon site's geological characteristic such as bedding planes, joints, shear zones and faults

etc. It is known that the stresses are low at shallow depth, and the failure of the rock mass is minimal, with the behavior the rock being controlled by sliding over the discontinuities (Chawre et al., 2014). This is why it is highly controversial to accurately determine the shear stress parameters of rock mass. Comprehensive in-situ and laboratory tests are required to reliably determine the shear strength parameters. However, accurately determining the shear strength parameters of rock masses in the laboratory is challenging, as the samples needed to be undisturbed and sufficiently large to represent the discontinuum of rock mass. Hence, it is significant to conduct large-scale in-situ shear test to determine cohesion and friction angle of rock mass. Nevertheless, the in-situ shear tests are generally preferred to use in large construction projects due to difficult installation process, time and high cost (Zhao et al., 2012; Sarwade et al., 2020). Any horizontal load on the dam is resisted by the frictional/shearing forces along horizontal lifts in the dam body, the dam-foundation interface and the foundation rock mass, where the weakest one controls the sliding stability of the dam/ This is one of the key factors affecting dam safety. Therefore, for an actual assessment of dam's sliding stability, estimating the shear resistance of rock mass along any desired plane of shear or along the weakest discontinuity is indispensable (Ghosh, 2010; Xu et al., 2021).

The Gölecik Dam has been constructed as an RCC type and is 95.0 m in height. The dam is founded on a metamorphic rock identified as graphite schist, mica-schist, and calc-schist, which consists of various joints, laminates, and discontinuous leading to weakness through the rock mass. Thus, large-scale in-situ shear tests were used to determine the dam foundation rock mass's peak and residual shear strength as a function of normal stress to the sheared plane. Moreover, the Hoek-Brown (2002) failure criterion was employed, including companion procedures developed to provide a practical means to estimate rock mass strength from laboratory test values and field observations. This paper aims to estimate the shear strength of the Gölecik Dam foundation to be used in design after interpreting the results of in-situ direct shear tests and Hoek-Brown's empirical criterion.

2. SITE and LABORATORY STUDIES

The lithology of the site area is formed by yellowish green meta-tuffs, metavolcanic, and schists. The dam has been built on graphite schist, mica-schist, and calc-schist, which reveals schistosity and represents the bedrock of the dam foundation. The main and dominant geological unit along the dam axis composes of graphite schist upon which the shear test was planned. Graphite schist exhibits mineralogical variations throughout the layers, particularly quartzites, and other features such as bedding planes, foliation, shear zones and schistosity, multiple rock joint sets leading to anisotropy. The strike of the foliation/ schistosity in the rock mass is difficult to follow in one direction. However, several strikes were measured as N12W, N30W, N48W, N12W, N80W, N72E, N12E etc. with dip ranging from 30 to 66 south/north-westerly at the test locations. This may not represent the whole site due to complexity of geological conditions in graphite schist rock mass. The left abutment of the dam partly consists of mica schists at approximately 15.0m thick, revealing similar geological conditions with graphite schists. Nevertheless, in-site shear tests were applied to only graphite schist in talweg region to determine to the maximum shear load affecting the foundation. The bedrock of the dam investigated numerous boreholes in varying depth from 40-75 meters. The rock core recoveries and rock quality designation, RQD, were determined using the core samples. The core recoveries were obtained to be good and mostly over 80%, whereas RQD varied from 9% to 100% due to schistosity through the rock based on the core location.

2.1. Laboratory Tests

The tested rock core samples were obtained from various depths and locations to represent the engineering properties of the rock mass. Approximately, 76 uniaxial compression strength tests, UCS, 28-unit weight tests, and 33 elasticity modulus tests upon the intact samples were selected and tested.

The UCS tests results change from 1.64 to 20.82 MPa. The value of Elasticity modulus varies from 3.3 to 32.5 GPa. The mean values of those tests results are given in Table 1. Table 2. provides Hoek-Brown (HB) criterion parameters to compute Mohr-Coulomb, M-C, fit parameters based on Hoek & Brown, (2019).

Table 1. Mean values of Laboratory Tests.

Lithology	Unit Weight, γ_{Mean} kN/m ³	UCS $_{Mean}$ σ_i , (MPa)	Poisson Ratio (ν_{mean})	Elasticity Modulus, E_i Mean (GPa)
Graphite Schist	27.21	10.00	0.15	12.00

Table 2. Hoek-Brown (HB) criterion parameters.

Lithology	Geological Strength Index, GSI	Disturbance Factor, D	Intact UCS, σ_i MPa	Intact Modulus, E_i , GPa	Material Constant, m_i
Graphite Schist	35	0	10	12	12

2.2. In-Situ Direct Shear Test

The shear test procedures conform to the methodology given by ASTM D4554-2 “Standard Test methods for In-Situ Determination of Direct Shear Strength of Rock Discontinuities”. This methodology contains in-site preparations of large scale (700x700x350mm) undisturbed rock mass test specimens, set-up assembly and in-situ measurements of peak and residual shear resistance of rock discontinuities that is a function of stress normal to the shear plane. For the implementation of these tests, three sets of test pits and four sets of rock-concrete blocks, each size of 750mmx750mmx350mm, for each test pit were prepared as shown in Figure 1 (a), (b) in the talweg section. This resulted in a total of 12 tested blocks. The shear test was executed 1m below surface after all mechanical excavations were completed. A normal load is applied to the shear plane using reaction beam shown in Figure 1(b) and then a side load is applied to shear along the plane and discontinuity based on provided procedure by ASTM D4554-2.



Figure 1. (a) Test locations, (b) view of location 2.

The load transfer system was designed to facilitate horizontal movement while evenly distributing normal loads to the test blocks. To mitigate stress concentrations, sliding plates were positioned on a 1.5-cm thick layer of fine sand on the concrete specimen casing. In the transverse direction, 2-cm diameter steel cylinder rollers were placed between the sliding plates to allow horizontal movement when a 350-ton hydraulic jack applied a shear load at an angle of 15° angle from the horizontal, aligning

with the centroid of the shearing surface. The shear load direction was from upstream to downstream, consistent with the direction of engineering water thrust. Eight dial-gauges on the specimen blocks were employed to measure the vertical, horizontal and lateral displacement in the shearing direction and two for transverse displacement perpendicular to shearing. Small increments of shear force were applied until block failure occurred, and the process was restarted to determine residual friction and resistance. After each test, the block was inverted, and the failure surface was examined to assess the mode of failure. A test set was carried out by shearing four specimens under normal stresses of 600, 900, 1200, and 1500 kPa, respectively. The range of normal loads has been selected based on the foundation stress distribution of the dam. The shear stresses are computed by dividing applied shear force by test specimen area. Likewise, normal stresses are calculated by dividing the sum of applied shear and normal forces by test specimen areas. The shear direction is applied from upstream to downstream since the pounded water force/load will be trying to shear the bed rock and will try to topple the dam body.

3. RESULTS

3.1. Hoek-Brown Empirical Criterion

The Hoek-Brown failure criterion and associated Geological Strength Index, GSI, are widely accepted tools for assessing the strength and deformation characteristics of heavily jointed rock. Due to the lack of suitable alternatives, the criterion was used quickly by the rock mechanics community (Hoek & Brown, 2019). Strength degradation relations play a significant role in the Hoek-Brown failure criterion by downgrading the strength properties of intact rock based on quantitative measures of rock mass characterization and disturbance. As is known, the removal of the rock results in stress relief allowing the surrounding rock mass to relax and dilate once foundations, tunnels or slopes are excavated in the rock mass. The goal of proper design is to control this dilation, and the consequent displacements to minimize rock failure. This dilation or relaxation due to excavation or blasting is referred to as the disturbance factor, D , as proposed by Sönmez & Ulusay, (1999), which is a vital input parameter in the analysis of rock mass properties. Descriptive guidelines are available on how to determine the D factor for tunnels and slope cases in Hoek & Brown, (2019). However, the disturbance factor for dam can considerably change from projects depending on type of excavation, rock mass geological conditions, engineering judgments etc. Romana (2003) suggested the D value can be taken up to 0.4 as the excavations for dam's foundations are very careful. Further discussion regarding the selection of the D factor is not provided in this paper, yet up to date review can be found in Demirdogen & Yildirim (2023). The disturbance factor, D , is considered as 0 in this study due to mechanical excavation causing minimal disturbance to the surrounding poor-rock mass. After a comprehensive geological site survey, the GSI value of rock mass, particularly Graphite Schist, was determined with a value of 35. Table 3 provides input parameters to calculate Mohr-Coulomb, M-C, fit parameters using Hoek-Brown classification criterion. The M-C fit parameters were calculated using Rocscience RSdata using Hoek & Brown, (2019), and the results are given in Table 3.

Table 3. Estimated Mohr-Coulomb Fit Parameters .

Lithology	Mohr-Coulomb Fit		Hoek-Brown Criterion		
	c, kPa	ϕ	mb	s	a
Graphite Schist	413	27.59	1.178	0.0007	0.516

where, c cohesion (kPa), ϕ internal friction angle (degree), mb the value of the Hoek-Brown constant m for the rock mass, s and a are constants depending on rock mass.

3.2. In-Situ Direct Shear Test

A total of 12 large-scale in-situ shear tests were successfully completed following measurement and calculation methods proposed by ASTM D4554-2. Peak and residual shear strength, as well as shear displacements as a function of the normal stress to shear plane in Figure 2. After the shear tests were completed, all blocks overturned to observe discontinuities through the shear plane. Figure 2 shows that the failure interface in all blocks indicates shearing through rock mass at a plane below the concrete-rock interface. The shear direction is shown in row in Figure 2. The sheared slip plane in Test-3 demonstrated that one of the blocks was sheared perpendicular to the schistosity plane. Besides, Test-1 showed that reveals complex foliation or schistosity through the shear plane.

Peak shear stress versus displacement curve corresponds to the maximum shear stress in the shear stress versus displacement curve, whereas residual shear stress shows no further rise or fall in the strength with increasing displacement. The shear stress versus the shear displacements were plotted in Figure 3. As observed, distinct peak and subsequent residual strength are evident in all cases. Figure 3 states that most curves exhibit distinct peaks and a sudden fall in peak shear strength at failure. After reaching the peak shear strength, residual shear strength was measured for all concrete-block specimens. The values of peak and residual shear strength parameters cohesion, c , and friction angle, ϕ , were derived from the best fit using linear regression line based on the well-known the Mohr-Coulomb failure criterion. The linear interpolation was respectively performed to obtain for the peak and residual parameters given in Figure 4. The results states that the friction angle of peak stress, ϕ_p is 47.2° , and cohesion, c_p , is 878 kPa and the friction angle of residual stress, ϕ_r is 40.9° , and cohesion, c_r , is 238 kPa. Furthermore, it is known that as the normal stress is increased, the shear stress should be increased as well; however, the result of Test-2 shown in Figure 4 does not follow such a trend which the shear strength parameters such as c and ϕ , cannot be computed using linear regression line. This is because these parameters are not considered as shear strength parameters for both peak and residual strength.

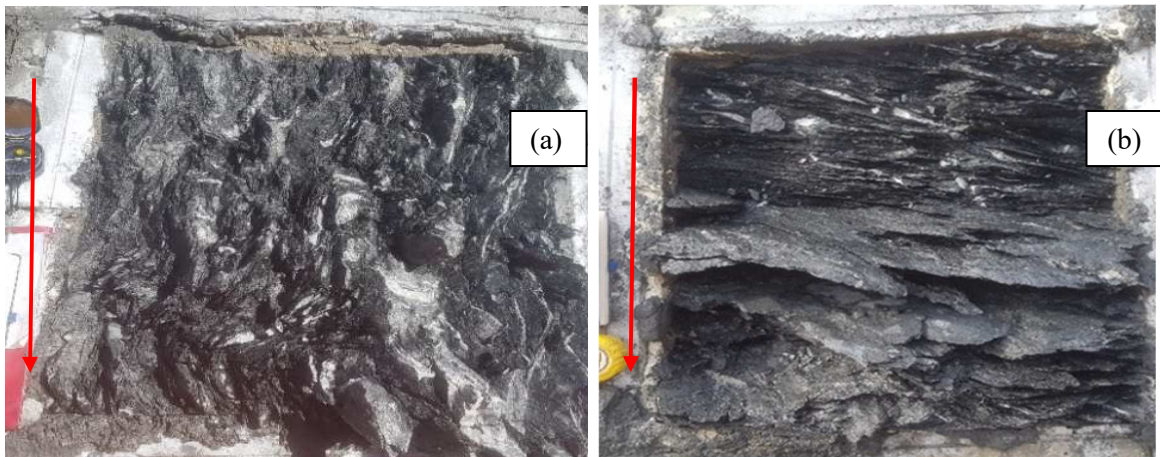


Figure 2. Views of some test blocks from (a) Test-1 and (b) Test-3, Red row shows shear direction.

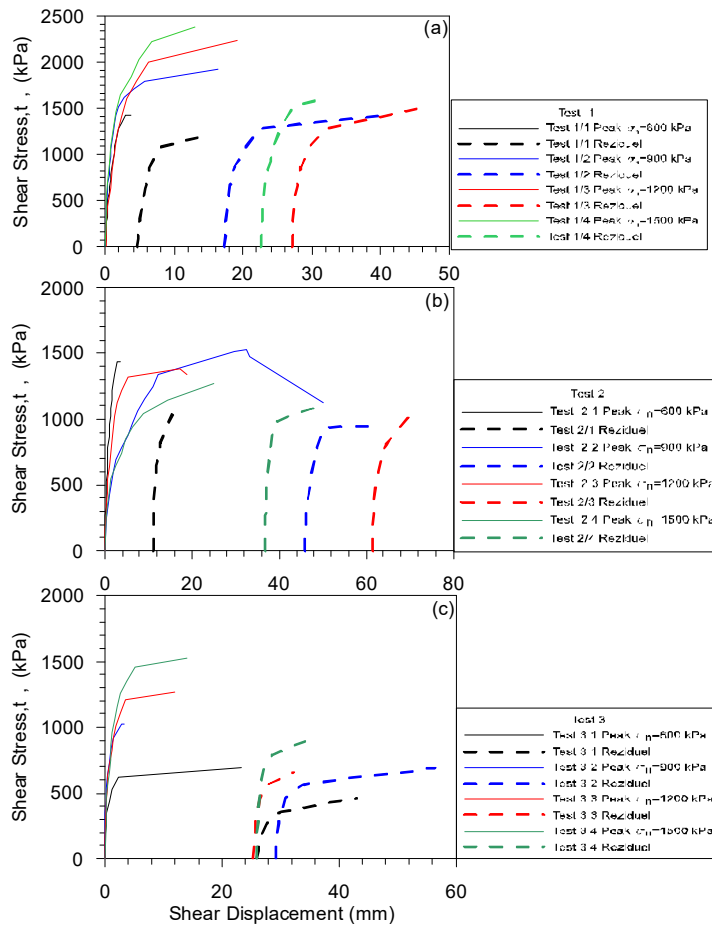


Figure 3. Shear Stress versus Shear Displacement.

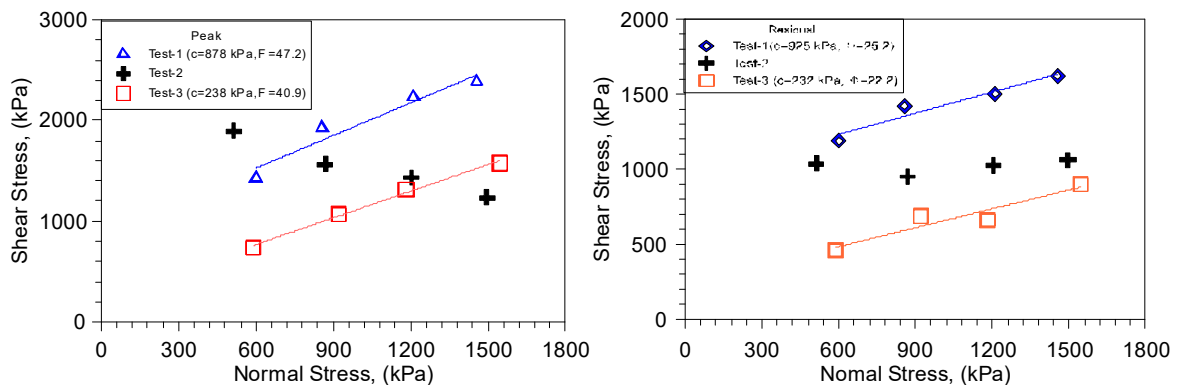


Figure 4. Mohr-Coulomb criterion plotted using peak and residual strength.

4. INTERPRETATION of SHEAR STRENGTH

All in-site tests were conducted on Graphite schist, characterized by gray and black color, a moderate-to-high degree metamorphism. The rock exhibits a developed foliation structure that is challenging to follow directly on the shear. Quartz veins were also observed in various thickness and direction. Approximately in all test pits, two to four discontinuity systems were observed. The results show in

Figure 5 that Test-1 released approximately three times higher peak and residual shear strength in comparison to Test-3. This substantial difference is believed to be attributed to the presence of quartz veins with diverse thicknesses among layers and foliation planes. These features correspond to the slips surface, contributing to shearing against schistosity. Test-2 displaced a decreasing trend with increasing normal stress. Such trend is thought to be influenced by variations in the thickness and orientation of quartz veins and orientation of schistosity plane caused such a trend. Hoek-Brown's non-linear estimation for this study is positioned just below the shear strength envelope of Test-3, as shown in Figure 5. Upon comparison the shear tests to Hoek-Brown Failure Criterion, Test 1 and Test-3 represent upper bound and lower bound of rock mass, respectively.

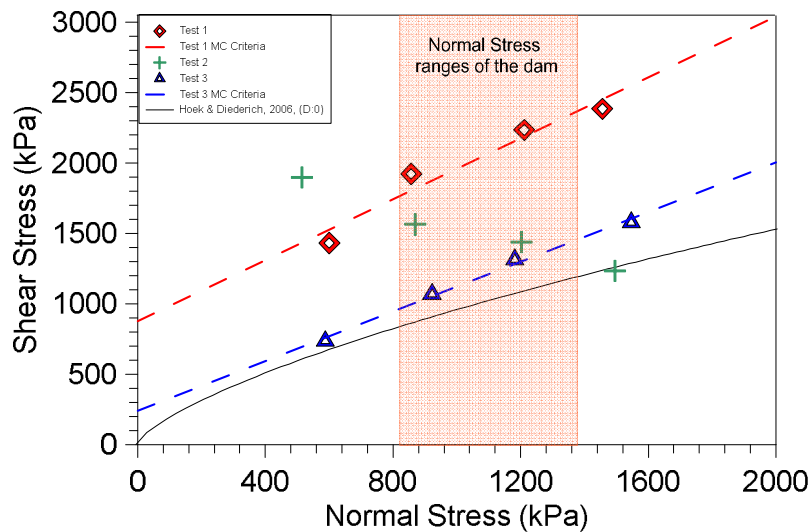


Figure 5. Comparison of peak shear strengths measured and estimated according to Hoek & Diederich (2006; Hoek & Brown, 2019).

The failure envelope of Hoek-Brown criterion provides a conservative estimate of the overall shear strength of the rock mass. Even though the Hoek-Brown (1980) criterion was initially proposed and developed isotropic conditions to calculate strength parameters of rock mass, it has been increasingly applied to determine the strength parameters of anisotropic rock masses in recent years (Özdemir et al., 2023; Shen et al., 2020; Kumar & Verma, 2016). The criteria should be carefully used where foliation or schistosity and anisotropy are present in the rock mass since the Hoek-Brown criterion parameters such as m_i and σ_i are significantly influenced by the strength anisotropy of the intact rock, all of which the graphite schist at the dam foundation comprises. The disturbance factor was selected as zero since mechanical or manual excavation in poor-quality rock masses led to minimal disturbance to the rock mass suggested by Hoek and Brown (2019). It is suggested to select a failure envelope from the lower bound obtaining shear strength parameters for proper design of the dam corresponding to Test-3 or Hoek-Brown criteria for peak strength properties due to the scatter in test results stemming from foliation, orientations of layers, variation of quartz veins, heterogeneity and anisotropy.

5. CONCLUSIONS

In-situ tests are crucial science, it is not possible to simulate the actual field conditions in the laboratory. Twelve direct shear tests were conducted on concrete-rock interface at the dam axis obtaining share strength parameters. The failure interface in all sheared blocks indicates that shearing has taken place through rock mass, conforming shear failure through the rock-rock interface. The following conclusions can be drawn:

- The complexity of the rock mass significantly influences shear strength parameters, as the strength parameters are known to be controlled by discontinuities and joints in rock mass. Thus, the strength parameters should be carefully investigated using laboratory, in-situ tests methods and empirical approaches.
- The results of in-situ shear test highly depend on the direction of shearing due to the presence of foliation, schistosity, secondary mineralization in joints, foliations etc. and anisotropy in the graphite schist rock mass.
- The friction angle at peak, ϕ_p , and residual, ϕ_r , states were calculated is 47.2° , 40.9° , respectively, and peak cohesion, c_p , is 878 kPa, residual cohesion, c_r , is 238 kPa. Conversely, Hoek-Brown failure criterion gives as cohesion, c , 413 kPa, and friction angle, ϕ , 27.59° .
- The failure envelopes obtained from Hoek-Brown criterion are in good agreement with the result of Test-3 representing the low bound of the shear plane, which represents that the disturbance factor as zero should be appropriate for a mechanical excavation in poor-quality rock masses such as schist rock.

6. ACKNOWLEDGEMENTS

The authors thank to The General Directorate of State Hydraulic Works, Ankara, 1st Regional Directorate of State Hydraulic Works, Bursa, TOKER Drilling and Construction Consulting Company and OZKAR Construction Consulting Company for their effort during construction progress.

7. REFERENCES

- ASTM, 2017. Standard Test Method for In Situ Determination of Direct Shear Strength of Rock Discontinuities. (D 4554-02).
- Crowder, J.J. & Bawden, W.F., 2004. Review of Post-Peak Parameters and Behaviour of Rock Masses: Current Trends and Research.
- Demirdogen, S. & Yildirim, S., 2023. The Disturbance Factor of Hoek–Brown Failure Criterion in Dam Foundations. *Geotechnical and Geological Engineering*, 1-9.
- DSİ Genel Müdürlüğü, 2018. Gölecik Barajı Uygulama Aşaması Revize Jeoteknik Etüt Raporu. (Unpublished) in Turkish.
- DSİ Genel Müdürlüğü, 2021. Gölecik Barajı Büyük Ölçekli Kesme Deneyi Final Raporu (Rev.01). (Unpublished) in Turkish.
- Ghosh, A.K., 2010. Shear strength of dam-foundations rock interface—a case study. In *Proceedings of Indian geotechnical conference, GEOTrendz*, December, pp. 16-18.
- Hoek, E., & Diederichs, M.S., 2006. Empirical estimation of rock mass modulus. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 43(2), 203-215.
- Hoek, E., & Brown, E.T., 2019. The Hoek–Brown failure criterion and GSI–2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(3), 445-463.
- Kumar, R., & Verma, A.K., 2016. Anisotropic shear behavior of rock joint replicas. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 90, 62-73.
- Özdemir, M., Beyhan, S., & Erarslan, K., 2023. Effect of Anisotropy on Basic and Residual Friction Angles in Schist Rocks. *Afyon Kocatepe Üniversitesi Fen ve Mühendislik Bilimleri Dergisi*, 23(1), 208-215.
- Romana, M., 2018. DMR, a new geomechanics classification for use in dams foundations, adapted from RMR. In *RCC Dams-Roller Compacted Concrete Dams*, Routledge, pp. 689-696.
- Sarwade, D.V., Senthil, P., & Dev, H., 2020. Evaluation of Shear Strength Parameters for Design of

- Dam for a Drinking Water Project-A Case Study. *International Journal of Engineering Research and Development*, Volume 9, Issue 3.
- Shen, J., Shu, Z., Cai, M., & Du, S., 2020. A shear strength model for anisotropic blocky rock masses with persistent joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 134, 104430.
- Sonmez, H., & Ulusay, R., 1999. Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36(6), 743-760.
- Xu, X., Yu, Z., Xue, F., Long, X., Mao, X., Ke, C., & Meng, H., 2021. In-situ rock tests for fault gouge zone: A case in Fengman hydropower station, China. In *E3S Web of Conferences*, 3rd Global Conference on Ecological Environment and Civil Engineering (GCEECE 2021), Vol. 293, p. 03008.
- Zhao, Y., Wang, X., Zhang, X., Jia, Z., Zeng, X., & Zhang, H., 2012. Rock borehole shear tests in dam foundation of Xiangjiaba hydropower station. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 4(4), 360-366.

Yerinde Deney Uygulamaları: Kaya Kütle Deformasyon ve Elastisite Modülü Eldesi için Probex Kaya Presiyometre Deneyi

In-Situ Test Applications: Probex Rock PressureMeter Test for Obtaining Rock Mass Deformation and Elasticity Modulus

Recep ÇETİN^{1,*}, Cemal YILDIZ²

¹ Devlet Su İşleri 4. Bölge Müdürlüğü

² Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü

(* receptetin@dsi.gov.tr)

ÖZ: Kaya Presiyometresi (Dilatometre) deneyi, kayaların yerinde deforme olup olmadığını belirlemek için yapılan kuyu içi bir deneydir. PROBEX Kaya Presiyometresi radyal olarak şişirebilen bir prob, çift etkili bir hidrolik modül ve ölçüm cihazından oluşur. 76 mm (N boy) sondaj deliğinde çalışır ve maksimum 30 000 kPa çalışma basıncına sahiptir. Proje ile alakalı olarak verilen basınç (MPa) ve bu basınç değerlerine karşılık gelen hacim (cm³) değerleri kaydedilir. Başlıca yerinde Kaya Kütle Deformasyon Modülü, Elastisite Modülü ve Toplam Deformasyon elde edilebilir. Kaya kütlelerinin deforme olabilirliliğinin belirlenmesi, baraj temellerinin tasarımında, köprü desteklerinin deforme olmalarının tahmin edilmesinde ve kaya şevlerinin stabilitesinde kritik bir parametre sağlar. Bu çalışmada deneyin yapıldığı yerler, kuyuda dikkat edilmesi gereken kurallar, Elastisite, ve Deformasyon modülü değerlerinin hesaplanması için kullanılan formüller, bağıntılar vb. hususlara değinilecektir. Kaya Presiyometre deneyi hassas karot verimi, laboratuvar deneyleri için yetersiz karot veren killi veya çok eklemli kayalarda sondaj profilinin hızlı loglanması için özellikle değerlidir.

Anahtar Kelimeler: Yerinde Deneyler, Dilatometre, Deformasyon Modülü, Deney Planı

ABSTRACT: Rock Pressuremeter (Dilatometer) test is an in-hole test to assess rocks deformations in situ. PROBEX Rock Pressuremeter consists of a radially inflatable probe, a double-acting hydraulic module and measuring device. It operates in a 76 mm (N length) borehole and has a maximum working pressure of 30 000 kPa. The pressure (MPa) to be given for the project and the volume (cm³) values corresponding to these pressure values are recorded. Mainly in situ Rock Mass Deformation Module, Elasticity Modulus and Total Deformation values can be obtained. Determining the deformability of rock mass provides critical parameters in the design of dam foundations, estimating deformations of bridge supports and the stability of rock slopes. In this study, the following issues will be mentioned. The places where the experiment was carried out, the rules to be taken into consideration in the well, the formulas, equations, corrections, etc. to be used to calculate the Elasticity, and Deformation Module values. The Rock Pressuremeter (Dilatometer) test is particularly valuable for precise core yield and rapid indexing of the drilling profile in clayey or multi-jointed rocks that yield insufficient core for laboratory tests.

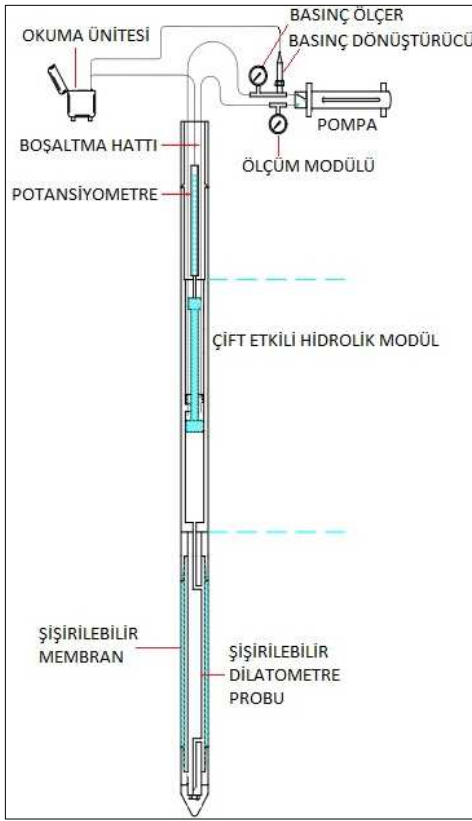
Keywords: In-situ Experiments, Dilatometer, Deformation Module, Test Plan

1. EKİPMAN VE GENEL AÇIKLAMALAR

Kaya Presiyometre deneyi çoğunlukla ayrışmış veya kırıklı kayalarda, az çimentolanmış malzemelerde, örselenmemiş numunelerin alınmadığı durumlarda tercih edilmektedir. Probex Kaya Presiyometresi, klasik presiyometre cihazı özelliklerine sahiptir ancak özellikle kayada kullanılmak üzere tasarlanmıştır. Başlangıçta Esnek Dilatometre Kullanarak Deformabilitenin Belirlenmesi için ISRM Tarafından Önerilen Yöntemde (ISRM 1987) tanımlandığı gibi bir dilatometre olarak kullanıldığı düşünülen Kaya Presiyometre, aynı zamanda presiyometrelerle ilgili deney yerlerinde ve yorumlama yöntemlerine göre

presiyometre gibi yaygın şekilde kullanılmaya başlanılmıştır. Kaya Presiyometre deneyi birçok ülkede farklı uygulamalarda yerinde (*in-situ*) birtakım verileri elde etmede kullanılır, ancak bu ekipmanın güvenilir kullanımını sağlamak için iyi anlaşılması gereken bazı sınırlamalara da dikkat edilmesi gerekmektedir.

PROBEX Kaya Presiyometre cihazı, esasen kayacın yerinde (*in-situ*) kısa süreli deforme olabilirliğini belirlemek için kullanılan silindirik, radyal olarak genişlebilen bir sondadan oluşan kuyu probudur. Cihaz 76 mm (N boy) sondaj kuyusunda çalışır ve maksimum uygulama basıncı 30 000 kPa'dır. Prob manuel bir pompa yardımı ile verilen basınç (MPa) ile yüklenmesiyle kuyu içerisindeki sondanın bu basınç değerine karşılık elde edilen toplam hacim (cm³) değişimini ölçerek, ortalama bir kaya modülü hesaplanabilir. (I.S.R.M, 1987)



PROBEX Kaya Presiyometre cihazı temel olarak üç ana unsurdan oluşur (Şekil 1);

- Genişletilebilir bir membran
- Çift etkili hidrolik modül
- Ölçüm modülü

Kaya Presiyometre prob membranı ısıtılmış çelik uçlara monte edilmiş esnek malzemeden yapılmış bir malzemedir. Çelik uçları içeren membranın toplam uzunluğu 749 mm iken çapı 73,7 mm'dir. Maksimum şişirilmiş genişliği ise 85.5mm ye kadar genişleyebilmektedir.

Kaya kütlelerinin deforme olabilirliği, sünme özelliği vb. davranışları büyük mühendislik önemine sahiptir. Kaya kütlelerinde mevcut süreksizlikler ve oluşumu, kristalografi, doku ve diğer özellikleri kaya kütlelerinin anizotropik, heterojen, süreksiz bir ortam gibi davranmasına neden olabilir. Kaya kütlelerinin deforme olabilirliğinin belirlenmesi, baraj temellerinin tasarımında, yeraltı kazılarının desteklenmesinde ve kaya şevlerinin stabilitesinde kritik bir parametre sağlar. (Marcil, Green, & Baures, 2013)

Şekil 1. PROBEX Kaya Presiyometresinin şematik gösterimi (Roctest Limited, 2017).

2. DENEY PLANI VE DENEYDE DİKKAT EDİLMESİ GEREKEN HUSUSLAR

Deney yerleri seçilirken önerilen yapı tarafından kaya kütlelerine iletilecek yüklerin gerilme, yoğunluk, yönelim, kütle içerisinde bulunan malzeme türleri, göreceli miktarlar, süreksizlik özellikleri, çatlak sıklığına dikkat edilmelidir. Bu özelliklere göre deney planı dikkate alınarak deney adedi, yoğunluğu vb. hususlara dikkat edilmesi gerekmektedir. Ayrıca, kaya kütlelerinde beklenen kaya kalite değişimleri ve ayrışma derinliğine göre yapının gereksinimleri de göz önünde bulundurularak sondaj yerinin konumu, derinlik, adet vb. özellikleri seçilmelidir. (U.S.B.R. 6575-09, 2009)

Kaya Presiyometre probunun kaya ile iyi temas edebilmesi için deney yapılacak deney seviyesinin mümkün olduğu kadar kuyu genişliği açısından sıkı olması gerekmektedir. Yüksek basınçlarla deney

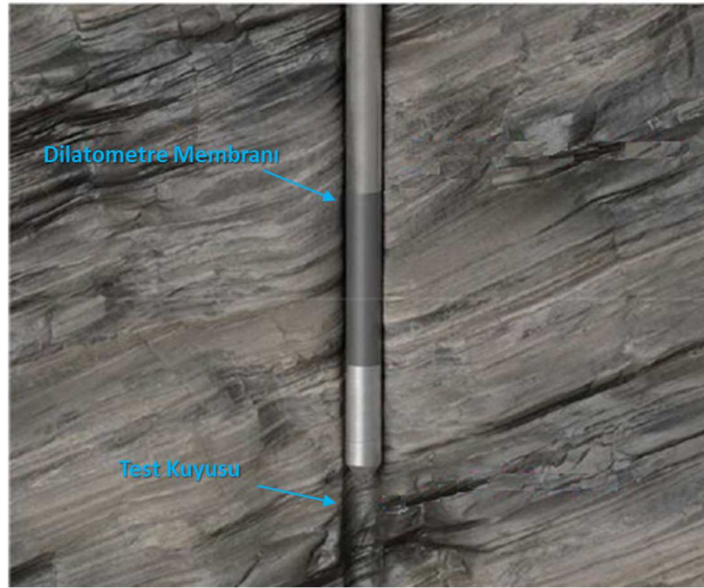
yapılması gereken sağlam kayalarda proba verilen su hacminin 350 cm³ e ulaştığı yerde deneyin sonlandırılması tavsiye edilir. Deney probunun lokal olarak şişirilip zarar görmesini önlemek için prob deney seviyesine indirirken görece az karot geri kazanımı olan yerler ve hâlihazırda alınmış karot örneklerinden de faydalanarak kil bantları veya zayıf bölgelerden kaçınılması gerekmektedir. Bunun için deney sırasında probun tam konumunu bilmek için proba birlikte indirilen muhafaza borularının uzunluğu tam olarak ölçülmesi gerekmektedir. Zayıf karot geri kazanım olan yerlerde prob hacmini 150 cm³ den fazla ve cihaz basıncını 15 MPa dan fazla vermemeye özen gösterilmesi gerekmektedir. Her iki cihaz özelliklerinin karşılaştırılması Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1. Probex Kaya Presiyometre ve Goodman Jack Dilatometre Cihazların Özellikleri Karşılaştırılması

	Probex Kaya Presiyometresi	Goodman Jack Dilatometresi
Cihaz Kapasitesi	30 Mpa	70 Mpa
Uygulama Alanı	Ayrışmış, kırıklı kayalar, az çimentolanmış, örselenmemiş numune alınamayan durumlarda kullanılabilir.	Sağlam kayalar, zayıf kayalar, sert killer. Ayrıca çok sağlam kayalarda deney yapılabilir.
Kuyu Çapı	76 mm	76 mm
Genişleme	İç çapı 73.7 mm'den 85.5mm ye kadar	70 mm den 83 mm ye kadar
Boyutlar	70 x 457 mm	70 x 445 mm
Ağırlık	14,5 kg	15 kg

2.1. Kuyu

En derin deney derinliğine kadar sondaj açılır. Ayrışmış kayalarda kuyu cidarında optimum deney yapabilmek için tricone + rotary delme kullanmak gerekli olabilir (Şekil 2). Deney seviyesi mümkün olduğu kadar 76 mm'ye yakın çapta olmalıdır. Darbeli delme ile kuyuda istenilen genişlik elde edilemediği için darbeli delme yapılmamalıdır. Deney yapılan seviye hakkında bilgi olması nedeni ile alınan karotlar hazır bulundurulmalıdır. Ayrışmış kayalarda deney sağlığı açısından delme ile Kaya Presiyometre deneyi arasında çok uzun süre olmaması gerekmektedir.



Şekil 2. Dilatometrenin genel gösterimi (A.S.T.M, 2021).

2.1. Deneyin yapılışı

Kalibre edilmiş dilatometre probu, yüzeydeki okuma ve hidrolik ekipmanlara elektrik ve hidrolik kablolarla bağlanır ve sondaj kuyusuna sondaj takımı vasıtasıyla indirilir. Deneyler kuyunun en derin yerinden yukarıya doğru yapılabilir. Deneyler arasında projenin durumuna ve kaya kütlelerinin anizotropi, heterojenlik, ayrışma vb. durumlarına göre 2 – 3 – 5 m aralıklarla deney yapılabilir. Kaya Kütleleri tipik olarak verilen yükü (MPa) 10 eşit parçaya bölecek şekilde olmak üzere eşit aralıklara bölünerek yüklenir. Her bir adımda basınç ve verilen basınca karşılık gelen hacim değerleri birer dakikalık bekleme süresinden sonra kaydedilirken, verilen basınç tepe noktasında 10 dakikalık stabilizasyon süresinden sonra basınç ve hacim değerleri kaydedilir. Genellikle 3 yükleme döngüsü yeterlidir. Daha sonra prob deney seviyesinden alınarak bir sonraki deney seviyesine taşınır (Roctest Limited, 2017).

3. KULLANIM TALİMATI VERİ DÜZELTİLMESİ VE HESAPLAMALAR

3.1. Kalibrasyon ve Düzeltmeler

İki tür kalibrasyon yapılmak zorundadır. Bunlar basınç ve hacim kalibrasyonlarıdır.

1. Basınç kalibrasyonu, bir deney sırasında elde edilen ilk ve son basınç okumalarının birbirinden çıkarılması ile membran rijitliğini (atalet) bulunması için yapılır. Membran rijitliği probu serbest halde genişletmek için gerekli basınca eşdeğerdir.
2. Hacim kalibrasyonu, cihaza deneyde basınç verildiği zaman ekipmanın deformasyonuna karşılık gelen düzeltmenin belirlenmesini sağlar ve deney yapıldığında elde edilen hacim okumalarından düşülmesi gerekmektedir. Bu kalibrasyon sızıntıları kontrol eder, probu yoğurur ve hesaplamalarda kullanılması gereken 'c' yi (prob deformasyonu) değerini belirler. 'A' değeri hacim Kalibrasyonundan elde edilen PROBEX hacimsel genleşmesi ve 'b', kalibrasyon tüpünün (küçük) teorik genleşmesine karşılık gelmek üzere;

Hacim düzeltme faktörü 'c' = A – b denklemiyle verilir. (Roctest Limited, 2017)

3.2. Hacim Düzeltmede Önemli Hususlar

Hacim düzeltme faktörü 'c' kayanın deformasyon modülünü hesaplamak için kullanılan denklemde yer almaktadır. Bu nedenle hesaplanan modülde yüksek güven düzeyi, 'c' değerinin kesinliğine ve deney sırasında PROBEX'in gerçek içsel deformasyonunu temsil edebilir bir değer olmasına bağlıdır. Düzeltme faktörü 'c' tipik olarak hacim kalibrasyon değerinde verilen 15 ila 30 MPa yük arasında hesaplanır. Kaya ne kadar sert olursa, düzeltme faktörü 'c' nin etkisi daha büyüktür. Proben boş durumdaki hacmi V_0 hacmi, teorik olarak 1950 cc'dir. Bu, membranın teorik uzunluğu (45,7 cm) ve çapı (7,37 cm) dikkate alındığında teorik olarak 1950 cc alınır.

PROBEX Kaya Presiyometre deneyi deney sonuçları, esasen kaya kütlelerinin yerinde deforme olabilirliliğinin ölçülmesinde kullanılır. Bu metotta da verileri elde ederken Presiyometre deney sonuçlarını indirgemek için kullanılan yöntem uygulanır. Deformasyon modülü Lamé denkleminde, elastik ve homojen bir ortamda silindirik bir boşluk üzerinde düzgün bir radyal basıncın uygulanmasına dayanır (Goodman, 1989) . Teorik olarak:

$$E = 2 (1 + \nu) (V_o + V_m) (\Delta P / \Delta V) \quad (1)$$

E = bir deney sırasında P1 ile P2 basınçları arasında hesaplanan deformasyon modülü

ν = Poisson oranı

V_o = Söndürülmüş sondanın ölçüm bölümünün teorik hacmi

$V_m = \Delta V$ hacim artışının merkezinde düzeltilmiş hacim artışı

ΔP = P1 ve P2 arasındaki düzeltilmiş basınç artışı

ΔV = P1 ve P2 arasındaki düzeltilmiş hacim artışı

Basınç ve hacim aşağıdaki şekilde düzeltilir:

$$P = P_r + P_1 - P_c \quad (2)$$

P = Düzeltilmiş basınç

P_r = Veri kaydediciden okunan basınç

P_1 = Pompa ile prob arasındaki yağ kolonu

P_c = Membranın rijitliği için basınç kalibrasyonu ile belirlenen ilgili hacimdeki basınç düzeltmesi

$$V = V_r - V_c \quad (3)$$

V = Düzeltilmiş hacim

V_r = Veri kaydediciden okunan hacim

V_c = Deney sırasında membranın hacim genişlemesi için hacim düzeltmesi; hacim kalibrasyonu ile belirlenir.

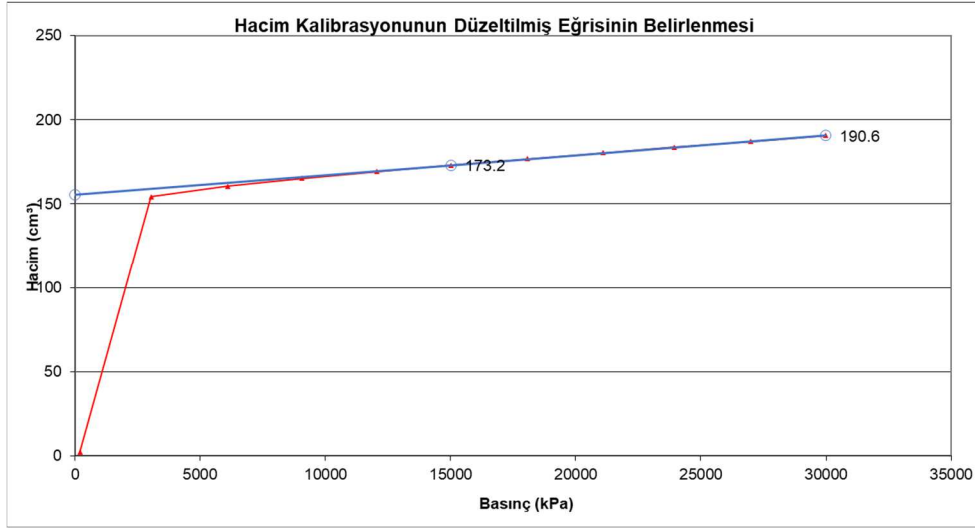
V_c , aşağıdaki denklemde verilen "c" hacim düzeltme faktörü ile elde edilir:

$$c = a - b \quad (4)$$

"a" düzeltme faktörü, kalibrasyon tüpündeki kalibrasyondan, tipik olarak 15 ila 30 MPa arasında hesaplanır (Çizelge 2). 'a' sabiti membran rijitliğine ilişkin deney verilerini düzeltmek için sabittir. Kalibrasyon sırasında elde edilen boşaltma-yeniden yükleme verilerine göre varsayılan olarak hesaplanır (Şekil 3).

Çizelge 2. Hacim Kalibrasyonu verisi

Kalibrasyon verisi	
Basınç	Hacim
MPa	cm ³
15	175
30	191



Şekil 3. Hacim kalibrasyonunun düzeltilmiş eğrisinin belirlenmesi.

"b" parametresi kalibrasyon sırasında çelik borunun genişlemesini dikkate alır ve aşağıdaki denklem ile hesaplanır:

$$b = (2V * (r + e * (1 + m))) / E_m * e \quad (5)$$

- V** = Kalibrasyon tüpüyle temas halindeyken probun hacmi
- r** = Kalibrasyon tüpünün iç yarıçapı
- e** = Kalibrasyon tüpünün çeper kalınlığı
- m** = Kalibrasyon tüpü malzemesinin Poisson oranı
- E_m** = Kalibrasyon tüpü malzemesinin elastik modülü

PROBEX, aşağıdaki özelliklere sahip standart bir çelik kalibrasyon tüpüyle birlikte verilir:

- nominal iç çap: 76.2 mm
- nominal dış çap: 101.6 mm
- **E_m** (elastik modülü): 207×10^6 kPa
- **m** (Poisson oranı): 0.30

Önceki denklemdeki bu değerleri kullanarak ve PROBEX membranının 457 mm'ye eşit genişleyebilir bir uzunluğunu varsayarsak, aşağıdaki "b" değeri elde edilebilir:

$$b = 86.6 \times 10^{-6} \text{ cm}^3/\text{kPa}$$

Elastik (Reload) Modül Elde edilirken ise;

$$E_r = 2(1+\nu) (V_o + V_m) (1/((\Delta V/\Delta P)-c)) \quad (6)$$

- E_r**: Elastik (Reload) Modül
- V** = Poisson oranı
- v₀** = Kaya Presiyometre Probonun şişmeden önceki teorik hacmi
- v_m** = Düzeltilmiş hacim artışı, Δv hacim artışı ortalaması
- ΔP** = P₁ ve P₂ arasındaki düzeltilmiş basınç artışı
- ΔV** = P₁ ve P₂ arasındaki düzeltilmiş hacim artışı

Formülü ile elde edilir. (Roctest Limited, 2017)

3.3. Yükleme Döngüsü için Kaya Kütle Deformasyon Modülü Örnek Hesap

Deformasyon modülü E denklemi (1), dilatometre için modifiye edilerek:

$$E_p = 2(1+\nu_R) \cdot (v_0 + v_m) \cdot \left(\frac{\Delta p}{\Delta v}\right) \quad (7)$$

- E_p = Deformasyon Modülü
 ν_R = Kayanın Poisson oranı
 v_0 = Kaya Presiyometre Probenun şişmeden önceki teorik hacmi
 v_m = Düzeltilmiş hacim artışı, Δv hacim artışı ortalaması
 Δp = P_1 ve P_2 arasındaki düzeltilmiş basınç artışı
 Δv = P_1 ve P_2 arasındaki düzeltilmiş hacim artışı

Verilenler:

- Kaya Poisson oranı, $\nu = 0,20$
Proben ilk hacmi, $V_0 = 1.928 \text{ cm}^3$

Kapalı boru kalibrasyonu:

Modül hesaplaması için seçilen düzeltilmiş basınç aralığı:

- $P_{b1} = 7343 \text{ kPa}$
 $P_{b2} = 19229 \text{ kPa}$

Hesaplamalar:

- 1) Enjekte Edilen Düzeltilmiş Hacimler:
 - a. $V_1 = 203.3 \text{ cm}^3$,
 - b. $V_2 = 218.6 \text{ cm}^3$
 - c. $V_m = 0,5 (V_1 + V_2) = 210,95 \text{ cm}^3$
 - d. $\Delta V = V_2 - V_1 = 15,3 \text{ cm}^3$
- 2) Probda Uygulanan Düzeltilmiş Basınçlar:

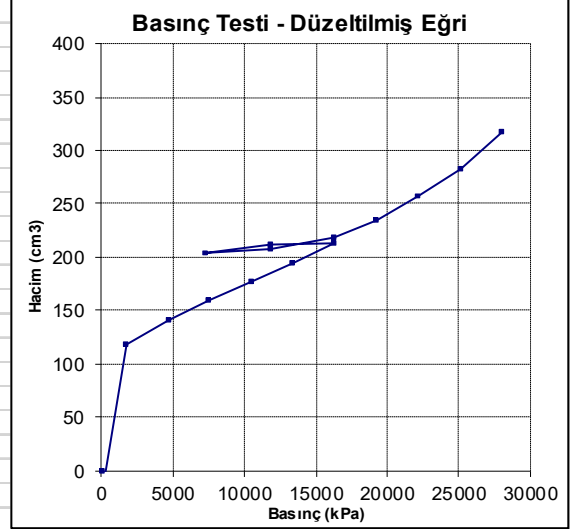
- $P_{b1} = 7,343 \text{ kPa}$
 $P_{b2} = 16,270 \text{ kPa}$
 $\Delta P_b = P_{b2} - P_{b1} = 8,927 \text{ kPa}$

Yukarıdaki değerleri denklem 7 ve Bölüm 3.3'de değiştiren Modül (E_R):

$$E_R = 2,995,180 \text{ MPa olarak bulunur (Çizelge 3).}$$

Çizelge 3. Örnek kaya presiyometre deney föyü, hesaplanan sonuçlar ve grafik.

PROBEX Presiyometre Sonuçları																																																																																														
Proje Adı	XYZ BARAJI		Delgi Yöntemi	NQ Sistemi																																																																																										
KUYU ISMI	BH1-3		Test Derinliği	15,00 m																																																																																										
Test Tarihi: (dd/mm/yyyy)	20/02/2019		Poisson Oranı	0,20																																																																																										
Test Numarası	Probex Arazi Testi		Probun İlk Hacmi	1928 cm ³																																																																																										
Prob Türü	N Probu (76 mm OD)		Kuyu ve Test Arası Süre	30 dk.																																																																																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Ham Okumalar</th> <th colspan="3">Düzeltilmiş Okumalar</th> </tr> <tr> <th>Basınç kPa</th> <th>Hacim cm³</th> <th>Basınç kPa</th> <th>Hacim cm³</th> <th>$\Delta R/R_0$ Prob %</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>0.0</td><td>84</td><td>0.0</td><td>0.000</td></tr> <tr><td>200</td><td>-1.0</td><td>300</td><td>-1.2</td><td>-0.032</td></tr> <tr><td>3000</td><td>122.0</td><td>1771</td><td>118.8</td><td>3.033</td></tr> <tr><td>6045</td><td>147.0</td><td>4685</td><td>140.5</td><td>3.578</td></tr> <tr><td>8984</td><td>169.0</td><td>7516</td><td>159.3</td><td>4.049</td></tr> <tr><td>12034</td><td>190.0</td><td>10464</td><td>177.0</td><td>4.489</td></tr> <tr><td>15055</td><td>211.0</td><td>13404</td><td>194.8</td><td>4.928</td></tr> <tr><td>17998</td><td>233.0</td><td>16282</td><td>213.6</td><td>5.393</td></tr> <tr><td>13500</td><td>226.0</td><td>11805</td><td>211.4</td><td>5.340</td></tr> <tr><td>9000</td><td>213.0</td><td>7343</td><td>203.3</td><td>5.139</td></tr> <tr><td>13500</td><td>222.0</td><td>11817</td><td>207.4</td><td>5.241</td></tr> <tr><td>18000</td><td>238.0</td><td>16270</td><td>218.6</td><td>5.515</td></tr> <tr><td>21000</td><td>257.0</td><td>19229</td><td>234.4</td><td>5.902</td></tr> <tr><td>24000</td><td>283.0</td><td>22207</td><td>257.1</td><td>6.458</td></tr> <tr><td>27000</td><td>312.0</td><td>25166</td><td>282.9</td><td>7.084</td></tr> <tr><td>30000</td><td>350.0</td><td>28078</td><td>317.7</td><td>7.923</td></tr> </tbody> </table>					Ham Okumalar		Düzeltilmiş Okumalar			Basınç kPa	Hacim cm ³	Basınç kPa	Hacim cm ³	$\Delta R/R_0$ Prob %	0	0.0	84	0.0	0.000	200	-1.0	300	-1.2	-0.032	3000	122.0	1771	118.8	3.033	6045	147.0	4685	140.5	3.578	8984	169.0	7516	159.3	4.049	12034	190.0	10464	177.0	4.489	15055	211.0	13404	194.8	4.928	17998	233.0	16282	213.6	5.393	13500	226.0	11805	211.4	5.340	9000	213.0	7343	203.3	5.139	13500	222.0	11817	207.4	5.241	18000	238.0	16270	218.6	5.515	21000	257.0	19229	234.4	5.902	24000	283.0	22207	257.1	6.458	27000	312.0	25166	282.9	7.084	30000	350.0	28078	317.7	7.923
Ham Okumalar		Düzeltilmiş Okumalar																																																																																												
Basınç kPa	Hacim cm ³	Basınç kPa	Hacim cm ³	$\Delta R/R_0$ Prob %																																																																																										
0	0.0	84	0.0	0.000																																																																																										
200	-1.0	300	-1.2	-0.032																																																																																										
3000	122.0	1771	118.8	3.033																																																																																										
6045	147.0	4685	140.5	3.578																																																																																										
8984	169.0	7516	159.3	4.049																																																																																										
12034	190.0	10464	177.0	4.489																																																																																										
15055	211.0	13404	194.8	4.928																																																																																										
17998	233.0	16282	213.6	5.393																																																																																										
13500	226.0	11805	211.4	5.340																																																																																										
9000	213.0	7343	203.3	5.139																																																																																										
13500	222.0	11817	207.4	5.241																																																																																										
18000	238.0	16270	218.6	5.515																																																																																										
21000	257.0	19229	234.4	5.902																																																																																										
24000	283.0	22207	257.1	6.458																																																																																										
27000	312.0	25166	282.9	7.084																																																																																										
30000	350.0	28078	317.7	7.923																																																																																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">Elde Edilen Test Sonuçları</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Ep:</td> <td colspan="3">807,982 kPa</td> </tr> <tr> <td>Pl:</td> <td colspan="3">47,919 kPa</td> </tr> <tr> <td>Ep / Pl:</td> <td colspan="3">16.9</td> </tr> <tr> <td>Er:</td> <td colspan="3">2,995,180 kPa</td> </tr> </tbody> </table>					Elde Edilen Test Sonuçları				Ep:	807,982 kPa			Pl:	47,919 kPa			Ep / Pl:	16.9			Er:	2,995,180 kPa																																																																								
Elde Edilen Test Sonuçları																																																																																														
Ep:	807,982 kPa																																																																																													
Pl:	47,919 kPa																																																																																													
Ep / Pl:	16.9																																																																																													
Er:	2,995,180 kPa																																																																																													
Bekleme Zamanı		60	sn																																																																																											
Pl Elde Etme Metodu		1/V vs P																																																																																												
Kaya Tanımı		Kiltaş																																																																																												
PROBEX COMPANION V.5.11																																																																																														



4. SONUÇLAR

Kaya Presiyometre (Dilatometre) deneyi temel olarak kayanın yerinde deforme olup olmadığı ve niceliğinin belirlenmesi amacı ile yapılan bir deneydir. Kaya kütlelerinin deformasyonu, baraj temellerinin tasarımında, yeraltı kazılarının desteklenmesinde ve kaya şevlerinin stabilitesinde kritik bir parametre olarak kullanılmaktadır. Deneyler kuyu içerisinde projenin durumuna ve Kaya Kütlelerinin anizotropi, heterojenlik, ayrışma vb. durumlarına göre ve belirli metraj aralıkları ile yapılmaktadır. Deney yerleri seçilirken önerilen yapı tarafından kaya kütlelerine iletilecek yüklerin gerilme, yoğunluk, yönelim, kütle içerisinde bulunan malzeme türleri, göreceli miktarlar, süreksizlik özellikleri, çatlak sıklığına dikkat edilmelidir. Ayrıca, kaya kütlelerinde beklenen kaya kalite değişimleri ve ayrışma derinliğine göre yapının gereksinimleri de göz önünde bulundurularak sondaj yerinin konumu, derinlik, adet vb. özellikleri seçilmelidir. Deney probunun lokal olarak şişirilip zarar görmesini önlemek için prob deney seviyesine indirirken görece az karot geri kazanımı olan yerler ve hâlihazırda alınmış karot örneklerinden de faydalanarak kil bantları veya zayıf bölgelerde deney yapmaktan kaçınılmalıdır. Ayrıca Kaya Presiyometre probunun kaya ile iyi temas edebilmesi için deney yapılacak deney seviyesinin mümkün olduğu kadar kuyu genişliği açısından sıkı olması gerekmektedir. Deney yapılan seviye hakkında bilgi olması nedeni ile alınan karotlar hazır bulundurulmalıdır. Ayrışmış kayalarda

deney sağlığı açısından delme ile Kaya Presiyometre deneyi arasında çok uzun süre olmaması hususuna dikkat edilmesi gerekmektedir. Bu yayında ayrıca Kaya Presiyometre deneyi ile uygulanan basınç (MPa) ve bu değere karşılık gelen hacim (cm³) değerleri ile yapılan düzeltmeler sonrasında kullanılan formül ve bağıntılar ile yerinde Kaya Kütle Deformasyon Modülü, değeri örnek hesaplama yapılmıştır. Kaya Presiyometre deneyi hassas karot verimi, laboratuvar deneyleri için yetersiz karot veren killi veya çok eklemli kayalarda sondaj profilinin yerinde endekslenmesi için özellikle değerli bir deneydir.

5. KAYNAKLAR

- A.S.T.M., 2021. Standard Test Method for Determining the In Situ Rock Deformation Modulus and Other Associated Rock Properties Using a Flexible Volumetric Dilatometer. Designation: D8359 – 21, s. 2.
- Goodman, R.E., 1989. Deformability of Rocks. Introduction to Rock Mechanics, 2nd Edition. New York (USA): John Wiley & Sons.
- I.S.R.M., 1987. Suggested Method for Deformability Determination Using a Flexible Dilatometer. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 123-134.
- Marcil, L., Green, R., & Baures, D., 2013. The Probex: Over 25 years of Experience in Measurement of In-Situ Deformability of Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Parallel session ISP 6.
- Roctest Limited, 2017. INSTRUCTION MANUAL BOREHOLE DILATOMETER (ROCK PRESSUREMETER) Model PROBEX. www.roctest.com/PROBEX-E-E10037: <https://roctest.com/wp-content/uploads/2017/01/PROBEX-E-E10037-180424.pdf> adresinden alındı
- U.S.B.R. 6575-09, 2009. Determining Situ Deformation Modulus Using a Flexible Volumetric Dilatometer . Denver, Colorado: U.S.B.R. Materials Engineering and Research Laboratory Technical Service Center.

Mekansal Planlama / *Spatial Planning*

Aşkale-Pasinler-Horasan Havzası Yapısal Unsurlarının Jeofizik Yöntemlerle Değerlendirilmesi

*Evaluation of Structural Elements in the Aşkale-Pasinler-Horasan Basin Using Geophysical
Methods*

Yakup ABDİK^{1,*}, Neslihan OCAKOĞLU¹, Bülent KAYPAK², Erman ÖZSAYIN³

¹ İstanbul Teknik Üniversitesi Maden Fakültesi Jeofizik Mühendisliği Bölümü, İstanbul

² Ankara Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeofizik Mühendisliği Bölümü, Ankara

³ Hacettepe Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Ankara

(* abdik18@itu.edu.tr)

ÖZ: Bu çalışma kapsamında, Doğu Anadolu Bölgesi Erzurum İl sınırları içerisinde bulunan Aşkale-Pasinler-Horasan Havzasındaki yapısal ve stratigrafik unsurların jeofiziksel veriler yardımıyla ortaya konulması amaçlanmıştır. Bölgede geçmiş yıllarda hidrokarbon aramacılığı amacıyla kazılan kuyular incelenmiş, ve farklı yıllarda Türkiye Petrolleri A.O. (TPAO) tarafından toplanan yaklaşık 1300 km uzunluğunda iki boyutlu çok kanallı sismik yansıma verileri yorumlanarak havza alanına ait formasyon haritaları ve fay lokasyon haritaları elde edilmiştir. Elde edilen fay haritaları, literatürde bilinen faylar ve MTA tarafından oluşturulan diri fay haritası ile mukayese edildiğinde, tutarlılık göstermekle birlikte, söz konusu fayların bir kısmı revize edilmiş ve çalışmada yeni fayların varlığı da ortaya çıkarılmıştır. Sismik verilerde haritalanan faylar çoğunlukla doğrultu atım karakterlidir. Havzaya ait ilk kez oluşturulan üç boyutlu jeolojik model ile bölgenin güncel tektoniğine ve jeolojisine ışık tutulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Aşkale-Horasan-Pasinler Havzası, Sismik yansıma, Sismik stratigrafi, Yapısal yorumlama

ABSTRACT: This study aims to elucidate the structural and stratigraphic elements in the Aşkale-Pasinler-Horasan Basin within the boundaries of Erzurum Province in the Eastern Anatolia Region using geophysical data. Wells drilled in the region in previous years for hydrocarbon exploration purposes were examined, and two-dimensional multichannel seismic reflection data, covering approximately 1300 km in length and collected in different years by Turkish Petroleum Corporation (TP), were interpreted to obtain formation maps and fault location maps for the basin area. When the obtained fault maps were compared with known faults in the literature and the active fault map created by the General Directorate of Mineral Research and Exploration (MTA), they demonstrated consistency. However, some of these faults have been revised and the presence of new faults has also been revealed in the study. The faults mapped in the seismic data are mostly strike-slip in character. The first-ever created three-dimensional geological model of the basin sheds light on the current tectonics and geology of the region.

Keywords: Aşkale-Horasan-Pasinler Basin, Seismic reflection, Seismic stratigraphy, Structural interpretation

1. GİRİŞ

Çalışma alanı, ülkemizin Doğu Anadolu bölgesinde Erzurum il sınırlarında bulunan Aşkale-Pasinler-Horasan havzası içerisinde yer almaktadır. Bölge, Arap plakasının kuzey yönlü hareketi ile birlikte Anadolu plakası ile çarpışmasıyla sıkışıp, yükselip deformasyona uğramıştır. Miyosen döneminde başlayan aktif tektonizma ile yoğun faylanmaya uğrayarak, günümüze kadar süregelen depremlerin oluşmasına sebep olmuştur (Şengör, 1980; Şaroğlu ve Güner, 1986). Aynı zamanda havzada bulunan petrol sızıntılarının varlığı, çalışan bir hidrokarbon sisteminin olduğunu ve faylanmanın etkisiyle yüzeye kadar çıkararak emare verdiğini göstermektedir. Petrol veya doğalgaz sızıntıları ile bölgesel hidrokarbon

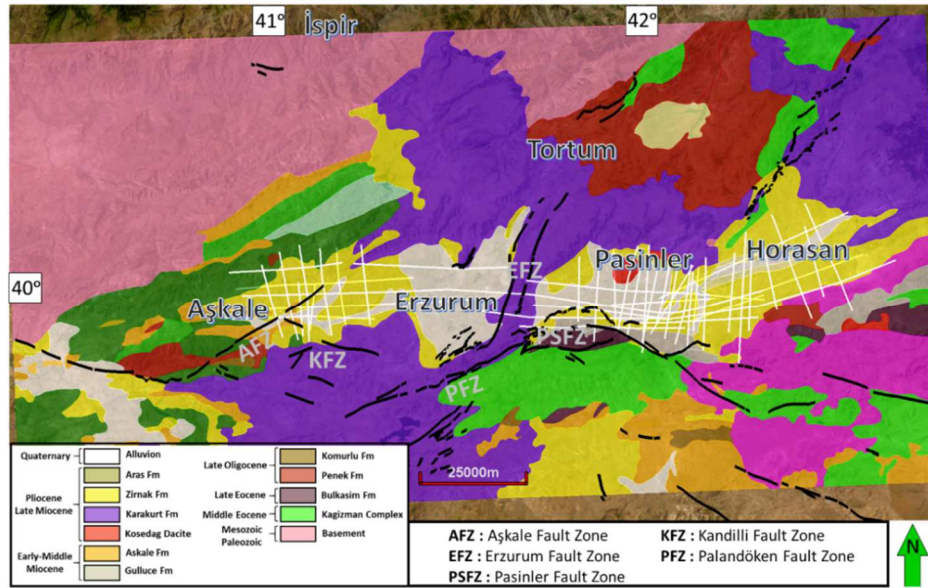
potansiyeli ilişkisi literatürdeki pek çok çalışma ile ispatlanmıştır (Palabıyık ve Özdemir, 2019). Bölgedeki petrol sızıntılarının varlığı (Kurtman ve Akkuş, 1971) yer bilimcileri harekete geçirerek geçmişte jeolojik, tektonik, mineralojik, petrografik ve jeokimyasal çalışmaların başlamasına imkan sağlamıştır. Bu çalışma kapsamında havzada toplanan iki boyutlu çok kanallı sismik yansıma verileri, geçmişte açılan kuyulara ait verilerle korele edilerek birlikte değerlendirilmiş ve basene ait üç boyutlu jeolojik model oluşturulmuştur.

2. DOĞU ANADOLU'NUN NEOTEKTONİĞİ VE ÇALIŞMA ALANININ JEOLJİSİ

Doğu Anadolu havzaları, Orta Miyosen'den itibaren başlayan Neotektonik dönem ile beraber "Dağlar Arası Basenler" olarak oluşmaya başlamıştır. Bölgede Neotektonik dönemdeki K-G yönlü sıkışma rejimi; D - B doğrultulu kıvrımları, D - B doğrultulu ve K ya da G'e eğimli yüksek açılı bindirmeleri, KD - GB, KKD - GGB doğrultulu sol yönlü doğrultulu atımlı fayları, BKB - DGD, KB - GD doğrultulu sağ yönlü doğrultulu atımlı fayları ve K - G doğrultulu açılma çatlaklarını geliştirmiştir (Şaroğlu ve Güner, 1981).

Kuzey-güney yönlü jeoloji enine kesitleri ve sismik kesitler, basenin güneyi daha fazla aktivite geçirmiş asimetrik bir basen olduğunu göstermiştir. Batı-doğu yönlü enine jeoloji ve sismik kesitlere bakıldığında batı-doğu yönlerinde sediman kalınlığında fazlaca bir değişim olmadığı görülmektedir. Basenin güneyindeki, doğu-batı uzanımlı fayların çoğunluğunun "doğrultulu atım bileşenli" olduğu düşünülmektedir. Erzurum-Pasinler-Horasan havzasının da doğrultulu atımlı fayların etkili olduğu bir tür dağarası havza olduğu Şaroğlu ve Yılmaz (1986) tarafından belirtilmiştir.

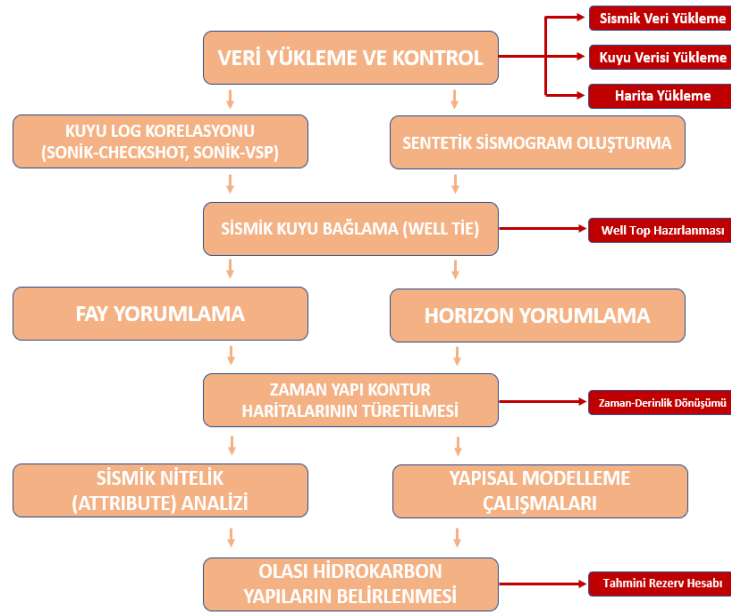
Erzurum ve çevresi jeolojisi hakkında ilk bilgi Oswald'a (1912) aittir. Bölgede ilk yapılan araştırmalar hakim olarak temel kayalar üzerine gerçekleştirilmiştir (Şekil 1). Doğu Anadolu'nun jeolojik oluşumu dört ana yapısal dönem ile tariflenmektedir. Bu dönemler yaşlıdan gence doğru, Paleozoyik-Mezozoyik yaşlı metamorfik kayalar, onun üzerinde Üst Kretase yaşlı ofiyolitik melanj, devamında Eosen-Alt Miyosen yaşlı sedimanter istif ve Üst Miyosen'de başlayıp günümüze kadar devam eden karasal ortamlarda gelişen ve aktif tektonikten ve volkanizmadan etkilenen, güncel sedimanter istiftir (Şaroğlu ve Yılmaz, 1981).



Şekil 1. Erzurum ili bölgesel fay (Emre ve diğ., 2013), saha jeoloji (Şahintürk vd., 1998) ve sismik hatların lokasyon haritası

3. KULLANILAN VERİ SETİ VE YÖNTEM

Bölgenin aramacılık geçmişi incelendiğinde 1977-2001 yılları arasında 1316 km uzunluğunda 2B sismik verilerin Türkiye Petrolleri A.O. (TPAO) tarafından toplandığı ve proses edildiği görülmektedir. Bu verilere bağlı olarak farklı dönemlerde her bir havzada birer adet olmak üzere hidrokarbon aramacılığına yönelik kuyular açılmıştır. Bu çalışma kapsamında daha önce TPAO tarafından toplanan ve rutin veri-işlem adımları ile işlenerek zaman ortamı göç işlemi uygulanmış 2B sismik yansıma kesitlerinin yorumlanması gerçekleştirilmiştir. Sismik yorum çalışmalarına başlamadan önce işin bütünlüğü ve doğruluğu açısından takip edilmesi gereken bir sıralama vardır. Bu sıralama detaylandırıldığında bazı değişiklikler gösterse de genel olarak endüstride yaygın kullanımı Şekil 2'de gösterilen şemada olduğu gibidir.



Şekil 2. Sismik veri analizi ve yorumlama akış şeması.

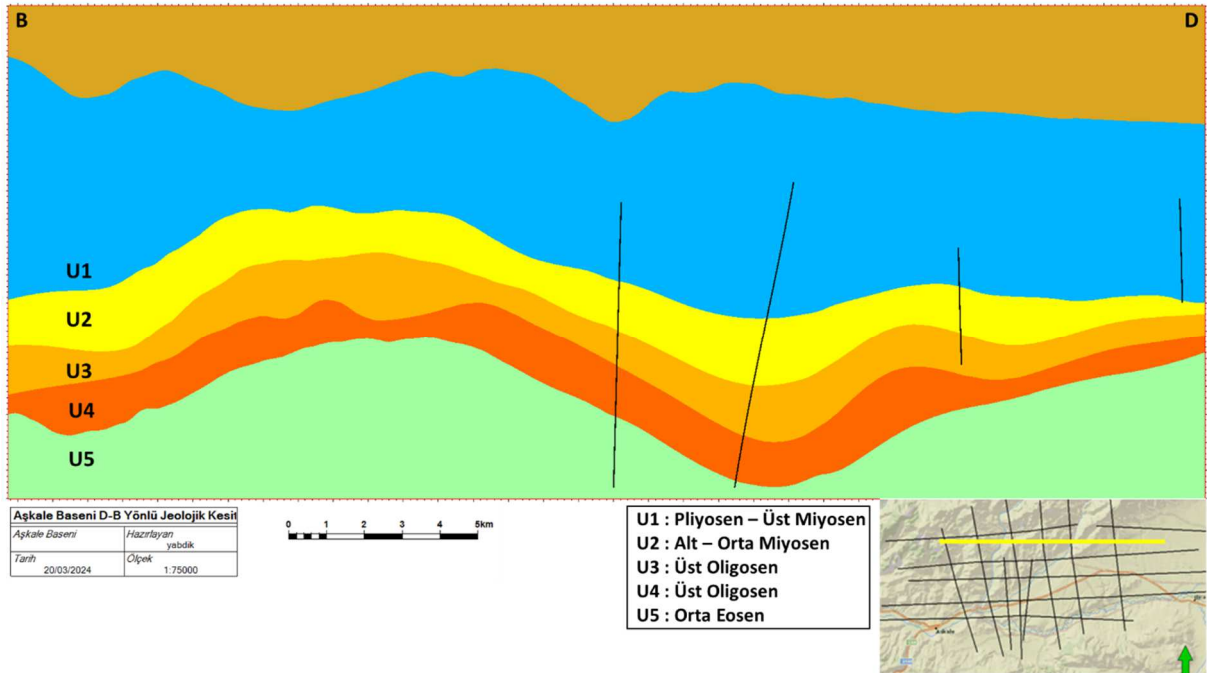
Çalışmanın başında yapılması gereken “Veri Yükleme ve Kontrol” aşamasında Şekil 1’de lokasyon haritasında gösterilen farklı yıllarda toplanmış 1316 km uzunluğundaki 2B sismik veriler yorum programına yüklenmiş, geometrileri ve header bilgileri başta olmak üzere gerekli kontrolleri yapılmıştır. Kuyu Verilerinde ise havzada açılmış kuyuların tamamı loglarıyla birlikte sisteme yüklenmiştir. Sismik Kuyu korelasyonu (Seismic Well-Tie) aşamasında kullanılmak üzere gerekli olan Kuyu Kontrol Atışları (Check-shot) veya Kuyu İçi Düşey Sismik Profil (VSP) bilgileri üç kuyunun hepsinde bulunmaktadır. Kuyuda alınan Sonik (DT) Logu Kuyu Kontrol Atışları ile kalibre edilerek sentetik sismogram türetimi öncesi kullanıma hazır hale getirilmiştir. Bu kalibrasyonun sebebi sonik loglarının sismik izlerle kıyaslanamamasıdır. Teorisi gereği Sonik loglar yüksek frekanslı ses dalgaları kullanılarak kaydedilir, sismik izler ise sonik loga oranla çok daha düşük frekanslı ses dalgaları ile kaydedilir.

Sentetik (Yapay) Sismogram, yer altının mevcut koşulları için bir sismik kaydın nasıl akustik empedans farkları vereceğinin yaklaşımıdır. Yer içindeki tabaka farklılıkları ile sismik kesitler üzerindeki akustik empedans farklılıkları arasında ilişki kurmada yararlı olur. Yerin altındaki her tabaka için akustik empedans ve buna bağlı olarak yansıma katsayıları hesaplanır. Bu hesaplamaların yapılabilmesi için Sonik ve Yoğunluk Loguna ihtiyaç vardır. Dolayısıyla kuyuda sadece Sonik ve Yoğunluk Logunun beraber alındığı aralıkta Sentetik Sismogram oluşturulabilir. Sentetik Sismogram türetildikten sonra

kuyu içerisindeki tabakalar sismik kesitlerdeki izlere (trace) dönüşür. Bu aşamadan sonra yapılması gereken kuyudaki hangi tabakanın sismikteki hangi ize tekabül ettiğinin belirlenmesidir. Burada yorumcunun tecrübesi ve hem dataya hemde sahanın jeolojisine hakim olması oldukça önemlidir. Deneştirilen seviyelere düşey ekseninde kayma (shift) uygulayarak korelasyon sağlanır. Özellikle formasyon başlangıç ve bitiş (Well Top) seviyelerindeki yapay refleksiyonların uyumu korelasyon açısından çok önemlidir. Burada görülen en yaygın problem kesitin üst kısmında birbiriyle uyumlu olan yansımaların daha aşağıya gidildikçe uyumunun bozulmasıdır. Bu durumda uyumlu olan seviyeler sabitlenerek diğer seviyelerinde uyumlu olması sağlanmalıdır. Bu işlemin sonucunda sismik-kuyu korelasyonu sağlanmış olur. Böylece kuyuda kesilen litolojilerin sismik yorumlama yöntemi ile havzanın tamamında haritalanması mümkün hale gelir.

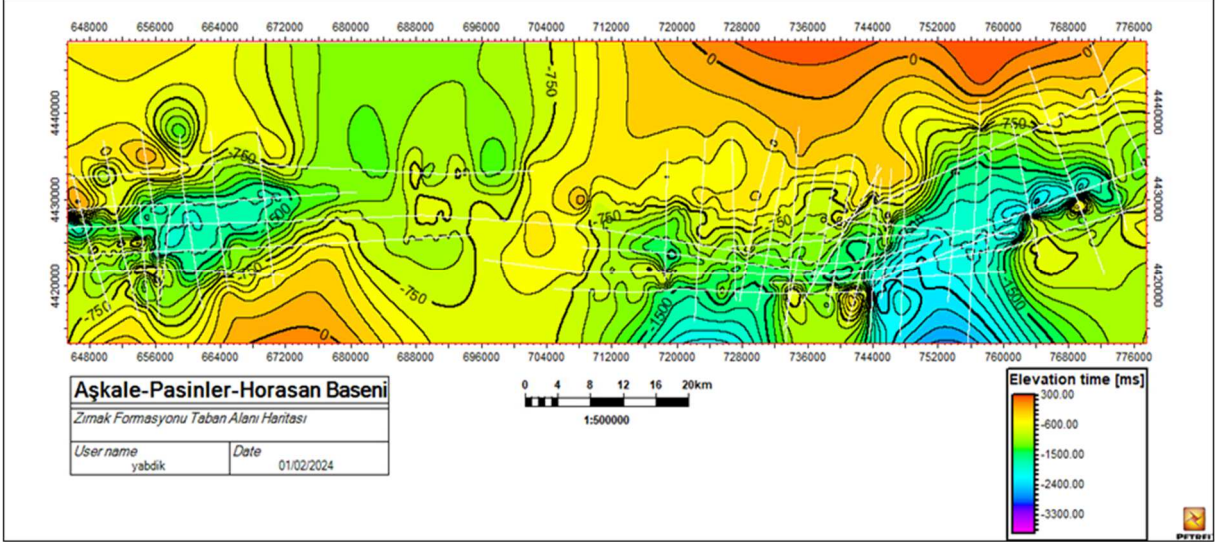
Kara alanlarında farklı dönemlerde toplanan 2B sismik verileri birbirleriyle korele edilme aşamasında bazı düzeltmelere ihtiyaç duyulmaktadır. Bu durum topografik etkiden ve proses safhasında statik düzeltmede kullanılan farklı parametrelerden kaynaklı olabilir. Sismik kesitler arasında düşey ekseninde bir uyumsuzluk olarak yorumcunun karşısına çıkmaktadır ve bu uyumsuzluk düzeltilmeden yapılacak formasyon (horizon) ve fay yorumları birbirlerinden bağımsız olacak ve gerçek jeolojiyi yansıtmayacaktır. Bu yüzden yorum çalışmalarına başlamadan önce uygulanması zorunlu olan değişim (shift) işlemi sismik kesitlerin herbirine uygulanarak sismik yorum aşamasına geçilmelidir.

Sismik yorumlama çalışmalarına başlarken yöntem olarak, her bir mini basen (Aşkale, Pasinler, Horasan) içerisinde açılmış ve sismik-kuyu korelasyonu (well-tie) yapılmış kuyularda kesilen litolojik birimlerin belirlenerek tüm mini basende bu seviyeye ait sismik yansıma karakterinin takip edilerek haritalanması amaçlanmıştır. Bu yöntemle bölgede sürekliliği olan birimler zaman ortamında haritalanmıştır. Şekil 3'de Aşkale Havzası için yapılan yorumlama çalışmalarına ait bir doğu-batı yönlü jeolojik kesit türetilmiştir. Bu kesitte havzayı oluşturan beş farklı (U1, U2, U3, U4, U5) çökel istif tanımlanmıştır. Bu birimler havzadaki kuyuda kesilen istiflerin sahip olduğu yansıma karakterlerine uygun olarak sahanın tamamına yayılarak elde edilmiştir.

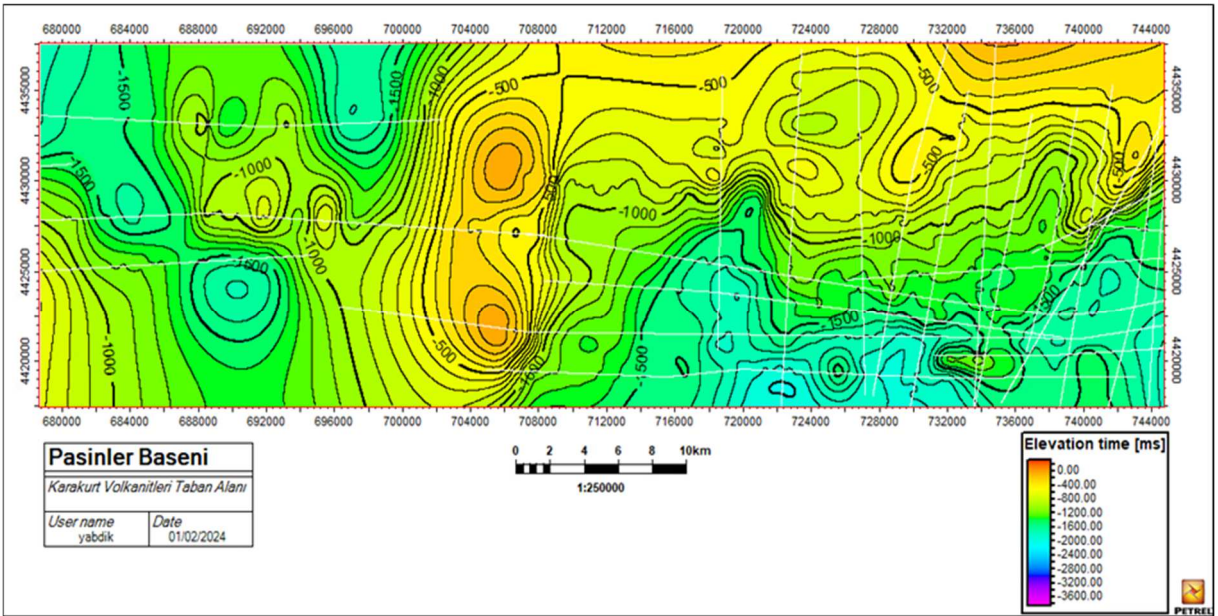


Şekil 3. Aşkale havzasında doğu-batı yönlü türetilen jeolojik kesit.

Fay yorumlama aşamasında ise kuzey-güney yönlü sismik hatlar ve doğu-batı yönlü sismik hatlar gruplandırılarak her birinin kendi içinde fay yorumlamaları ve fay korelasyonları yapılarak haritalandırılmıştır. Çalışmanın sonucunda bölgeye ait fay trendlerini gösteren haritalar ve litoloji haritaları elde edilmiştir. Yapılan sismik yorum çalışmalarıyla Şekil 4 ve Şekil 5'de formasyon yayılım haritaları elde edilmektedir.



Şekil 4. Aşkale-Pasinler-Horasan baseninde Zırnak Formasyonu (U1) taban alanı kontur haritası (Grid Aralığı 150 msn).

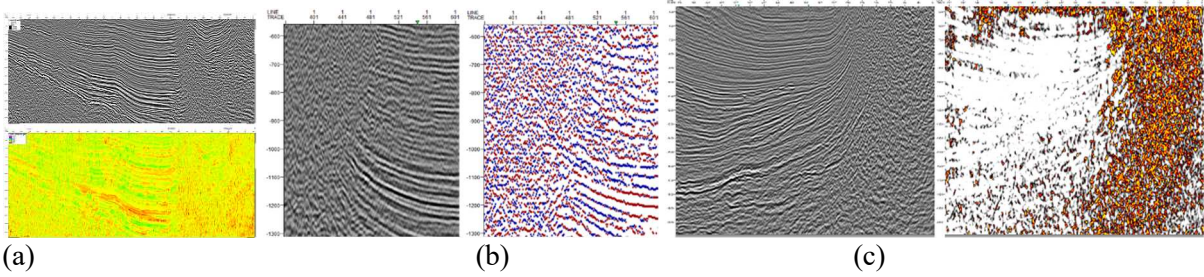


Şekil 5. Pasinler ve Horasan baseninde Karakurt Volkanikleri taban alanı kontur haritası (Grid aralığı 100 msn).

Çalışma alanında toplanan gravite ve manyetik verileri havzanın detaylı tarifenmesinde sismik yorum çalışmalarına ciddi katkı koymaktadır. Gravite verilerinden elde edilen Bouguer Gravite haritalarıyla

yükselim ve çökelim alanları ile basen alanlarının sınırları tariflenmektedir. Yatay Türev yöntemi ile yanal yöndeki süreksizliklerin belirlenerek bölgedeki mevcut fay trendinin ortaya çıkarılmasına katkı koymaktadır. Yeraltında ve yüzeyde bulunan birimlerin manyetik duyarlılığı (süseptibilite), ölçülen manyetik alan değerinde farklılıklara sebep olmaktadır. Örneğin metamorfik kayaların süseptibilitesi sedimanter kayalara göre farklılık göstermektedir. Bu farklılıklardan türetilen Düşey Manyetik Şiddet Haritası, ofiyolitik alanların belirlenmesinde ve sedimanter basen sınırlarının tanımlanmasında önemli rol oynamaktadır.

Fay yorumlama ve formasyon (Horizon) yorumlama çalışmaları esnasında zaman ortamında kontur haritaları ve fay lokasyon haritaları elde edilirken faydalanılan bir diğer yöntem sismik nitelik çalışmalarıdır. Sismik Nitelikler yeraltının tariflenebilmesine yardımcı olmak amacıyla sismik verinin zaman, genlik, frekans ve soğurulma gibi özelliklerinden yararlanılarak elde edilen bilgilerdir. Bu bilgiler sismik veriden türetilerek yeraltındaki kayaların fiziksel özellikleri hakkında önemli veriler sağlayabilmektedir. Sismik nitelikler iki ana kategoride değerlendirilebilirler; İlki Sismik Verinin morfolojik bileşenlerinin değerlendirilmesi ve buna bağlı olarak yanal yöndeki süreksizliklerin ve düşey yöndeki uyumsuzlukların belirlenmesi, eğim yönünün ve açısının belirlenmesi gibi yapısal olayların tariflenmesini kapsamaktadır. Bir diğeri ise sismik verinin yansıma bileşenlerinin değerlendirilmesi ve genlik, frekans, faz içeriğine bağlı olarak parlak nokta (bright spot), yatay nokta (Flat spot) vb. hidrokarbon indikatörlerinin tespit edilmesi amacıyla kullanılan niteliklerdir (Şekil 6).



Şekil 6. (a) Sismik yansıma kesiti ve anlık frekans uygulaması, (b) Sismik yansıma kesiti ve görünür polarite uygulaması (c) Sismik yansıma kesiti ve kaos uygulaması.

Anlık frekans, genlik ve fazdan bağımsız olarak sismik soğurulmayı tespit etmek amacıyla kullanılır. Özellikle sığ derinlikler için düşük frekans anomalileri gaz emaresi olabilir. Bu sebepten dolayı hidrokarbon içeren rezervuar birimlerin tespitinde, tabaka kalınlıklarının belirlenmesinde, kırıklı ve faylı zonların tanımlanmasında yaygın olarak kullanılmaktadır. Görünür polaritenin sinyalinin genliğiyle doğrudan ilişkisi vardır. Sinyalin maksimum genliği polaritenin büyüklüğünü ve yönünü belirler. Böylece yansıma katsayısının imzası aslında görünür polariteyi meydana getirmiş olur. Yanal yöndeki polarite değişimleri görünür polaritede renk değişimlerine neden olur. Bu durum özellikle rezervuar olarak şüphelenilen alanın detaylı incelenmesi açısından yorumcuya büyük kolaylık sağlamaktadır. Kaos niteliğinin çalışma prensibi varyans (variance) ve benzerlik (coherence) ile aynıdır. Lokal ölçekteki yapısal uyumsuzlukları bilgisayar algoritmasıyla tespit eder ve yansıtır. Özellikle eşdeğer yansımaları güçlü amplitüdlerle yansıtarak metamorfik-sediman geçişi gibi ani geçiş sınırlarının kolaylıkla tespit edilmesine olanak sağlar. Eğime ve azimuta duyarlıdır. Özellikle tuz diyapirlerinin sınırlarının belirlenmesinde, gaz bacalarının (gas chimney) tespit edilmesinde, fay yorum çalışmalarında, uyumsuzluk yüzeylerinin belirlenmesinde, reef yapılarının sınırlarının çizilmesinde ve kanal yapılarının bulunmasında kullanılır.

Yapısal modelleme çalışmalarına geçmeden önce yukarıda bahsi geçen çalışmaların tümü son halini alarak tamamlanmış olmalıdır. Bu çalışmalardaki amaç sismik yorumcu tarafından yapılan yorum çalışmalarının sonucunda yeraltının üç boyutlu olarak görüntülenerek gerçek jeolojik modele yaklaşım

Yapılmasıdır. Gerçekleştirilen modelin ne derece doğru olduğu ise bölgede sonraki yıllarda açılan sondaj kuyuları ile test edilmektedir.

Yapısal modelleme çalışmaları oldukça detaylı çalışmalardır. Havzanın tamamının üç boyutlu olarak modellendiği için her bir havza için ayrı ayrı yapılması uygun görülmüştür. Bununla birlikte her bir havzada açılan kuyu üzerinden geçecek şekilde modelden kesit alındığında gerçek jeolojiye en yakın sonuç alınması beklenen bir durumdur. Modelleme çalışması sayesinde litoloji ve fay yorumlarının tüm alana yayılmasıyla birlikte istenen noktalar için istenen yönde bileşik (composite) kesitler türetilmektedir.

4. SONUÇLAR

Aşkale-Pasinler-Horasan havzalarında geçmiş yıllarda yapılan jeolojik çalışmalarda sediman kalınlıklarına yönelik bazı bilgilere yer verilmiştir. Bölgede toplanan iki boyutlu sismik veriler, açılan kuyular ve kuyularda yapılan Jeofizik operasyonlar yardımıyla sismik-kuyu korelasyonu yapılarak havzadaki farklı sedimanter istiflere ait kalınlıklar belirlenmiştir. Böylece havzaya ait ana yapısal unsurlar belirlenerek yeraltındaki devamlılıkları tariflenmiştir. Bu kapsamda Aşkale Havzası için beş farklı sismik ünite tariflenerek yayılım haritası yapılmıştır. Aynı şekilde Pasinler havzası için üç, Horasan havzası için iki farklı sismik ünite tariflenerek haritalanmıştır. Havza sınırlarını oluşturan faylar ve bu fayların karakterleri tanımlanarak lokasyon haritası üzerinde gösterilmiştir. Bu faylar MTA tarafından hazırlanan diri fay haritası ile korele edilerek, tutarlılık gösteren fayların sismik kesitler yardımıyla yer altındaki uzanımları gösterilmiştir. MTA diri fay haritasında olmayan ve sismik kesitler yardımıyla belirlenen yeni faylara ait lokasyon haritası türetilmiştir. Elde edilen fay lokasyon haritası başta hidrokarbon aramacılığı olmak üzere havzaya ait pek çok yer bilimsel çalışmalara katkı sunacaktır.

5. KATKI BELİRTME

Bu çalışma, ilk yazarın İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Jeofizik Mühendisliği Ana Bilim Dalı doktora programında yürütmekte olduğu doktora tez çalışmasının bir bölümünü kapsamaktadır. Çalışma kapsamında havzaya ait sismik verileri kullanmamız için izin veren ve gerekli çalışma ortamını sağlayan Türkiye Petrolleri A.O. Arama Dairesi Başkanlığına teşekkürü bir borç biliriz.

6. KAYNAKLAR

- Boray, A., 1975. Bitlis dolayının yapısı ve metamorfizması. Türkiye Jeoloji Kur. Bült., 18, 81-84.
- Çağlayan, M.A., İnal, R.N., Şengün, M. and Yurtsever, A., 1983. Structural setting of Bitlis Masif. Tekeli O. and Göncüoğlu, C. eds., Geology of the Taurus belt International symposium, 245-254.
- Demirtaşlı, E. ve Pisoni, C., 1965. Ahlat - Adilcevaz bölgesinin jeolojisi (Van Gölü kuzeyi), Maden Tetkik ve Arama Enstitüsü Dergisi, 64, 22 - 35.
- Emre, Ö., Duman, T.Y., Özalp, S., Elmacı, H., Olgun, Ş. ve Şaroğlu, F., 2013. Açıklamalı Türkiye Diri Fay Haritası. Ölçek 1:1.250.000, Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü, Özel Yayın Serisi-30, Ankara-Türkiye.
- Erdoğan, T., Soytürk, N., 1974. Tekman baseni jeolojisi ve hidrokarbon imkanları raporu. TPAO Arama Grubu Başkanlığı, Jeoloji Müdürlüğü, Raporu, 870. Ankara.
- Göncüoğlu, M. C. ve Turhan, N., 1985. Bitlis Metamorfik kuşağı orta bölümünün temel jeolojisi. MTA Rapor No. 7707 (yayımlanmamış).
- https://www.mta.gov.tr/v3.0/bilgi-merkezi/dirifay_son
- Ketin, I. 1977. Van Gölü ile İran sınırı arasındaki bölgede yapılan jeoloji gözlemlerinin sonuçları hakkında kısa bir açıklama. Türk. Jeol. Kur. Bült., 20, 79-85

- Kurtman, F. ve Akkuş, M., 1971. Doğu Anadolu'daki ara basenler ve bunların petrol olanakları. MTA Derg., 77, 1-10, Ankara.
- Oswald, F., 1912. Armenian, Handbuch der regionalen Geologie. Heidelberg.
- Perinçek, D., 1980. Bitlis metamorfiklerinde volkanitli Triyas. Türkiye Jeoloji Kur. Bült., 23, 201-212.
- Perinçek, D. ve Özkaya, İ., 1981. Arabistan levhası kuzey kenarının tektonik evrimi. Yerbilimleri, 8, 91-101.
- Şahintürk, Ö., Şaroğlu F., Çaptuğ A., 1998. Erzurum-Aşkale-Pasinler - Horasan Baseni İ45, İ46, İ47, İ48, N45, N46, N47, N48 Paftaları 1/100000' lik Yayınlanmamış Jeoloji Haritaları. Ankara.
- Şaroğlu, F. ve Yılmaz, G., 1981. Doğu Anadolu'nun jeomorfolojik gelişimi ve etki eden öğeler: Jeomorfoloji, tektonik, volkanizma ilişkileri. TJK Bült., 24, 39-50.
- Şaroğlu, F., Yılmaz, G., 1986. Doğu Anadolu'da Neotektonik dönemdeki jeolojik evrim ve havza modelleri. Maden Tetkik ve Arama Dergisi, 107, 73-94
- Şengör, A.M.C., 1980. Türkiye'nin neotektoniğinin esasları. Türkiye Jeoloji Kurumu, Konferans Serisi, 2, 40.
- Yılmaz, Y., Dilek, Y. ve Işık, H., 1981. Gevaş (Van) ofiyolitinin jeolojisi ve sinkinematik bir makaslama zonu. TJK Bült., 24/1, 37-44.

Investigation of the Change of Soil Bearing Capacity in Urbanized Regions: A Case Study: Bayraklı Region (İzmir)

Bahadır ÖZTÜRK^{1,*}, Volkan İŞBUĞA¹, Alper BABA^{1,2}

¹ İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Gülbahçe Yerleşkesi, C Binası, Urla-İzmir, Türkiye

^{1,2} İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü, Uluslararası Su Kaynakları Bölümü, Gülbahçe Yerleşkesi, C Binası, Urla-İzmir, Türkiye

(* bahadirozturk@iyte.edu.tr)

ABSTRACT: Determining the soil-bearing capacity is one of the most critical procedures for foundation designs. Soil properties, foundation geometry, and groundwater level are the basic parameters used to compute the bearing capacity of soils. The soil-bearing capacity is generally calculated using a single water level value. This study examines the changes in bearing capacity with groundwater level fluctuations during a selected year of time interval. For this purpose, four observation wells were dug in a densely urbanized region (Bayraklı-İzmir) to determine the fluctuations in groundwater levels throughout the year. Groundwater data loggers were placed in these wells, and the annual groundwater level changes were recorded. Normalized bearing capacity graphs were obtained for different width/depth ratios using Terzaghi's method. The results obtained from this study indicate that the change in groundwater level affects the bearing capacity throughout the selected time period.

Keywords: Bearing capacity of soils, Bayraklı Region (İzmir), Urbanization

ÖZ: Zemin taşıma kapasitesinin belirlenmesi, temel tasarımları için en kritik prosedürlerden biridir. Zemin özellikleri, temel geometrisi ve yeraltı su seviyesi; zeminlerin taşıma kapasitesini hesaplamak için kullanılan temel parametrelerdir. Zemin taşıma kapasitesi genellikle tek bir su seviyesi değeri kullanılarak hesaplanır. Bu çalışma, seçilen bir yıllık zaman aralığında yeraltı su seviyesi dalgalanmaları ile birlikte taşıma kapasitesindeki değişimleri incelemektedir. Bu amaçla, kentleşmenin yoğun olduğu bir bölgede (Bayraklı-İzmir) yıl boyunca yeraltı su seviyelerinde meydana gelen dalgalanmaları belirlemek için dört gözlem kuyusu açılmıştır. Bu kuyulara yeraltı su veri kaydedicileri yerleştirilmiş ve yıllık yeraltı su seviyesi değişimleri kaydedilmiştir. Terzaghi yöntemi kullanılarak farklı genişlik/derinlik oranları için normalize edilmiş taşıma kapasitesi grafikleri elde edilmiştir. Bu çalışmadan elde edilen sonuçlar, yeraltı su seviyesindeki değişimin seçilen zaman periyodu boyunca taşıma kapasitesini etkilediğini göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: Zeminlerin taşıma gücü, Bayraklı Bölgesi (İzmir), Kentleşme

1. INTRODUCTION

Over recent centuries, the global population has notably surged, accompanied by a transition toward more industrialized economies and a migration of individuals from rural to urban settings. This phenomenon, known as urbanization, has rapidly expanded since the 50s (Ritchie and Roser, 2018). While urban expansion is a natural progression, its unregulated growth can yield significant consequences, impacting various facets such as water resources, hydrological cycles, surface water dynamics, and stream ecology (Bao and Fang, 2011; Sharma, 2017; Avashia and Garg, 2020). Additionally, structure and infrastructure sustainability can be affected by it, altering soil characteristics and increasing the risk of flooding and pollution.

Numerous researchers have investigated the effects of urbanization on different aspects, including water resources and land use changes (Miller and Hutchins, 2017; Minnig et al., 2018; Huang et al., 2022; Fabian et al., 2023; Lei et al., 2023). Studies have indicated that implementing green infrastructure techniques like green roofs and permeable surfaces can alleviate the adverse impacts of urbanization on water resources and enhance the aesthetic appeal of urban areas. However, less attention has been given to how urbanization affects soil's geotechnical properties, which are crucial for structure stability. Urbanization can alter groundwater levels, impacting soil-bearing capacity and posing risks to structures, particularly in seismic regions.

Comprehending the soil-bearing capacity is crucial to guarantee the safety and stability of any engineering structures. Factors such as soil type and groundwater levels influence soil-bearing capacity (Terzaghi and Peck, 1948; Meyerhof and Hanna, 1978; Oh et al., 2010; Al-Obaidi et al., 2020), with urbanization disturbing natural groundwater recharge processes (Chen and Abu-Farsakh, 2015; Lotfizadeh and Kamalian, 2016; Gupta et al., 2017). Consequently, groundwater hydrodynamics are influenced by urbanization, significantly impacting geotechnical engineering. Despite the use of safety factors in foundation design, older structures in urbanized regions may not have been adequately engineered to account for these changes (Solava and Delatte, 2003; Bray and Macode, 2017; Shama and Jones, 2020).

This study aims to highlight the significant effects of urbanization on groundwater levels as well as its implications for the soil-bearing capacity of structures in highly urbanized areas (Öztürk, 2021; Öztürk et al. 2024). Differences in this study from that of Öztürk et al. (2024) are that we assume different B/D_f ratios, and we present the results in terms of bearing capacity value to maximum bearing capacity ratio over a year instead of the percentage decrease in bearing capacity ratio for the same period of time. By analyzing field measurements and observing changes in groundwater levels, the study demonstrates how urbanization alters groundwater dynamics and affects soil-bearing capacity. The findings underscore the importance of considering urbanization-induced groundwater level changes in future development plans to ensure the sustainability of infrastructure and construction projects.

2. STUDY AREA

Figure 1 depicts the study region, Bayraklı in İzmir, Türkiye, in latitudes $38^{\circ} 26' 30''$ and $38^{\circ} 26'$ north and longitudes $27^{\circ} 10'$ and $27^{\circ} 12'$ east. The district of Bayraklı is one of the most urbanized and has the highest concentration of skyscrapers. It also has many historic structures that are only partially intact. Another name for the research area is a seismically active area (Uzelli et al., 2021; Öztürk et al., 2024). Bayraklı also exhibits the usual İzmir Mediterranean climate features. From ancient times, İzmir has become the most significant metropolis in the Aegean region. Baba and Yazdani (2017) researched the effects of urban expansion on İzmir's aquifers and groundwater. The study stated that the plain's hydrodynamics have been altered by urban expansion. Despite the fact that development prevents groundwater recharge, the region's GWL was nevertheless high. The deep foundations and multi-floor substructure of buildings may be the source of this increase in GWL since they function as subsurface retaining walls and provide an underwater barrier. Since 2000, the populations of the rural and urban areas have already blended. Analyzing the area's planning past showed that the study area grew vertically and horizontally, following İzmir's overall urbanization tendency.

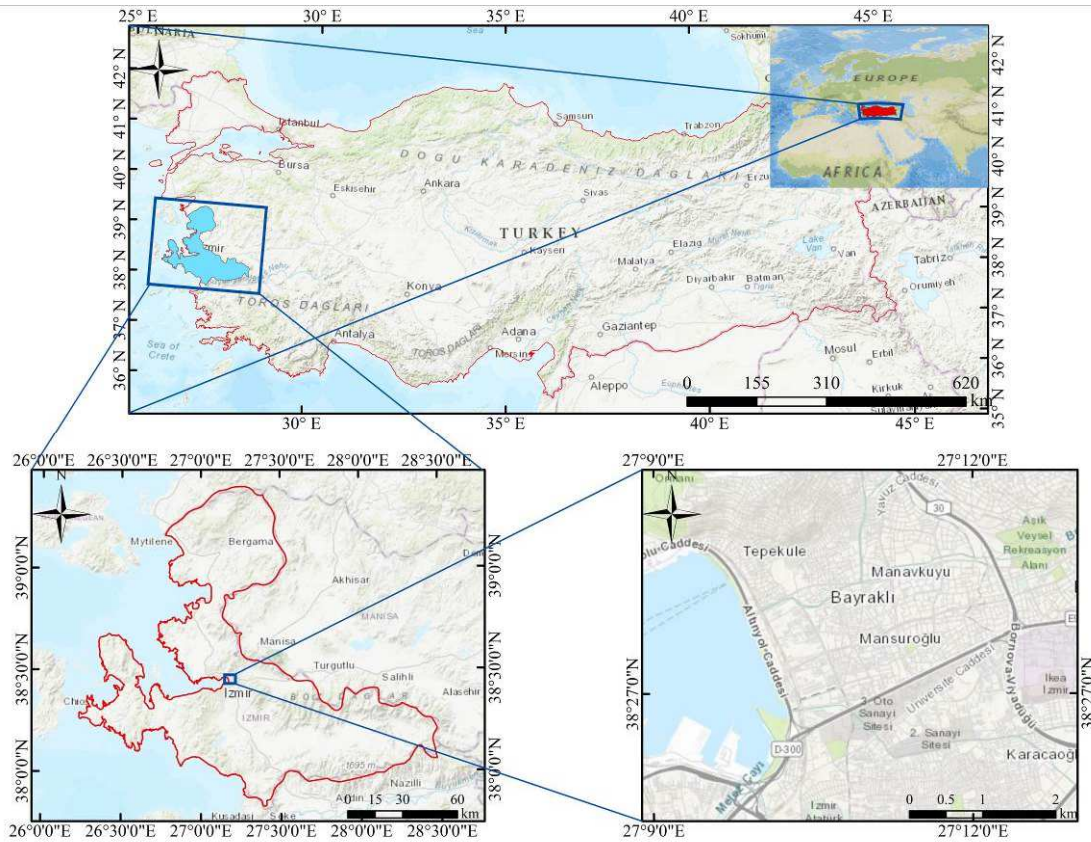


Figure 1. Location of Bayraklı, İzmir.

3. METHODOLOGY

The presence of water changes the soil's unit weight and affects the shear strength of soils. Almost all of the design parameters are affected by groundwater level (GWL) fluctuation. For strip foundations, Terzaghi (1943) suggested the below method for estimating the ultimate soil-bearing capacity (Bowles, 1997).

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma \quad (1)$$

where, c' is the cohesion, q is the surcharge load, γ is the unit weight, B is the footing width, N_c , N_q , and N_γ are the bearing capacity factors, and q_u is the ultimate soil-bearing capacity

Surcharge load can be calculated by the following equation(q)

$$q = \gamma D_f \quad (2)$$

Where D_f is foundation depth and N_c , N_q , N_γ are determined by

$$N_c = \tan \phi' (K_c + 1) \quad (3)$$

$$N_q = K_q \tan \phi' \quad (4)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \phi' (K_\gamma \tan \phi' - 1) \quad (5)$$

where K_c , K_q , and K_γ are the earth-pressure coefficients.

Terzaghi's soil-bearing capacity method, which considers GWL change, was applied to three cases (Das 2007). Case I and Case II are used when the GWL is near or above the footing, while Case III is used when the GWL is significantly beneath the footing. The foundation's depth of five meters was utilized for the deepest scenario. This depth was selected even though it may be considered as deeper than the maximum footing depth of standard shallow foundations.

Case I is when the GWL is above the footing's bottom ($0 \leq D_1 \leq D_f$). For Case I, q is modified as;

$$q = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (6)$$

where γ_{sat} is the saturated soil unit weight and γ_w is the water unit weight. The last term's γ of Eq. (1) is modified to the effective unit weight, γ' , and calculated as;

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (7)$$

Case II is when the GWL is below the bottom of the footing, however, the water still affects the soil-bearing capacity ($0 \leq d \leq B$), q_u is calculated as in Eq. (2) for this Case II.

$$q_u = c' N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} B \bar{\gamma} N_\gamma \quad (8)$$

where

$$\begin{aligned} \bar{\gamma} &= \gamma' \\ &+ \frac{d}{B} (\gamma \\ &- \gamma') \end{aligned} \quad (9)$$

Case III is when the GWL is far beneath the footing bottom, for $d \geq B$, and the GWL has no remarkable impact on the soil-bearing capacity.

4. METHODOLOGY

Groundwater divers were put in four research wells to monitor the GWL at hourly intervals, allowing for monitoring of the variance in the GWL. Monthly GWL measurements were manually recorded in the remaining six wells. For this investigation, data from October 2020 and October 2021 were utilized (Figure 2). Groundwater data loggers were utilized to record hydrostatic and barometric pressure data automatically, which were then utilized to determine the GWL in each well for every day within the chosen period.

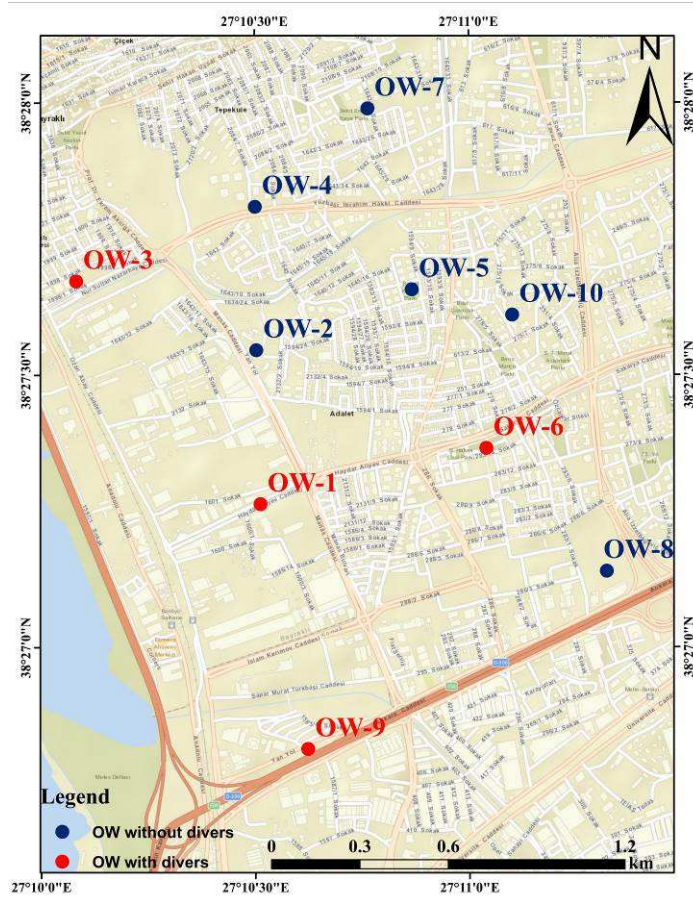


Figure 2. Location map of the observation wells.

To illustrate the impacts of the GWL on various footing sizes, strip footings with varying width/depth ratios were assumed. Most of the building stock in the study region that would be vulnerable to bearing capacity decrease is known to have been built using somewhat outdated techniques and foundation types, which is one of the primary reasons for selecting this foundation. Three distinct ratios were chosen for the (B/D_f) : 1.5, 2, and 3. The boring logs and trial data were used to compute the soil characteristics for the soil-bearing capacity calculations. The dominant soil types within the study area are clay and sand. It was estimated that the soil's saturated and dry unit weights were 20 and 16 kN/m^3 , respectively. Shear strength parameters of the study area were missing, and empirical relations using SPT values from the literature were used to determine those parameters.

The undrained shear strength of the cohesive soil strata in the area was determined using the Standard Penetration Test Blow Number (SPT-N) value, as per the methods of Sivrikaya and Toğrol (2007) and Stroud (1974);

$$c_u = \begin{cases} PI < 20 & (6 - 7)N \\ 20 < PI < 30 & (4 - 5)N \\ PI > 30 & (4.2)N \end{cases} \quad (10)$$

where N is the SPT-N value and c_u is shear strength. For cohesive soils, the drained friction angle was computed by Sorenson and Okkels (2013):

$$\phi' = \begin{cases} 4 < PI < 50 & 45 - 14 \times \log(PI) \\ 50 \leq PI < 150 & 26 - 3 \times \log(PI) \end{cases} \quad (11)$$

where PI is the plasticity index, Sorenson and Okkels (2013) suggested utilizing the subsequent equation, as advocated by the Danish Standard DS 415, to compute the drained cohesion of OC (Over-consolidated) clays.

$$\begin{aligned} c' & \\ &= 0.1 \\ &\times c_u \end{aligned} \quad (12)$$

For non-cohesive soil, the friction angle was calculated following Kulhawy and Mayne (1990);

$$\begin{aligned} \phi' & \\ &= \tan^{-1} \left[\frac{N}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma_{v0}'}{p_a} \right)} \right]^{0.34} \end{aligned} \quad (13)$$

where p_a is the atmospherical pressure and σ_{v0} is the vertical stress.

5. RESULTS AND DISCUSSION

The study utilized groundwater level data from four distinct observation wells for a period of time spanning from October 2020 to October 2021 to investigate the hydrodynamics influenced by urbanization and its impact on the bearing capacity of soil sites. GWL was measured relative to the soil surface in these wells. Four of the wells were equipped with data loggers used in the measurements. The other six wells did not have divers to monitor the GWLs daily; therefore, the required accuracy of measurements would not be reached if the data from those wells were used. They are used mainly for other purposes, such as water quality, which is not used in the context of this study. Different foundation width-to-depth ratios (B/D_f), including 1.5, 2, and 3, were chosen for analysis. Various scenarios were constructed using daily GWL records for each well to assess soil-bearing capacity changes over time. Figure 3 illustrates GWL variations within the year for all four of observation wells. The measured GWL range for each well and their changes throughout the observation period are presented. It was noted that despite expectations of decreasing GWL with increased urbanization, the study area experienced an increase in GWL, especially evident in the Bayraklı region. Significant GWL fluctuations were observed after precipitation, particularly in wells closer to skyscrapers, suggesting a possible influence of deep pile foundation systems. Different patterns of GWL variation were attributed to varying local soil types and proximity to urban structures. These findings highlight the complex relationship between urbanization and GWL dynamics, with implications for construction industry practices. The analyses of

bearing capacity changes revealed the decreases relative to maximum values of bearing capacity that occurred during the study, providing insights into the impact of GWL variation on soil stability. OW-3, located far from all the skyscrapers in the study area, is the most urbanized and closest to the coastline (Figure 3). OW-3 shows the slightest change in GWL during the observation period. OW-1 and OW-9 are relatively closer to the skyscrapers. The deep foundation systems under skyscrapers' are potentially responsible for the trend of the GWL change in OW-1 and OW-9 wells in the area, which may be considered a structural obstacle in a flow direction that results in an accumulation of the groundwater together with the local soil condition. The overall GWL change in OW-3, which includes a pike for a relatively short period, is small. Low-rise buildings where OW-6 is located are unlikely to have deep foundation systems. Therefore, we assume that the shallow foundation types and the local clayey soil type cause a different variation of the GWL for the time of interest in the study. The results obtained in this study show that urbanization indirectly causes GWL fluctuations.

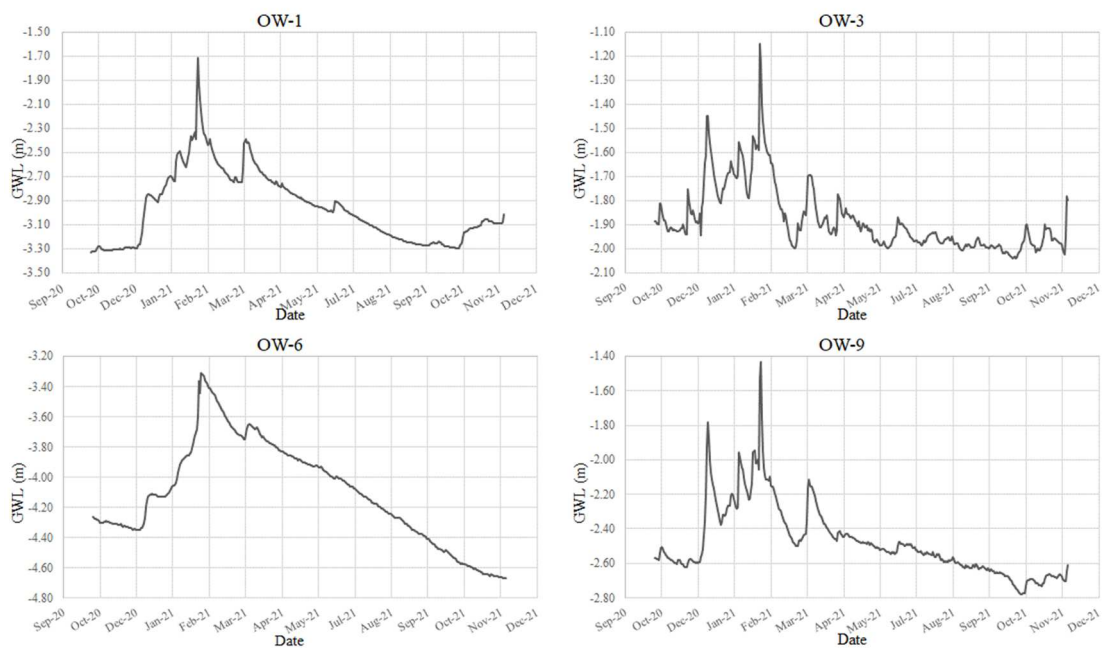


Figure 3. Groundwater levels of the four observation wells

Figure 4 depicts the q_u/q_{max} for all the observation wells. OW-1 shows a notable decrease in bearing capacity over time when the B/D_f ratio is set to 1.5 compared to other ratios. In OW-6 and OW-3, the maximum decrease in soil-bearing capacity occurs when $B/D_f = 3$. It is observed at $B/D_f = 2$ for OW-9. This variation indicates the significance of the surcharge load above the footing depth, including the groundwater level (GWL) term in the bearing capacity formulation. This effect was observed consistently across all wells, resulting in distinct B/D_f ratios for OW-1, OW-3, OW-6, and OW-9, namely 1.5, 3, 3, and 2, respectively (Table 1). While the current study's results align with this rationale, it is important to note that different scenarios may not always follow a consistent trend due to variations in the weight of each factor. This variability arises because the equations governing bearing capacity and surcharge load are applied based on the specific location of the GWL in each case.

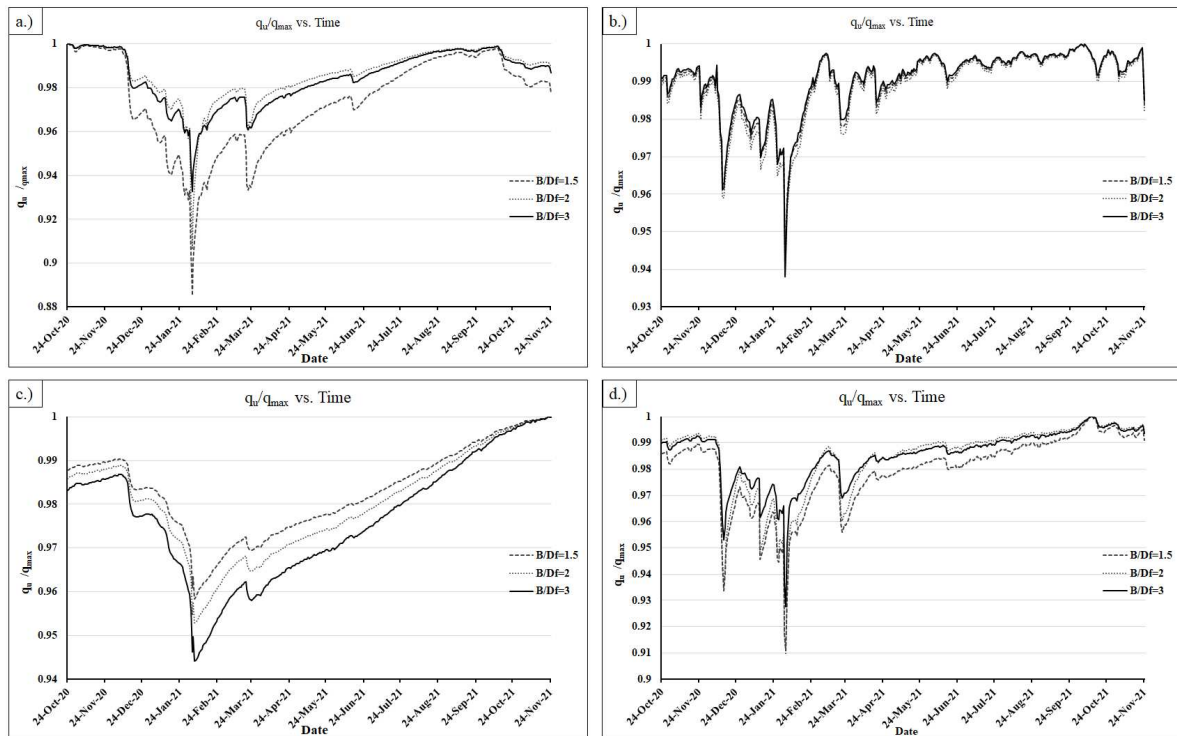


Figure 4. q_u/q_{max} change for a year for the four wells, a.) OW-1, b.) OW-3, c.) OW-6, d.) OW-9

Table 1. Minimum q_u/q_{max} values for different B/D_f ratios.

Wells	B/D_f	Max q_u/q_{max}
OW-1	1.5	0.87
OW-3	3	0.94
OW-6	3	0.925
OW-9	2	0.91

6. CONCLUSION

The study investigated the effect of urbanization and changes in the groundwater table and its effects on the bearing capacity of soil in a specified region. Terzaghi's approach was used to calculate the variations in bearing capacity considering the groundwater table fluctuations over a certain period. A network of ten observation wells was installed to monitor the fluctuations in groundwater levels between October 2020 and October 2021. Four of these wells were equipped with groundwater data loggers, while the remaining six were used for manual measurements. Remarkable differences in maximum and minimum groundwater levels were observed, reaching 1.6 m in OW-1, 0.9 m in OW-3, 1.4 m in OW-6, and 1.4 m in OW-9. Three different B/D_f were considered and based on these B/D_f ratios, the daily soil-bearing capacities were computed for each well over a year. We determined the ratio of the bearing capacity to the reached maximum bearing capacity for the period of study for each B/D_f ratio. These ratios can be approximately found as 0.87 in OW-1, 0.94 in OW-3, 0.925 in OW-6, and 0.91 in OW-9 because of the GWL fluctuations. The results show that the hydrodynamic properties of groundwater fluctuations over a period of time can have a significant influence on the bearing capacity of soils. Therefore, the hydrodynamic properties of groundwater level must be taken into account when planning projects.

7. REFERENCES

- Al-Obaidi, A. L., Yousif, M. A., & Hamid, A. I., 2020. Effect of Relative Compaction on the Bearing Capacity of Cohesive Soils. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 737(1). <https://doi.org/10.1088/1757-899X/737/1/012108>
- Avashia, V. & Garg, A., 2020. Implications of Land Use Transitions and Climate Change on Local Flooding in Urban Areas: An Assessment of 42 Indian Cities. *Land Use Policy*, 95, 104571, <https://doi.org/10.1016/j.landusepol.2020.104571>
- Baba, A. & Yazdani, H., 2017. Effect of Urbanization on Groundwater Resources of Izmir City. 4th International Water Congress, 2-4 November 2017.
- Bao, C. & Fang, C.L., 2011. Water Resources Flows Related to Urbanization in China: Challenges and Perspectives for Water Management and Urban Development, *Water Resources Management* 26(2), <https://doi.org/10.1007/s11269-011-9930-y>
- Bowles, J.E. (1997). *Foundation Analysis and Design*, 5th ed, McGraw Hill, New York, NY, USA.
- Bray, J.D. & Macedo, J., 2017. 6th Ishihara Lecture: Simplified Procedure for Estimating Liquefaction-Induced Building Settlement. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 102, 215–231. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.08.026>
- Chen, Q. & Abu-Farsakh, M., 2015. Ultimate Bearing Capacity Analysis of Strip Footings on Reinforced Soil Foundation. *Soils and Foundations*, 55(1), 74–85. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2014.12.006>
- Das, B.M., 2007. *Principles of Foundation Engineering*. Cengage Learning. <https://doi.org/10.1201/9780429094811-16>
- Fabian, P. S., Kwon, H., Vithanage, M., & Lee, J., 2023. Modeling, Challenges, and Strategies for Understanding Impacts of Climate Extremes (Droughts and Floods) on Water Quality in Asia: A Review. *Environmental Research*, 225, 115617. <https://doi.org/10.1016/j.envres.2023.115617>
- Gupta, A., Dutta, R.K., Shrivastava, R., & Khatri, V.N., 2017. Ultimate Bearing Capacity of Square/Rectangular Footing on Layered Soil. *Indian Geotechnical Journal*, 47(3), 303–313. <https://doi.org/10.1007/s40098-017-0233-y>
- Huang, S., Zhang, X., Yang, L., Chen, N., Nam, W., & Niyogi, D., 2022. Urbanization-Induced Drought Modification: Example Over The Yangtze River Basin, China. *Urban Climate*, 44, 101231. <https://doi.org/10.1016/j.uclim.2022.101231>
- Kulhawy, F.H. & Mayne, P.W., 1990. "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design", EL-6800 Project 1493-6 Final Report, Electric Power Research Institute (EPRI), New York.
- Lei, C., Yu, Z., Sun, X., Wang, Y., Yuan, J., Wang, Q., Han, L., & Xu, Y., 2023. Urbanization Effects on Intensifying Extreme Precipitation in the Rapidly Urbanized Tai Lake Plain in East China. *Urban Climate*, 47, 101399. <https://doi.org/10.1016/j.uclim.2022.101399>
- Lotfizadeh, M.R., & Kamalian, M., 2016. Estimating Bearing Capacity of Strip Footings Over Two-Layered Sandy Soils Using the Characteristic Lines Method. *International Journal of Civil Engineering*, 14(2), 107–116. <https://doi.org/10.1007/s40999-016-0015-4>
- Meyerhof G.G. & Hanna A.M., 1978. Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Layered Soils Under Inclined Load. *Can Geotech J* 15(4):565–572
- Miller, J. D., & Hutchins, M., 2017. The Impacts of Urbanisation and Climate Change on Urban Flooding and Urban Water Quality: A Review of the Evidence Concerning The United Kingdom. *Journal of Hydrology: Regional Studies*, 12, 345–362. <https://doi.org/10.1016/j.ejrh.2017.06.006>
- Minnig, M., Moeck, C., Radny, D., & Schirmer, M., 2018. Impact of Urbanization on Groundwater Recharge Rates in Dübendorf, Switzerland. *Journal of Hydrology*, 563, 1135–1146. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2017.09.058>
- Oh, J.H., Fernando, E.G., & Lee, W., 2010. Consideration of Moisture Effect on Load Bearing Capacity

- In Texas Flexible Pavements. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 14(4), 493–501.
<https://doi.org/10.1007/s12205-010-0493-x>
- Öztürk, B., İşbuğa, V., Bilgiç, E., & Baba, A., 2024. Effect of the Urbanization on Groundwater Resources Hydrodynamic and Bearing Capacity – a Case Study: Bayraklı Region, İzmir, Türkiye. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* 2024; doi: <https://doi.org/10.1144/qjegh2023-092>
- Öztürk, B., 2021. Impact of Urbanization on Hydrogeodynamic Systems: A Case Study: Bornova Region (İzmir, Turkey)
- Ritchie, H. & Roser, M., 2018. Urbanization. Published online at OurWorldInData.org. Retrieved from: '<https://ourworldindata.org/urbanization>' [Online Resource]
- Shama, A. & Jones, M., 2020. Seismic Performance-Based Design of Cable-Supported Bridges: State of Practice in the United States. *Journal of Bridge Engineering*, 25(12). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0001639](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0001639)
- Sharma, S., 2017. Effects of Urbanization on Water Resources-Facts and Figures. *International Journal of Scientific & Engineering Research*, 433. <http://www.ijser.org>
- Sivrikaya, O. & Toğrol, E., 2007. The Relation Between SPT-N Value and Undrained Shear Strength of Fine Grained Soil in Türkiye. *İMO Teknik Dergi*, 4229-4246 (in Turkish)
- Solava, S. & Delatte, N., 2003. Lessons from the Failure of the Teton Dam. In *Forensic Engineering*, 178–189
- Sorensen, K.K. & Okkels, N., 2013. Correlation Between Drained Shear Strength and Plasticity Index of Undisturbed Overconsolidated Clays, *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013*.
- Stroud, M.A., 1974. The Standard Penetration Test in Insensitive Clays and Softrock. *Proceedings of the 1st European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Sweden*, 2(2): 367 - 375.
- Terzaghi, K., 1943. *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, New York.
- Terzaghi, K. & Peck, R.B., 1948. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley.
- Uzelli, T., Bilgiç, E., Öztürk, B., Baba, A., Sözbilir, H., & Tatar, O., 2021. Effects of Seismic Activity on Groundwater Level and Geothermal Systems in İzmir, Western Anatolia, Turkey: the Case Study from October 30, 2020 Samos Earthquake. *Turkish J Earth Sci.* 30:758–778. <https://doi.org/10.3906/yer-2101-9>

Atatürk Üniversitesi Yerleşkesi Zemin Özelliklerinin Mikrotremor Yöntemi ile İncelenmesi

Investigation of Soil Features of Atatürk University Campus by Microtremor Method

Beytullah SARAÇ^{1,*}, Çağlar ÖZER^{2,3}

¹ Atatürk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Jeoloji Mühendisliği Anabilim Dalı, 25240, Erzurum, Türkiye
0009-0004-2883-176X

² Atatürk Üniversitesi, Deprem Araştırma Merkezi, 25240, Erzurum, Türkiye

³ Atatürk Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 25240, Erzurum, Türkiye 0000-0001-5401-2013

(* beytullahsarac@gmail.com)

ÖZ: Erzurum ili, Kuzey Anadolu ve Doğu Anadolu Fay Zonları'na yakın bir lokasyonda olmasının yanı sıra Aşkale, Başköy-Kandilli, Erzurum-Dumlu ve Palandöken Fay Zonları gibi aktif tektoniğe sahip ve deprem tehlikesi yüksek olan bir alanda bulunmaktadır. Erzurum ilinin en önemli birimlerinden bir tanesi olan Atatürk Üniversitesi aktif tektonik birimlere yakınlığının yanı sıra zemin özellikleri açısından incelenmesi önem arz etmektedir. Bu kapsamda Atatürk Üniversitesi merkez kampüste aralıkları ortalama 250 metre olacak şekilde tasarlanmış 45 adet noktada mikrotremor ölçümü yürütülmüştür. Ölçümlerin süresi çevresel gürültüler dikkate alınarak ortalama 60 dakika olarak tasarlanmış ve sinyal/gürültü oranı yetersiz ölçümler tekrarlanmıştır. Mikrotremor verileri Yatay/Düşey Spektral Oran (YDSO) yöntemi ile değerlendirilerek zemin hakim frekans ve zemin büyütme faktörü değerleri elde edilmiştir. Bu veriler kullanılarak zemin etkisi hakkında bilgi edinilmesi amaçlanmaktadır. Jeolojik ve topoğrafik verilere uyumlu olarak gevşek zeminlerde düşük hakim frekans değerleri elde edilirken nispeten kompakt bölgelerde hakim frekans değerleri daha yüksek gözlenmiştir. Zemin büyütme faktörlerinin ise 1 ile 6 arasında değiştiği hesaplanmıştır. Kampüsün güney kısımlarında kuzey kısımlara göre düşük frekanslarda daha yüksek zemin büyütme faktörleri gözlenmiştir. Pasif kaynak kullanılarak yürütülen bu çalışmanın aktif kaynaklı yöntemler ile de geliştirilerek yeraltının modellenmesi ve yapı stoğu da dikkate alınarak deprem-zemin-yapı ilişkisi gözetilerek rezonans araştırması yapılması bu çalışma alanı için tavsiye edilmektedir.

Anahtar Kelimeler: Zemin etkisi, Zemin hakim frekans, Zemin büyütme faktörü, YDSO, Erzurum

ABSTRACT: Erzurum province is located in an area with active tectonics with a high earthquake risk, such as Aşkale, Başköy-Kandilli, Erzurum-Dumlu and Palandöken Fault Zones in addition to being located close to the North Anatolian and East Anatolian Fault Zones. Atatürk University, one of the most important units of Erzurum province, is important to examine in terms of soil properties as well as its proximity to important tectonic units. With this scope, microtremor measurements were carried out at 45 points designed to be 250 meters apart on average in the central campus of Atatürk University. The duration of the measurements was designed as an average of 60 minutes, taking into account environmental noise, and measurements with insufficient Signal/Noise ratio were repeated. Microtremor data were evaluated with the Horizontal/Vertical Spectral Ratio (HVSr) method and soil dominant frequency and soil amplification factor values were obtained. It is aimed to obtain information about the site effect by using these data. In accordance with geological and topographic data, low soil dominant frequency values were obtained in weak soils, while higher soil dominant frequency values were observed in relatively compact geological unit. The soil amplification factor values are calculated between 1 and 6. The higher soil amplification factor values at lower frequencies were observed in the southern parts of the campus compared to the northern parts. It is recommended that this study, which was carried out using passive sources, be developed and modeled with active source geophysical methods, determination of the building stock and resonance situation to reveal the earthquake-soil-structure relationship

Keywords: Site effect, Soil dominant frequency, Soil amplification factor, HVSr, Erzurum

1. GİRİŞ

Erzurum, Doğu Anadolu Bölgesi'nde nüfus yoğunluğu ve stratejik konumu sebebiyle önemli bir alanda yer almaktadır. Erzurum ili tektonik açıdan incelendiğinde; Karlıova üçlü birleşim alanına (KÜB) ve Doğu Anadolu Fay Zonu (DAFZ) ile Kuzey Anadolu Fay Zonuna (KAFZ) yakın bir bölgede bulunmaktadır (Ketin 1957; Şengör 1979; Şengör vd., 1985; Şaroğlu vd., 1992). Lokal ölçekte ise Aşkale Fay Zonu (AFZ), Başköy-Kandilli Fay zonu (BKFZ), Erzurum-Dumlu Fay Zonu (EDFZ), Palandöken Fay Zonu (PFZ) ve Horasan-Narman Fay Zonu (HNFZ) gibi tektonik birimleri barındırmaktadır (Emre vd., 2013; Koçyiğit ve Canoğlu 2017; Emre vd., 2018). Ayrıca mühendislik jeolojisi açısından ise şehrin büyük bir bölümü genç alüvyonlar üzerinde yer almaktadır (Akbaş vd. 2011). Bu gerekçeler ile Erzurum ilinde yürütülecek deprem-zemin-yapı ilişkisi çalışmaları önem arz etmektedir.

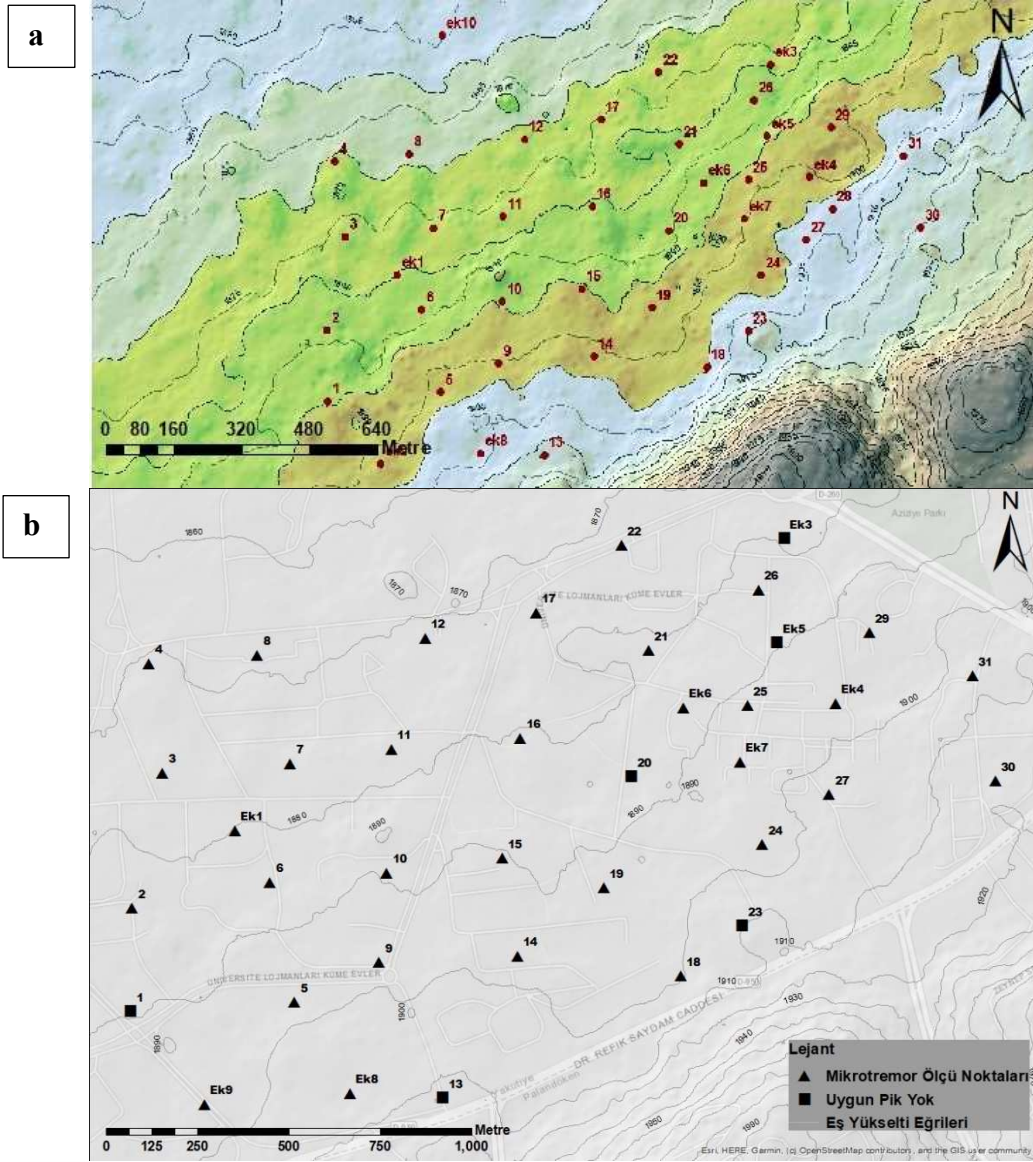
Erzurum ilinde yürütülen zemin ve deprem odaklı araştırmalar eskiye dayanmakla birlikte yeterli düzeyde değildir. Akbulut vd. (2004) 2004 Aşkale-Erzurum depremleri sonrası sahada yaptıkları gözlemlerde Kandilli bölgesinde özellikle alüvyon dolgu alanlarda yıkılma ve hasar yoğunluğunun fazla olduğunu rapor etmişlerdir. Yarbaşı vd. (2004) Erzurum şehir merkezi batı kesimini volkanik birimler ve alüvyonlardan oluşan beş farklı jeoteknik bölgeye ayırarak incelemelerde bulunmuştur. Karaca ve Bayram (2019) Erzurum ilinde yeni yerleşim alanları tasarlanırken yerel zemin koşullarının dikkate alınmasını tavsiye etmişlerdir. Özer (2019) Erzurum şehir merkezinde yerel zemin etkilerinin fazla olduğunu ve özellikle düşük frekanslarda yüksek zemin büyütmelerine dikkat çekmiştir. Bayrak vd. (2020) HNFZ ve AFZ'lerinde gerilme artışı olduğunu belirtmişlerdir. Kılıç (2021) Erzurum ilinde 1 yılda moment magnitudü 5 olan bir deprem Poisson modeline göre olma olasılığını %30 olarak hesaplamıştır.

Bir kısmı sunulan literatür özetinde belirtildiği gibi Erzurum ve yakın çevresinde bulunan tektonik birimlerin üretebileceği deprem sonrasında yerel zemin koşulları sebebiyle zemine bağlı olarak farklı bölgelerde farklı ivmelerin oluşacağı düşünülmektedir. Ayrıca deprem zemin yapı ilişkisi perspektifinde rezonans durumu da incelenmesi gereken bir olgudur. Bu çalışmada Atatürk Üniversitesi merkez kampüsünde yürütülen mikrotremor çalışmalarından hareketle çalışma alanının zemin hakim frekans ve zemin büyütme faktörü değerleri hesaplanarak çalışma alanının zemin dinamik özelliklerinin ortaya konulması amaçlanmıştır.

2. VERİ VE YÖNTEM

2.1. Veri

Atatürk Üniversitesi merkez kampüsünde 45 adet noktada mikrotremor ölçümü yapılmıştır. Ölçüm noktaları arası ortalama 250 metre olup, nüfusun fazla olduğu alanlarda ya da önemli görülen alanlarda bu mesafe azaltılmıştır (Şekil 1). Yapılan ölçümler ile toplam yaklaşık 200 hektar alan pasif bir jeofizik yöntem olan mikrotremor yöntemiyle araştırılmıştır. Ölçüm noktaları çevresinde jeolojik gözlemler yapılmıştır (Şekil 2). Ölçüm süreleri ortalama 60 dakika olup, kültürel gürültünün fazla olduğu alanlarda bu süre daha uzun tutulmuştur. Sinyal/Gürültü oranının yeterli görülmediği iki noktada ölçümler tekrarlanmıştır. Kayıtçı örnekleme aralığı 100 Hz olarak ayarlanmıştır. Ayrıca veriyi gürültülerden elemine etmek için band geçişli (0.05-20 Hz) filtre uygulanarak uygun pencere seçimi yapılmıştır (Şekil 3).



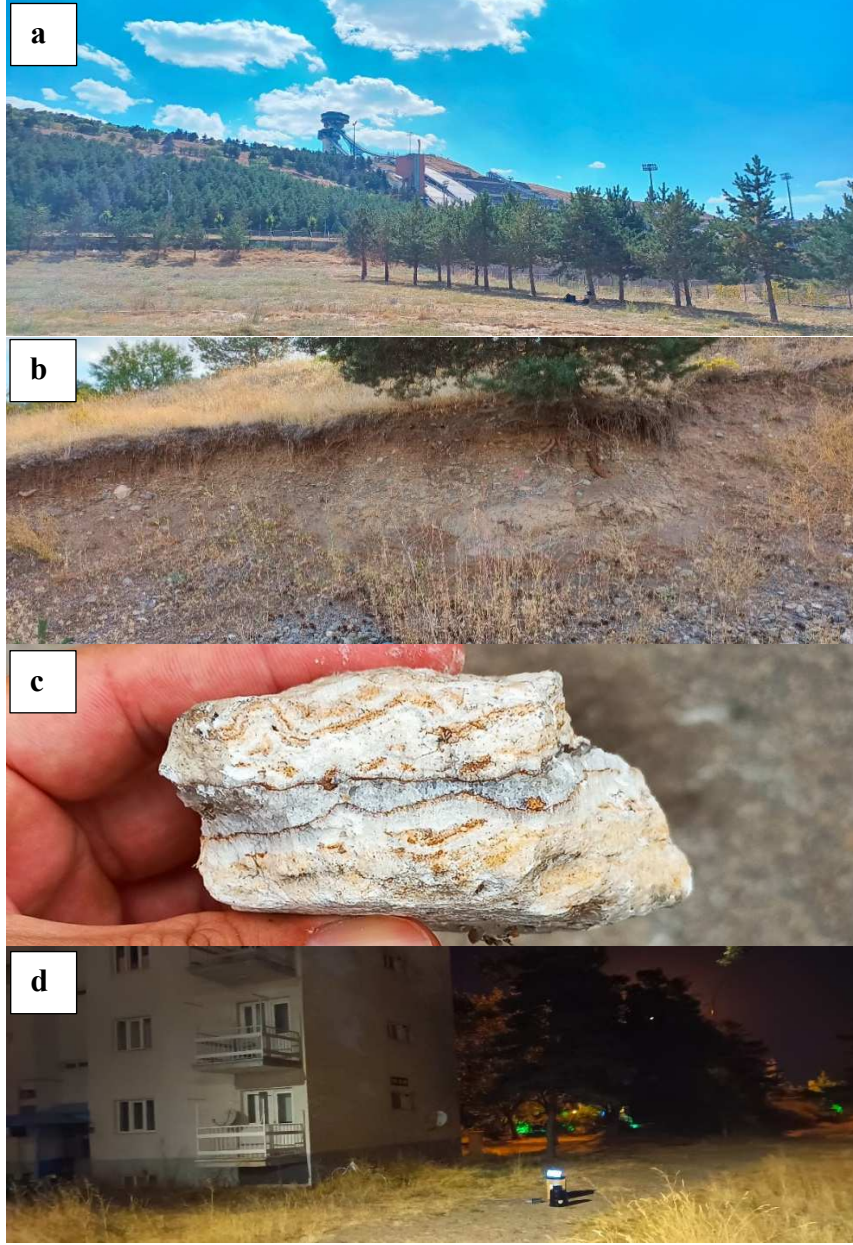
Şekil 1. Çalışma alanı: a) Mikrotremor ölçüm noktalarının topoğrafik harita üzerinde gösterimi; b) Mikrotremor ölçüm noktalarının sokak görünümü kullanılarak gösterimi.

2.2. Yöntem

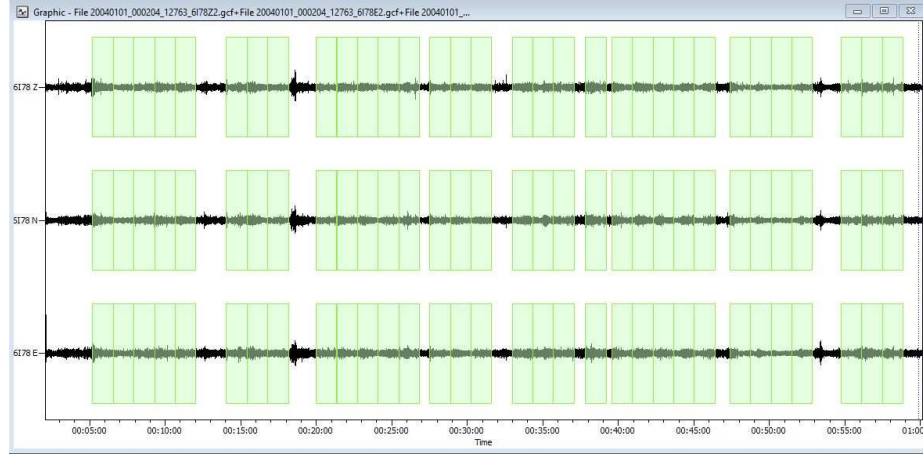
Çalışma alanının zemin dinamik özelliklerini belirlemek amacıyla mikrotremor yöntemi kullanılmıştır. Pasif kaynak kullanan mikrotremor yönteminde ölçüm lokasyonlarında zeminin jeolojik koşullarına göre değişim göstermesi sebebiyle sıklıkla tercih edilen yöntemlerin başında gelmektedir (Nakamura, 2019). Bu yöntem özellikle ölçüm noktasına ait zemin hakim frekans değerini hızlı ve ekonomik şekilde ortaya koyabilmesi sebebiyle mikro bölgeleme çalışmalarında yaygın olarak kullanılmaktadır (Lermo ve Chávez-García 1994a, b; Akbayram vd., 2022). Nakamura (1989); literatürde tek istasyon mikrotremor yöntemi, Nakamura yöntemi ve Yatay/Düşey Spektral oran (YDSO) gibi isimler ile temsil edilen yöntem ile zemine ait hakim frekans ve zemin büyütme faktörü hesabına ait çalışmada yer hareketlerinde yatay bileşenlerin düşey bileşene göre daha fazla etkileneceği fikrinden hareketle Eşitlik 1'i önermiştir;

$$YDSO = \frac{(DB^2 + KG^2)}{D} \quad (1)$$

Burada; DB: Doğu-batı bileşeni, KG: Kuzey-güney bileşeni ve D: Düşey bileşeni temsil etmektedir.



Şekil 2. Çalışma alanı saha gözlemleri: a) Çalışma alanının güney kısımlarından Erzurum atlama kulelerine bir bakış. Atlama Kuleleri Kiremitlik Fayı gibi aktif tektonik birimler tarafından çevrelenmiştir (Çelik vd., 2021). Şekil 1a'da atlama kulelerinin bulunduğu alanda ani topoğrafik değişim izlenebilir. b) Atlama Kulelerinin hasar almasında rol oynayan Gelinkaya Formasyonu ile alüvyon dolguyu sınırlayan fay düzlemindeki kaymalar çalışma alanında da gözlenmektedir. c) Bölgedeki tektonizmaya maruz kalmış bir kayaç örneği. d) Gürültü sebebiyle gündüz sağlıklı ölçü alınması mümkün olmayan noktalarda çalışmalar gece yürütülmüştür.

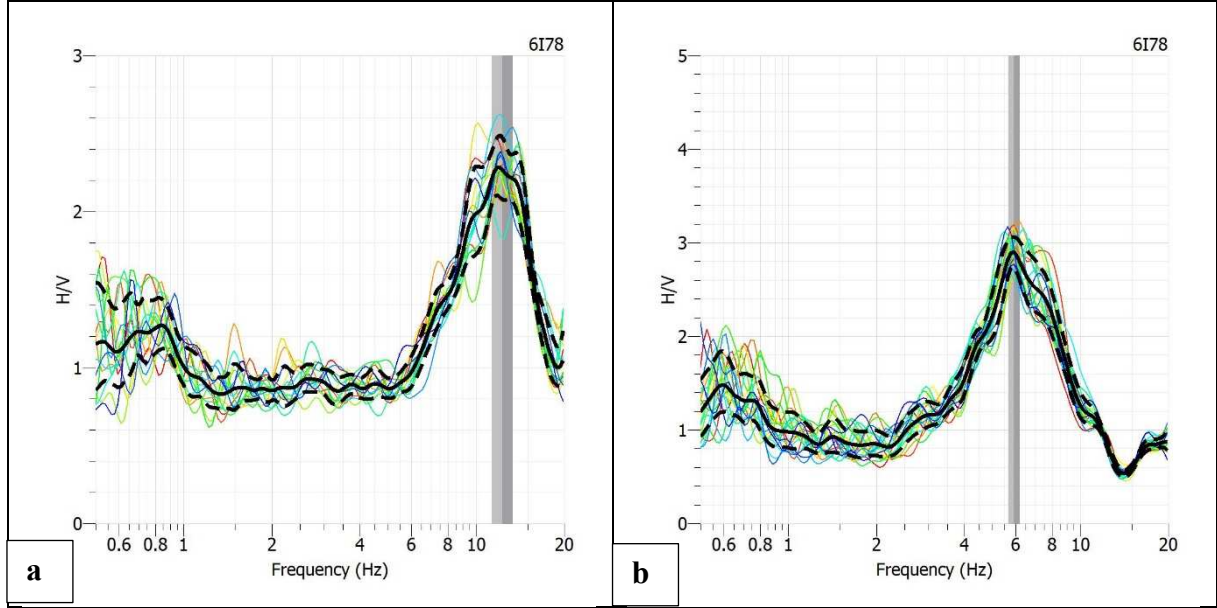


Şekil 3. Mikrotremor verilerin YDSO yöntemiyle değerlendirmesi ve pencere seçimi.

3. SONUÇLAR

Erzurum ilinin önemli bir parçası olan Atatürk Üniversitesi merkez kampüste yürütülen bu çalışmada zemine ait dinamik parametrelerin elde edilmesi amacı ile 45 noktada mikrotremor ölçümü yatay/düşey spektral oran yöntemi ile değerlendirilerek zemin hâkim frekans ve zemin büyütme faktörü değerleri hesaplanmıştır (Şekil 4). Altı noktada standartlara uygun eğri karakteristiği belirlenememiştir. Kampüs alanının güneyinde bulunan Gelinkaya Formasyonu; akarsu-göl çökellerinin ardalanmasıyla kıltaşı, marn, kumtaşı, konglomera ve tuf'ten oluşur. Kuvaterner yaşlı eski alüvyon yelpaze çökelleri inceleme alanının güneyinden başlar. Gelinkaya formasyonu ve alüvyon yelpaze Kiremitlik fayı ile dokanak oluşturmaktadır. Kuvaterner yaşlı güncel akarsu çökelleri ve yapay dolgu birimler inceleme alanında gözlenmektedir. Genel bir değerlendirme yapıldığında mikrotremor sonuçları ile jeolojik bilgiler tutarlılık göstermektedir. Kampüs alanının güneydoğusunda düşük zemin hakim frekansları hakimken, kampüsün kuzeydoğu kısmında yüksek zemin hakim frekansları gözlenmiş olup kademeli bir formasyon geçişinin olduğu düşünülmektedir. Ayrıca çalışma alanında bazı alanlarda yerel zemin koşullarına bağlı olarak çevresinden farklı zemin hakim frekansına sahip olduğu görülmüştür. Zemin büyütme faktörü değerleri incelendiğinde ise zemin hakim frekans değerlerine paralel olarak çalışma alanının güneydoğusunda yüksek zemin büyütme faktörleri gözlenirken çalışma alanının kuzey doğusunda zemin büyütme faktörleri azalmaktadır. Kampüs alanının güneydoğu ve kuzey batı alanlarının dışında etkin zemin hakim frekans değerlerinin 2.5 Hz'den büyük olduğu hesaplanmıştır. Zemin büyütme faktörü değerleri ise 1 ile 6 arasında değiştiği gözlenmiştir.

Çalışma alanında genç çökel birimler bulunmaktadır. Zemin hakim frekans değerlerinin düşük ve zemin büyütme faktörü değerlerinin yüksek olduğu çalışma alanının güneydoğu kesimi çökel kalınlığının fazla ve olası depremden zemin kaynaklı hasar görmesi muhtemel alanların başında gelmektedir. Çalışma alanında 2018-Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY) zemin sınıflarının araştırılması amacıyla yerbilimsel çalışmalar yoğunlaştırılmalıdır. Ayrıca pasif kaynak kullanılarak yürütülen bu çalışmanın aktif kaynaklı yöntemler ile de geliştirilmesi ve yapı stoğunun da ortaya konarak deprem-zemin-yapı ilişkisinin incelenmesi bu çalışma alanı için tavsiye edilmektedir.



Şekil 4. YDSO yöntemiyle mikrotremor verilerinin değerlendirilmesine örnek grafikler: a) 6 numaralı ölçüm noktasına ait YDSO değerlendirmesi sonucu; b) 17 numaralı ölçüm noktasına ait YDSO değerlendirmesi sonucu.

4. KATKI BELİRTME

Bu metin Atatürk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Jeoloji Mühendisliği Anabilim dalında yüksek lisans çalışmalarına devam eden Beytullah Saraç'ın yüksek lisans tez çalışmalarından oluşturulmuştur. Ayrıca bu çalışma Atatürk Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinasyon Birimince desteklenmiştir. Proje Numarası: FYL-2023-12855. Bu çalışmada ilgili proje kapsamında cihaz envanteri kullanılan Atatürk Üniversitesi Deprem Araştırma Merkezine teşekkür ederiz. Mikrotremor ölçümleri Geopsy yazılımı (Wathelet vd. 2020) kullanılarak analiz edilmiştir. Atatürk Üniversitesi'nde lisansı bulunan ArcGIS programı (ESRI, 2018) bazı şekillerin oluşturulmasında kullanılmıştır.

5. KAYNAKLAR

- Akbas, B., Akdeniz, N., Aksay, A., Altun, I., Balci, V., & Bilginer, E., 2013. Türkiye Jeoloji Haritası. Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü, Ankara-Türkiye. (Son Erişim: Temmuz, 2021).
- Akbayram, K., Bayrak, E., Pamuk, E., Özer, Ç., Kıranşan, K., & Varolgüneş, S., 2022. Dynamic sub-surface characteristic and the active faults of the Genç District locating over the Bingöl Seismic Gap of the East Anatolian Fault Zone, Eastern Turkey. *Natural Hazards*, 114(1), 825-847.
- Akbulut, S., Budak, A., Arasan, S., Kalkan, E., & Bayraktutan, M.S., 2004. Aşkale-Erzurum depreminde gözlenen zemin ve yapı problemleri. *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onuncu Ulusal Kongresi*, 16-17 Eylül 2004, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- Çelik, S., Özyazıcıoğlu, M., Şahin, R., Uysal, H., Çakıcı, F. Z., & Kalkan, E., 2021. The destruction of Erzurum ski-jumping complex by a landslide: evaluation of an engineering design failure. *Natural Hazards*, 107, 475-496.
- Emre, Ö., Duman, T. Y., Özalp, S., Şaroğlu, F., Olgun, Ş., Elmacı, H., & Çan, T., 2018. Active fault database of Turkey. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(8), 3229-3275.
- Emre, Ö., Duman, T.Y., Özalp, S., Elmacı, H., Olgun, Ş. & Şaroğlu, F., 2013. Active Fault Map of Turkey with and Explanatory Text. General Directorate of Mineral Research and Exploration, Special Publication Series-30. Ankara-Turkey

- ESRI, 2018. ESRI ArcGis Desktop 10.6 ArcMap. <https://www.arcgis.com/index.html>. (Son Erişim: Temmuz, 2023).
- Karaca, S. ve Bayram, H., 2019. Erzurum havzası'nda yerleşme ve zemin ilişkisi. *Al Farabi Uluslararası Sosyal Bilimler Dergisi*, 3(2), 80-98.
- Ketin, İ., 1957. Kuzey Anadolu Deprem Fayı. *İTÜ Dergisi*, 15, 49-52.
- Kılıç, N.C.A., 2021. Erzurum İli Doğa Olayları Profili ve Deprem Tehlikesi. *Afet ve Risk Dergisi*, 4(1), 61-83.
- Kocayigit, A., & Canoglu, M.C., 2017. Neotectonics and seismicity of Erzurum pull-apart basin, East Turkey. *Russian Geology and Geophysics*, 58(1), 99-122.
- Lermo, J., & Chávez-García, F.J., 1994. Site effect evaluation at Mexico City: dominant period and relative amplification from strong motion and microtremor records. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 13(6), 413-423.
- Lermo, J., & Chávez-García, F. J., 1994. Are microtremors useful in site response evaluation?. *Bulletin of the seismological society of America*, 84(5), 1350-1364.
- Nakamura, Y., 1989. A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Railway Technical Research Institute, Quarterly Reports*, 30(1).
- Nakamura, Y., 2019. What is the Nakamura method?. *Seismological Research Letters*, 90(4), 1437-1443.
- Özer, Ç., 2019. Erzurum ve Çevresi Yerel Zemin Etkilerinin SSR ve HVSR Yöntemleri Kullanılarak Araştırılması. *Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Fen ve Mühendislik Dergisi*, 21(61), 247-257.
- Şaroğlu F., Emre Ö., Kuşçu I., 1992. The East anatolian fault zone of Turkey. *Ann Tectonicae* 6:99–125.
- Şengör, A.M.C., Görür, N., & Şaroğlu, F., 1985. Strike-slip faulting and related basin formation in zones of tectonic escape: Turkey as a case study.
- Şengör, A.M.C., 1979. The North Anatolian transform fault: its age, offset and tectonic significance. *Journal of the Geological Society*, 136(3), 269-282.
- Wathelet, M., Chatelain, J.L., Cornou, C., Giulio, G.D., Guillier, B., Ohrnberger, M., & Savvaidis, A., 2020. Geopsy: A user-friendly open-source tool set for ambient vibration processing. *Seismological Research Letters*, 91(3), 1878-1889.
- Yarbaşı, N., Kadirov, A., Bayraktutan, M.S., 2004. Erzurum şehir merkezi batı kesimi jeoteknik haritasında kullanılan kriterlerin istatistiksel analizi. *Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi*, 10(2), 211-219.

Acıpayam Ovası Yerleşim Yeri Zeminlerinin Jeolojik ve Jeoteknik Açından İncelenmesi

Geological and Geotechnical Investigation of Acıpayam Plain Settlement Soils

Halil KUMSAR^{1,*}, Tuğba SARAYKÖYLÜ²

¹ Pamukkale Üniversitesi, Jeoloji, Mühendisliği Bölümü, Kınıklı, Denizli

² DSİ 21.Bölge Müdürlüğü, Efeler, Aydın

(* kumsarh@gmail.com)

ÖZ: Denizli İli'nin 35 km güney doğusunda yer alan Acıpayam ilçesi yerleşiminin büyük bir kesimi, KB-GD doğrultulu eğim atımlı normal faylarla şekillenen Acıpayam Ovası içinde ve kenarındaki alanlarda yerleşmiştir. Bu çalışmada, Acıpayam Ovası içindeki yerleşim alanlarının jeolojik ve jeoteknik özelliklerinin belirlenmesi ve kentleşme açısından değerlendirilmesi amacıyla farklı noktalarda derinlikleri 8m ile 26m arasında değişen 14 adet jeoteknik sondaj çalışması yapılmıştır. Açılan sondajlarda her 1,5m de bir SPT (standart penetrasyon) deneyleri yapılmış, örselenmiş ve şelbi tüplerinde örselenmemiş zemin örnekleri alınmıştır. Alınan zemin örneklerinin mekanik ve fiziksel özellikleri belirlenmiştir. Zeminlerin dinamik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla 15 farklı alanda sismik kırılma ve mikrotremor ölçümleri yapılmıştır. Ova içinde yeraltı suyu seviyesi zemin yüzeyinden 1.7m ile 5m arasındaki derinliklerde değişmektedir. Jeoteknik sondaj verileri değerlendirildiğinde, Acıpayam Ovası'nın iç kesimlerinde zemin yüzeyinden 3m den sonraki derinlikte SPT değerleri (N_{30}) 0-10 arasında, ova kenarlarında 10 ile >50 arasında değişmektedir. Zemin yüzeyinden 10m derinlik için makaslama dalgalarının zemindeki yayılma hızları (V_s) ova içerisinde 114 m/sn ile 200 m/sn arasında ova kenarlarına yaklaştıkça 200m/sn ile 350 m/sn arasında değişmektedir. Aynı seviyedeki zeminlerin büyütme değerleri de ova içindeki alanlarda 2.8 ile 4.0 arasında değişmektedir. Bu sonuçlar, 20 Mart 2019 tarihinde meydana gelen Mw=5.5 Acıpayam depremi sonrası ova içindeki yapısal hasarlarla uyumluluk göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: Acıpayam (Denizli), Jeoloji, Jeoteknik

ABSTRACT: A large part of the settlement of Acıpayam district, which is located 35 km south-east of Denizli province, is located in Acıpayam Plain, which is shaped by normal faults with NW-SE directional slopes, and in areas on the edge. In this study, 14 geotechnical boreholes having depths between 8m and 26m were carried out at different points in order to determine the geological and geotechnical characteristics of the settlements in Acıpayam Plain and to evaluate them in terms of urbanization. In the boreholes, standard penetration (SPT) tests were carried out once every 1.5m, disturbed and undisturbed soil samples were taken. The mechanical and physical properties of the soil samples taken were determined. In order to assess the dynamic properties of the soils, seismic fracture and microtremor measurements were carried out 15 different areas. Groundwater level from the ground surface in the plain change between 1.7m and 5m in the inner part of the basin while it gets deeper at the plain edges. SPT values (N_{30}) at depth after 3m from the ground surface in the interior of Acıpayam plain vary between 0-10 and between 10 and >50 at the plain edges. The shear wave velocity (V_s) of soils between ground surface and 10m below varies between 200m/s and 350 m/s and it varies between 114 m/s and 200 m/s at the edges of the plain. The soil amplification factor at the same soil thickness also varies between 2.8 and 4.0 in the areas within the plain. These results are compatible with the structural damage in the plain after the Mw=5.5 Acıpayam earthquake that occurred on March 20, 2019.

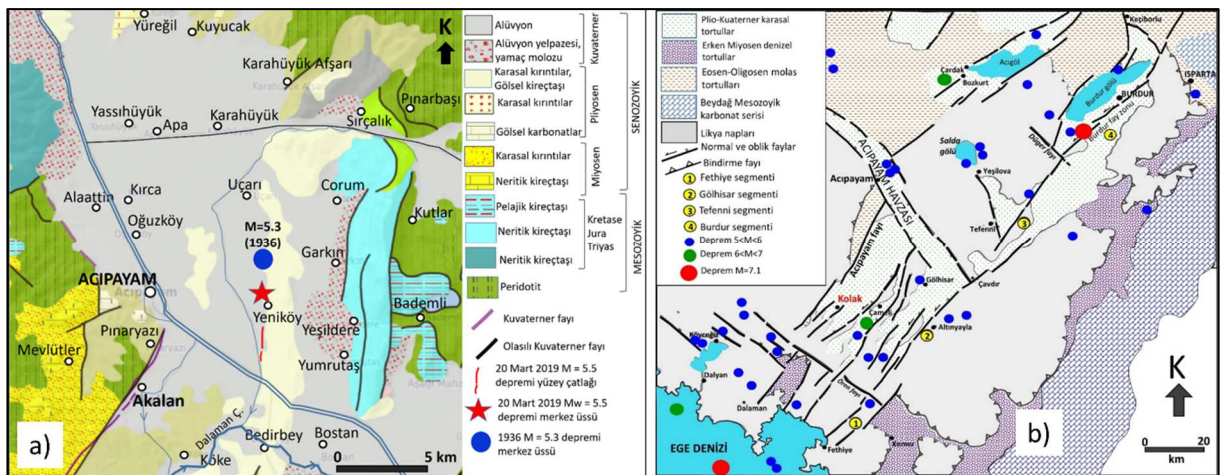
Keywords: Acıpayam (Denizli), Geology, Geotechnic

1. ACIPAYAM VE YAKIN ÇEVRESİNİN JEOLJİSİ, TEKTONİĞİ VE DİPREMSELLİĞİ

Fethiye - Burdur Fay zonu içinde yer alan Acıpayam Havzası, K-G uzanımlı genişlemeli bir Neojen havzadır. Deniz seviyesinden 850-950 metreler arasında konumlanmış olan havza GB'ya doğru Dalaman Çayı tarafından drene edilmektedir. Havzayı çevreleyen yüksek dağlık alanlarda Mesozoyik-Senozoyik yaşlı kayalar yüzeyler. Mesozoyik (Triyas-Jura-Kretase) birimleri çoğunlukla Likya Napları'nın karbonat ve ofiyolit kayaç toplulukları ile temsil edilir. Acıpayam ilçe merkezinin güneybatısında Mevlütler yöresi, ofiyolitik kayaçların iyi gözlemlendiği yerlerden birisidir (Balci vd., 1976). Senozoyik birimleri ise Erken Miyosen çakıltaşları ve sığ denizel kireçtaşları (Büyükmeriç, 2017) ile Geç Miyosen- Pliyosen dönemi alüvyon, akarsu ve göl çökeltilerinden kuruludur (Kara, 1976; Erten, 2002; Alççek vd., 2005). Havza'yı doğudan sınırlayan, batı kenarı boyunca K-G uzanımlı fay morfolojisi oldukça belirgindir (Şekil 2). Havza ortasında, üzerinde Bedirbey-Yeniköy-Uçarı gibi yerleşim merkezlerinin yer aldığı K-G doğrultulu ve batıya eğimli bir normal fay hattı gelişmiştir. 20 Mart 2019 günü sabah 9.34'de meydana gelen 5.5 büyüklüğündeki depremin merkez üssü bu fay hattı üzerine düşmektedir (Şekil 2). Kuvaterner döneminin genç birimleri ise göl-akarsu çökeltileri, alüvyonlar ve doğudaki (1745 m) batı yamaçları boyunca (Yumrutaş-Yeşildere-Corum mahallelerinde) gelişmiş yamaç molozlarından (=kolüvyonlar) oluşmaktadır (Kumsar vd., 2019).

20 Mart 2019 tarihinde meydana gelen Mw=5.5 (AFAD, 2019) büyüklüğündeki deprem sonucunda Yeniköy mahallesinin güneyinde K5°D doğrultulu ve uzunluğu yaklaşık 1500 m, açıklığı 1-4 cm arasında değişen yüzey kırığı meydana gelmiştir (Şekil 1a). Yüzey çatlağı, Pliyosen yaşlı gölsel kireçtaşı birimi ile alüvyon biriminin dokanağında olası örtülü bir fayın yüzeydeki izi üzerindedir. Burdur-Fethiye Fay zonu aktif olup, büyüklüğü 7.1'e kadar yükselen depremler üretmektedir. Uzunluğu yaklaşık 150 km olan bu fay zonunun KD ucundaki Burdur ilinde 03.10.1914 tarihinde 7.1 büyüklüğünde, GB ucundaki Fethiye'de (Muğla) 25.04.1957 tarihinde 7.1 büyüklüğünde depremler meydana gelmiştir (Şekil 1b).

Bu fay zonunun iç ve orta kesimlerinde aletsel dönemde (1900 sonrası) meydana gelen depremlerin büyüklükleri 6.2'yi geçmemiştir. Acıpayam ovasında ise, 1936 yılında Uçarı mahallesi merkezli Mw 5.3 büyüklüğünde deprem meydana gelmiştir. Bu depremin merkez üssüne yakın bir lokasyonda 20 Mart 2019 tarihinde (tam 83 yıl sonra) Mw 5.5 büyüklüğünde yıkıcı bir deprem meydana gelmiştir (Şekil 1a).



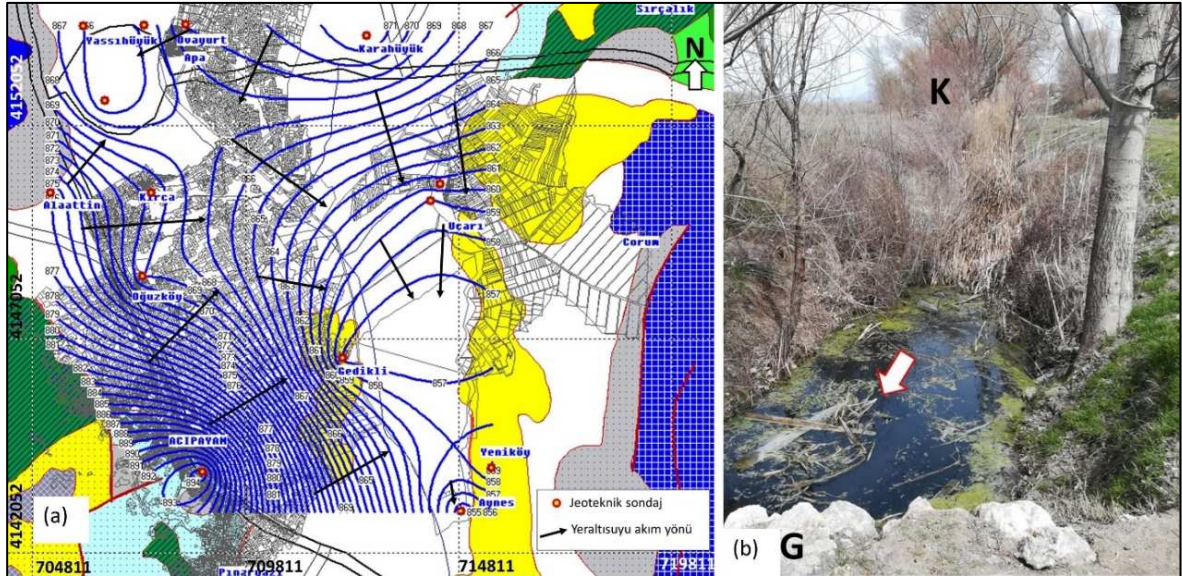
Şekil 1. a) Acıpayam ve civarının jeoloji haritası (Emre vd., 2013; MTA, 2019; Akbaş vd., 2002; AFAD, 2019; Kumsar vd., 2020; Hançer vd., 2023), b) Fethiye-Burdur Fay Zonu'nun tektonik haritası üzerinde Acıpayam havzasının konumu ve bölgenin depremselliği (Kumsar ve Sarayköylü, 2024; Bozcu vd., 2007).

2. HİDROJEOLOJİ

Acıpayam ovasında sürekli akışı olan tek akarsu Dalaman çayıdır ve ova içine güney doğuda Burdur ili Göllhisar ilçesinin Çamköy sınırından girer, Bedirbey köyünün güneyinden akarak Köke köyü yakınlarından ova dışına akar. Ova içinde mevsimsel akışlı olan Karahüyük deresi drenaj kanalları ile çalışma alanı dışında akışı olan Dalaman çayına karışır (Özdamar, 1997). Acıpayam ovası içindeki başlıca kaynaklar; Uçarı (100 l/s), Dedebağ (300 l/s), Sırçalık (20-30 l/s), Alaattin (8-10 l/s) ve Bademli (10-15 l/s) kaynaklarıdır (DSİ 1974; Özdamar, 1997; İşçi, 2012).

Uçarı mahallesinin kuzey çıkışında Pliyosen yaşlı gösel kireçtaşlarından boşalan kaynak suları tabandaki killi zemin üzerinde birikerek bataklık ortamı oluşturmaktadır. Acıpayam Belediyesi tarafından yapılan çevre düzenlemesi çalışması sonucunda bu alanda bir gölet oluşturulmuştur (Şekil 2b). Yeniköy, Uçarı ve Bedirbey mahalleleri düşük dayanımlı, karstik boşluklu ve yeraltısuyu içeren bozunmuş gösel kireçtaşları üzerinde yapılaşmıştır. Karahüyük, Apa, Yassihüyük, Kırca, Alaattin ve Oğuzköy mahalleleri killi, siltli, kumlu ve az çakıllı alüvyon birimleri üzerinde, Acıpayam ilçe merkezi Neojen yaşlı kiltası-marn-kumtaşı ile yamaç molozu ve alüvyon birimleri üzerinde yer alır. K-G yönlü Acıpayam ovası içinde yer alan alüvyon biriminde yeraltısuyu seviyesi zemin yüzeyinden 0 ile 5 m arası derinlikte olup, kış mevsiminde biriken sular drenaj kanalları ile ova dışına boşaltılmaktadır (Şekil 2a).

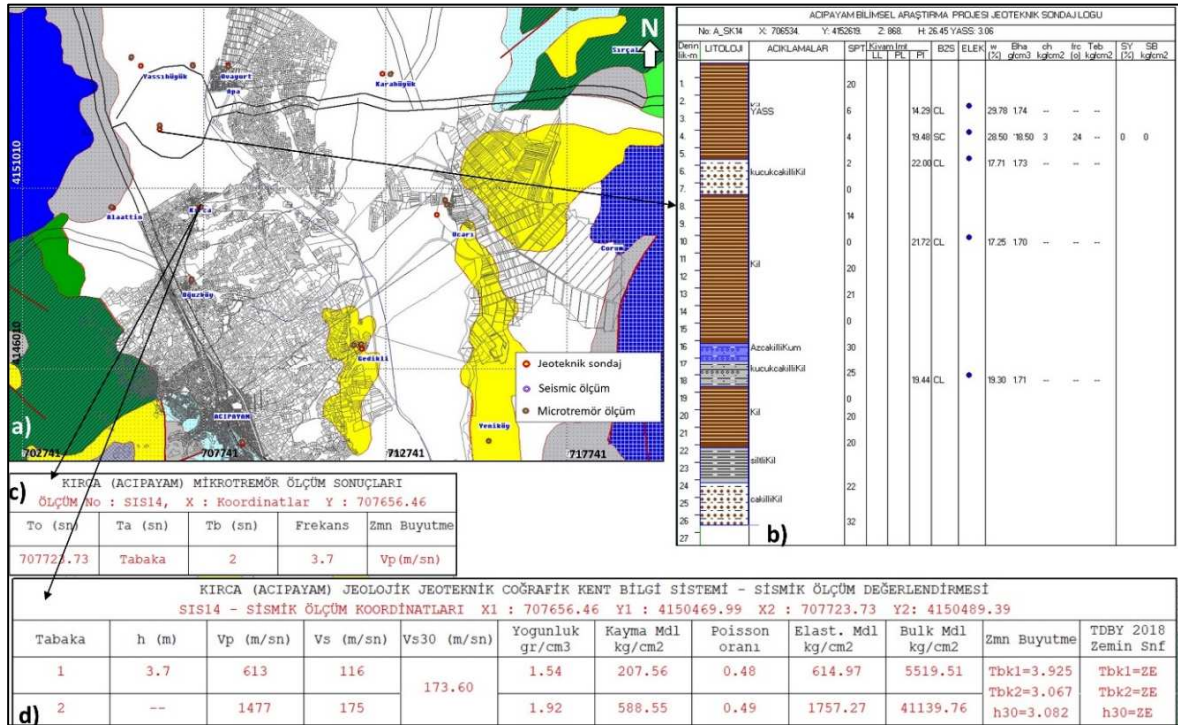
Bu çalışma kapsamında açılan jeoteknik sondajlarda Kasım 2023 ve Şubat 2024 tarihlerinde statik su seviyesi ölçümleri yapılmıştır. Şubat 2024 tarihinde yapılan statik seviye ölçümleri değerlendirildiğinde, çalışma alanının batısında Acıpayam ilçe merkezi, Oğuzköy, Kırca ve Alaattin köylerinde yeraltısuyu seviyesi yüzeyden 10 m ile 20 m arası derinliktedir. Ovanın kuzeyinde Yassihüyük, Ovayurt, Apa ve Karahüyük köylerinin bulunduğu alanlarda YAS seviyesi 4 m ile 5 m arası derinlikte, ovanın iç kesiminde Uçarı köyünün hemen batı sınırında ise 0 m ile 2 m arasında değişmektedir. Yeraltısuyu izohips haritası değerlendirildiğinde, Acıpayam ovasında yeraltısuyu akış yönü doğudan batıya ve kuzeyden güneye doğrudur (Şekil 2a).



Şekil 2. a) Acıpayam ovası yeraltısuyu seviye haritası ve akım yönleri (jeolojik haritadaki birimler Şekil 1a'da açıklanmıştır), b) Yeniköy'ün 20 m doğusunda güneye akan ve çalışma alanı dışında Dalaman Çayı'na karışan drenaj kanalı suyu (Kumsar vd., 2020).

3. JEOTEKNİK ÇALIŞMALAR

Bu çalışmada, Acıpayam Ovası içindeki yerleşim yerlerinin jeolojik ve jeoteknik özelliklerinin belirlenmesi ve kentleşme açısından değerlendirilmesi amacıyla farklı noktalarda derinlikleri 8m ile 26m arasında değişen 14 adet jeoteknik sondaj kuyusu açılmıştır (Şekil 3a). Açılan sondajlarda her 1,5m de bir SPT (standart penetrasyon) deneyleri yapılmış, sondajlardan alınan örselenmiş ve örselenmemiş zemin örneklerinin fiziksel ve mekanik özellikleri laboratuvar deneyleri ile belirlenmiştir. Zeminlerin dinamik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla 15 farklı alanda sismik kırılma ve mikrotremör ölçümleri yapılmıştır. Elde edilen tüm veriler birinci yazar tarafından geliştirilen Jeolojik Jeoteknik Coğrafi Kent Bilgi Sistemi (JEOKBS) veri tabanına (Kumsar vd., 2005; 2021 a, b; Kumsar ve Sarayköylü 2024) aktarılarak değerlendirilmiştir. JEOKBS programında her sondajın jeoteknik logu ve yapılan laboratuvar deney sonuçları, jeofizik ölçüm verileri coğrafi ölçüm noktasının koordinatına harita ekranında tıkladığında görülmektedir (Şekil 3a, b, c, d).

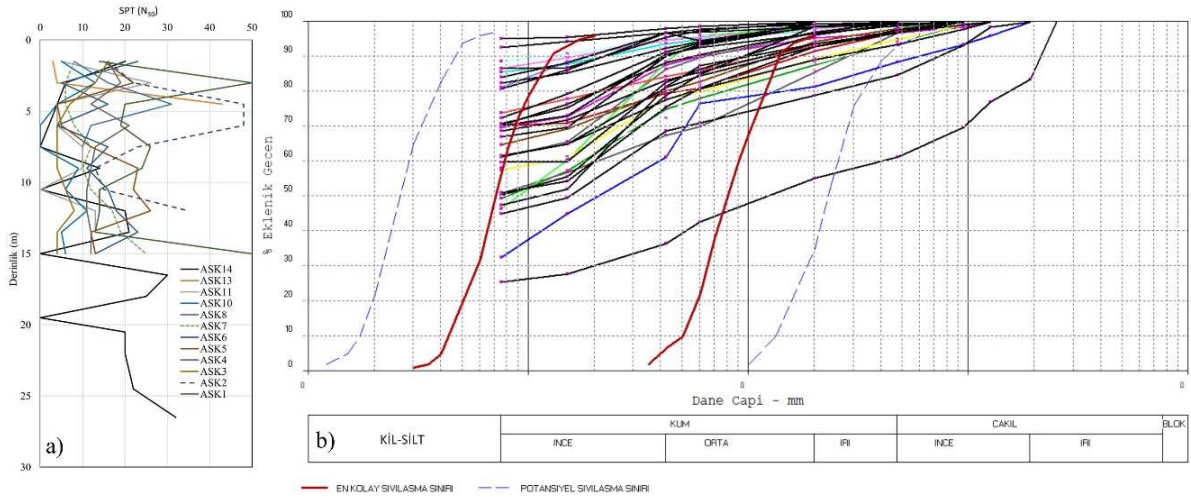


Şekil 3. a) JEOKBS programında Acıpayam ovası içinde açılan jeoteknik sondajların ve jeofizik ölçüm yerlerinin jeolojik harita üzerindeki görünümü, b) jeoteknik sondaj ve laboratuvar deneylerinin, c) mikrotremör ölçüm sonuçlarının, d) kayma dalgası hızı ölçüm sonuçlarının ekranda gösterimine bir örnek.

Çalışma alanında açılan jeoteknik sondajlarda alınan zemin örneklerinin tane boyu dağılım analizleri yapılmış ve ince taneli zeminlerin kıvam limitleri belirlenmiştir. SPT deneylerinde N_{30} değerleri genellikle 25 ve altında olup, ASK10 sondajında 7.5m'de, ASK14 sondajında 7.5, 10.5, 15 ve 19.5 m derinliklerde $N_{30}=0$ değerleri elde edilmiştir (Şekil 4a). Bu seviyelerde zemin çok zayıf dayanıma sahip olup, sondaj tiji kendi ağırlığı ile derine ilerlemiştir. Tüm zeminlerden alınan zemin örneklerinin tane boyu dağılımları değerlendirildiğinde örneklerin silt+kil miktarları toplam deney örneğinin %45'inden fazladır (Şekil 4b). Yani ova içinde yeraltısuyu seviyesi yüzeye yakın olsa bile sıvılaştıran zeminler oldukça sınırlıdır.

Aydan ve Kumsar (1997) tarafından yapılan çalışmada, Türkiye’de meydana gelen sıvılaşma olguları ile depremlerin büyüklük (M_s) ve uzaklıkları (R) arasındaki ilişkiler incelenmiş Eşitlik 1’de verilen bağıntı geliştirilmiştir. Bu bağıntıda eğer R değeri 0’dan küçük ise sıvılaşma meydana gelmemektedir. 20 Mart 2019 depremleri için yapılan değerlendirmede, deprem büyüklüğü $M_w = 5.56$ için $R = -2$ km elde edilmiştir. Yani bu depremde sıvılaşma meydana gelmemektedir. Aynı depremde Acıpayam kuvvetli yer hareketi istasyonunda ölçülen maksimum yer ivmesi K-G yönünde 362.1 cm/sn^2 ’dir (AFAD, 2019). Depremden hemen sonra arazide yapılan incelemelerde sıvılaşma olgusuna rastlanmamıştır (Kumsar vd., 2020).

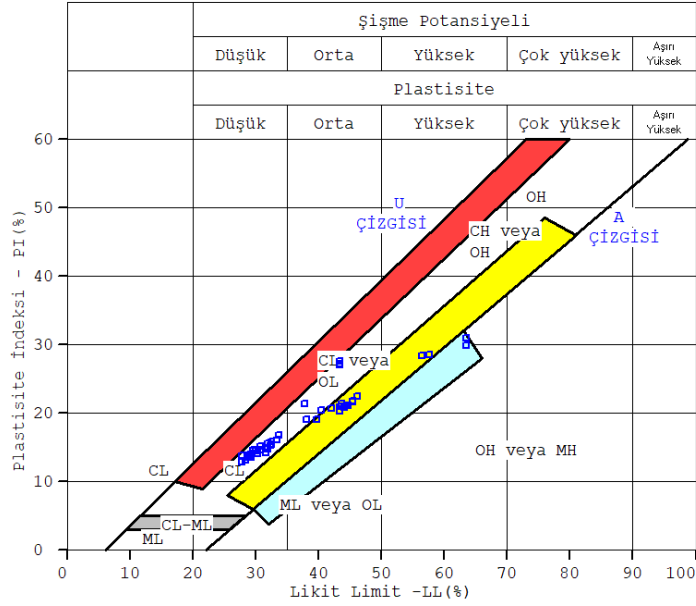
$$R=36M_w-200 \text{ (ortalama) (Aydan ve Kumsar, 1997)} \quad (1)$$



Şekil 4. a) Acıpayam ovası içinde açılan jeoteknik sondajlarda yapılan SPT-N₃₀ değerlerinin derinlikle değişimi, b) sondajlardan alınan zemin örneklerinin tane boyu dağılımı grafiği ve sıvılaşma sınırları (Port and Harbour Research Institute of Japan. 1997) ile ilişkisi.

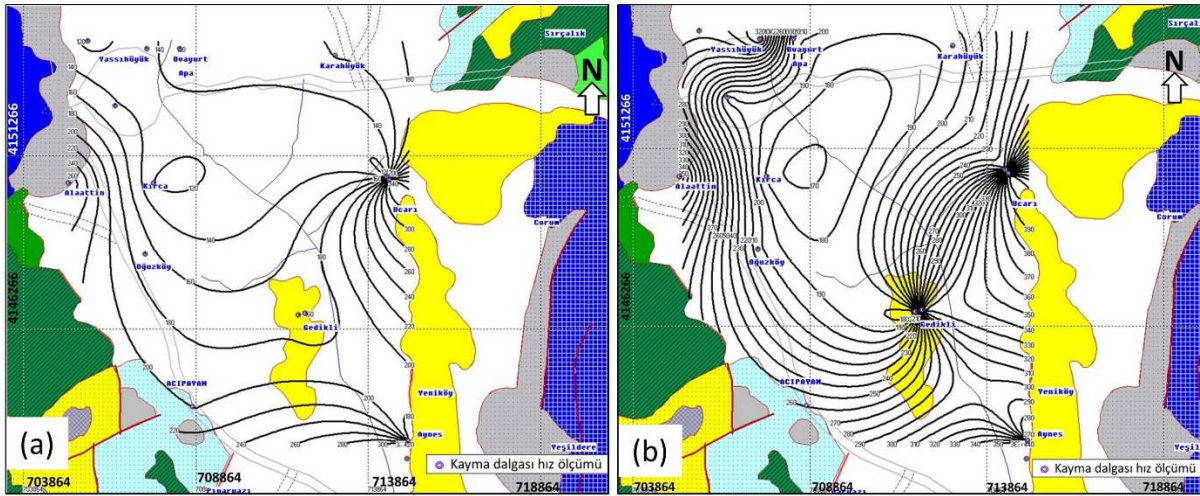
Sondajlardan alınan zeminlerin kıvam limitleri değerlendirildiğinde birleştirilmiş zemin sınıfına göre düşük plastisiteli inorganik killer, inorganik siltli killer (CL) ve yüksek plastisiteli inorganik killer (CH) sınıfındadır. Bazı sondajlarda killi kumolarak tanımlanan SC grubu zeminlerin varlığı gözlenmiştir.

Zemin örneklerinin kıvam limiti değerleri Dakshanamurthy ve Raman (1973) tarafından önerilen plastisite kartı üzerinde örneklerin şişme potansiyeli değerlendirilmiştir. Acıpayam ovası zeminleri genellikle düşük, orta derecede, çok az yüksek derecede şişme potansiyeline sahiptir (Şekil 5). Yüksek derecede şişme potansiyeline sahip olan OH grubu zeminler Oğuzköy, Yassihüyük ve Uçarı köylerinden alınan örneklerde rastlanmıştır.



Şekil 5. Dakshanamurthy ve Raman (1973) tarafından önerilen plastisite kartı üzerinde çalışma alanındaki zeminlerin sınıfları ve şişme potansiyeli ile ilişkisi.

Çalışma alanı içinde farklı noktalarda yapılan 15 adet sismik kırılma ölçümlerinde elde edilen ve jeofizik ölçümlerde zeminlerin kayma dalgası hızları (V_s) zemin yüzeyinden itibaren yaklaşık 10 m derinliğe kadar olan birinci tabaka ve yine zemin yüzeyinden 30 m derinliğe kadar olan zemin kalınlığı için ayrı ayrı değerlendirilmiştir. Zemin yüzeyinden itibaren birinci tabakanın kayma dalgası hızları yapılaşmada temel zeminin dinamik parametrelerinin değerlendirmesi açısından oldukça önemlidir. Birinci tabakanın en düşük V_s değeri Kırca köyünün bulunduğu alanda 120 m/sn olarak gözlenmektedir. Ovanın kuzeyinde V_s değerleri 160 m/sn değerinde iken ovanın güneyinde V_s değerleri 280 m/sn değerlerine kadar çıkmaktadır (Şekil 6a). Zemin yüzeyinden itibaren 30 m kalınlık için elde edilen V_s sonuçları değerlendirildiğinde Kırca köyü ve yakınlarında V_s hızı en düşük yani 170 m/sn değerinde, ovanın güneyinde ise 300 m/sn değerlerindedir (Şekil 6b).



Şekil 6. a) Çalışma alanına yapılan sismik kırılma ölçümlerinde elde edilen kayma dalgası yayılım hızı haritaları; a) yüzeyden itibaren birinci tabaka için, b) yüzeyden 30 m derinlik için.

Dinamik yükler sırasında zeminlerin büyütme faktörünün kayma dalgası hızlarından hesaplanması için Midorikawa (1987) tarafından önerilen aşağıda verilen eşitlik yaygın olarak kullanılmaktadır.

$$A_0 = 68V_s^{-0.6} \quad (2)$$

Çalışma alanı içinde yapılan sismik kırılma ölçümlerinde elde edilen V_s değerleri kullanılarak Acıpayam ovası zeminlerinin büyütme faktörü (A_0) değerleri zemin yüzeyinden birinci tabaka (0 ile yaklaşık 10 m arası kalınlık için) ve zemin yüzeyinden 30 m derinlik için hesaplanmış ve değerlendirme haritaları Şekil 7a ve b'de verilmiştir.

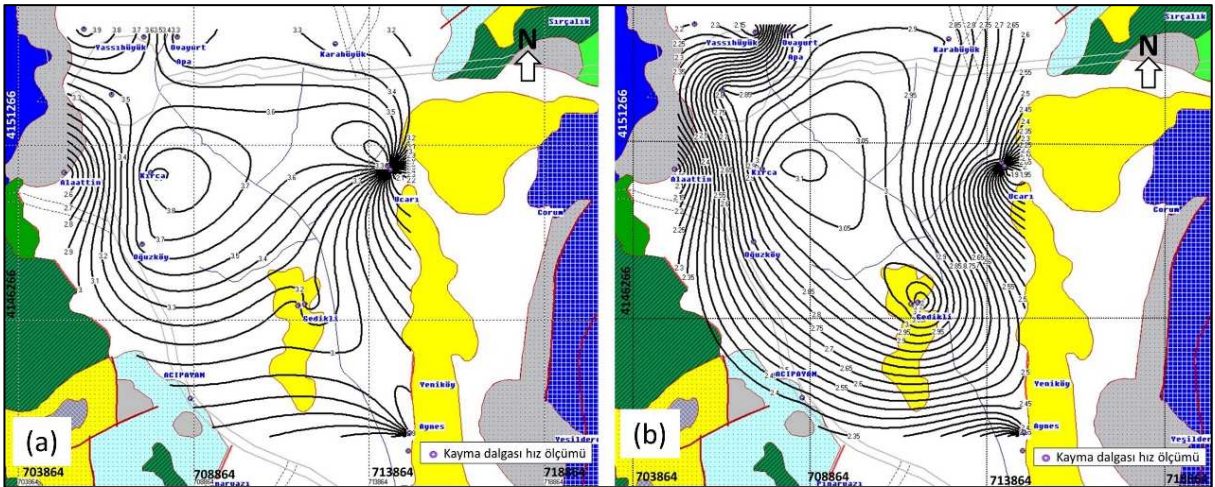
Zemin yüzeyinden itibaren birinci tabaka derinliğinde zeminin büyütme faktörü değerleri Kırca köyünde 3.9 olup, Kırca, Oğuzköy ve Uçarı arasındaki alanda 3.5 ile 3.9 arasındadır. Ayrıca, Yassihöyük, Ovayurt ve Apa köylerinin bulunduğu alanlarda A_0 değerleri 3.3 ile 3.9 arasındadır (Şekil 7a). Zemin yüzeyinden 30 m derinlik için Kırca köyü ve yakın alandaki en yüksek A_0 değeri 3.1 olarak hesaplanmıştır. Yassihöyük, Ovayurt, Apa köylerinin bulunduğu alanda ise A_0 değerleri 2.2 ile 2.8 arasında değişmektedir. Ovanın batısında Alaattin köyü ve Acıpayam ilçe merkezinde A_0 değerleri 2.3 değerlerindedir. Ovanın güneyinde ve doğusunda A_0 değerleri 2 ve altına inmektedir (Şekil 7b).

Ova içindeki zemin büyütme faktörü haritaları 20 Mart 2019 depreminde Karahöyük ve Apa köylerinde kerpiç ve betonarme yapılarda meydana gelen yapısal hasarlar ile uyumludur (Şekil 8a, b).

4. SONUÇLAR

Acıpayam ilçe merkezi ve ovasını içeren çalışma alanında yapılan bu çalışmada jeoteknik sondaj verileri, laboratuvar deney ve jeofizik ölçüm sonuçları JEOKBS sayısal veri tabanına aktararak değerlendirilmiştir.

Çalışma alanında yeraltısuyunun zemin yüzeyinden derinliği ovanın batı ve doğu kenarlarında 10m'den derindedir. Ovanın iç kesimlerinde Uçarı ile Gedikli köyleri arasında artan alüvyon kalınlığı ile beraber yeraltısuyu seviyesi zemin yüzeyine kadar yükselmekte olup, genelde yüzeyden 0 ile 5m arası derinliklerdedir. Yeraltısuyunun akış yönü batıdan doğuya ve kuzeyden güneye doğrudur. Ova içinde kış aylarında yüzeye kadar yükselen sular drenaj kanalları ile ovanın güneyindeki Dalaman Çayı'na aktarılmaktadır.



Şekil 7. Zemin yüzeyinden itibaren a) birinci tabaka, b) 30m derinlik için zemin büyütme faktörü haritaları.



Şekil 8. 20 Mart 2019 depreminde a) Karahüyük köyünde kerpiç binada, b) Apa köyünde betonarme yapıda meydana gelen ağır hasarlar.

Çalışma alanındaki zeminler genellikle birleştirilmiş zemin sınıfına göre CL, CH sınıfındadır. Bazı sondajlarda SC grubu zeminlerin varlığı belirlenmiştir. Dolayısıyla ince tane içeriği değerlendirildiğinde sıvılaştırılabilir zeminler gözlenmemiştir. Ancak, SPT değerlerinde suya doygun çok zayıf zeminlerin varlığı belirlenmiştir. Kıvam limitleri değerleri kullanılarak yapılan değerlendirmede, çalışma alanındaki zeminler düşük ve orta derecede şişme potansiyeline sahiptirler. Bazı örneklerde yüksek şişme potansiyeline sahip zeminlerin varlığı belirlenmiştir.

Kayma dalgası hızları ve zemin büyütme değerlerinin zemin yüzeyinden itibaren birinci tabaka kalınlığı için elde edilen değerlendirme haritaları kentleşme açısından daha gerçekçi ve kullanışlı sonuçlar vermektedir. Bu sonuç, 20 Mart 2019 Acıpayam depreminde (Mw=5.5) meydana gelen yapısal hasarların dağılımı ile uyum göstermektedir.

5. KATKI BELİRTME

Bu çalışma, Pamukkale Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinatörlüğü 2022FBE058 numaralı BAP projesi tarafından desteklenmiştir. Bu araştırmanın arazi uygulamalarında destek sağlayan Acıpayam Belediye Başkanlığı'na, laboratuvar ortamında çalışmaların yürütülmesine alt yapı desteği sağlayan Prof. Dr. Ömer AYDAN, İnşaat Mühendisi Şemseddin TERZİOĞLU'na, arazi çalışmalarına destek veren Prof. Dr. Mehmet ÖZKUL'a, yazarlar teşekkür ederler.

6. KAYNAKLAR

- Aydan, Ö. ve Kumsar, H., 1997. Yeni bir sıvılaştırma tahmin yöntemi ve uygulamaları. İzmir ve Çevresinin Jeoteknik Sorunları Sempozyumu, Bildiri Özetleri Kitabı, s 2.
- Akbaş, B., Akdeniz, N., Aksay, A., Altun, İ., Balcı, V., Bilginer, E., Bilgiç, T., Duru, M., Ercan, T., Gedik, İ., Günay, Y., Güven, İ.H., Hakyemez, H. Y., Konak, N., Papak, İ., Pehlivan, Ş., Sevin, M., Şenel, M., Tarhan, N., Turhan, N., Türkecan, A., Ulu, Ü., Uğuz, M.F., Yurtsever, A. ve diğerleri, 2002. Türkiye Jeoloji Haritası Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü Yayını. Ankara Türkiye.
- AFAD, 2019. 20 Mart 2019 Acıpayam (Denizli) Mw 5.5 Depremine ilişkin ön değerlendirme Raporu (www.deprem.gov.tr).
- Alçıçek, M.C., Kazancı, N., Özkul, M., 2005. Multiple rifting pulses and sedimentation pattern in the Çameli Basin, southwestern Anatolia, Turkey. *Sedimentary Geology* 173, 409-431.
- Balcı, M., Sarıkaya, A. ve Yıldız, M., 1976. Denizli- Acıpayam peridotit masifinin Çatak-Mevlütler çevresinin jeolojisi. MTA Rap. no. 6447, (yayımlanmamış) Ankara.
- Bozcu, M., Yağmurlu, F., Şentürk, M., 2007. Fethiye-Burdur Fay Zonunun Bazı Neotektonik ve Paleosismolojik Özellikleri, GB-Türkiye. *Jeoloji Mühendisliği Dergisi* 31 (1) 25-48.

- Büyükmeriç, Y., 2017. Kale-Tavas ve Acıpayam Havzalarında Erken Miyosen Çökellerinin Mollusk Biyostratigrafisi (Denizli, GB Türkiye). MTA Dergisi, 155, 49-73.
- Dakshnamurthy, V., Raman, V., 1973. A simple method of identifying an expansive soil. Soils and foundations. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 13,1, 97-104.
- Emre, Ö., Duman, T.Y., Özalp, S., Elmacı, H., Olgun, Ş. ve Şaroğlu, F., 2013. 1/1.250.000 Ölçekli Türkiye Diri Fay Haritası. Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü Özel Yayınlar Serisi, Ankara, Türkiye.
- Erten, H., 2002. Acıpayam-Çameli karasal Neojen istifinin stratigrafisi ve mikromemeliler yönünden incelenmesi. Yüksek Lisans Tezi, Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 44s (yayımlanmamış), Denizli.
- Hancer, M., Kenanoglu, N. and Akyol, E., 2023. New geologic paleoseismological observations along the Acıpayam-Serinhisar fault zone, SW Anatolia. Natural Hazards, 116 (2) , pp.2245-2268
- İşçi, A., 2012. Acıpayam Ovası Revize Hidrojeolojik Etüt Raporu. Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü, 115 s., (yayımlanmamış).
- Kumsar, H., Çelik, S.B., Kaya, M., Topaloğlu, S., 2005. Geological-geotechnical urban information system for Denizli. Mühendislik Jeolojisi Bülteni (in Turkish), 21, 35-47.
- Kumsar, H., Sarayköylü, T., Say, Y., 2021a. Geotechnical Evaluation of Acıpayam Basin (Denizli-Turkey) by Using A Geological and Geotechnical Information System (GEO-GIS). Proceedings of 3rd European Regional Conference of IAEG/ Athens/ Greece/ 6-10 October 2021, edited by V.P. Marinou, C. Loupasakis, C. Saroglou, N. Depountis, G. Papathanassiou, <https://Euroengeo2020>, 97-103.
- Kumsar, H., Say, Y., Özyurt D., Karagöz, U.C., Sarayköylü, T., Reçber, M., 2021b. Geological, Geotechnical and Geographical City Information System for Sustainable Urbanization (JEOKBS), Acıpayam Municipality (Denizli) Application (in Turkish). 73rd Geological Congress of Turkey with International Participation, 6-10 April 2020, Ankara, JMO Publications, 509-510.
- Kumsar, H., Sarayköylü T., 2023. A geological and geotechnical information system (GEO-GIS) for urban planning and its application to the Acıpayam Basin (Denizli, Turkey) with some observations from a Mw 5.5 earthquake on 20 March 2019. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology (2024) 57 (1): qjeh2022-065. <https://doi.org/10.1144/qjeh2022-065>.
- Midorikawa, S., 1987. Prediction of isoseismal map in the Kanto Plain due to hypotetrtical earthquake. Journal of Structural Engineering, 33B, 43-48.
- MTA., 2019. <http://yerbilimleri.mta.gov.tr/anasayfa.aspx>
- Port and Harbour Research Institute of Japan, 1997. Handbook of Liquefaction Remediation of Reclaimed Land. Balkema, The Netherlands,
- Özdamar A.R., 1997. Acıpayam Ovası Revize Hidrojeolojik Etüt Raporu, DSİ 21. Bölge Müdürlüğü, (yayımlanmamış).

Mühendislik Jeolojisinde Tehlike ve Risk /
Hazards and Risks in Engineering Geology

Şahinefendi (Nevşehir) Yerleşim Yerinde Meydana Gelen Kaya Düşmelerinin 3-Boyutlu Olasılıksal Analizler ve Görgül Yöntemlerle İncelenmesi

Investigation of Rockfalls in the Şahinefendi (Nevşehir) Settlement Area by 3-D Probabilistic Analyses and Empirical Methods)

Ogün Ozan VAROL^{1*}, Mutluhan AKIN², Ahmet ORHAN², İsmail DİNÇER²

¹Van Yüzüncü Yıl Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Van, Türkiye

²Nevşehir Hacı Bektaş Veli Üniversitesi, Kapadokya Jeolojik Miras ve Kaya Oyma Yapıları Uygulama ve Araştırma Merkezi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Nevşehir, Türkiye)

(* ogunozanvarol@yyu.edu.tr)

ÖZ: Bu çalışmada Nevşehir'in Ürgüp ilçesine bağlı Şahinefendi yerleşim yerinde geçmişte meydana gelen ve gelecekte meydana gelmesi muhtemel kaya düşmesi olayları, görgül yöntemler ve 3-boyutlu olasılıksal yöntemler kullanılarak incelenmiştir. Çalışma sahasının sayısal yüzey modeli, insansız hava aracı (İHA) ile elde edilen nokta bulutundan fotoğrametrik yöntemlerle üretilen ortofoto kullanılarak oluşturulmuştur. Daha sonra RocPro3D programı kullanılarak sayısal yüzey modeli üzerinde olasılıksal olarak 3-boyutlu kaya düşme analizleri yapılmış ve kaynak zondan ayrılması muhtemel kaya bloklarının kinetik enerji, zıplama yüksekliği ve düşen blokların seyahat süreleri belirlenmiştir. Görgül yöntemlerden ise enerji çizgi açısı kullanılarak kaya düşme zonları belirlenmiştir. Enerji çizgi açısı belirlenirken CONEFALL yazılımından yararlanılmıştır. Gerçekleştirilen analiz sonuçlarına göre kaynak alandan ayrılan blokların kinetik enerji değerleri maksimum 140 kJ, blokların zıplama yükseklikleri 6 m, düşme hareketine başlayan blokların hareket hızları çoğunlukla 25 m/s olarak belirlenmiştir. CONEFALL yazılımı ile elde edilen kaya düşme zonları ile RocPro3D yazılımından elde edilen kaya düşme hatları da karşılaştırılmıştır. Yapılan olasılıksal analizler neticesinde elde edilen kaya düşme hatları çoğunlukla, enerji gölge açısı yöntemiyle belirlenen 30-35°'lik zon arasına kadar ulaştığı tespit edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Kaya düşmesi, 3-boyutlu olasılıksal analiz, CONEFALL, RocPro3D, Nevşehir

ABSTRACT: In the this study, rockfall incidents that occurred in the past and are likely to occur in the future in the Şahinefendi settlement area, located in the Ürgüp district of Nevşehir, were examined by using the empirical methods and three-dimensional probabilistic analyses. The numerical surface model of the study area was created using an unmanned aerial vehicle (UAV) to obtain a point cloud, from which an orthophoto was generated using photogrammetric methods. Subsequently, probabilistic three-dimensional rockfall analyses were conducted on the numerical surface model using RocPro3D software, determining the kinetic energy, bounce height, and travel times of the blocks likely to detach from the source area. Empirical methods were also employed to identify rockfall zones using the energy line angle. The CONEFALL software was utilized to determine the energy line angle. As a result of the study, the kinetic energy values of the blocks detached from the source zone were maximum 140 kJ, the bounce heights of the blocks were 6 m, and the movement speeds of the blocks after detaching from the source area were mostly determined to be 25 m/s. The rockfall zones obtained with the CONEFALL software were compared with the runout distances obtained from the RocPro3D software. Consequently, it is found that the runout distance falling mostly reached the zone between 30-35 degrees.

Keywords: Rockfall, 3-dimensional probabilistic analysis, CONEFALL, RocPro3D, Nevşehir

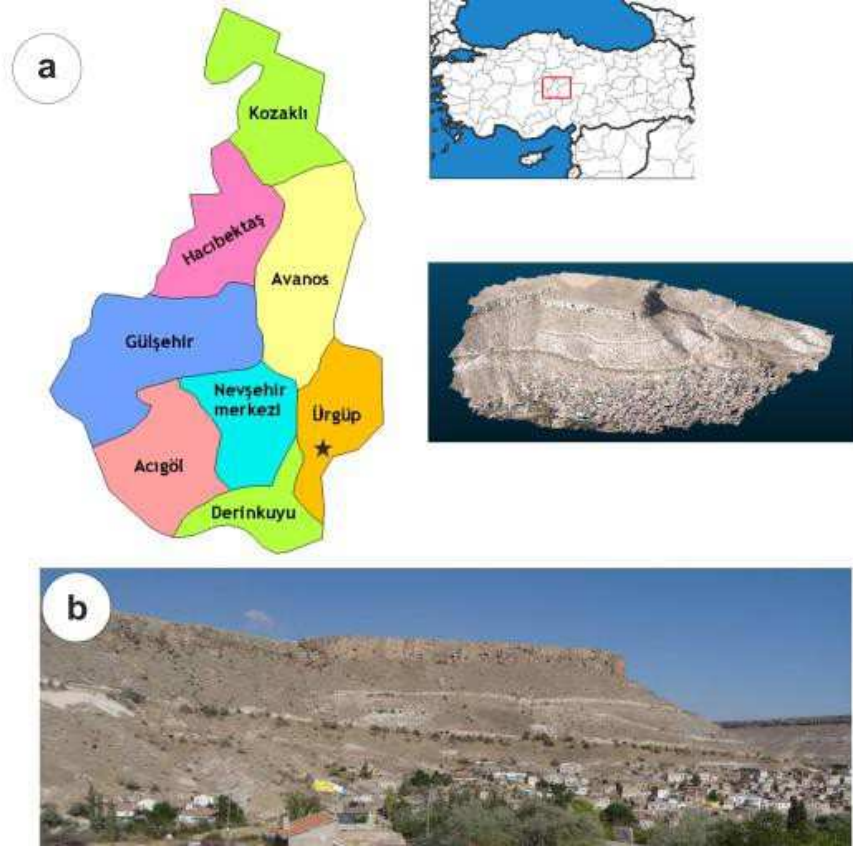
1. GİRİŞ

Kaya kütleleri, içerdiği süreksizlik yüzeylerindeki suların donma-çözülme etkisiyle oluşturduğu içsel basınçlar, deprem dalgalarının oluşturduğu dinamik yükler, farklı ayrışma ve ağaç köklerinin zamanla büyümesi gibi birçok faktörden dolayı kaynak zondan kopar ve dik bir yamaçtan serbest düşme hareketi sergilemektedir. Kaya kütlelerinin hareket ettiği arazinin eğimi azaldıkça kaya bloğunun hareketi önce sıçramaya daha sonra ise yuvarlanmaya dönüşür (Akin vd., 2019; Wyllie, 2014). Kaya düşmeleri, diğer şev duraysızlıkları ile kıyaslandığında gerek tetikleyici unsurları gerekse kaynak zonundan dolayı kestirilmesi güç bir duraysızlık türüdür (Akin vd., 2019). Dik yamaçlarda uzun süre duraylı konumda kalabilen büyük kaya blokları ani bir tetikleyici unsurdan dolayı ana kayadan ayrılabilen ve bu olay neticesinde ciddi can ve mal kayıpları meydana gelebilmektedir. Ülkemiz jeolojik ve coğrafik konumundan dolayı çeşitli tehlikelerin etkisi altındadır. Etkilediği insan ve konum bakımından her ne kadar depremler ilk akla gelen doğal afet olsa da kaya düşmeleri de ülkemizde sıkça rastlanan önemli bir afet türüdür. Gökçe vd. (2008) yaptıkları çalışmada, 79 ilimizde kaya düşmesi olaylarının yaşandığını ve 1703 yerleşim biriminin bu afetten etkilendiğini ortaya koymuşlardır. Kaya düşmelerinden etkilenen 1703 yerleşim birimi ülkemizdeki yerleşim birimlerinin %4.76'sına karşılık gelmektedir.

2. ÇALIŞMA SAHASI

Şahinefendi köyü, Ürgüp'ün yaklaşık olarak 23 km güneyinde yer almaktadır. Şahinefendi geniş bir vadinin güney yamacında volkanosedimanter birimler üzerinde kurulmuştur (Şekil 1). Yamacın üst kotlarında bulunan ignimbiritler kaya düşmeleri için kaynak zonu oluşturmaktadır. Kaynak zondaki dike yakın yüzlek veren ignimbiritlerin alt kotlarında volkanosedimanter özellikteki kumtaşı, kıltaşı ve tuf aralanmasından oluşan birimler bulunmaktadır. Kaynak zondan kopan ignimbirit blokları 45-50° yamaç eğimine sahip volkanosedimanter birimler üzerinde yuvarlanarak yerleşim yerine kadar ulaşabilmektedir. Yerleşim yerinin üst kotlarından düşebilecek bloklar, yerleşim yerinin yanı sıra, yerleşim yerinin hemen üzerinden geçen karayolu ulaşımını da tehdit etmektedir. Şahinefendi'nin jeolojik yapısına bakıldığında, Senozoyik yaşlı birimler yayılım göstermektedir. Kaya düşmesi kaynak zonunu da içine alan inceleme alanında jeolojisini Üst Miyosen-Pliyosen yaşlı Tuzköy Formasyonu (Tt) ile Ürgüp Formasyonun İncesu üyesi (Tüi) oluşturmaktadır (Şekil 2). Çalışma alanının çevresinde geniş bir alanda izlenen Tuzköy Formasyonu Atabey (1989) tarafından adlandırılmıştır. Söz konusu birim çakıltası, kumtaşı, kıltaşı ve tuf aralanmasından oluşmuştur. Çakıltası gevşek çimentoludur ve 10-20 santimetre çapında çakıllar (diyabaz, spilit, granit, andezit, granodiyorit, metamorfik kayalar) içermektedir. Kumtaşı ve kıltaşları, sarımsı kahve renkli; tuf ara düzeyleri ve pomza parçaları içermektedir. Orta düzeylerde 5-6 metre kalınlığında sarımsı renkli, çapraz tabakalı tuf, üst düzeylerde ise kahve-gri renkli, kalın tabakalı tüfit ve gri renkli ince tabakalı-laminalı kumtaşları yer alır. Birimin toplam kalınlığı 100 metre dolayındadır. Birimin yaşı Üst Miyosen- Pliyosen olarak belirlenmiştir (Atabey, 1989).

Ürgüp Formasyonu'nun İncesu üyesine ait ignimbiritler, Şahinefendi ve yakın çevresinde yaygın olarak yüzlek vermektedir. İncesu ignimbiritinin alt seviyesini, gri ve beyaz, pomzalı, üst kesimlere göre daha az kaynaklanmış bir düzey oluşturur (Dönmez vd., 2003). Bunun üzerine ise çoğu zaman siyah renkli, iyi kaynaklanmış, fiamme yapı, yağlımsı görümlü bir ignimbirit düzeyi gelir. En üst kesimde ise yaygın olarak gözlenen, kahve-gri-kırmızı renkli, yer yer boşluklu ve yer yer sütünsal ayrışmalı bir düzey görülür. Bunlar geniş düzlükleri ve platoları oluşturur. Kalınlığı 60 m civarındadır. İnceleme alanında kaya düşmesi kaynak zonunu bu ignimbiritler oluşturmaktadır (Şekil 2).

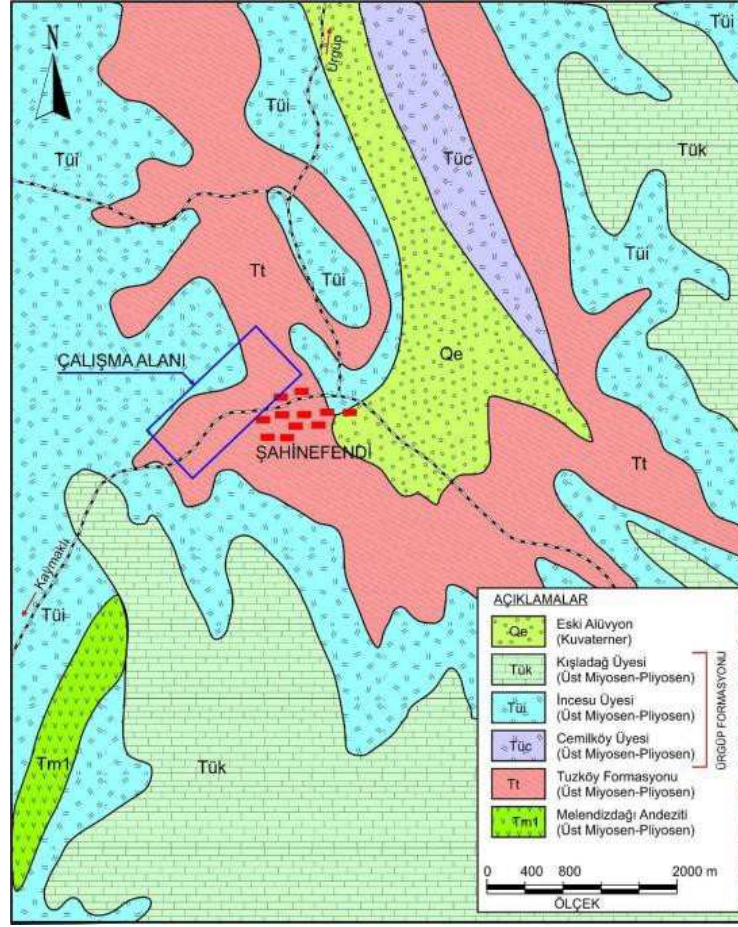


Şekil 1. a) Şahinefendi yer bulduru haritası, b) Şahinefendi genel görünümü.

İncesu ignimbiritleri Tilköy ve Mazı köy arasında geniş alanlarda yüzeyler. Tekkedağ-Topuz Dağı kütlelerini aşamayan ignimbiritler, Tekgözköprü civarında ve Süksün köyü-Himmetdede Beldesi arasında da gözlenmektedir. İncesu ignimbiritinin yaşını, İnnocenti vd. (1975) 3.0 ± 0.1 milyon yıl, Batum (1978) ise ignimbiritlerdeki biyotitlerden K/Ar yöntemi ile 4.9-5 milyon yıl olarak saptamışlardır.

Bu birimlerin yanı sıra, Şahinefendi çevresinde Ürgüp Formasyonu'na ait Cemilköy ve Kışladağ üyeleri de yüzlek vermektedir. Kışladağ üyesi (Tük), ince tabakalı, gri-boz renkte, sert gösel kireçtaşlarından oluşmaktadır. Taban kısımlarında kiltası, killi kireçtaşı düzeyleri vardır. Kireçtaşları çoğu yerde gözeneklidir. Cemilköy üyesi (Tüc) ise Damsa ve Karlık vadilerinde, Cemilköy, Karain, Karacaören, Basansarnıç köyleri civarında, Ayvalı ve Bağcalı köyleri güneyinde, Tatların köyü civarında, yüzeyleyen, pomzalı, inci grisi renğinde pomzalı ve litik karakterli volkanosedimanter bir birimdir. Pasquare (1968) tarafından Cemilköy üyesi olarak adlandırılmıştır. Birimin içerdiği pomza parçaları lifsi yapıda olup, sedefsi parlaklık göstermekte ve pomzalarının tipik olan bu özelliği yardımıyla diğer ignimbirit seviyelerinden ayrılabilir. İgnimbirit kütleleri içinde iri gövdeli çok sayıda peribacası gelişmiştir. Schumacher vd. (1992) tarafından K/Ar yöntemi ile yapılan yaş tayinlerinde 6.78 ± 0.2 milyon yıl ve 6.51 ± 0.2 milyon yıl yaş aralığı belirlenmiştir.

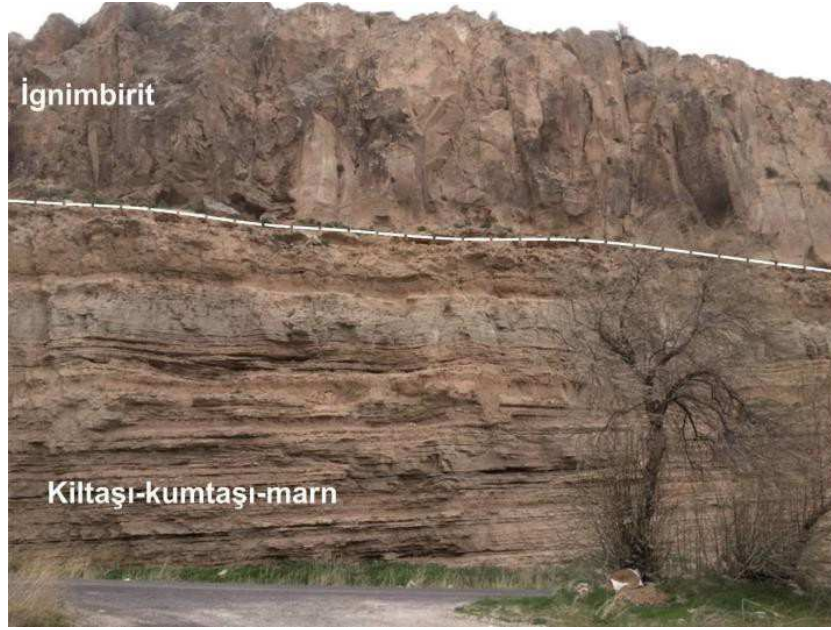
Bölgede Samsa Çayı boyunca eski alüvyon çökellerine (Qe) rastlanmaktadır. Genellikle andezit, ignimbirit ve tuf çakılları ile kum ve silt karışımı malzemedir. Yaklaşık kalınlığı 10 m'dir.



Şekil 2. Şahinefendi ve yakın çevresinin jeoloji haritası (Atabey, 1989).

Çalışma alanında mühendislik jeolojisi açısından, az kaynaşmış ignimbirit, iyi kaynaşmış ignimbirit, kilaşı- kumtaşı-marn ve kumtaşı-kilaşı-tüf-tüfit olmak üzere dört farklı birim ayırt edilmiştir. Şahinefendi yerleşiminin kuzey batısında geniş bir alanda gözlenen beyazımsı gri renkli az kaynaşmış ignimbirit seviyesi (İgm-1), bölgedeki kaya düşmesi olayları için kaynak bölge konumundadır. Çalışma alanında 1550 metre kotunda yer alan bu birim, oluşturduğu dike yakın şevler ile karakteristiktir. Kaynak zonundaki bu şevin yüksekliği 30 metre civarındadır.

Çalışma alanında ignimbirit seviyelerinin altında kilaşı, kumtaşı, marn seviyeleri (kkm) ardalanmalı olarak gözlenmektedir (Şekil 3). Bu birim ağırlıklı olarak koyu gri yer yer beyaz renkli ince tabakalı sedimanter kayalardan oluşmaktadır ve bölgedeki kaya düşme olaylarının yuvarlanma bölgesini oluşturmaktadır. Çalışma alanında kilaşı-kumtaşı-marn seviyelerinin alt kesimlerinde beyazımsı renkli kumtaşı, kilaşı, tüf (kkt) olarak gözlenen volkanosedimanter bir seviye bulunmaktadır. Benzer şekilde kaya düşme olaylarının yuvarlanma bölgesini oluşturmaktadır.



Şekil 3. Şahinefendi ignimbirit seviyesinin altında yer alan kiltaşı-kumtaşı-marn (kkm) ar dalanmasından bir görünüm.

Şahinefendi yerleşiminde kaynak zonu oluşturan ignimbiritlerin fiziksel ve mekanik özellikleri araziden alınan blok örneklerden laboratuvarında elde edilen karot örnekler üzerinde belirlenmiştir. İgm-1 ve İgm-2'ye ait ortalama indeks, fiziksel ve bazı mekanik özellikler belirlenmiştir. Buna göre, az kaynaşmış ignimbiritlerin ortalama kuru birim hacim ağırlığı 13.98 kN/m^3 , doymun birim hacim ağırlığı ise 16.40 kN/m^3 olarak belirlenmiştir. Az kaynaşmış ignimbiritin ortalama boşluk oranı 0.63 ve görünür porozitesi ise %38.69'dur. Elde edilen porozite değerlerine ve NBG (1985)'e göre İgm-1 "çok yüksek poroziteli kaya" olarak tanımlanmıştır. Öte yandan, az kaynaşmış ignimbirit için ortalama ağırlıkça su emme değeri %30.46 iken, hacimce su emme değeri ise %38.13 olarak belirlenmiştir. İgnimbiritlerin dayanımının saptanması amacıyla tek eksenli basınç dayanımı deneyleri ISRM (2007) önerilerine göre yapılmış olup, az kaynaşmış ignimbiritin tek eksenli basınç dayanımı 3.26 MPa 'dır. Deere ve Miller (1966) sınıflamasına göre "çok düşük dayanımlı zayıf kaya" olarak tanımlanmıştır. İnceleme alanındaki iyi kaynaşmış ignimbiritlerin (İgm-2) ortalama kuru birim hacim ağırlığı 18.44 kN/m^3 olarak belirlenirken, ortalama doymun birim hacim ağırlık 19.37 kN/m^3 olarak bulunmuştur. Bununla birlikte, iyi kaynaşmış ignimbiritin ortalama boşluk oranı 0.35 ve ortalama görünür porozite değeri %26 olarak belirlenmiştir. Elde edilen porozite değerlerine ve NBG (1985)'e göre İgm-2 "çok yüksek poroziteli kaya" sınıfına girmektedir. İyi kaynaşmış ignimbiritin ortalama tek eksenli basınç dayanımı 15.87 MPa olup, Deere ve Miller (1966)'a göre "çok düşük-orta dayanımlı kaya" olarak tanımlanmıştır.

3. BOYUTLU OLASILIKSAL VE AMPİRİK YÖNTEMLERLE GERÇEKLEŞTİRİLEN ANALİZLER

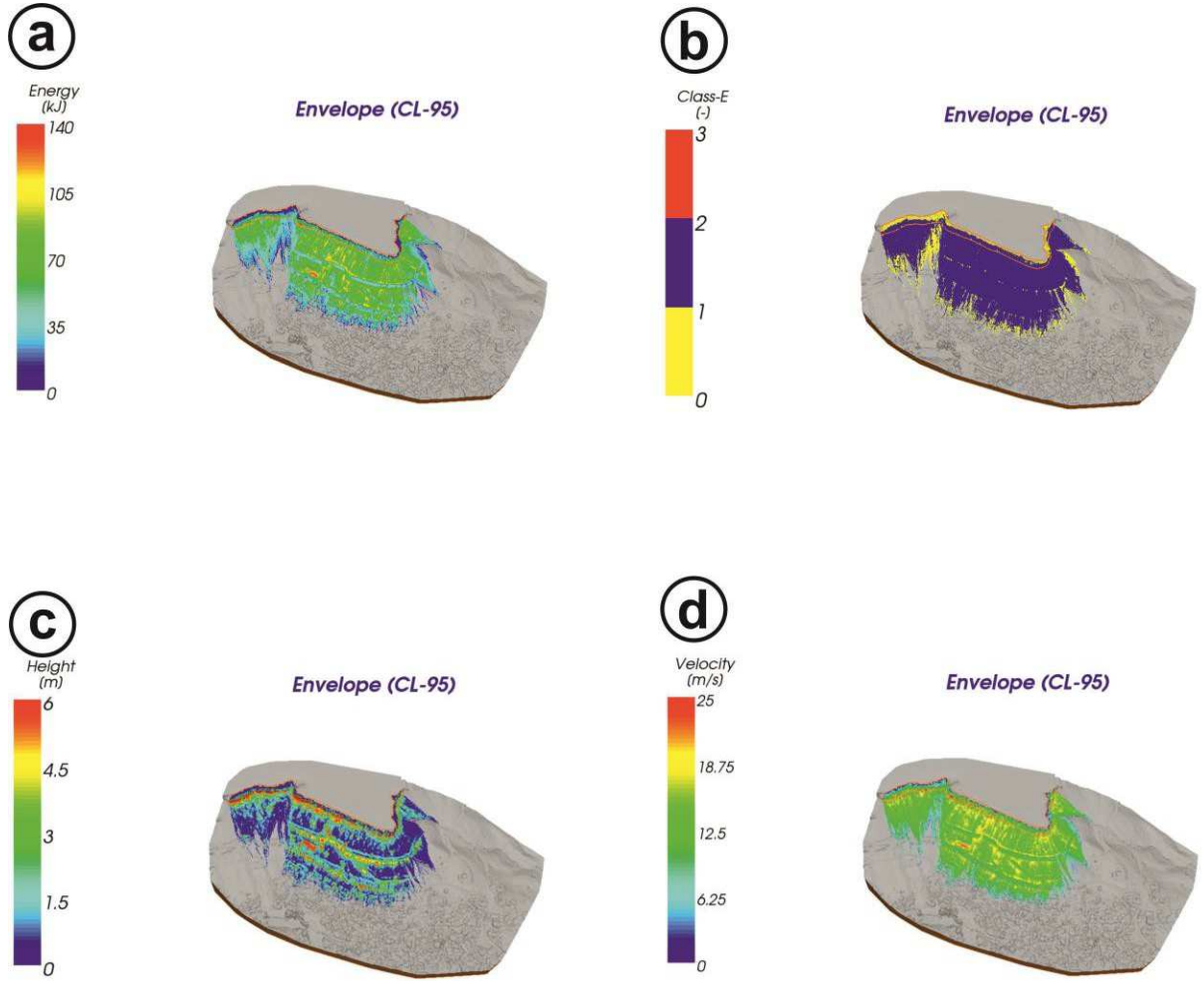
Çalışmaya konu olan yamaç üzerinde gözlenebilecek kaya düşmesi olaylarının değerlendirilmesinde 3-boyutlu kaya düşme analizlerinden ve ampirik yöntemlerden yararlanılmıştır. Bu analizler neticesinde inceleme sahasında düşmesi muhtemel olan kaya bloklarının maksimum yuvarlanma mesafesi, sıçrama yüksekliği ve toplam kinetik enerji dağılımları 3-boyutlu sayısal yüzey modeli üzerinde RocPro3D (RocPro3D, 2014) yazılımı ile ve enerji çizgi açısı kullanılarak CONEFALL (Quanterra, 2003) yazılımı ile hesaplanmıştır.

Arazide daha önceden düşen blokların konumlarına bağlı olarak yapılan geri analizler ve literatür verilerine bağlı olarak Şahinefendi yerleşiminin 3-boyutlu kaya düşme analizlerinde kullanılan geri verme ve sürtünme katsayıları Çizelge 1'de sunulmuştur. RocPro3D yazılımında Şahinefendi yerleşimi için sayısal yüzey modelleri üzerinde gerçekleştirilen 3-boyutlu kaya düşme analizlerinde, düşen blokların birim hacim ağırlığı laboratuvar deney sonuçlarına göre 1450 kg/m^3 olarak belirlenmiş olup, analizlerde 0.75 m boyutunda 75000 adet blok düşürülmüştür.

Çizelge 1. RocPro3D yazılımında 3-B kaya düşme analizleri için kullanılan parametreler.

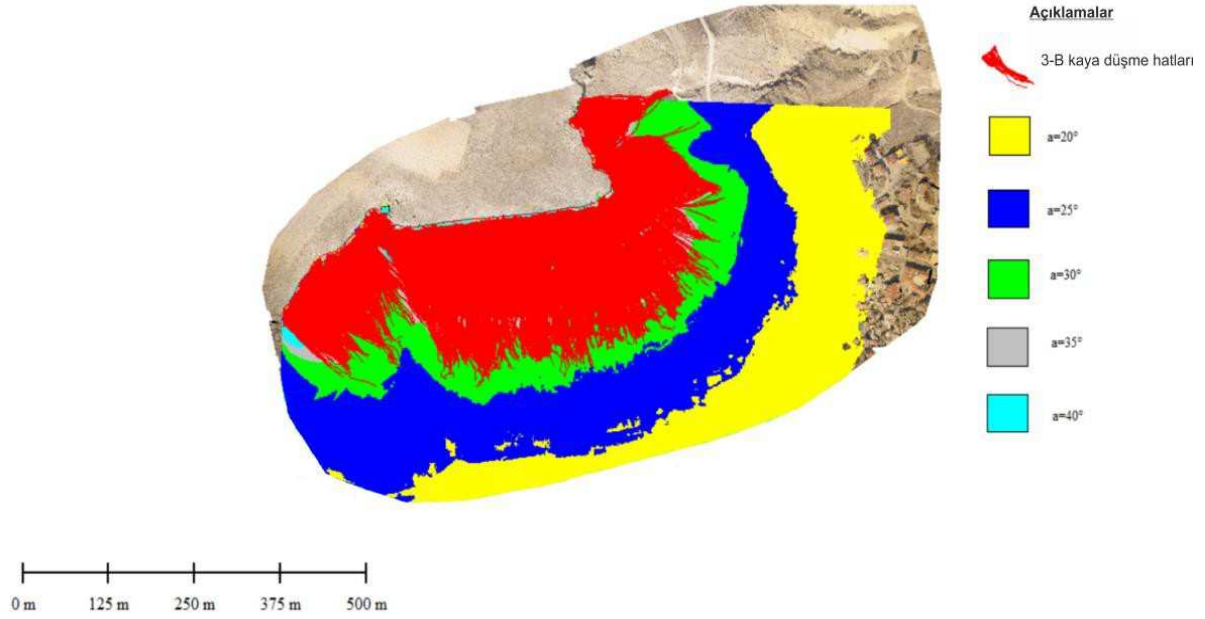
Birim	Rn	Rt	k
İgnimbirit	0.45	0.85	0.60
Volkanosedimanter	0.35	0.85	0.60
Asfalt	0.40	0.90	0.30

RocPro3D yazılımı ile gerçekleştirilen 3-boyutlu kaya düşme analizlerinde, düşen blokların sıçrama yükseklikleri, kinetik enerjileri, enerji sınıfları ve hızları belirlenmiştir. Buna göre, her bir kaya düşme hattı için hesaplanan kinetik enerji, enerji sınıfı, sıçrama yüksekliği ve hareket hızı yine 3 boyutlu model üzerinde Şekil 4 a,b,c ve d'de sunulmuştur. Şekil 4 a'da sunulan inceleme alanında düşen kaya bloklarının toplam kinetik enerjilerine bakıldığında, dik yamaç boyunca yaklaşık 140 kJ'lük kinetik enerjiye sahip olan blokların bulunduğu görülmektedir. Yamaç aşağı olan bölümde ise düşen blokların kinetik enerjileri azalmakta ve kinetik enerji değerleri 35 ile 140 kJ arasında değişmektedir. Şekil 4-b'de sunulan enerji sınıfı incelendiğinde ise, inceleme alanındaki kaya düşmelerinin orta kinetik enerji sınıfında ($100 < \text{kinetik enerji} < 200 \text{ kJ}$) olduğu ortaya konmuştur. Kaynak zondan kopan blokların sıçrama yükseklikleri incelendiğinde ise, blokların yamaç aşağı olan bölümlerde yaklaşık olarak 6 m'ye kadar çıkan zıplama yükseklikleri tespit edilmiştir (Şekil 4c). Şekil 4d'den görüleceği üzere kaynak zonundan koptuktan sonra düşme hareketine başlayan blokların hareket hızları çoğunlukla 25 m/s 'nin altındadır. Serbest düşme sırasında yüksek hızla hareket eden bloklarda, yuvarlanmanın başlamasıyla birlikte hızın azaldığı ve durmaya yakın süreçte yuvarlanma hızının oldukça düştüğü belirlenmiştir.



Şekil 4. a) Düşen kaya bloklarının toplam kinetik enerji dağılımı, b) Kinetik enerji sınıfları dağılımı, c) Düşen kaya bloklarının sıçrama yüksekliği dağılımı, d) Düşen kaya bloklarının hareket hızı dağılımı.

CONEFALL yazılımı ile elde edilen kaya düşme zonları ile RocPro3D yazılımından elde edilen kaya düşme hatları da karşılaştırılmıştır. Yapılan olasılıksal analizler neticesinde elde edilen kaya düşme hatlarının enerji gölge açısı yöntemiyle belirlenen zonlar üzerine aktarılması sonucunda kaynak zondan kopan blokların çoğunlukla 30-35°'lik zon arasına kadar ulaştığı tespit edilmiştir (Şekil 5).



Şekil 5. CONEFALL yazılımı ile elde edilen kaya düşme zonları ile RocPro3D ile elde edilen kaya düşme hatlarının karşılaştırılması.

4. SONUÇLAR

Şahinefendi yerleşim yerinde kinetik enerji değeri 140 kJ, zıplama yüksekliği ise 6 m olarak belirlenmiştir yapılan enerji sınıflamasında orta kinetik enerji sınıfında ($100 < \text{kinetik enerji} < 200$ kJ) olduğu ortaya konmuştur. Öte yandan ampirik yöntemlerle elde edilen ve 3-B analizlerden elde edilen kaya yuvarlanma hatları ile karşılaştırılan enerji çizgi açısı değerlerinin de arazi de yapılan gözlemlerle uyumlu olduğu görülmüştür. Çalışma kapsamında 3-B yöntemlerle elde edilen kaya düşme hatları ile ampirik yöntemlerle elde edilen enerji çizgi açısı değerlerinin birbirlerine alternatif yöntemler değil birbirinden farklı yöntemler olduğu unutulmamalıdır. Bu kapsamda 3-B analizler ile CONEFALL ile belirlenen enerji çizgi açısı değerleri beraber değerlendirildiğinde daha sağlıklı sonuçlar elde etmek mümkün olacaktır.

5. KATKI BELİRTME

Bu çalışma TÜBİTAK tarafından 121C420 proje numarası ile desteklenmiştir.

6. KAYNAKLAR

- Akin, M., Dinçer, İ., Orhan, A., Ok, A., Topal, T., 2019. Evaluation of the Performance of a Rockfall Ditch by 3-Dimensional Rockfall Analyses: Akköy (Ürgüp) Case", 43(2), 211-232.
- Atabey, E., 1989. MTA Genel Müdürlüğü, 1/100.000 Ölçekli Türkiye Jeoloji Haritaları, Kayseri H19 (K33) Paftası. Ankara: MTA Genel Müdürlüğü.
- Batum, İ., 1978. Nevşehir Güneybatı'sındaki Göllüdağ ve Acıgöl Yöresi Volkanitlerinin Jeolojisi ve Petrografisi. Hacettepe Üniversitesi Yer Bilimleri Dergisi, 4(1), 102.
- Deere, D.U., Miller, R.P., 1966. Engineering classification and index properties for intact rock. Illinois Univ At Urbana Dept Of Civil Engineering.
- Dönmez, M., Türkecan, A., Akçay, A. E., 2003. Kayseri-Niğde-Nevşehir yöresi Tersiyer volkanitleri. MTA Rapor, (10575).

- Gökçe, O., Özden, Ş., Demir, A., 2008. Türkiye'de afetlerin mekansal ve istatistiksel dağılımı afet bilgileri envanteri. Ankara: Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü.
- NGB., 1985. Norwegian rock mechanics group: handbook in engineering geology—rock (in Norwegian). Tapir, Trondheim.
- Quanterra, 2003. Conefall (Versiyon v.1.0). Quanterra. Geliş tarihi gönderen www.quanterra.org
- RocPro3D. 2014. RocPro3D software. Geliş tarihi gönderen http://www.rocpro3d.com/rocpro3d_en.php.
- Schumacher, R., Mues, U., Koberski, U., 1992. Petrographical and geochemical aspects and K/AR-dating of ignimbrites in Cappadocia, Turkey (Abstracts). *Δελτα\acuteiota\alpha\omicron\nu της Ελληνιοτα\acute\eta\tau\alpha\varsigma Γεωμεγαλοιοτα\acute\eta\tau\alpha\varsigma Εταιιοτα\acute\eta\tau\alpha\varsigma*, 28, 109-110.
- Wyllie, D.C., 2014. "Rock fall engineering". CRC Press.

Analitik Hiyerarşi Süreci (AHS) Yöntemi ile Adıyaman Merkez İlçesi Yerleşime Uygunluk Analizi

Settlement Suitability Analysis with Analytical Hierarchy Method Adıyaman Central District

Senem TEKİN^{1,*}, Fatih TEKİR²

¹ Adıyaman Üniversitesi, Uzaktan Algılama ve Coğrafi Bilgi Sistemleri Uygulama ve Araştırma
Merkezi, Merkez, Adıyaman)

² Adıyaman Belediyesi, İmar ve Şehircilik Müdürlüğü, Merkez, Adıyaman
(* senemtekin@adiyaman.edu.tr)

ÖZ: 6 Şubat 2023 depremlerinden Adıyaman kent merkezi en fazla hasar alan bölgelerden biri olmuştur. Bu çalışmada, Adıyaman Merkez ilçesinde yerleşime uygunluk analizi için Analitik Hiyerarşi Süreci (AHS) yöntemi kullanılmıştır. Merkez ilçede yapılan 650 sondaj verisi değerlendirilmiştir. Çalışmada, jeoloji haritası, deprem tehlike analizleri, yamaç eğimi, taşkın tehlike analizleri, zemin büyütmesi, kayma dalga hız verisi, yer altı su seviyesi dağılımı, zemin hâkim titreşim periyodu, ulaşım ağlarına olan uzaklık ve toprak yapısı özellikleri değerlendirme parametreleri olarak belirlenmiştir. Bu parametreler, uzman görüşleri doğrultusunda önem derecelerine göre sıralanmıştır. AHS, karmaşık karar verme süreçlerinde çoklu kriterlerin değerlendirilmesi için kullanılan bir analiz yöntemidir. Kriterler arasındaki ilişkileri belirtmek için bir ilişki matrisi oluşturulmaktadır. AHS yöntemi kullanılarak yapılan analiz sonucunda, Adıyaman Merkez ilçesinde yerleşime en uygun olan bölgelerin, güneybatısındaki dağlık alan ve kuzeydoğusundaki düzlük alan olduğu tespit edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Adıyaman, Analitik Hiyerarşi Süreci (AHS), Sondaj verisi, Yerleşime uygunluk analizi

ABSTRACT: Following the earthquakes on February 6, 2023, the city center of Adıyaman has been one of the areas most severely affected. In this study, the Analytic Hierarchy Process (AHP) method was employed for suitability analysis of settlement in Adıyaman Central District. A total of 650 drilling data were evaluated for the study. The parameters used in the study were determined as geology map, earthquake hazard analyses, slope inclination, flood hazard analyses, soil amplification, shear wave velocity data, underground water level distribution, dominant soil vibration period, distance to transportation networks, and soil structure characteristics. These factors were ranked according to their importance levels based on expert opinions. AHP is an analysis method used for evaluating multiple criteria in complex decision-making processes. A relationship matrix is created to specify the relationships between criteria. As a result of the analysis using the AHP method, it was determined that the most suitable areas for settlement in Adıyaman Central District are the mountainous area in the southwest and the flat area in the northeast.

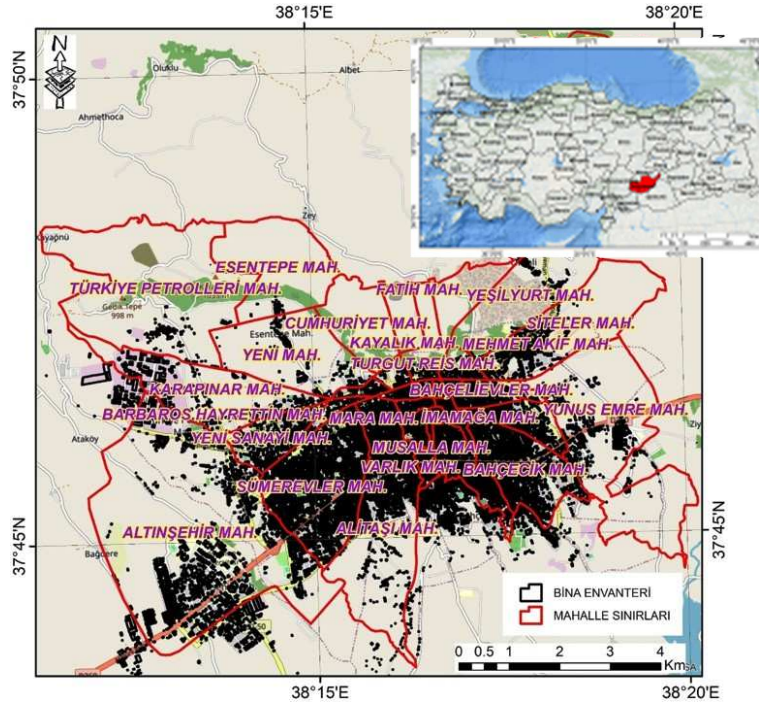
Keywords: Analytic Hierarchy Process (AHP), Borehole data, Suitability analysis of settlement areas

1. GİRİŞ

Yerleşime uygunluk analizi, bir bölgede planlı ve sürdürülebilir yerleşim alanlarını belirleme sürecinde önemli bir rol oynamaktadır. Yerleşim yerlerinin seçimi, doğal kaynakların etkin bir şekilde kullanılmasını ve çevresel etkilerin minimumda tutulmasını sağlamaktadır (Timor, 2011; Şahin, 2016; Topuz ve Deniz, 2023). Sürdürülebilir kalkınma hedefleri doğrultusunda, yerleşime uygunluk analizi çevresel, ekonomik ve sosyal faktörleri dikkate alarak bu dengeyi sağlamaya yardımcı olmaktadır. Yerleşim yerlerinin belirlenmesinde risk faktörleri, özellikle doğa kaynaklı afetler, toprak erozyonu, sel gibi tehlikeler göz önüne alınmalıdır. Yerleşime uygunluk analizi, olası tehlike kaynaklarını değerlendirerek, güvenli ve dayanıklı yerleşim yerlerinin tespit edilmesine katkı sağlar.

Adıyaman Merkez ilçesi, coğrafi, ekonomik ve sosyal faktörlerin etkileşimine sahip, dinamik bir yerleşim alanıdır. Bu bölgenin sürdürülebilir kalkınması ve planlı bir yerleşim stratejisi oluşturulması için yerleşime uygunluk analizleri önemli katkılar sağlayacaktır. Analitik Hiyerarşi Süreci (AHS), karar verme aşamalarında kullanılan etkili birçok kriterli karar analizi yöntemidir. Bu yöntem, karmaşık yapıdaki karar problemlerini aşama aşama çözerek, farklı kriterlerin önceliklendirilmesini ve ağırlıklarının belirlenmesini sağlamaktadır.

6 Şubat 2023 tarihinde gerçekleşen Kahramanmaraş-Pazarcık ve Elbistan depremleri, Adıyaman ve çevre illerde büyük yıkım, hasar ve çok fazla can kayıplarına sebep olmuştur. Özellikle Adıyaman, Hatay, Kahramanmaraş bölgelerinde zeminde deprem etkisiyle sıvılaşma, zemin etkisi, yanal yayılma ve mühendislik yapılarının inşaa aşamalarında yapılan eksiklikler/yetersizlikler sebebiyle her iki deprem sonrasında bölgede yıkıcı etki oldukça yüksek olmuştur. Özellikle depremden etkilenen 11 il arasında Hatay Merkez'den sonra Adıyaman Merkez en çok yapı stoğu hasarı alan bölgelerden biridir. Adıyaman merkez ilçe 33 mahalleden oluşmaktadır. Deprem öncesinde yaklaşık 33000 bina bulunmaktaydı (Şekil 1). 6 Şubat depremlerinden sonra 2546 bina deprem esnasında yıkılmıştır. 4184 bina Adıyaman merkez ilçede, 3565 bina Adıyaman Merkez ilçeye bağlı köylerde olmak üzere 7749 bina ağır hasarlı, orta hasarlı bina sayısı 11.704 olarak yer almaktadır. Merkez ilçe yapı stoğunun %54,67'si yıkık, ağır ya da orta hasarlı bina olarak belirlenmiştir.



Şekil 1. Adıyaman il sınırı ve yer bulduru haritası.

Bu çalışma, Adıyaman Merkez İlçesi'nde yerleşime uygun alanların belirlenmesi amacıyla AHS yöntemini kullanarak gerçekleştirilen analizin sonuçlarını içermektedir. Yerleşim planlamasında etkili ve sürdürülebilir çözümler geliştirmek amacıyla yapılan bu çalışma, bölgenin kalkınma potansiyelini artırmak ve yaşam kalitesini yükseltmek adına önemli bir adım olacaktır.

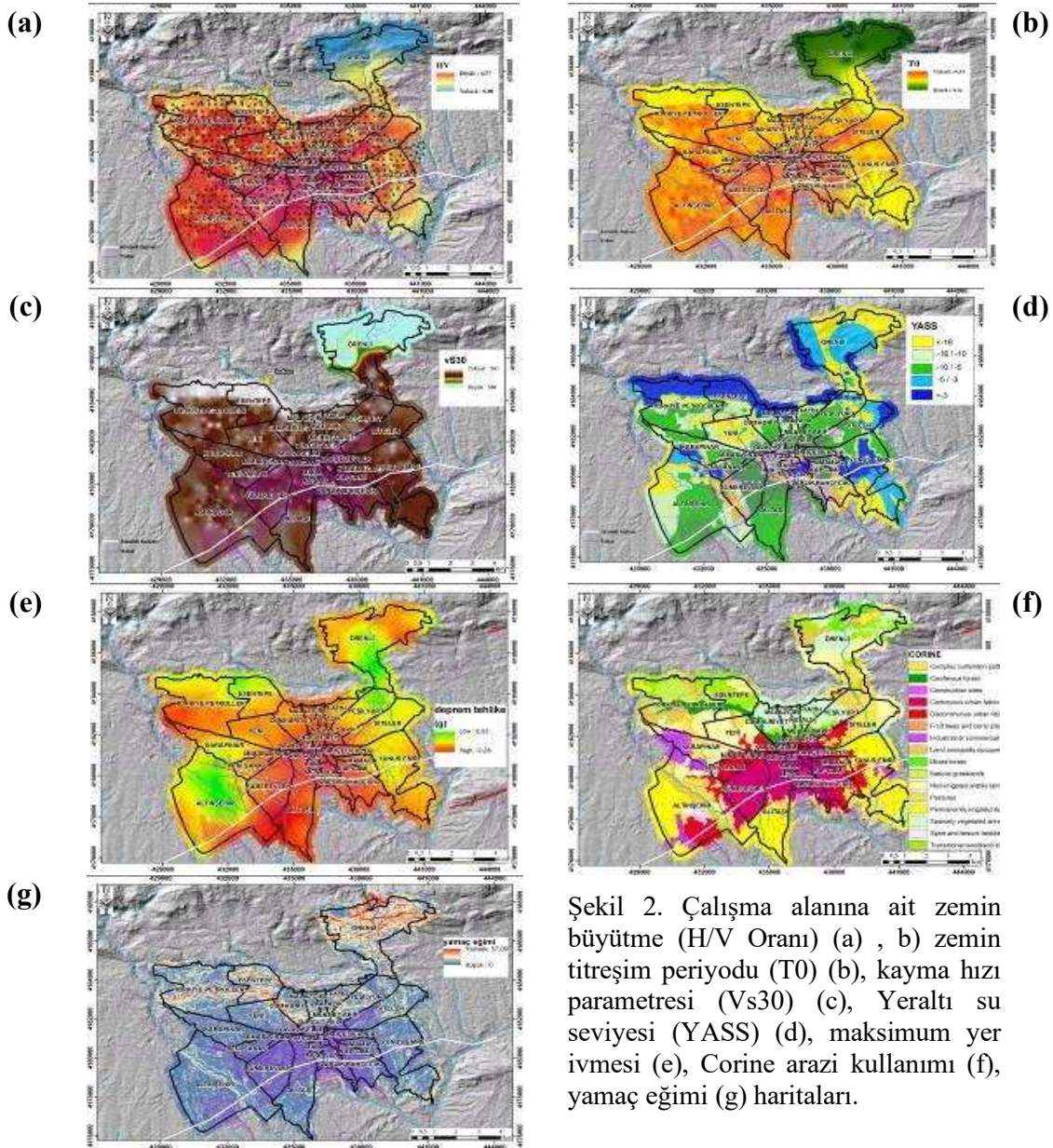
2. MATERYAL VE METOD

Arazinin belli bir kullanım için uygunluğunun değerlendirilmesi, birçok kriterin birlikte ele alınmasını gerektirmektedir. Arazinin uygunluğunu etkileyen kriterlerin aynı önem derecelerinde bulunmaması

nedeniyle ağırlıklarının ve alt kriterlerin puanlarının belirlenmesinde çeşitli yöntemler kullanılmıştır (Parakach, 2003). Bu çalışmada Adıyaman Merkez ilçe için AHS yöntemi kullanılarak yerleşime uygunluk analizleri yapılmıştır.

2.1. Materyal

2023 yılında çalışmaların başladığı mikro bölgeleme çalışmaları kapsamında Adıyaman merkez ilçede 650 sondaj yapılmıştır. Yapılan sondaj çalışmaları sonucunda üretilen zemin büyütme (H/V Oranı) (Şekil 2a), zemin titreşim periyodu (T_0) (Şekil 2b), kayma hızı parametresi (V_{s30}) (Şekil 2c), yeraltı su seviyesi (YASS) (Şekil 2d) parametreleri ile birlikte 6 Şubat 2023 depremleri sonrasında Adıyaman merkez ilçe için hesaplanan maksimum yer ivmesi (Şekil 2e) (Okuyan vd., 2023), Corine arazi kullanımı (Şekil 2f) ve yamaç eğimi (Şekil 2g) parametreleri kullanılmıştır.



Şekil 2. Çalışma alanına ait zemin büyütme (H/V Oranı) (a) , b) zemin titreşim periyodu (T_0) (b), kayma hızı parametresi (V_{s30}) (c), Yeraltı su seviyesi (YASS) (d), maksimum yer ivmesi (e), Corine arazi kullanımı (f), yamaç eğimi (g) haritaları.

2.2. Metod

AHS, çok ölçütlü karar verme problemlerini çözmek için geliştirilmiş bir yöntemdir. Karar verme sürecindeki karmaşıklığı azaltmak ve karar vericilere daha iyi yapılandırılmış bir yaklaşım sunmak amacıyla geliştirilmiştir (Ghorbanzadeh vd., 2018; Unal vd., 2022). AHS, karar verme sürecini hiyerarşik bir yapıya dönüştürerek, karar vericilerin karmaşık problemleri daha küçük ve yönetilebilir alt problemlere bölmeye olanak sağlamaktadır. Bu alt problemler, karar verme ölçütlerinin ve alternatiflerin karşılaştırılmasını içerir. AHS, karar vericilere ölçütler arasındaki öncelikleri belirlemelerine ve alternatifler arasında tercihleri yapmalarına yardımcı olmak için matematiksel ve analitik bir yaklaşım sunar. Bu yöntem, karar vericilerin uzman görüşü değerlendirmelerini dikkate alırken aynı zamanda analitik tutarlılık sağlamaya yönelik matematiksel kuralları kullanır.

Hiyerarşik analiz süreci, bir kriter matrisinde bir dizi ikili karşılaştırmayı içeren ikili veya ikili karşılaştırmalar oluşturmaktadır. Bu matris, kriterlerin ikili karşılaştırma matrisi olarak adlandırılmaktadır. İkili veya ikili karşılaştırmalar (değişkenler), bir kriter matrisinde bir dizi ikili karşılaştırmalarını ve birbirlerine göre önem derecelerini içermektedir (Eş. 1,2). Eşitlik 3'de, A, B, C ve D olarak adlandırılan dört kriter önem derecelerine göre değerlendirmeler içermektedir. Bu matriste 1, b, c, d, e, f ve g varsayımsal ağırlıkları ele almaktadır. 1 sayısı aynı değeri ve önemi ifade ederken, b, c, d, e, f ve g sayıları güçlü tercih veya zayıf tercih anlamına gelir. Uzman, tanımlanan karşılaştırmalar için 1 ile 9 aralığında bir kriterin diğer kriterlere göre ne kadar tercih edildiğini gösterir. Bu sayıların her biri önem derecesini gösterir; 1 değeri eşit öneme sahipken, 9 sayısı bir faktörün diğerine göre daha büyük öneme sahip olduğunu gösterir.

$$\left(\zeta = [a_{ij}]_{n \times n} \right): \quad (1)$$

Eşitlik 2, C.I, tutarlılık indeksini ifade etmektedir, λ_{max} , matrisdeki en büyük değeri olup n, Matris A'nın ölçüt veya boyutlarının sayısıdır. Bu değerler kullanılarak eşitlik 3 ile yöntemin doğruluğu hesaplanmaktadır.

$$\begin{matrix} A \\ B \\ C \\ D \end{matrix} \begin{bmatrix} A & B & C & D \\ 1 & 1/b & 1/c & 1/d \\ b & 1 & 1/e & 1/f \\ c & e & 1 & g \\ d & f & 1/g & 1 \end{bmatrix} \quad (2)$$

$$W = \frac{\left(\left[\prod_{i=1, j=1}^n a_{ij} \right]^{\frac{1}{n}} \right)}{\left(\sum_{i=1, j=1}^n a_{ij} \right)} \quad (3)$$

Eşitlik 1'de a_{ij} , i kriterinin (veya kategorilerinin) j ögesi üzerindeki önceliğini ifade etmektedir; n, kriterlerin (veya kategorilerin) sayısıdır ve w, kriterlerin (veya kategorilerin) öneminin ağırlığını ifade eden katsayıdır. AHP, kriterlerin ve alt kriterlerin ağırlığını belirlemek için yargının doğruluğunu değerlendirme yeteneğine sahiptir. Saaty'nin (1980) yargılardaki tutarsızlıkları incelemek için kullandığı yöntem, tutarlılık indeksinin (C.I) rastgele indekse (RI) bölünmesinden elde edilen tutarlılık oranı (CR) adı verilen bir katsayıdır. Uyumsuzluk indeksinin hesaplanmasında Eşitlik 4 kullanılmaktadır.

$$C.I = \frac{\lambda_{max} - n}{n - 1} \quad (4)$$

Eşitlik 5'e göre, CR tutarlı orandır, CI tutarlı indekstir ve RI analizlerde kullanılan herhangi bir parametredir. Rastgele seçilen parametre, diğer kriterlerin sayısı (n) ile ilgili olarak çıkarılabilir. Tutarlılık oran 0,1'e eşit veya daha küçükse ($C.R \leq 0.1$), model de kullanılan parametrelerin sonuç çıktısı ile girdi parametrelerinin uyumlu olduğunu göstermektedir.

$$C.R = \frac{C.I}{c.I} \quad (5)$$

3. BULGULAR

Adıyaman Merkez ilçede bulunan 33 mahallede yapılan 650 sondaj verisinden elde edilen zemin büyütme (H/V Oranı), zemin titreşim periyodu (T0), kayma hızı parametresi (Vs30), yeraltı su seviyesi (YASS) verileri coğrafi bilgi sistemleri (CBS) ortamında interpolasyon yöntemi kullanılarak yüzey dağılımı haritalarına dönüştürülmüştür. 6 Şubat 2023 tarihinde gerçekleşen Mw 7.7 depremi sonrasında Adıyaman İl geneli için yapılan çalışma Merkez ilçe için değerlendirilmiştir Arazi kullanımı haritası Corine 2018 verileri seviye 1'e göre değerlendirilmiş olup yapay bölgeler, tarımsal alanlar, orman ve yarı doğal alanlar, sulak alanlar ve su kütleleri olarak sınıflandırılmıştır. 10m'lik sayısal yükseklik modeli kullanılarak yamaç eğimi haritası oluşturulmuştur.

Bu çalışmada, bölgede yerleşime uygunluğunu etkileyen parametrelerin ilk aşamada karar teorisi veya çok parametreliliği değerlendirilmesinin temel sorunlarından biri, her bir faktörün ve etkisinin göreceli ağırlığını tahmin edilmiştir (Çizelge 1).

Çizelge 1. Katmanlara ait ikili karşılaştırma matrisi ve katman ağırlık değerleri.

Katmanlar	Zemin büyütme (H/V Oranı)	Zemin titreşim periyodu (T0)	Kayma hızı parametresi (Vs30)	YASS	Deprem tehlike	Eğim (°)	Arazi kullanımı	Ağırlıklar
Zemin büyütme (H/V Oranı)	1							0.4442
Zemin titreşim periyodu (T0)	1/2	1						0.5641
Kayma hızı parametresi (Vs30)	1/4	1/2	1					0.3256
YASS	1/5	1/3	1/5	1				0.1556
Deprem tehlike	1/6	1/5	1/2	1/2	1			0.4563
Eğim (°)	1/5	1/4	1/5	1/4	1/3	1		0.158
Arazi kullanımı	1/4	1/5	1/3	1/6	1/3	1/5	1	0.2514

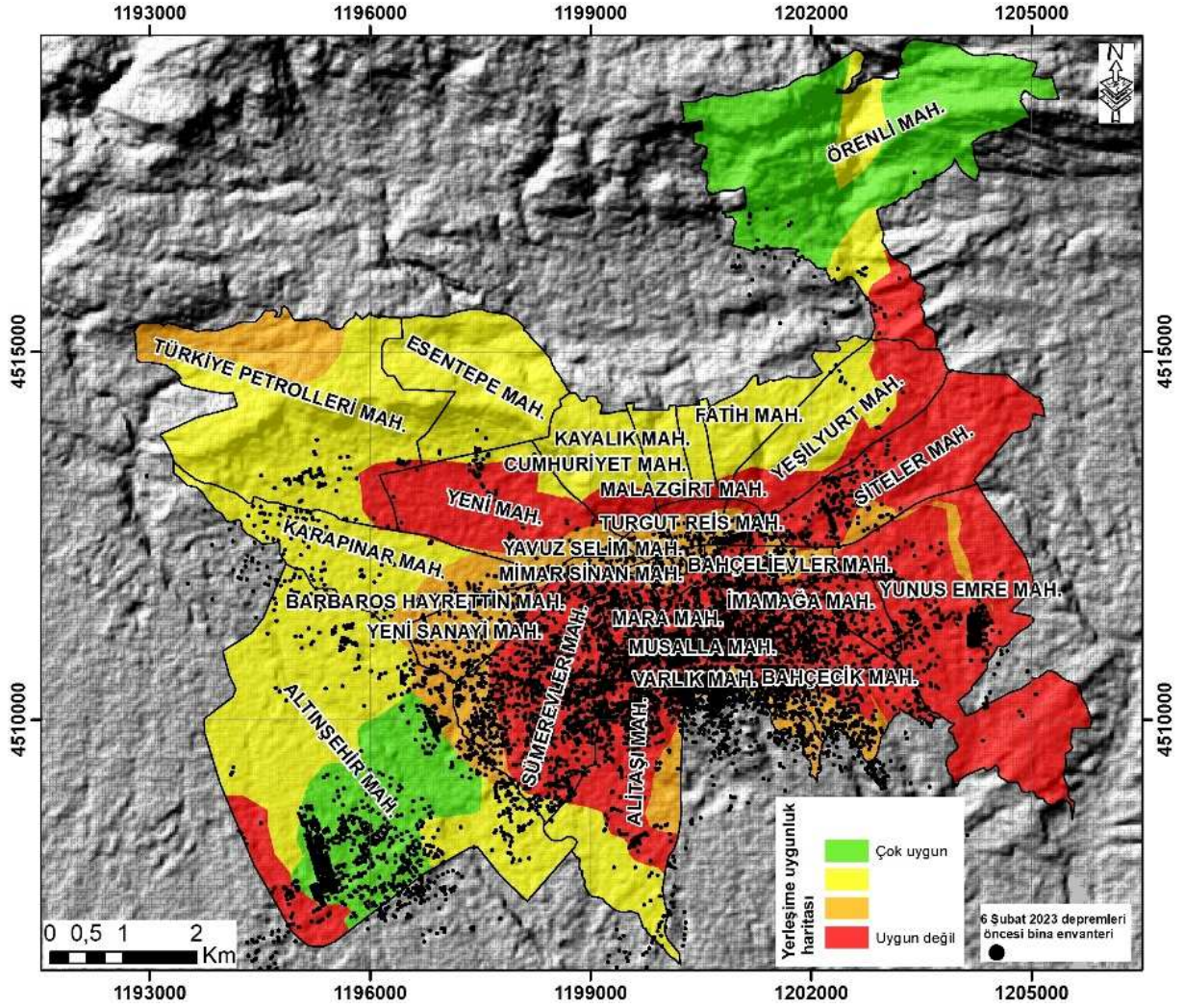
Tutarlılık oranı (Cr) =0.0402

Tüm parametreler “uygun (3), orta (2) ve uygun değil” (1) şeklinde ikili karşılaştırma matrislerine göre ve bölgenin özelliklerine göre sınıflandırılmıştır (Çizelge 2). Kayma hızı parametresi (Vs30) parametresi Eurocode 8, NEHRP ve Türk deprem yönetmeliği sınıflamalarına göre değerlendirildiğinde “ZC” türü yerel zemin sınıf aralığında çok sıkı kum, çakıl ve sert kil tabakaları veya ayrılmış, çok çatlaklı zayıf kayalar özelliğinde olduğu için orta uygunluk sınıfında değerlendirilmiştir.

Çizelge 2. Değişkenler ve alt faktörlere ait değerler.

Değişken	Değişken alt sınırı	Uygunluk sınıfı
Zemin büyütme (H/V Oranı)	<1	Uygun
	1-3	Orta
	>3	Uygun değil
Zemin titreşim periyodu (T0)	<0.2	Uygun
	0.2-3.5	Orta
	>3.5	Uygun değil
Kayma hızı parametresi (Vs30)	364-741	Orta
	>0	Uygun değil
YASS	0 - -10	Orta
	<-10	Uygun
Deprem tehlike	<0.002	Uygun
	0.02-0.1	Orta
	>0.1	Uygun değil
Eğim (°)	<10	Uygun
	10-25	Orta
	>25	Uygun değil
Arazi kullanımı	Yapay bölgeler	Uygun
	Tarımsal alanlar	Orta
	Orman ve yarı doğal alanlar	Orta
	Sulak alanlar	Uygun değil
	Su kütleleri	Uygun değil

Her bir parametre uygunluk sınıflarına göre (piksel faktör puanı) ArcGIS CBS yazılımı kullanılarak yeniden sınıflandırılmıştır. Değişkenler için belirlenen ağırlık değerleri (piksel ağırlığı) piksel faktör puanıyla çarpılarak sonuç haritası üretilmiştir (Şekil 3).



4.TARTIŞMA VE SONUÇLAR

Yerleşime uygunluk analizlerine göre yerleşime uygun olmayan bölgelerin büyük oranda 6 Şubat depremleri sonrasında yıkıldığı ya da ağır hasar aldığı bilinmektedir. Şehir merkezinin yapı stokunun yoğun olduğu bölgelerin analiz sonuçlarına göre yerleşime uygun alanlar olmadığı belirlenmiştir. 6 Şubat depremleri sonrasında yıkılan, ağır hasar alan ve orta hasarlı binalar şehir merkezinde bulunan binaların yaklaşık %50'sine karşılık gelmesi sebebiyle yapılan analizlerin doğruluğu dolaylı olarak test edilmiştir. Özellikle Ulucami, Mara ve Musalla mahallerinde bulunan yapıların ilk etapta kentsel dönüşüm alanı olarak değerlendirilmesi sonucuna varılmıştır. Bahsi geçen mahallelerde yaşam standartlarının düşük, yapılaşma dokusunun düzensiz, doğa kaynaklı afetlere karşı dayanıksız ve yapı kalitesi açısından sağlıklı olmadığı genel olarak tespit edilmiştir. Bununla birlikte; 6 Şubat 2023 depremleri sonrasında TOKİ ve Emlak Konut tarafından belirlenen şehrin kuzey kesimlerinin yerleşime uygunluk analizlerinde uygun bölgelerde yer alması sebebiyle yeniden inşa aşamasında olan Adıyaman merkez ilçenin daha güvenli bölgelerde kurulacağı düşünülmektedir.

5. KATKI BELİRTME

Adıyaman Belediyesi İmar ve Şehircilik Müdürlüğü ve Planlama Müdürlüğüne Mikro bölgeleme çalışmalarını paylaştıklarından dolayı teşekkür ederiz.

6. KAYNAKLAR

- Ghorbanzadeh, O., Feizizadeh, B., Blaschke, T., 2018. An interval matrix method used to optimize the decision matrix in AHP technique for land subsidence susceptibility mapping. *Environ Earth Sci* 77:584. <https://doi.org/10.1007/s12665-018-7758-y>.
- Okuyan Akcan, S., Tekin, S., Tekir, F., 2023. 9 “Assessment of The Seismic Hazard For Adıyaman With Deterministic Analysis Due To Probable Earthquake In The Akçadağ Segment (Malatya Fault)”, *International Conferences On Science And Technology*, pp:172-179; Budva, Montenegro.
- Parakash, T.N., 2003. Land Suitability Analysis for Agricultural Crops: A Fuzzy Multicriteria Decision Making Approach. Msc Thesis, the International Institute for Geo-information Science and Earth Observation, 68 page.
- Şahin, M., 2016. Ahır dağı ve yakın çevresinde analitik hiyerarşi yöntemi kullanılarak arazi kullanım önerilerinin geliştirilmesi. Yüksek Lisans, Kahramanmaraş Sütçü İmam Üniversitesi Sosyal Bilimler Enstitüsü.
- Timor, M., 2011. Analitik hiyerarşi prosesi. Türkmen Kitabevi, İstanbul
- Topuz, M., Deniz, M., 2023. Application of GIS and AHP for land use suitability analysis: case of Demirci district (Turkey). *Humanit Soc Sci Commun* 10, 115 (2023). <https://doi.org/10.1057/s41599-023-01609-x>
- Unal Cilek, M., Guner, E.D. & Tekin, S., 2022. The combination of fuzzy analytical hierarchical process and maximum entropy methods for the selection of wind farm location. *Environ Sci Pollut Res* 29, 65391–65406, <https://doi.org/10.1007/s11356-022-20477-7>.

Vakfikebir (Trabzon) İlçesinin Olasılıksal Yöntem Tabanlı Heyelan Duyarlılık Değerlendirmesi

Probabilistic Method Based Landslide Susceptibility Assessment of Vakfikebir (Trabzon) District

Metehan Yaşar KALAFAT¹, Aykut AKGÜN¹, Kübra TEZEL^{1, *}

¹ Karadeniz Teknik Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 61080 Trabzon
(* tezelkubra@gmail.com)

ÖZ: Karadeniz Bölgesi, ülkemizde heyelanların en çok yaşandığı bölgedir. Birçok araştırmacıya ev sahipliği yapan bölgede can ve mal kayıplarını önlemek, yaşanan olumsuzlukları en aza indirmek amacıyla kalıcı çözümlerin üretilmesi zorunlu hale gelmiştir. İlçe bazlı çalışmalar, havza bazında veya şehrin tümüne yönelik yapılan çalışmalara göre alanların daha detaylı incelenmesine olanak tanımaktadır. Bu çalışmada, Frekans Oranı ve Entropi Endeksi olasılıksal yöntemleriyle Trabzon'un Vakfikebir ilçesine ait heyelan duyarlılık çalışması gerçekleştirilmiştir. Envanter verisi için arazi, uzaktan algılama ve arşiv çalışmalarından yararlanılmıştır. Modellerin altlığı olan sayısal yükseklik modeli, NASA'nın sunmuş olduğu 12,5 m çözünürlüklü Alos Palsar uydu görüntüleri aracılığıyla sağlanmıştır. Coğrafi Bilgi Sistemleri (CBS) ortamında ikincil topoğrafik veriler üretilmiştir. Elde edilen duyarlılık haritalarının doğruluk performansları Eğri Altında Kalan Alan yaklaşımı ile değerlendirilmiştir. Yapılan değerlendirmeler sonucunda FO yöntemi ile AUC değeri 0,68, EE yöntemi ile AUC değeri ise 0,75 olarak elde edilmiştir. Performans karşılaştırılmasında EE yönteminin doğruluk derecesinin FO yöntemine göre daha yüksek olduğu görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Heyelan Duyarlılık, Coğrafi Bilgi Sistemleri, Frekans Oranı, Entropi Endeksi

ABSTRACT: The Black Sea Region is the region where landslides occur most in our country. In the region, which hosts many researchers, it has become necessary to produce permanent solutions in order to prevent loss of life and property and minimize the negativity experienced. District-based studies allow areas to be examined in more detail than studies conducted on a basin basis or for the entire city. In this study, a landslide susceptibility study of Vakfikebir district of Trabzon was carried out using Frequency Ratio and Entropy Index probabilistic methods. Field surveys, remote sensing and archive studies were used for inventory data. The digital elevation model, which is the basis of the models, was provided by 12.5 m resolution Alos Palsar satellite images provided by NASA. Secondary topographic data was produced in the Geographic Information Systems (GIS) environment. The accuracy performances of the obtained susceptibility maps was evaluated with the area under the curve approach. As a result of the evaluations, the AUC value was obtained as 0.68 with the FR method, and the AUC value was obtained as 0.75 with the EE method. In the performance comparison, it was seen that the accuracy of the EE method was higher than the FR method.

Keywords: Landslide Susceptibility, Geographic Information Systems, Frequency Ratio, Entropy Index

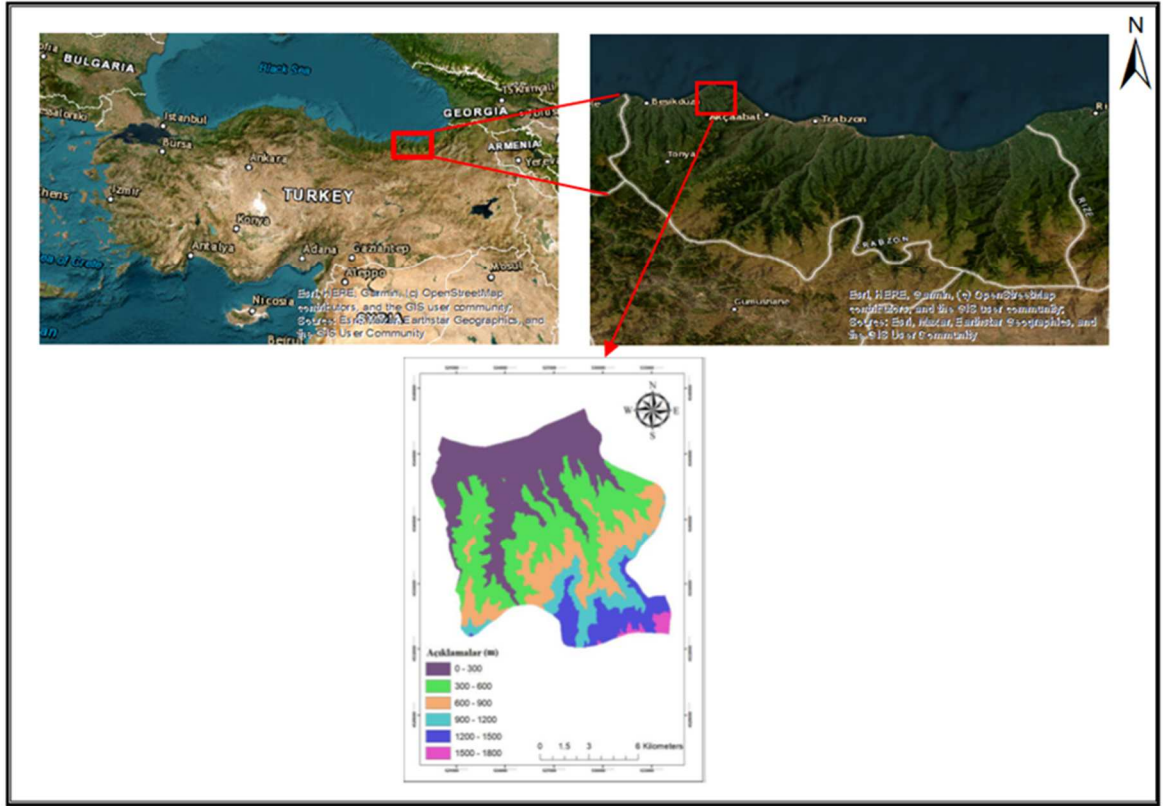
1. GİRİŞ

Ülkemiz gerek coğrafi konumu ve morfolojik yapısı gerekse iklim koşullarından dolayı can kayıpları ve büyük ekonomik zararlarla sonuçlanan afetler yaşamaktadır. Ölümcül heyelanların mekânsal dağılımları incelendiğinde (1929-2019) iki ana yoğunluk bölgesinden birinin Doğu Karadeniz Bölümü olduğu görülmektedir. Doğal faktörlere (yağış ve kar erimesi) bağlı olarak meydana gelen heyelanların en yoğun yaşandığı iller Trabzon ve Rize olduğu kaydedilmiştir (Fidan ve Görüm, 2020). Uzun yıllardır (geçmişten günümüze) birçok araştırmacı Karadeniz Bölgesi'nde çalışmalar gerçekleştirmiştir (Akgün

ve Bulut, 2007; Dağ ve Bulut, 2012; Kavzoğlu vd., 2012; Akıncı ve Kılıçoğlu, 2015; Arca ve Kutoğlu, 2017; Akgün, 2018; Kılıçoğlu, 2020; Başalan, 2022; Dalkes ve Korkmaz, 2023). Bu çalışmaların bir kısmında tek yöntem kullanılarak değerlendirmeler yapılmıştır.

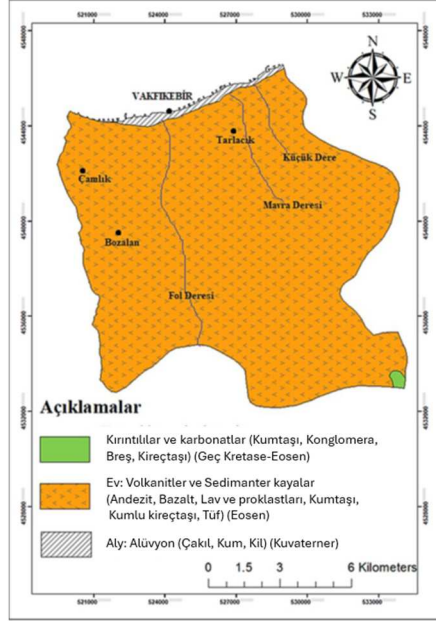
Trabzon il sınırlarında gerçekleştirilen çalışmalara bakıldığında (Akgün ve Bulut, 2007; Kavzoğlu vd., 2012; Akgün, 2018; Dalkes ve Korkmaz, 2023) yalnızca Vakfıkebir ilçesine odaklanılan çalışma yer almamaktadır.

Yukarıda bahsedilen tüm bu sebeplerle çalışma alanı Vakfıkebir ilçesi seçilmiş (Şekil 1), iki farklı olasılıksal yöntemle duyarlılık değerlendirmesi yapılmıştır. Duyarlılık değerlendirmeleri için Frekans Oranı ve Entropi Endeksi yöntemleri kullanılmıştır.



Şekil 1. Çalışma alanı yer bulduru haritası.

Doğu Karadeniz (Bölümü), tektonik birliklerden Rodop-Pontid parçasında yer almaktadır. Mesozoyik ve Senozoyik döneme ait volkanik ve sedimanter kayalar bulunmaktadır (Şengör vd., 2003). İnceleme alanında yayılım gösteren birimlerin büyük bir çoğunluğunu Erken-Orta Eosen yaşlı andezit, bazalt, lav ve proklastik kökenli kayaların oluşturduğu görülmüştür. Orta kısımda ise Geç Kretase-Eosen yaşlı kötü katmanlı gevşek çimentolu konglomera ve breşler gözlemlenmiştir. Denize yakın bölgelerde ise alüvyonlar (Alv) yüzeylenir (Şekil 2) (Güven, 1993).



Şekil 2. Çalışma alanına ait litoloji haritası.

2. DUYARLILIK HARİTALARI

2.1. Frekans Oranı Yöntemi

Bir olayın gerçekleşme olasılığının gerçekleşmeme olasılığına oranıdır (Bonham ve Carter, 1994). Heyelan olma olayını B, heyelana neden olduğu düşünülen parametreleri de D kabul edersek, D'deki olasılık-benzerlik oranı şartlı olasılıktır. Eğer bu oran 1'den büyük olursa heyelan ve neden olan parametre arasındaki ilişki o kadar yüksek, 1'den ne kadar küçük olursa bu ilişki o kadar düşüktür (Lee ve Min, 2001; Lee vd., 2004; Erener vd., 2010).

2.2. Entropi Endeksi Yöntemi

Entropi, bir sistemin düzensizliği, istikrarsızlığı, dengesizliği ve belirsizliği vb. ile ilgili bir ölçüm türüdür (Yufeng ve Fengxiang, 2009). Entropi Endeksi, çevredeki düzensizliğin boyutunu göstermekte, kütle hareketlerine hangi parametrelerin daha alakalı olduğunu ifade etmektedir (Bednarik vd., 2009; Constantin vd., 2011).

$$P_{ij}=b/a \quad (4)$$

$$(P_{ij})=P_{ij}/\Sigma P_{ij} \quad (5)$$

$$H_j=-\Sigma(P_{ij})\log_2(P_{ij}); j = 1,2,\dots,n \quad (6)$$

$$H_{jmax}=\log_2 S_j \quad (7)$$

$$I_j=(H_{jmax}-H_j)/ H_{jmax} ; I = (0,1); j = 1, \dots , n \quad (8)$$

$$W_j=I_j \times P_j \quad (9)$$

$$HDH_{EE}=\Sigma(z/m_i) \times C \times W_j \quad (10)$$

Bu denklemlerde,

a; Birincil yeniden sınıflandırma sonrasında kategorinin alanı, b; temsil edilen sınıfın heyelanlı alanı, (P_{ij}) ; olasılık yoğunluğunu, H_j ve H_{jmax} ; entropi değerlerini, S_j ; sınıf sayısını, I_j ; ilişkili katmanın

katsayısını, W_j ; ilişkili katmanın tümünü temsil eden ağırlık değerini, P_j ; ($j = 1,2,\dots,n$) için heyelan olasılığını, i ; ilişkili katmanın sınıflarını, z ; maksimum sınıf sayısını bulunduran katmanın sınıf sayısını, m_i ; ilişkili katmanın sınıf sayısını, C ; ikincil sınıflandırma oluşturulduktan itibaren sınıfın değerini, HDH_{EE} ; nihai haritadaki heyelan duyarlılığını temsil etmektedir.

3. BULGULAR

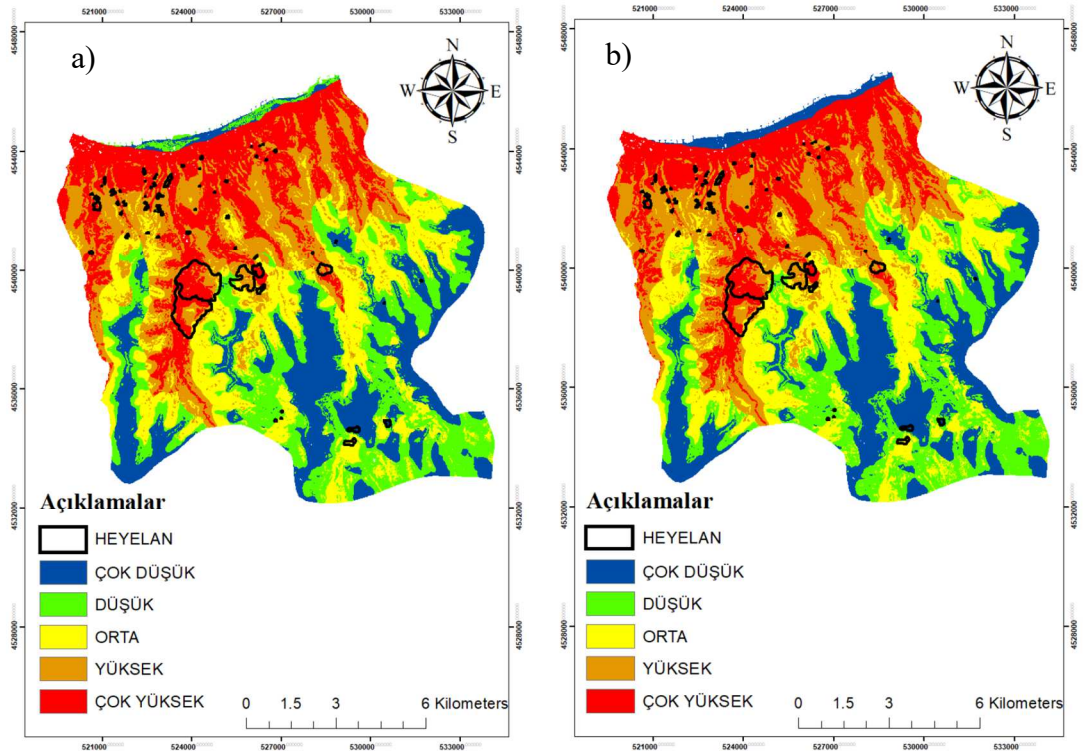
Duyarlılık modelleri için yamaç eğimi, yamaç yönelimi, yamaç eğriselliği, yükseklik, yakınsama indeksi, topoğrafik nemlilik indeksi, eğim uzunluğu ve diklik faktörü, drenaj ağı temel seviyesi, drenaj ağlarına uzaklık, vadi derinliği, bağıl eğim konumu olmak üzere toplam 12 parametre kullanılmıştır.

Eşitlik 11'e göre yapılan hesaplamalar sonucunda Frekans Oranı yöntemiyle çalışma alanına ait heyelan duyarlılık haritası elde edilmiştir (Şekil 3a).

$$HDH_{EE} = \text{Yükseklik} \times 6.134 + \text{Eğim} \times 2.146 + \text{Bakı} \times 1 + \text{Eğrisellik} \times 5.617 + \text{Litoloji} \times 11.235 + \text{TWI} \times 2.730 + \text{Yakınsama İndeksi} \times 1.056 + \text{LS faktörü} \times 5 + \text{Drenaj ağlarına uzaklık} \times 7.179 + \text{Drenaj ağı temel seviyesi} \times 7.719 + \text{Bağıl eğim konumu} \times 2.033 + \text{Vadi derinliği} \times 3.213 \quad (11)$$

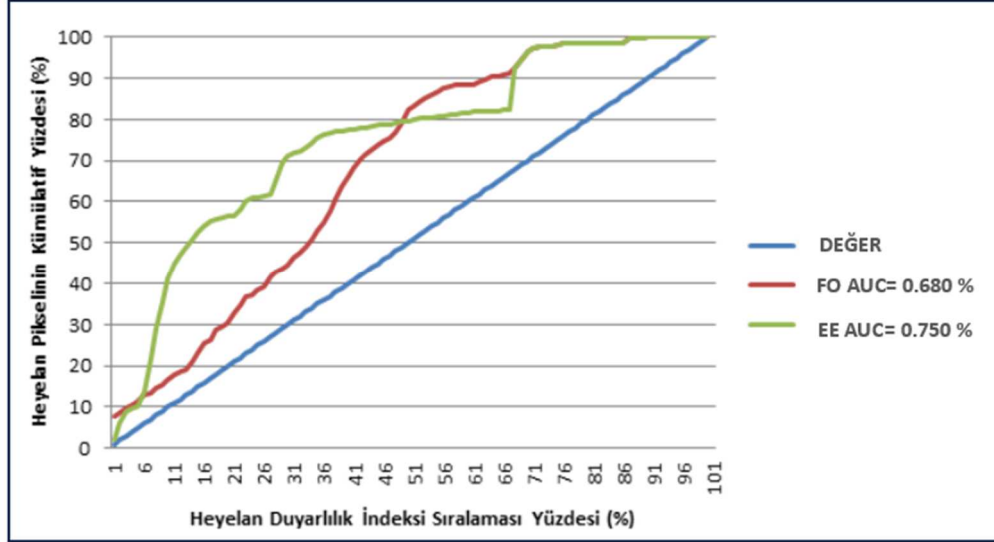
Eşitlik 12'ye göre yapılan hesaplamalar sonucunda Entropi Endeksi yöntemiyle çalışma alanına ait heyelan duyarlılık haritası elde edilmiştir (Şekil 3b).

$$HDH_{EE} = \text{Yükseklik} \times 0.112 + \text{Eğim} \times 0.033 + \text{Bakı} \times 0.006 + \text{Eğrisellik} \times 0.131 + \text{Litoloji} \times 0.262 + \text{TWI} \times 0.013 + \text{Yakınsama İndeksi} \times 0.019 + \text{LS faktörü} \times 0.102 + \text{Drenaj ağlarına uzaklık} \times 0.124 + \text{Drenaj ağı temel seviyesi} \times 0.137 + \text{Bağıl eğim konumu} \times 0.008 + \text{Vadi derinliği} \times 0.037 \quad (12)$$



Şekil 3. a) Frekans Oranı (FO) yöntemi b) Entropi Endeksi (EE) yöntemi ile elde edilen heyelan duyarlılık haritaları.

Duyarlılık haritalarının performans değerlendirmesi ROC eğrileri altında kalan alanlar ile gerçekleştirilmiş, elde edilen sonuç Şekil 4'te sunulmuştur.



Şekil 4. FO ve EE yöntemlerinin kestirim performans grafiği (AUC).

4. SONUÇLAR

Çalışma alanında gerek uzaktan algılama ve arazi incelemeleri, gerek arşiv (Duman vd., 2011) çalışmalarıyla toplam 127 heyelan lokasyonu sayısallaştırılmıştır.

Frekans Oranı ve Entropi Endeksi yöntemleriyle hazırlanan duyarlılık haritalarında duyarlılık sınıflarının oransal dağılımları Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1. Heyelan duyarlılık haritalarında duyarlılık sınıflarının oransal dağılımları

Derece	Çok Düşük	Düşük	Orta	Yüksek	Çok Yüksek
% Heyelan (FO)	1,33	2,90	7,86	8,88	79,00
% Heyelan (EE)	1,12	4,65	10,76	12,81	70,63

Heyelan duyarlılık analizi modellerinin doğrulanması için AUC yöntemi kullanılmıştır. Analiz sonucuna bakacak olursak; FO yöntemi ile oluşturulan AUC değeri 0,68, EE yöntemi ile oluşturulan AUC değeri ise 0,75 olarak elde edilmiştir. İki yöntem performans olarak karşılaştırıldığında EE yönteminin FO'ya göre doğruluk derecesinin daha fazla olduğu görülmüştür.

5. KAYNAKLAR

- Akgün, A., Bulut, F., 2007. GIS-based landslide susceptibility for Arsin-Yomra (Trabzon, North Turkey) region. *Environmental Geology*, 51, 1377-1387.
- Akgün, A., 2018. Bulanık uyarlanabilir rezonans teorisi (FuzzyART) yöntemi kullanılarak heyelan duyarlılık analizi: Tonya (Trabzon) Örneği. *Gümüşhane Üniversitesi Fen Bilimleri Dergisi*, 8(1), 135-146.

- Akıncı, H., Kılıçoğlu, C., 2015. Atakum (Samsun) İlçesinin Heyelan Duyarlılık Haritasının Üretilmesi. Ulusal Mühendislik Jeolojisi Sempozyumu (MÜHJEO'2015), 3-5.
- Arca, D., Kutoğlu, Ş.H., 2017. Frekans oranı metodu ile heyelan duyarlılık haritasının üretilmesi. TMMOB Harita ve Kadastro Mühendisleri Odası, 16, 3-6.
- Başalan, A., 2022. İstatistiksel Yöntemler Uygulanarak Tokat İl Merkezinin Heyelan Duyarlılık Haritalarının Üretilmesi. Gaziosmanpaşa Bilimsel Araştırma Dergisi, 11(3), 260-273.
- Bednarik, M., Magulová, B., Matys, M., & Marschalko, M., 2010. Landslide susceptibility assessment of the Kral'ovany–Liptovský Mikuláš railway case study. Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C, 35(3-5), 162-171.
- Bonham-Carter, G.F., 1994 Geographic information systems for geoscientists, modeling with GIS. Pergamon Press, Oxford, p 398.
- Constantin, M., Bednarik, M., Jurchescu, M.C. and Vlaicu, M., 2011. Landslide susceptibility assessment using the bivariate statistical analysis and the index of entropy in the Sibiciu Basin (Romania). Environmental earth sciences, 63, 2, 397- 406.
- Dağ, S., Bulut, F., 2012. Coğrafi bilgi sistemleri tabanlı heyelan duyarlılık haritalarının hazırlanmasına bir örnek: Çayeli (Rize, KD Türkiye). Jeoloji Mühendisliği Dergisi, 36(1), 35-62.
- Dalkes, M., & Korkmaz, M.S., 2023. Analitik Hiyerarşi Süreci ve Frekans Oranı Yöntemlerinin Heyelan Duyarlılık Analizinde Karşılaştırılması: Trabzon İli Akçaabat ve Düzköy İlçeleri Örneği. Doğal Afetler ve Çevre Dergisi, 9(1), 16-38.
- Duman, T.Y., Çan, T. ve Emre, Ö., 2011. 1/1.500.000 ölçekli Türkiye Heyelan Envanteri Haritası. Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü, Özel Yayınlar Serisi-27, Ankara, Türkiye. ISBN: 978-605-4075-84-3
- Erener, A., and Düzgün, H.S.B., 2010. Improvement of statistical landslide susceptibility mapping by using spatial and global regression methods in the case of More and Romsdal (Norway). Landslides, 7, 1, 55-68.
- Fidan, S., Görüm, T., 2020. Türkiye’de ölümcül heyelanların dağılım karakteristikleri ve ulusal ölçekte öncelikli alanların belirlenmesi. Türk Coğrafya Dergisi, (74), 123-134.
- Güven, İ.H., 1993. Geology of the eastern pontides and compilation of it in scale 1:250000 (in Turkish). Unpublished report, General Directorate of Mineral Research & Exploration, Turkey.
- Kavzoğlu, T., Şahin, E.K., & Çölkesen, İ., 2012. Heyelan duyarlılığının incelenmesinde regresyon ağaçlarının kullanımı: Trabzon örneği. Harita Dergisi, 147(3), 21-33.
- Kılıçoğlu, C., 2020. Frekans oranı metodu ve Bayesyen olasılık modeli kullanılarak Samsun ili Vezirköprü ilçesinin heyelan duyarlılık haritasının üretilmesi.
- Lee, S. and Min, K., 2001. Statistical Analysis of Landslide Susceptibility at Yongin, Korea, Env. Geol., 40, 1095-1113
- Lee, S., Choi, J., & Min, K., 2004. Probabilistic landslide hazard mapping using GIS and remote sensing data at Boun, Korea. International Journal of Remote Sensing, 25(11), 2037-2052.
- Şengör A.M.C., Özeren, S., Zor, E. ve Genç, T., 2003. Doğu Anadolu Litosfer Mekanizmasına Yeni Bir Yaklaşım, Kuvaterner Çalıştayı 4, İ.T.Ü Avrasya Yerbilimleri Çalıştayı, 101- 110.
- Yufeng, S. and Fengxiang, J., 2009. Landslide stability analysis based on generalized information entropy. In 2009 international conference on environmental science and information application technology, 2, 83-85.

Heyelan Risk Değerlendirme Süreçlerinde Tehlike Haritalarının Önemi: Şahnadere Havzası (Mersin)

*Significance of Hazards Maps in Landslide Risk Evaluation Processes: Şahnadere Watershed
(Mersin)*

Tolga ÇAN^{1, *}, Engin ÇİL², Qaiser MEHMOOD¹

¹ Çukurova Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 01250 Adana

² ZemarGeo Ltd. Rustaveli 14, Batum, Gürcistan

(* tolgacan@cu.edu.tr)

ÖZ: Toprak, moloz veya kaya kütlelerinin yamaç aşağıya doğru hareketi olarak tanımlanan heyelanlar önemli sosyal ve ekonomik kayıplara yol açmaktadır. Hareket eden malzemenin cinsi, hareket mekanizması (akma, kayma, düşme devrilme yanal yayılma), tetikleyici faktörlerin çeşitliliği (deprem, aşırı yağış, hızlı kar erimesi insan etkisi vb), hareketin hızı, hacmi ve derinliği gibi değişkenler göz önünde bulundurulduğunda heyelanlar oldukça kompleks olaylardır. Bu nedenle çalışma ölçeğine de bağlı olarak heyelan risk değerlendirme çalışmalarında çok farklı yaklaşımların kullanılması gerekmektedir. Heyelan zarar azaltma çalışmalarında tehlikeyi azaltan yapısal önlemler veya risk altındaki elemanların zarar görebilirliğini azaltan yapısal olmayan yaklaşımlar kullanılmaktadır. Bu çalışmada Mersin bölgesinde 210 km² olan Şahnadere havzasında çok zamanlı heyelan envanter haritası, heyelanları hazırlayıcı ve tetikleyici faktörler dikkate alınarak heyelan tehlike haritaları hazırlanmıştır. Heyelan tehlike haritalarında mekansal olabilirlik mantıksal regresyon yöntemi, zamansal olabilirlik heyelanları tetikleyen aşırı yağışların yağış-frekans analizleri, alansal olabilirlik ise heyelanların frekans-büyüklik ilişkileri dikkate alınarak hazırlanmıştır. Sonuç olarak, Coğrafi bilgi sistemleri ortamında hazırlanan heyelan tehlike haritaları ile niceliksel heyelan risk haritalarının en önemli bileşenlerinden biri elde edilmiştir.

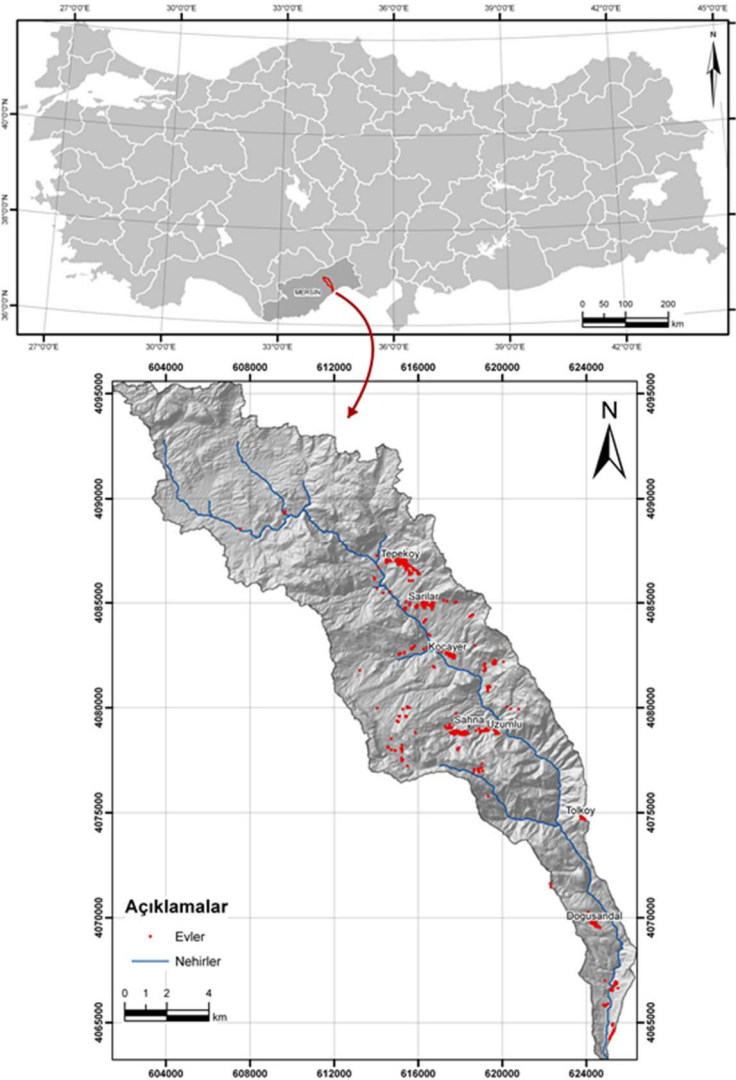
Anahtar Kelimeler: Heyelan, Heyelan envanter, Heyelan tehlike, Heyelan risk

ABSTRACT: Landslides, defined as the downslope movement of soil, debris or rock material, cause significant social and economic losses. Landslides are complex events that involve various variables such as the type of displaced material, movement mechanism (flowing, slipping, falling, toppling, lateral spreading), and variety of triggering factors (earthquake, excessive rainfall, rapid snowmelt, human impact, etc.). Additionally, the speed, volume, and depth of movement also play a significant role in the occurrence of landslides. For this reason, also depending on the scale of the study area, different approaches need to be used in landslide risk assessment studies. In landslide mitigation studies, structural measures that reduce the danger or non-structural approaches that reduce the vulnerability of the elements at risk are used. In this study, multi-temporal landslide inventory maps and landslide hazard maps were prepared by taking into account the conditioning and the triggering factors of landslides in the Şahnadere watershed of 210 km² in the Mersin region. In landslide hazard maps, spatial likelihood was prepared by using the logistic regression method, temporal likelihood was prepared by taking into account the rainfall-frequency analyses of extreme precipitation that triggered landslides, and magnitude likelihood was prepared by considering the frequency-size distributions of landslides. Finally, one of the most important components of quantitative landslide risk maps has been obtained with landslide hazard maps prepared in the geographical information systems environment.

Keywords: Landslide, Landslide inventory, Landslide hazard, Landslide risk

1. GİRİŞ

Heyelanlardan kaynaklanan zararların azaltılması ile ilgili olarak büyük ölçekte jeoteknik yaklaşımlara dayalı şev stabilitesi modelleme ve izleme çalışmaları yapılmaktadır. Bölgesel ve daha küçük ölçeklerde ise heyelan envanter veri tabanı kullanılarak veri güdümlü veya uzman görüşe dayalı duyarlılık, olası tehlike ve risk değerlendirme yaklaşımları Coğrafi Bilgi Sistemleri ve Uzaktan Algılama teknikleri birlikte kullanılarak yapılmaktadır. Son yıllarda, kullanılan yöntemlerin sınırlamaları, kavramsal zayıflıkları belirlenmekle birlikte tehlike ve risk değerlendirmeleri için kullanılan genel varsayımlar ve yöntemler önemli ölçüde değişmemiştir (Guzzetti, 2021). Heyelan risk değerlendirmeleri, heyelanların mekansal, zamansal ve alansal büyüklükleri dikkate alınarak yapılan olası tehlike analizleri ve risk altındaki elemanların hasar görülebilirlik dereceleri göz önünde bulundurularak gerçekleştirilmektedir. Heyelan duyarlılık, olası tehlike ve risk değerlendirmeleri için gerekli olan temel mekansal veriler (i) heyelan envanter verileri, (ii) heyelanları hazırlayıcı çevresel değişkenler, (iii) heyelanları tetikleyici faktörler ve (iv) risk altındaki elemanların hasar görülebilirlik dereceleri olmak üzere başlıca dört grup altında toplanmaktadır (Van Westen vd., 2006; Fell vd., 2008; Coraminas vd., 2014; Coraminas vd., 2023).

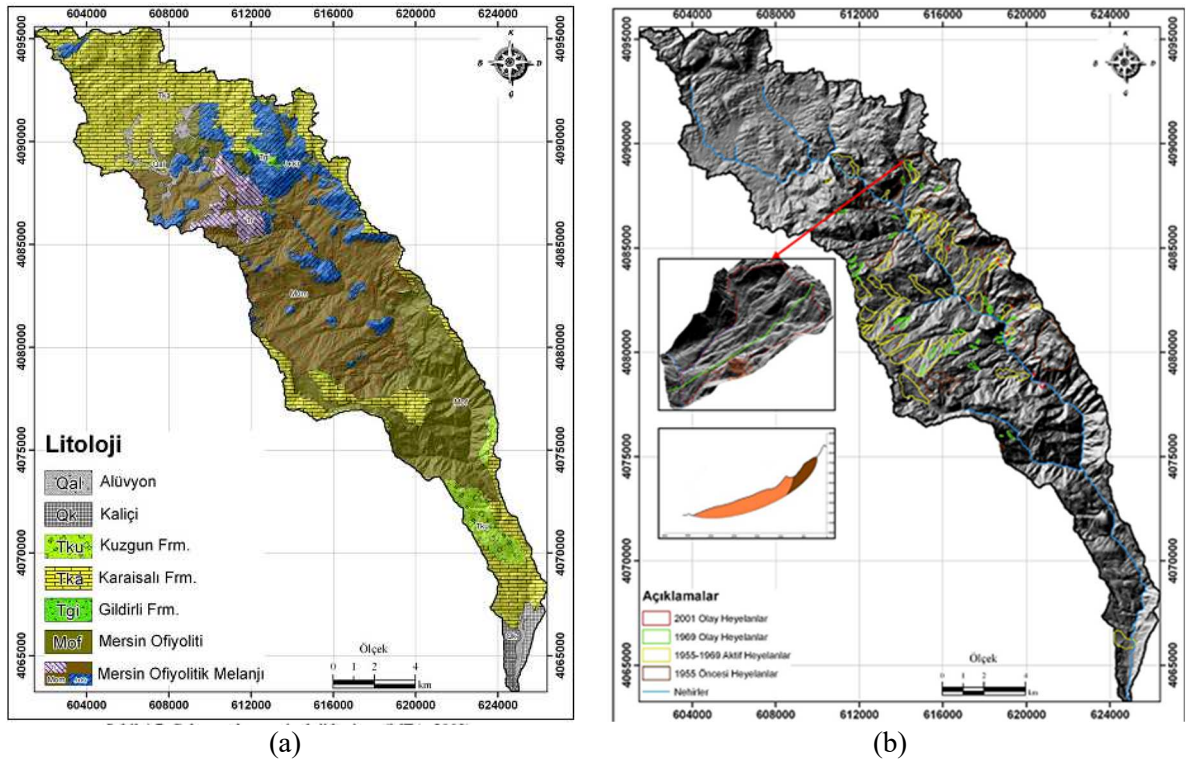


Şekil 1. Çalışma alanı yer bulduru haritası.

Deprem, heyelan veya sel gibi doğa olaylarının, toplumun direncini azaltan veya tamamen yok eden fiziksel, sosyo-ekonomik ve diğer çevresel etkileri ile doğal afete dönüşmemesi için özellikle uzun bir zaman aralığında değerlendirme, hazırlık ve bilimsel temellere dayalı risk değerlendirmeleri ile yapısal ve yapısal olmayan önlemlerin alınması gerekmektedir. Bu bağlamda son yıllarda yaşadığımız sel, taşkın, orman yangını, deprem ve heyelan afet zararlarının azaltılması kapsamında kriz yönetiminden risk yönetimine doğru geçiş her zamankinden daha önemli ve gerekli hale gelmiştir. Bu çalışmada Mersin ili sınırları içerisinde Şahnadere havzasında (Şekil 1) çok zamanlı heyelan envanter haritaları, heyelan arşiv kayıtları ile heyelanları hazırlayıcı ve tetikleyici faktörler göz önünde bulundurularak heyelanların mekansal, zamansal ve alansal olabirliklerinin gösterildiği heyelan tehlike haritaları üretilmiştir.

2. ÇALIŞMA ALANI

Bolkar dağlarının güney eteklerinde yer alan çalışma alanında, tabanda allokton olarak Mersin Ofiyolitik melanji ile Mersin Ofiyoliti birimleri gözlenmekte (Parlak ve Robertson, 2004), üzerinde ise Tersiyer yaşlı Adana basenine ait otokton birimler yer almaktadır (Şenol vd., 1998). Heyelana duyarlı Mersin Ofiyoliti ile Mersin Ofiyolitik Melanji çalışma alanın %62'sini oluşturmaktadır (Şekil 2a). Olası tehlike haritalarının en önemi bileşenlerinden birini oluşturan çok zamanlı heyelan envanter haritası (Şekil 2b) çalışma alanı için 1955, 1969, 1990 ve 2000 yıllarına ait hava fotoğrafları analizleri ile arazi çalışmaları sonucunda 1955 öncesi, 1955-1969 yılları arası aktif, 1969 olay ve 2001 olay heyelan envanter haritaları olarak oluşturulmuştur (Çil, 2009). Heyelanlar aşırı yağışların tetikleme sonucu meydana gelmekte olup, 1968-69 yıllarında heyelan sonucu 143 konut, 20001-2002 yılları arasında ise toplam 18 konut ağır hasar olarak kullanılmaz hale gelmiştir (Çan vd., 2009).



Şekil 2. Şahnadere havzası jeoloji (a) ve çok zamanlı heyelan envanter (b) haritaları (Çil 2009'dan).

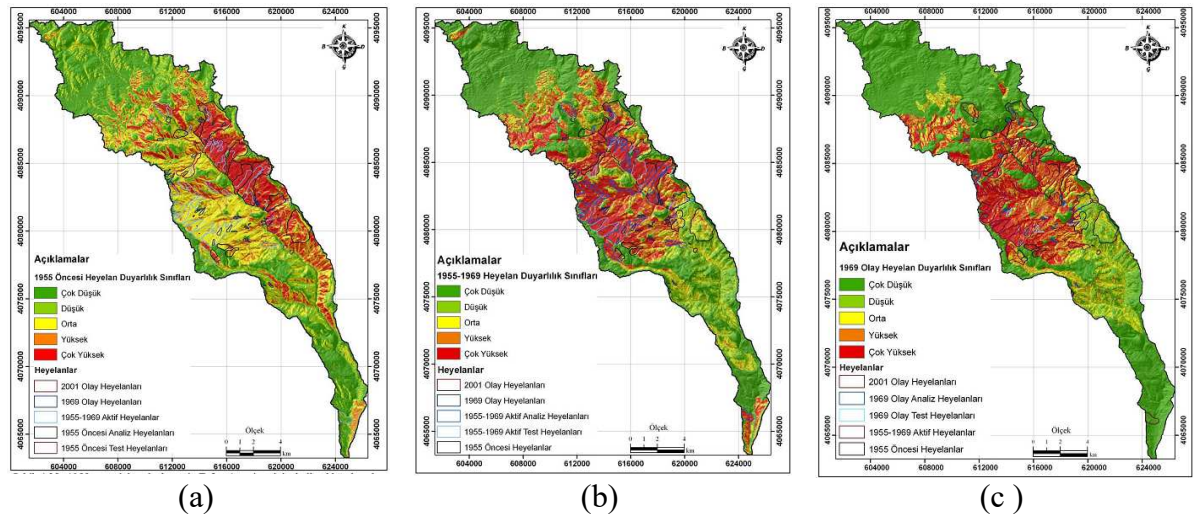
Jeoloji haritası dışında çalışma alanı için heyelanları hazırlayıcı çevresel değişkenler olarak sayısal yükseklik modeli ve türev haritaları (yamaç eğimi, yamaç yönelimi, nehir aşındırma gücü indeksi, topoğrafik nemlilik indeksi, arazi sınıflaması ve yamaç durum indeksi, düzlemsel, kesit ve teğetsel yamaç eğrilikleri) üretilmiştir. Buna göre çalışma alanında yükseklik değerleri 20-2225m arasında değişmekte, yamaç eğimleri ise vadi yamaçlarında en fazla 73 dereceye kadar çıkmaktadır.

3. HEYELAN TEHLİKE DEĞERLENDİRMELERİ

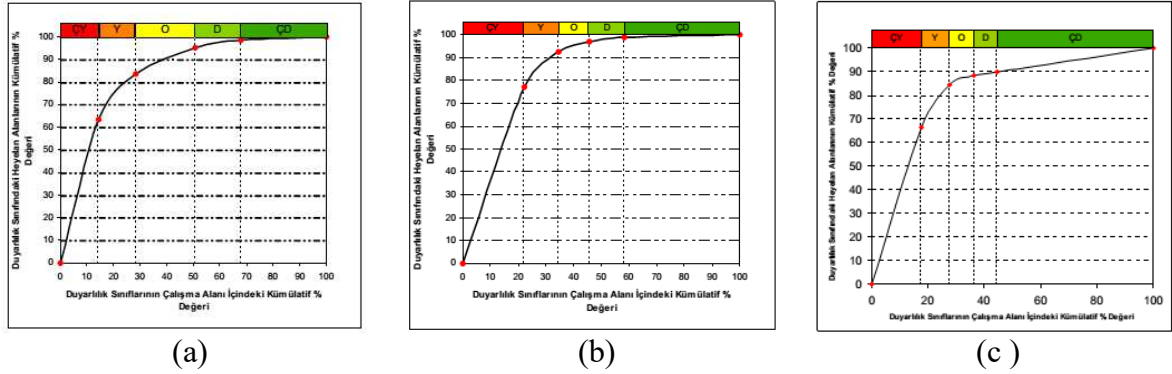
3.1. Heyelan Duyarlılık Haritaları

Jeoloji haritası dışında çalışma alanı için heyelanları hazırlayıcı çevresel değişkenler olarak sayısal yükseklik modeli ve türev haritaları (yamaç eğimi, yamaç yönelimi, nehir aşındırma gücü indeksi, topoğrafik nemlilik indeksi, arazi sınıflaması ve yamaç durum indeksi, düzlemsel, kesit ve teğetsel yamaç eğrilikleri) üretilmiştir. Buna göre çalışma alanında yükseklik değerleri 20-2225m arasında değişmekte, yamaç eğimleri ise vadi yamaçlarında en fazla 73 dereceye kadar çıkmaktadır.

Çok zamanlı heyelan envanter haritası ile heyelanları hazırlayıcı çevresel faktörlerin bir arada kullanılmasıyla 1955 öncesi ve 1955-1969 aktif ve 1969 olay heyelan envanter haritalarına ait makine öğrenme tekniklerinden mantıksal regresyon yöntemi kullanılarak duyarlılık haritaları üretilmiştir. Analizlerde kullanılan envanter haritalarının her biri yaklaşık 1/5 oranında (alansal dağılım ve piksel sayısı dikkate alınarak) rastgele seçim yöntemi ile iki gruba ayrılmıştır. İkiye ayrılan bu grubun %80'lik kısmına karşılık gelen bölümü duyarlılık analiz veri setinde; kalan %20'lik kısım ise doğrulama veri seti olarak kullanılmıştır. Bu amaçla veri setinden her bir analizde kullanılmak üzere heyelanlı piksel sayısı kadar 5 adet heyelansız piksel veri kümesi (0 olay) rastgele seçim yöntemi ile seçilmiş ve veri setleri oluşturulmuştur. Farklı dönemlere ait en yüksek kestirim kapasitesine sahip heyelan duyarlılık haritaları Şekil 3'te verilmiştir. Şekil 4'te duyarlılık haritalarının kestirim kapasitesini göstermek amacıyla, duyarlılık sınıfları içerisinde mevcut heyelanların dağılımı verilmiştir. Buna göre mevcut modellerin tamamında yüksek ve çok yüksek duyarlı sınıfların içerisinde mevcut heyelanların %80'ninden fazlası yer aldığı görülmüştür.



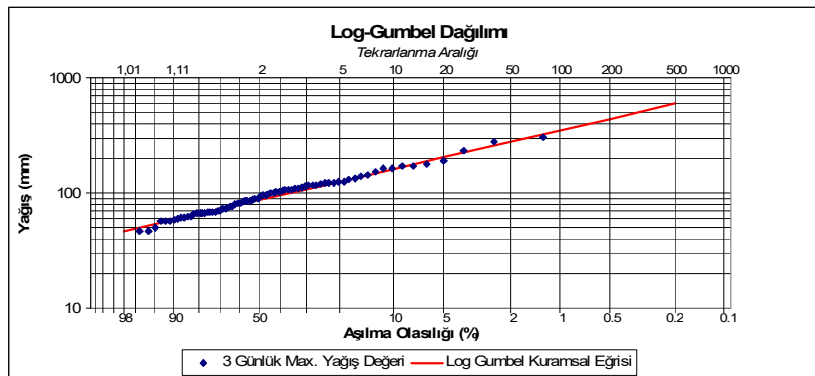
Şekil 3. 1555 öncesi (a), 1955-1969 dönemi (b) ve 1969 olay heyelan envanter (c) verilerine göre elde edilen heyelan duyarlılık haritaları.



Şekil 4. 1555 öncesi (a), 1955-1969 dönemi(b) ve 1969 olay heyelan envanter (c) verilerinin duyarlılık sınıflarına göre dağılımı.

3.2. Heyelanların Zamansal Olabilirliği

Mersin meteoroloji istasyonundan alınan 1929-2007 yılları arasındaki yıllık toplam yağış verilerinin dağılımına bakıldığında, ortalama yıllık yağışın 600 mm civarında olduğu, bölgede en yüksek yağışın 1968 yılında (1039 mm) ve en düşük yağış değerinin ise 1973 yılında (278.8 mm) meydana geldiği gözlenmiştir. 1929-2007 yılları arasındaki yağışların yıl içerisindeki aylara göre dağılımına bakıldığında ortalama aylık yağışların % 60'ının Kasım, Aralık, Ocak ve Şubat aylarında meydana geldiği en fazla ortalama aylık yağış ise 128 mm ile Aralık ayına karşılık geldiği görülmüştür. Çalışma alanında yapılan çalışmalar değerlendirildiğinde tarihi bilinen heyelan olaylarının 1968 ve 2001 Aralık aylarında gerçekleştiği belirlenmiş, toplam yağış değerleri sırasıyla 400 mm ve 600 mm'nin üzerinde ölçülmüştür. Bu yağış değerlerinin 600 mm ortalama yıllık toplam yağış değerleri ile karşılaştırıldığında oldukça ekstrem yağış olayları olduğu sonucuna varılmıştır. Heyelanları tetikleyen yağış olaylarında, heyelanların meydana geldiği günün öncesindeki yağışların da göz önünde bulundurulması gerekmektedir. Bu nedenle 1929-2007 yılları arasında her yıl için 1, 3, 5, 10, 15, ve 30 günlük ekstrem yağış değerleri belirlenmiştir. 26 Aralık 1968 ve 3 Aralık 2001 tarihlerinde meydana gelen günlük yağış değerlerinin sırasıyla 199 ve 175 mm olduğu ve heyelanların da başlangıç olarak bu tarihlerden itibaren gelişmeye başladığı belirlenmiştir. Buna göre bölgede heyelanların meydana geldiği tarihlerden itibaren geriye doğru gidildiğinde 3 günlük kümülatif yağış değerlerinin 300mm'ye yaklaştığı ve bu tarihlerden 15 gün öncesine kadar yağış değerlerinde olağan üstü bir artış gözlenmemesinden dolayı 3 günlük maksimum yağış miktarı zamansal olabilirlik açısından değerlendirilmiş ve tekrarlanma aralığı 50 yıl olarak bulunmuştur. Belirlenen günlük yağış değerleri için uyum iyiliği K-S ve Ki kare testleri sonucunda en uygun olasılık yoğunluk fonksiyonunun Log_Gumbel dağılımının verdiği belirlenmiştir (Şekil 5).



Şekil 5. 3 günlük maksimum yağış değerlerinin Log-Gumbel dağılımına göre tekrarlanma aralığı ve aşılma olasılığı ilişkisi.

Buradan Poisson kesikli olasılık yoğunluk fonksiyonu ile 5, 10, 25, 50 ve 100 yıl için aşılma olasılıkları sırasıyla, 0.10, 0.18, 0.39, 0.63 ve 0.86 olarak belirlenmiş ve heyelanların zamansal olabilirliği için elde edilen bu değerler kullanılmıştır.

3.3. Heyelanların Alansal Olabilirliği

Heyelan olaylarının alansal olabilirlik parametresi, heyelanların veya kendiliğinden meydana gelen doğa olaylarının hangi büyüklükte olacağını tahmin etme amacı ile frekans - büyüklük dağılımları ile ilişkilendirilerek bulunabilmektedir (Malamud vd., 2004). Heyelan envanter haritası kullanılarak Eşitlik 1 kullanılarak sırasıyla heyelan alansal büyüklüğü ile olasılık yoğunluk değerleri hesaplanmıştır (Şekil 6a). Daha sonra Eşitlik 2 kullanılarak olasılık yoğunluğuna uygun üç parametrelili ters gama dağılımı olarak bilinen olasılık yoğunluk fonksiyonu hesaplanmıştır.

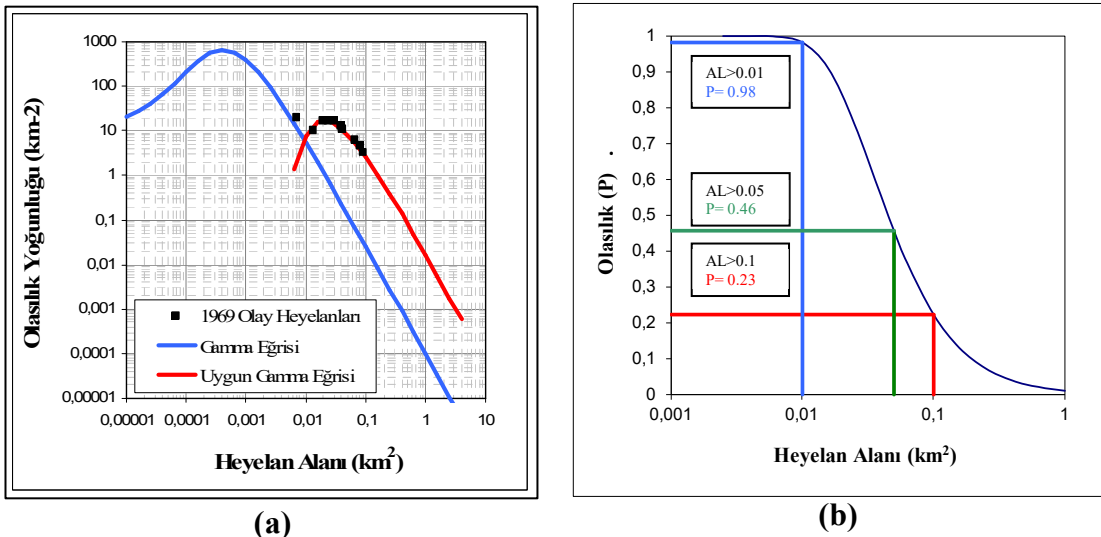
$$p(A_L) = \frac{1}{N_{LT}} \frac{\delta N_{CL}}{\delta A_L} \quad (1)$$

Burada, N_{CL} belirli alan aralığında toplam heyelan sayısı, olay envanter heyelan N_{LT} tamamlanmış heyelan envanter haritasındaki toplam heyelan sayısı, A_L ise heyelan alanıdır.

$$P(A_L; \rho, a, s) = \frac{1}{a \Gamma(\rho)} \left(\frac{a}{A_L - s} \right)^{\rho+1} \exp\left(- \frac{a}{A_L - s} \right) \quad (2)$$

Burada a, maksimum olasılığı kontrol eden değeri, s parametresi küçük ölçekli heyelanları kontrol eden parametre değeri, p ise büyük ve orta ölçekli heyelanları kontrol eden parametre değeridir.

Elde edilen olasılık yoğunluk değerleri Eşitlik 2'de verilen üç parametrelili ters gama olasılık yoğunluk fonksiyonuna uyumlu hale getirilmiştir. Uygun gama eğrisinin parametreleri çalışma alanı için $a=0.049 \text{ km}^2$, $s=4. \times 10^{-5} \text{ km}^2$ $p=1.4$ olarak bulunmuştur. Elde edilen olasılık yoğunluk fonksiyonu kullanılarak çalışma alanında belirli bir alandan daha büyük bir heyelanın oluşması için aşılma olasılıkları değerleri hesaplanarak, sırasıyla 0.1 km^2 , 0.05 km^2 , 0.01 km^2 'den büyük bir heyelanının gerçekleşme olasılığı 0.23, 0.46, 0.98 olarak bulunmuştur (Şekil 6b).

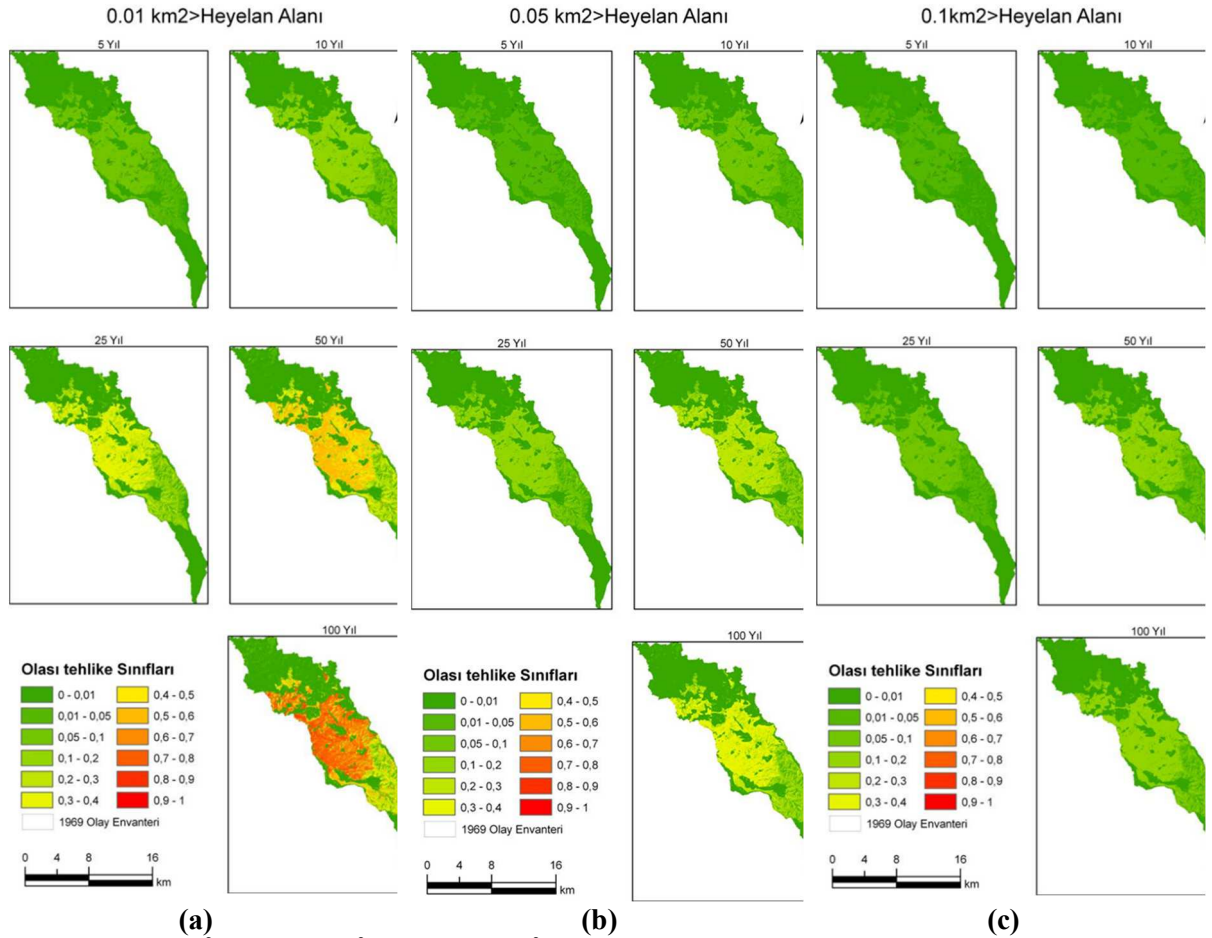


Şekil 6. Çalışma alanı için üretilen uygun gama eğrisi (a) ve çalışma alanı için üretilen üç parametrelili ters gama olasılık eğrisi(b).

Heyelan olası tehlike değerlendirmesinde 1969 olay heyelan envanter haritası ile üretilen heyelan duyarlılık haritası kullanılmıştır. Söz konu duyarlılık haritasının kullanılmasındaki sebep, heyelan olası

tehlike değerlendirmesinde heyelanların alansal olabilirlilik değerinin aynı heyelan envanter haritasından üretilmesi zorunluluğundan kaynaklanmaktadır.

Sonuç olarak olası tehlike haritaları literatürde Varnes (1984)'ün önerdiği ve Guzzetti vd. (1999) tarafından geliştirilen tanıma uygun olarak 5, 10, 25, 50 ve 100 yıllık heyelan aşılma olasılıklarına ve farklı alansal büyüklüklere (0.1 km^2 , 0.05 km^2 ve 0.01 km^2) sahip heyelanların oluşma olasılıklarına göre heyelan olaylarının mekansal, zamansal ve alansal olabilirliliğini bir arada gösterecek şekilde elde edilmiştir (Şekil 7). Heyelan olası tehlike haritalarından görüleceği üzere zaman aralığı arttıkça heyelan olma olasılıkları da artmaktadır. Bu göreceli artış küçük ölçekli heyelanlar için daha büyük, büyük ölçekli heyelanlar için ise görece daha azdır. Bunun sebebi ise kendiliğinden meydana gelen doğa olaylarının tanımlanmasında kullanılan güç yasası dağılımından kaynaklanmaktadır. Çalışma alanı için üretilen heyelan olası tehlike haritaları da bu özelliği kendi bünyesinde barındırmaktadır. Literatürde heyelan duyarlılık çalışmalarının heyelan tehlike çalışmalarından çok fazla olduğu görülmektedir. Bunun nedeni çok zamanlı heyelan envanter haritalarının ve uzun bir zaman aralığında geçmişe ait heyelanların zamansal olabilirliliğine ilişkin yeterli düzeyde veri olmamasından kaynaklanmaktadır. Günümüzde Uzaktan Algılama teknolojileri ve insansız hava araçlarının yaygın olarak kullanılması sonucu bu eksikliklerin giderilerek, uygun verilerin kısa sürede elde edilebileceği yanı sıra yapısal hasarların da kayıt altına alınarak hasar görebilirlik verileri ile birlikte heyelan risk değerlendirmelerinde önemli aşamaların alınacağı düşünülmektedir.



Şekil 7. 0.01 km^2 (a), 0.05 km^2 (b) ve 0.1 km^2 'den (c) büyük heyelanların farklı zaman aralıkları için olası tehlike haritaları.

4. SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Çalışma alanı içerisinde heyelanlar aynı bölgede tekrarlanarak afete dönüşmektedir. Buna göre bölgede 1968-1969 yıllarında 143 adet konut, 2001 Aralık ayında ise mevcut heyelanların tekrar aktivite kazanması sonucu 18 adet konut heyelandan ağır hasar görmüştür. Çok zamanlı heyelan envanter haritasına göre çalışma alanında toplam alanı 38.64 km² olan 99 adet kayma türü heyelan tespit edilmiştir. Çok zamanlı heyelan envanter haritası kullanılarak bölgenin mekansal olabirliğini tanımlamak için 3 farklı dönemi içeren duyarlılık haritaları üretilmiştir. Olası tehlike harita üretiminde kullanılmak üzere yağış frekans analizleri yapılarak heyelanları tetikleyen yağışların tekrarlanma aralığı 50 yıl olarak hesaplanmıştır. Heyelan olaylarının 5, 10, 25, 50 ve 100 yılda aşılma olasılıkları ise Poisson dağılımı ile hesaplanmıştır. Heyelanların alansal büyüklük tahminleri ise üç parametrelili ters gamma olasılık yoğunluk fonksiyonu kullanılarak 0.1, 0.05 ve 0.01 km² den büyük heyelan olma olasılıkları hesaplanmıştır. Sonuç olarak mekansal, zamansal ve alansal olabirlilik değerleri dikkate alınarak heyelan olası tehlike haritaları üretilmiştir. Elde edilen olası tehlike haritalarının bölgede yapılacak risk azaltma çalışmalarına temel teşkil edeceği ve olası kayıpların önlenmesi amacı ile yer seçimi çalışmalarında kullanılması önerilmektedir.

5. KATKI BELİRTME

Bu çalışma TÜBİTAK (#107Y108) ve Çukurova Üniversitesi BAP Birimi (#MMF2008YL26) tarafından desteklenmiştir.

6. KAYNAKLAR

- Corominas, J., van Westen, C., Frattini P., Cascini, L., Malet, J.P., Fotopoulou, S., Catani, F., Van Den Eeckhaut, M., Mavrouli, O., Agliardi, F., Pitolakis, K., Winter, M.G., Pastor, M., Ferlisi, S., Hervás, J., Smith, J.T., 2014. Recommendations for the quantitative analysis of landslide risk. *Bull Eng Geol Environ* 73:209–263. <https://doi.org/10.1007/s10064-013-0538-8>
- Corominas, J., Guzzetti, F., Lan, H. Macciotta, R., Marunteranu, C., McDougall S., Storm, A., 2023. Revisiting landslide risk terms: IAEG commission C-37 working group on landslide risk nomenclature. *Bull Eng Geol Environ* 82, 450 (2023). <https://doi.org/10.1007/s10064-023-03474-z>
- Çan, T., Çil, E., Mazman, T., Duman, T. Y., 2009. Şahnadere (Mersin) su toplama havzasının heyelan duyarlılık değerlendirmesi ve doğruluğu. 62. Türkiye Jeoloji Kurultayı, Bildiri Özleri 360-361, Ankara, Nisan 13-17.
- Çil, E., 2009. Erdemli (Mersin) Yöresinin Coğrafi Bilgi Sistemleri Tabanlı heyelan Olası Tehlike Değrlendirmesi. Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Jeoloji Mühendisliği Anabilim Dalı, Yüksek Lisans Tezi, 142 Sayfa, Adana.
- Fell, R., Corominas, J., Ch, B., Cascini, L., Leroi, E., Savage, W.Z., 2008. Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning on behalf of the JTC-1 Joint Technical Committee on Landslides and Engineered Slopes. *Engineering Geology*, 102 (2008), 85–98.
- Guzzetti, F., Carrara, A., Cardinali, M., Reichenbach, P., 1999. Landslide hazard evaluation: a review of current techniques and their application in a multi-scale study, central Italy. *Geomorphology* 31:181–216. <https://doi.org/10.1016/s0169-555x>
- Guzzetti, F., 2021. On the prediction of landslides and their consequences. In: Sassa K, Mikoš M, Sassa S, Bobrowsky PT, Takara K, Dang K (eds) *Understanding and Reducing Landslide Disaster Risk: Volume 1 Sendai Landslide Partnerships and Kyoto Landslide Commitment*. Springer International Publishing, Cham, pp 3–32. https://doi.org/10.1007/978-3-030-60196-6_1
- Parlak, O., ve Robertson, A., 2004. The ophiolite-related Mersin Melange, southern Turkey: its role in the tectonic-sedimentary settings of Tethys in the Eastern Mediterranean region. *Geol. Mag.* 141 (3) 257-286.
- Şenol, M., Şahin, Ş., Duman, T.Y., Albayrak, Ş., Akça, İ. ve Taşkın Ş., 1998. Adana-Mersin Dolayının Jeoloji Etüt Raporu (1/100 000 ölçekli O33 paftası). MTA Rapor No:10098. Ankara.
- Van Westen, C.J., Van Asch, T.W.J., Soeters, R., 2006. Landslide hazard and risk zonation; why is it still so difficult *Bull Eng Geol Environ*, 65:167–184.
- Varnes, D.J., 1984. *Landslide hazard zonation: a review of principles and practice*. IAEG Commission on Landslides and other Mass-Movements. UNESCO Press, Paris.

Doğal Yapı Malzemeleri ve Agregalar /
Natural Building Materials and Aggregates

Donma-Çözünme Çevrimlerinin Doğaltaşların Eğilme Dayanımı Üzerine Etkisinin Araştırılması

Investigation of the Effect of Freeze Thaw Cycles on Flexural Strength of Natural Stones

Sefer Beran ÇELİK^{1,*}, Kazim GİRESON², İbrahim ÇOBANOĞLU¹

¹ Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Denizli

² Pamukkale Üniversitesi Kale MYO Madencilik ve Maden Çıkarma Bölümü, Kale Denizli
(* scelik@pau.edu.tr)

ÖZ: Eğilme dayanımı, özellikle taban kaplaması olarak kullanılan doğaltaşlar için oldukça önemli bir mekanik parametredir. Bu parametre göz önüne alınmadan yapılan doğaltaş kullanım yeri seçimi sonucunda öngörülen süreden daha kısa sürelerde kırılma ve parçalanmalar gerçekleşerek doğaltaşlar işlevsiz hale gelebilmektedir. Bu durum ekonomik kayıp ve sınırlı doğaltaş kaynaklarının daha hızlı tüketilmesine yol açmaktadır. Donma-çözünme (DÇ) çevrimlerinin etkili olduğu soğuk iklim bölgelerinde görülen bozunma, eğilme dayanımı üzerinde etkili bir süreçtir. Eğilme dayanımının donma ve çözünme (DÇ) süreçlerinden etkilenmesi üzerine çok sınırlı araştırmaların yapıldığı bilinmektedir. Bu çalışma kapsamında Batı Anadolu'dan seçilen dört karbonat kaya grubundan örnekleme yapılarak DÇ deneyleri gerçekleştirilmiştir. 120 DÇ çevrimi sonuna kadar örneklerin bozunma durumları ve eğilme dayanımları izlenmiştir. Gerçekleştirilen bu çalışma ile eğilme dayanımının yaklaşık %29'a varan değerlerde düştüğü belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Bozunma, Doğaltaş, Donma-çözünme, Eğilme dayanımı

ABSTRACT: Flexural strength is a very important mechanical parameter, especially for natural stones used as floor claddings. Selecting the natural stones for various projects without taking this parameter into consideration, natural stones may become dysfunctional as a result of breakage and disintegration in shorter periods than expected. This situation leads to economic loss and faster consumption of limited natural stone resources. Deterioration, which occurs in cold climate regions where freezing and thawing (FT) cycles are effective, is a process that has an impact on flexural strength. It is known that very limited research has been conducted on the effect of freeze-thaw cycles on the flexural strength. Within the scope of this study, FT experiments were carried out by sampling four carbonate rock groups selected from Western Anatolia. Degradation and flexural strengths of the samples were monitored until the end of 120 FT cycles. As a result of the findings, decreases up to about 29% in flexural strength decreases were obtained.

Keywords: Weathering, Natural stone, Freeze-thaw, Flexural strength

1. GİRİŞ

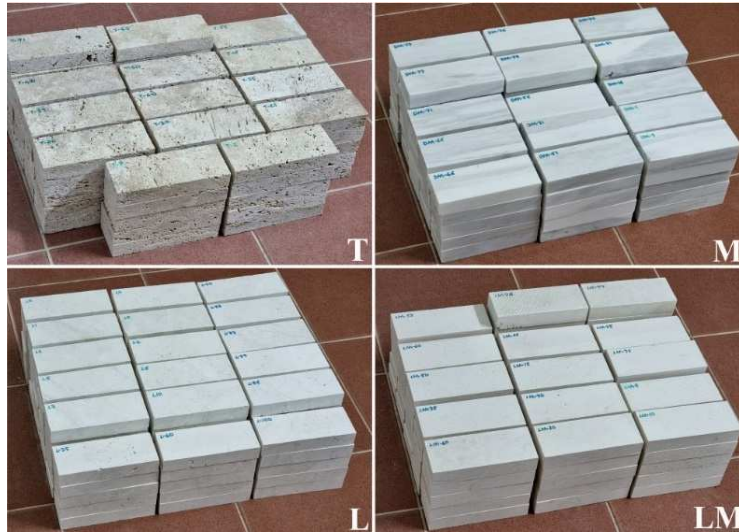
Kayaçların soğuk iklim bölgelerindeki maruz kaldıkları donma-çözünme (DÇ) çevrimlerinden olumsuz olarak etkilendiği bilinmektedir. DÇ çevrimleri fiziksel bozunmaya yol açarak kayaçları zayıflatmakta ve devam eden çevrimler boyunca bütünlüklerini kaybederek parçalanmalarına neden olmaktadır. Taban ve yüzey kaplama taşı olarak seçilen doğaltaşlar eğer yeterli eğilme dayanımı (ED) direncine sahip değilse öngörülen sürelerden daha kısa sürelerde parçalanarak işlevsiz hale gelebilmektedir. Bu durum yüksek onarım maliyetlerinin ortaya çıkmasına ve ayrıca sınırlı doğaltaş rezervlerinin hızlı tüketilmesine neden olmaktadır. Doğaltaşlarda tek eksenli sıkışma dayanımının DÇ çevrimleri etkisindeki düşüşü üzerine oldukça fazla sayıda çalışma bulunmaktadır. Bu çalışmalarda genel olarak belirli bir bölgede kullanılacak doğaltaşlar için öngörülen DÇ çevrim sayıları örneklere uygulanmakta ve DÇ çevrimleri sonunda elde edilen parametreler taze örnekler ile karşılaştırılarak bir değerlendirme yapılmaktadır.

Yük taşıyan eleman olarak kullanılan doğaltaşlar için tek eksenli sıkışma dayanımı önemliyken, yüzey kaplama taşı olarak kullanılan levha şeklindeki doğaltaşlar için ise maruz kaldıkları yüklere bağlı olarak gelişen çekme gerilmelerinin kontrol ettiği eğilme dayanımı önem kazanmaktadır (Marini vd., 2017). Eğilme dayanımının DÇ çevrimlerinden etkilenmesini konu alan ve eğilme dayanımındaki düşüşün ortaya konduğu çalışma sayısı ise çok sınırlıdır. Akbulut (2022), 4 farklı renkli Ahlat ignimbiritinin 10, 30 ve 50 DÇ'lik çevrimleri sonrasında birim hacim ağırlığı, açık gözeneklilik, ağırlıkça su emme, sonik dalga hızı, tek eksenli sıkışma dayanımı ve eğilme dayanımı parametrelerindeki değişiklikleri araştırmıştır. 50 DÇ çevrimi sonunda ED değerlerinde %24 ile %38 arasında önemli miktarda azalma olduğunu belirtmiştir. Noor-E-Khuda ve diğ. (2017), Avustralya'dan 3 farklı granit örneği üzerinde yaptıkları çalışmada, 100 DÇ çevrimi sonunda ED değerlerinde %16.7-28.5 arasında değişen bir düşüm tespit etmişlerdir.

Bu çalışma kapsamında Batı Anadolu'nun çeşitli bölgelerinden gerek yurt içinde kullanılan ve gerekse de yurt dışına çeşitli bölgelere ithal edilerek yaygın olarak kullanılan traverten (T), kireçtaşı (L), sparitik kireçtaşı (LS) ve mermer (M) örnek grupları seçilmiştir. Örnekler 14, 28, 56, 84 ve 120 DÇ çevrimine tabi tutulmuş ve ED değerlerindeki düşüm izlenmiştir. Elde edilen bulgular eğilme dayanımının DÇ çevrimlerinden kaynaklanan fiziksel bozunmadan önemli ölçüde etkilendiğini ortaya koymuştur.

2. MALZEME VE YÖNTEM

Batı Anadolu'nun 4 farklı bölgesinden seçilmiş doğaltaş gruplarından örnekleme yapılmıştır. Örnek grupları mermer (M, Balıkesir), kireçtaşı (L, Burdur), sparitik kireçtaşı (LS, Antalya) ve travertendir (T, Denizli). Örnekler TS EN 12372 (2013) standardı doğrultusunda levha örnekler olarak hazırlanmış ve kırık, çatlak içermemesine dikkat edilmiştir (Şekil 1). Tüm deneysel çalışmalar Pamukkale Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği Laboratuvarlarında gerçekleştirilmiştir.



Şekil 1. Hazırlanan örneklerin toplu görünümü.

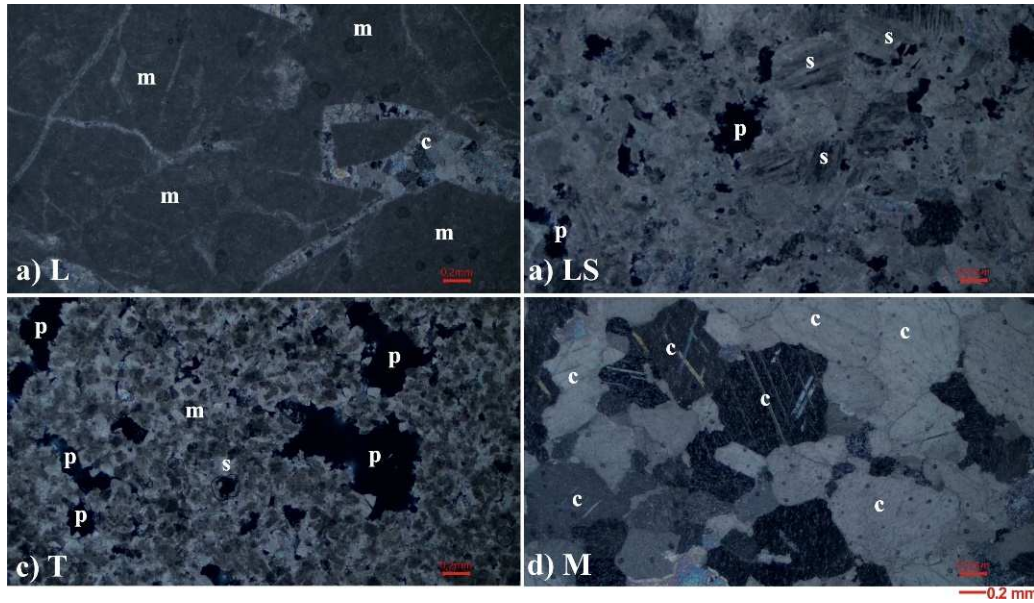
Örnek gruplarının mineralojik bileşimleri şu şekildedir.

Kireçtaşı (L): Beyaz renkli ve ince kristallidir. Mikritik doku göze belirgindir. Kayacın temel bileşenini mikrokristalen kalsit (mikrit) oluşturmaktadır. Mikritler, kayacın ~% 85'ini oluşturmakta olup homojen bir dağılım sunmaktadır. Kayaç üzerinde yaygın şekilde ikincil sparikalsit dolgular gözlenmektedir (Şekil 2a).

Sparitik kireçtaşı (LS): Krem renkli ve ince kristallidir. Mikroskop altında incelendiğinde, belirgin bir sparitik doku göze çarpmaktadır. Taneli yapı karakteristiktir. Kayaç içerisinde gözlenen boşluklar genellikle dolgunsuz olarak gözlenmektedir. Numune üzerinde yapılan mikroskobik tayinler sonucunda sparitik dokunun belirgin olduğu gözlenmiştir (Şekil 2b).

Traverten (T): Açık krem renkli ve ince kristallidir. Sparit ve mikrit kristallerinin bir araya geldikleri gözlenmiştir. Mikritler, tahminen kayacın ~%70'ini oluşturmakta olup genel itibariyle kayaç içerisinde homojen bir dağılım sunmaktadır. Mikritik çalı şekillerinin arasındaki boşluklar ikincil kalsitler (sparikalsitler) ile doldurulmuştur. Kalsit mineralleri yer yer polisentetik ikizlenme gösterir. Kayaç içerisinde belirgin boşluk yapıları tespit edilmiştir (Şekil 2c).

Mermer (M): Beyaz renkli ve iri kristallidir. Mikroskop altında incelendiğinde, iri kalsit mineralleri bol miktarda gözlenmektedir. Kayaçlar granoblastik dokuludur. Kalsit genellikle birkaç mm boyutundaki büyüklüklerde ve çok iri kristaller halinde gözlenmektedir. Kalsit mineralleri genellikle polisentetik ikizlenme gösterirler (Şekil 2d).

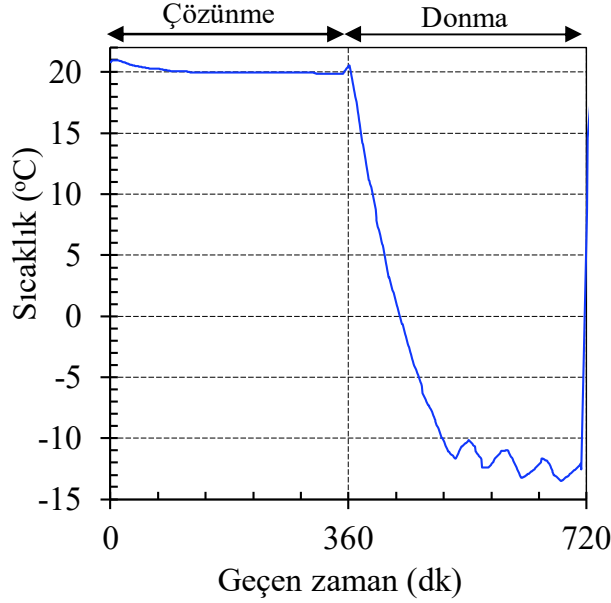


Şekil 2. L(a), LS(b), T(c) ve M(d) örnek gruplarının ince kesit görünüşleri ve temel bileşenleri (c: kalsit, m: mikrit, s: sparit, p: boşluk).

3. ARAŞTIRMA BULGULARI

3.1. Donma-Çözünme Deneyleri

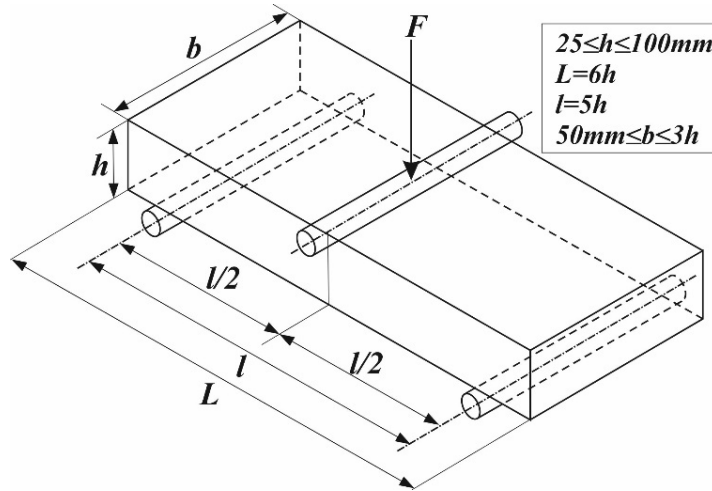
Örnek gruplarında DÇ çevrimleri etkisiyle gelişecek bozunmanın eğilme dayanımı değerlerine etkisini ortaya koymak amacıyla örneklere DÇ çevrimleri uygulanmıştır. DÇ çevrimleri 14, 28, 56, 84 ve 120 DÇ çevrimi olarak otomatik programlanabilir test sistemi kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Tüm testler 5'er örnek üzerinde gerçekleştirilmiştir. TS EN 12371 (2011) standardına uygun olarak bir DÇ çevrimi 6 saat donma (-12°C) ve devamında ise 6 saat suda çözünme (+20°C) sürecinden oluşmaktadır. Çevrimler öncesi örnekler 48 saat suda bekletilip doygun hale getirilerek çevrimlere tabi tutulmuştur. Laboratuvar koşullarında gerçekleştirilen DÇ testlerinde ilgili standartta örneğin merkezindeki sıcaklık değerinin göz önüne alınması gerektiği belirtilmiştir. Bu nedenle bir levha örnek merkezindeki sıcaklık değişimi çevrimler öncesinde izlenmiş ve cihaz bu sıcaklık değerlerini uygulayacak şekilde ayarlanmıştır (Şekil 3).



Şekil 3. DÇ çevrimi süresince levha örnek merkezindeki sıcaklık değişimi.

3.2. Eğilme Dayanımı Deneyleri

Eğilme dayanımı deneyleri TS EN 12372 (2013) standardına uygun olarak gerçekleştirilmiştir (Şekil 4). Bu standartta önerilen test yöntemi 3 nokta eğilme dayanımı veya yoğun yük altında eğilme dayanımı olarak da adlandırılmaktadır. Doğaltaşlar için ayrıca 4 nokta eğilme dayanımı deney yöntemi de farklı bir standart kapsamında önerilmiştir. Deneyler 50 kN yükleme kapasiteli yükleme hız kontrollü test cihazı kullanılarak gerçekleştirilmiştir (Şekil 5). TS EN 12372 (2013) standardında ED deneyleri için $50 \times 50 \times 300$ mm boyutlarında levha örnekleri önerilse de Şekil 4'te verilen sınırlar içerisinde kalmak koşulu ile farklı boyuttaki örnekler üzerinde de deneylerin gerçekleştirilebileceği belirtilmiştir.

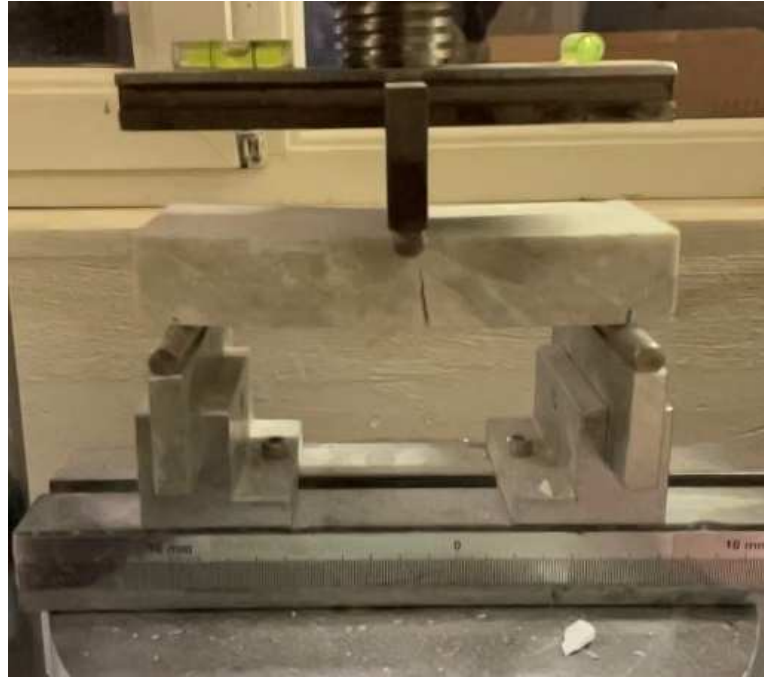


Şekil 4. Eğilme dayanımı için izin verilebilir örnek boyutları ve yükleme noktalarının konumu (TS EN 12372, 2013).

Deneysel olarak $30 \times 70 \times 180$ mm levha örnekler kullanılmıştır. Deneysel süresince yükleme hızı 0.3-0.4 MPa/s olarak seçilmiştir. Eğilme dayanımları aşağıda verilen formülle (1) hesaplanmıştır.

$$ED = \frac{3Fl}{2bh^2} \quad (1)$$

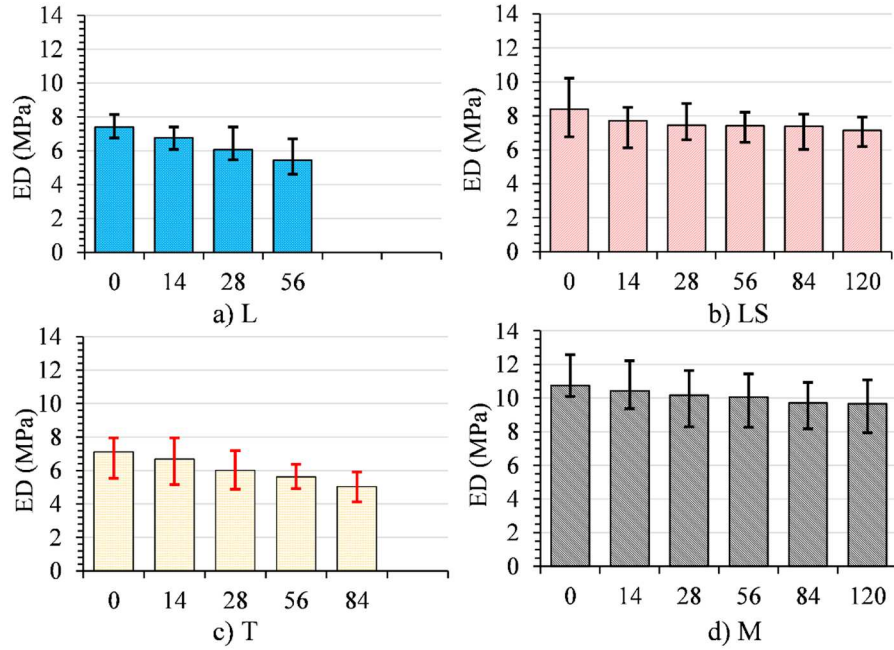
Burada, F yenilme yükü (N), b örnek genişliği (mm), h örnek kalınlığı (mm), l destek noktaları arası uzaklık (mm), ED yoğun yük altında eğilme dayanımıdır (MPa).



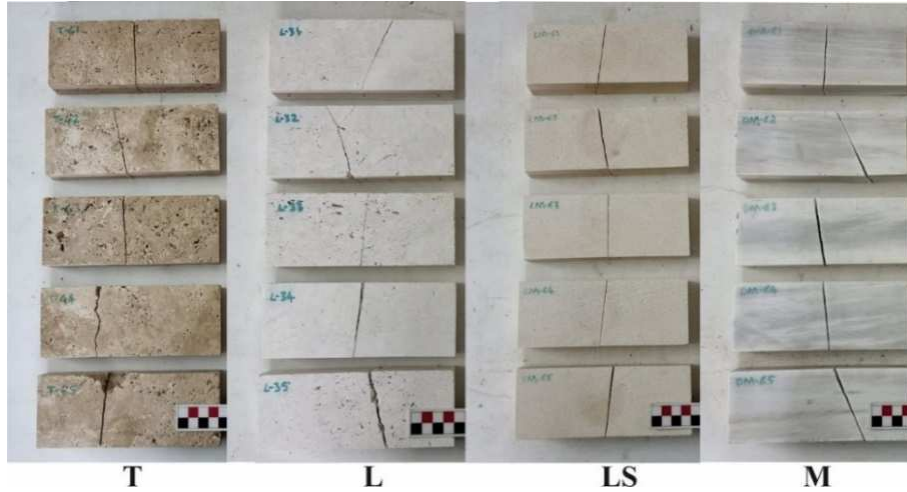
Şekil 5. ED deneyinde tipik olarak gözlenen bir kırılma anı.

3.3. Donma-Çözünme Çevrimleri ve Eğilme Dayanımı İlişkisi

Bu çalışma kapsamında 4 farklı örnek grubunun DÇ çevrimleri sonrası 3 nokta yük altında eğilme dayanımları belirlenmiş ve donma çözünme sürecinin kayalarda önemli bir parametre olan eğilme dayanımı üzerindeki etkisi değerlendirilmiştir. DÇ çevrim sayılarındaki artış ile örneklerin ED değerlerinde belirgin azalış olduğu belirlenmiştir (Şekil 6a-d). Örneklerin ED değerlerindeki değişim yüzdeleri olarak ortalama %10.1 ile %29.11 arasındadır. Artan DÇ çevrimleriyle birlikte fiziksel ve mekanik özelliklerinde önemli değişiklikler gözlenen T (traverten) örneği ise DÇ çevrimleri öncesi ED değeri ortalama 7.11 MPa değerine sahip iken, 84 donma DÇ sonunda %29.11 oranında bir azalışla 5.04 MPa değerine düşmüştür (Şekil 6c). ED değerindeki azalış oranı %10.1 ile en az olan M (mermer) örneğinin donma çözünme çevrim öncesi ortalama 10.74 MPa olan ED değeri, 120 donma çözünme çevrim sonrası ortalama 9.66 MPa değerine düşmüştür (Şekil 6d). T (traverten) örnek grubu 84 çevrim sonrasında, parçalanmış örneklerin olması nedeniyle sonraki DÇ çevrimlerine tabi tutulmamıştır. Bu örnek grubu için TS EN 12371 (2011) standartlarında tanımlanan bilgiler doğrultusunda donma çözünme deneyi sonlandırılmıştır. ED deneyleri sonrasında örneklerin görünümü Şekil 7'de verilmiştir.



Şekil 6. DÇ çevrim sayılarının artışıyla ED değerlerinde görülen azalmalar.



Şekil 7. ED deneyleri sonrası bazı kırılmış örneklerin görünümü.

4. SONUÇLAR

Çalışmada traverten (T), kireçtaşı (L), sparitik kireçtaşı (LS) ve mermer (M) olmak üzere 4 farklı örnek grubunun DÇ çevrimleri sonrası eğilme dayanımları belirlenmiş ve donma çözünme sürecinin eğilme dayanımı üzerindeki etkisi değerlendirilmiştir. Örnekler 14, 28, 56, 84 ve 120 DÇ çevrimine tabi tutulmuş ve elde edilen bulgular eğilme dayanımının donma çözünme kaynaklı fiziksel bozunmadan önemli ölçüde etkilendiğini ortaya koymuştur. Bu etkinin özellikle üzerinde yaygın şekilde ikincil sparikalsit dolguların gözlemlendiği kireçtaşı (L) ve içerisinde belirgin boşluk yapıları gözlenen traverten (T) örnek gruplarında daha belirgin olduğu belirlenmiştir. Eğilme dayanımı özellikle taban kaplaması olarak kullanılan doğaltaşlar için oldukça önemli bir mekanik parametre olarak DÇ çevrimleri etkisi altında ED değerlerinde ortalama %10.10 ile %29.11 arasında bir azalış belirlenmiştir. Elde edilen

bulgular, soğuk iklim bölgelerinde kullanılacak benzer özellikli doğal taş gruplarının maruz kalacakları DÇ çevrimleri de göz önüne alınarak seçilmelerine ışık tutacaktır. DÇ çevrimlerinin etkisinin araştırılacağı, daha fazla örnek türü üzerinde, diğer fiziksel ve mekanik özelliklerin de değerlendirildiği çalışmaların yapılması önerilir.

5. KAYNAKLAR

- Akbulut, Z.F., 2022. Investigation of the change in physical, mechanical, and microstructural properties of Ahlat ignimbrites under the effect of environment and freeze-thawing. *Arabian Journal of Geosciences*, 15(6), 472.
- Marini, P., Bellopede, R., Luodes, N.M., 2017. Influence of thickness on flexural strength under concentrated load of natural stone in relation to EN 12372. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 50(4), 417-421.
- Noor-E-Khuda, S., Albermani, F., Veidt, M., 2017. Flexural strength of weathered granites: influence of freeze and thaw cycles. *Construction and Building Materials*, 156, 891-901.
- TS EN 12371, 2011. Doğal taşlar-Deney yöntemleri-Dona dayanım tayini, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 8p.
- TS EN 12372, 2013. Doğal taşlar-Deney yöntemleri-Yoğun yük altında eğilme dayanımı tayini, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 15p.

Hafif Agregada Üretimi ve Atmosferik Etkiler Altında Duraylılık Testleri *Lightweight Aggregate Production and Stability Tests Under Atmospheric Effects*

Kenan ZORLU^{1,*}, Adil BİNAL²

¹ Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü, Ankara

² Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 06800 Beytepe-Ankara
(* adil@hacettepe.edu.tr)

ÖZ: Bu çalışmada, soğuk presleme yöntemiyle küp ve küre arasında bir şekle sahip agrega üretimi sağlayan bir kalıp tasarlanmıştır. Geliştirilen kalıpla uçucu kül agrega üretimi gerçekleştirilmiştir. Üretilen agregaların beton içerisinde kullanılabilirliği laboratuvar deneyleri ve dış ortam yaşlandırma testleriyle araştırılmıştır. Uçucu kül agregalarının nokta yükü dayanımı yaklaşık olarak 5.9 MPa olarak belirlenirken, kireçtaşı agregasının yaklaşık dayanımı 5.7 MPa olarak saptanmıştır. Ayrıca uçucu külden üretilen agregaların yoğunlukları yaklaşık 1.83 g/cm³, kireçtaşı agregalarının yoğunlukları ise 2.69 g/cm³ olarak bulunmuştur. Uçucu kül agregası içeren beton numuneler ortalama 53.6 MPa dayanım değerine sahipken, kireçtaşı agregası ile imal edilen beton numuneler için bu değer 44.2 MPa'dır.

Anahtar Kelimeler: Uçucu kül agregası, Soğuk bağlama, Kireçtaşı, Yaşlandırma deneyleri

ABSTRACT: In this study, a mould was designed to produce aggregates with a shape between a cube and a sphere using the cold pressing method. Fly ash aggregate production was carried out using the developed mould. Laboratory experiments and outdoor ageing tests determined the usability of aggregates produced. While the point load strength of fly ash aggregates was approximately 5.9 MPa, the approximate strength of limestone aggregate was 5.7 MPa. In addition, the density of the aggregates produced from fly ash was about 1.83 g/cm³, and the density of limestone aggregates was 2.69 g/cm³. Although concrete samples containing fly ash aggregate have an average strength value of 53.6 MPa, this value for concrete samples manufactured with limestone aggregate is 44.2 MPa.

Keywords: Fly ash aggregate, Cold bonded, Limestone, Ageing test

1. GİRİŞ

Günümüzde depolama sorunları nedeniyle endüstriyel atık maddelerin geri dönüşümünün sağlanması konusunda önemli çalışmalar yapılmaktadır. Son yıllarda düşük yoğunluğa sahip doğal veya yapay hafif agregalarla üretilen betonların yapı sektöründe kullanımı hızla artmaktadır (Verma vd., 1998; Chang vd., 1996; Gesoğlu vd., 2004; Harikrishnan, 2006). Doğal kaynakların kısıtlı olmasından ötürü hafif agrega katkılı beton kullanımına artan arz ve talep, araştırmacıları çevresel etmenlere ve enerji kullanımı da göz önüne alınarak yapay hafif agrega üretimine sevk etmiştir. Buna bağlı olarak uçucu kül gibi endüstriyel atık maddeler yapay hafif agrega üretiminde kullanılmaya başlanmıştır.

Çalışma kapsamında Yatağan termik santralinden alınmış uçucu kül ile hafif-iri agrega üretimi yapılmıştır. Agregada üretimi için 18 mm çapında soğuk presleme yöntemiyle küp ve küre geometrisi arasında bir şekle sahip agrega üretimi sağlayan kalıp tasarlanmıştır. Bu sayede kaya birimlerinin müsait olmadığı çeşitli alanlarda (inşaat vb.) yeni bir agrega kaynağı alternatifi sunulması amaçlanmıştır. Geliştirilen kalıpla kimyasal malzeme kullanılmadan ve ısı işlemi (sinterleme) uygulanmadan presleme yöntemi kullanılarak uçucu kül agrega üretimi gerçekleştirilmiştir. Üretilmiş agregalar başta uçucu kül olmak üzere; Portland çimentosu ve sudan oluşan homojen karışımla üretilmiştir. Üretilen agregaların beton içerisinde kullanılabilirliği laboratuvar ve dış ortam deneyleri ile araştırılmıştır.

2. MALZEME

2.1. Çimento

Üretimi yapılan beton serilerinin ve hafif iri agregaların tamamında, Bolu Çimento Fabrikasından temin edilen CEM I 42,5 R Portland çimentosu kullanılmıştır. Çimentoya ait fiziksel, kimyasal ve mekanik özelliklerini gösteren deney sonuçları Çizelge 1-3'te verilmiştir. Kimyasal analiz TS EN 196-2, fiziksel testler TS EN 196-3 ve TS EN 196-6, dayanım deneyimleri ise TS EN 196-1 standartlarına uygun yapılmıştır. Çimento TS EN 197-1 standardına uygundur.

Çizelge 1. Deneylerde kullanılan CEM I 42,5 R çimentosunun fiziksel özellikleri.

Priz Süresi (Vicat)	Başlama (dakika)	140
	Bitiş (dakika)	160
Hacim Genleşmesi (Le Chatelier) (mm)		1
	Özgül Yüzey (Blaine) (cm ² /gr)	4663
İncelik	45 µm elek kalıntısı (%)	-
	90 µm elek kalıntısı (%)	4.08

Çizelge 2. Deneylerde kullanılan CEM I 42,5 R çimentosunun kimyasal özellikleri.

Kimyasal bileşimin tanımı	Kimyasal bileşimin yüzdesi
SiO ₂	18.95
Al ₂ O ₃	5.32
Fe ₂ O ₃	4.07
CaO	64.72
MgO	1.35
SO ₃	2.9
Na ₂ O	0.16
K ₂ O	0.51
Serbest CaO	1.52
Çözünmeyen kalıntı	0.63
Kızdırma kaybı	3.83

Çizelge 3. Deneylerde kullanılan CEM I 42,5 R çimentosunun mekanik özellikleri.

Kür Süresi (Gün)	Tek eksenli sıkışma dayanımı (MPa)
7	44.6
28	55.3
90	62.4

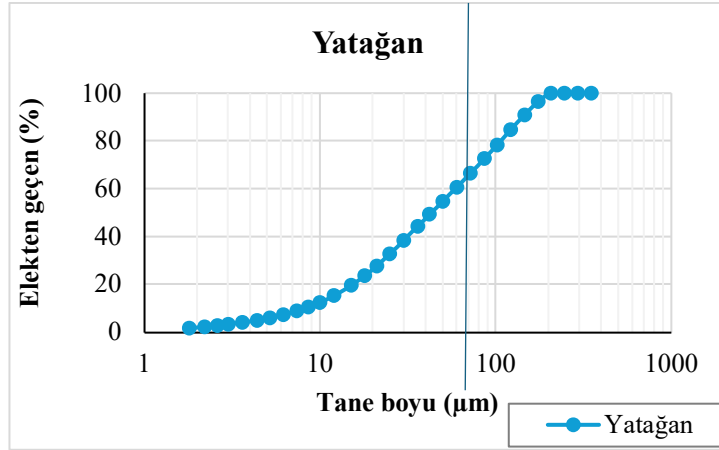
2.2. Uçucu Kül

Çalışma kapsamında kullanılan uçucu kül Yatağan termik santralinden temin edilmiştir Türkiye Çimento Müstahsilleri Birliği' nin yapmış olduğu kimyasal analiz ve standartlara uygunluk ölçütlerine göre (Çizelge 4), Yatağan uçucu külünün TS EN 197-1 standardına göre reaktif kireç miktarı yaklaşık %10 olması nedeniyle W (kireçli uçucu kül) sınıfına girmektedir. ASTM C 618 standardına göre de CaO içeriğinin %10'dan fazla olması nedeniyle kireçli kül sınıfına, SiO₂+Al₂O₃+Fe₂O₃ (S+A+F) değerinin de %70'in üzerinde olmasından dolayı da F sınıfı uçucu kül (silissi) sınıfına girmektedir. Bu

sınıflamalara göre Yatağan uçucu külünün her iki sınıf için de limitte olduğu düşünülmüştür. Yatağan uçucu külü, TS 639 ve ASTM C618 standartlarındaki $SiO_2+Al_2O_3+Fe_2O_3>70$ olması şartını da sağlamaktadır. Yatağan termik santralinden temin edilen uçucu küle ait tane boyu grafiği Şekil 1'de verilmiştir.

Çizelge 4. Yatağan uçucu külüne ait kimyasal analiz sonuçları.

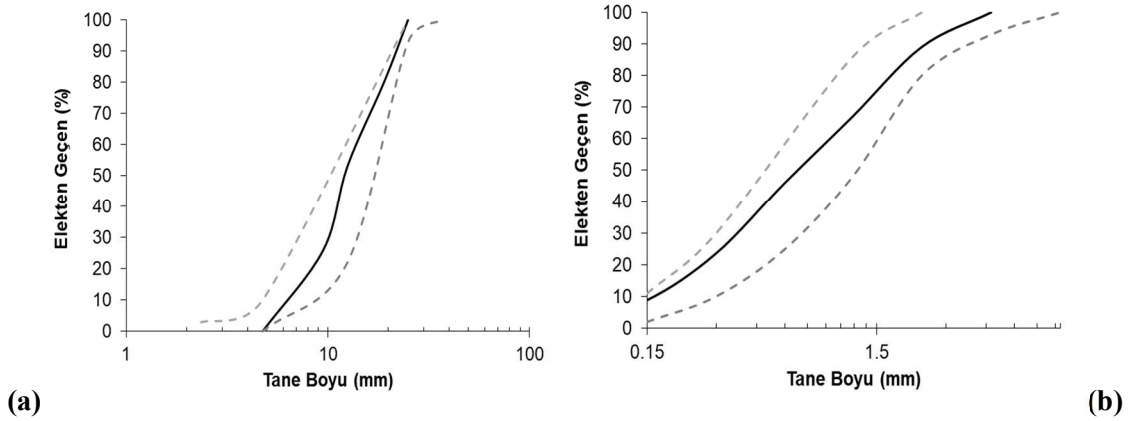
Oksit (%)		Standartlara Uygunluk Sınırları					
		TS EN 450	TS EN 197-1		TS 639	ASTM C 618	
			V	W		F	C
SiO ₂	51.5						
Al ₂ O ₃	23.08						
Fe ₂ O ₃	6.07						
S+A+F	80.65			>70.00	>70.00	>50.00	
CaO	10.53						
MgO	2.42			<5.00			
SO ₃	1.32	<3.00		<5.00	<5.00	<5.00	
K ₂ O	2.54						
Na ₂ O	0.77						
Kızdırma Kaybı	1.06	<5.00	<5.00	<5.00	<10.00	<6.00	
Cl ⁻	0.003	<0.10					
Serbest CaO	0.99	<1.00					
Reaktif SiO ₂	26.69	>25.00	>25.00	>25.00			
Reaktif CaO	9.02		<10.00	>10.00			



Şekil 1. Uçucu kül tane boyu dağılım grafiği.

2.3. Kireçtaşı

Kireçtaşı ocağından temin edilen kireçtaşı blokları balyoz kullanılarak küçük parçalar haline getirildikten sonra, çeneli kırıcı ile kırılıp elenerek agrega olarak kullanılabilir hale getirilmiştir. Tane yüzdelerinde oynamalar yapılarak iri ve ince malzeme tane boyu dağılım grafikleri standart sınırlar içine getirilmiştir (Şekil 2a-b).



Şekil 2. a) Beton karışımında kullanılan iri taneli malzeme tane boyu dağılımı grafiği (Kesikli çizgiler standart alt ve üst sınırlar), b) ince taneli malzeme tane boyu dağılımı grafiği.

3. AGREGA ÜRETİM KALIBI TASARIMI

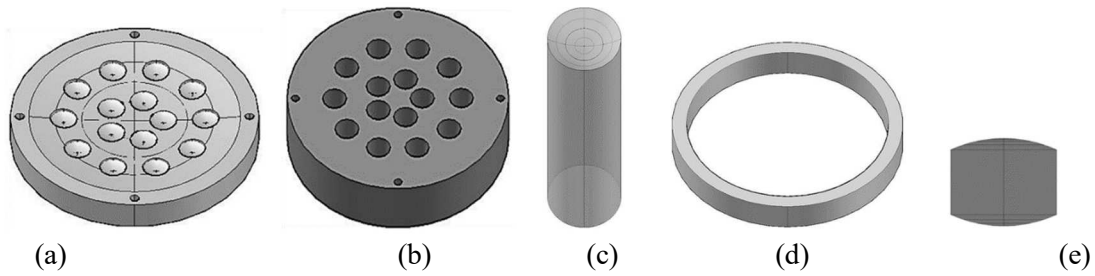
18 mm çapında soğuk presleme yöntemiyle küp ve küre geometrisi arasında bir şekle sahip uçucu külden agrega üretimi için kalıp tasarlanmıştır ve soğuk bağlama yöntemiyle uçucu külden hafif-iri agrega üretilmiştir. Geliştirilen kalıpla hiçbir kimyasal malzeme kullanılmadan ve ısı işlem uygulanmadan presleme yöntemiyle uçucu kül agrega üretimi yapılmıştır. Geliştirilen bu kalıpta 15 adet silindirik boşluklardan ve çubuklardan oluşmaktadır.

a) İstenilen boyutlarda agregalar üretebilmek için kalıp tasarımı gerçekleştirilmiştir. Tasarlanan kalıp alt plaka, üst plaka ve pres çubukları olmak üzere üç parçadan oluşmaktadır (Şekil 3a-c).

b) Preslenmiş olan agregayı kalıptan çıkarmak için çelik halka tasarlanmıştır (Şekil 3d).

c) İşlenebilirliği kolay ve dayanımı yüksek bir beton üretebilmesi için agregaların şeklinin küp ile küre arasında bir geometriye sahip olmasına dikkat edilmiştir (Şekil 3e).

d) Kalıp tasarımı sırasında karışım suyunun presleme esnasında rahat drene olabilmesi amacıyla kalıbın alt plakasına dren delikleri açılmıştır. (Şekil 3a).

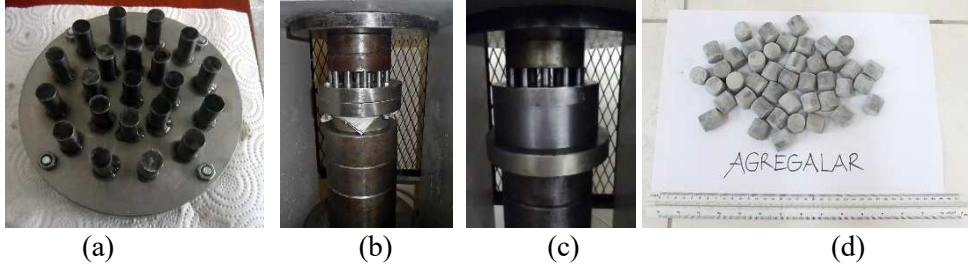


Şekil 3. a) alt plaka, b) üst plaka, c) pres çubukları, d) kalıp içinden örnek çıkarma halkası, e) örnek geometrisi

3.1. Agrega Üretimi

Agregalar başta uçucu kül olmak üzere, Portland çimentosu ve sudan oluşan homojen karışımla üretilmiştir. Üretim aşamaları:

- a) Uçucu kül, bağlayıcı malzeme (çimento) ve su kullanılarak bir karışım oluşturulur. Alt plaka ve üst plaka vidalar yardımı ile birbirine sabitlenir.
- b) Harç karıştırıcıda hazırlanan, çimento, su ve uçucu kül karışımı, kalıbın agrega haznelerine eşit miktarlarda bir geniş ağızlı enjektör vasıtasıyla yerleştirilir.
- c) Uçucu kül karışımı agrega haznelerine eklendikten sonra yük bindirme çubukları kalıba yerleştirilir (Şekil 4a).
- d) Kalıp pres makinesine konulur ve 10 dakika süresince pres altında bekletilir.
- e) Preslenmiş uçucu kül agregalarını, kalıp haznesinden çıkarmak için, kalıbın alt plakası çıkarılır. Üst plakanın altına, agrega çıkarma halkası yerleştirilir.
- f) Üst plakadan agregaları çıkarmak için içi boş bir silindirik halka kullanılarak tekrar presleme işlemi yapılmıştır (Şekil 4c).
- h) Bu işlemler sonucunda belirlenen boyutlarda uçucu külden agregalar elde edilmiştir (Şekil 4d).



Şekil 4. a) Kalıp içinde örnekler ve yükleme çubukları, b) presleme aşaması, c) üst kalıp içindeki preslenmiş örneklerin çıkarılması d) presleme işlem sonucu agrega örnekleri (Zorlu, 2017).

3.2 Uçucu Kül Agregalarının Kür İşlemleri

Cihazdan çıkarılan agregalar nemli oldukları için 48 saat havada kurumaya bırakılmıştır. Nemini kaybeden agregaların dayanımları artmaya başlamıştır. Kurumaya bırakılan agregalar 48 saatin sonunda 22 ± 3 °C sıcaklıktaki suda kür edilmiştir. Suda kür edilen örnekler daha sonra tekrar 24 saat laboratuvar ortamında (21 °C'de) havada kurutulmuştur. Kür süresince uçucu kül agregalarında herhangi bir şişme veya dağılma gözlenmemiştir. Kür süresince uçucu kül agregalarının dayanımlarında da artış gözlenmektedir. Ayrıca agregalarda herhangi bir çatlak ve dağılma gibi fiziksel değişimler gözlenmemiştir (Şekil 5).



Şekil 5. Kürlenmiş agrega taneleri.

3.3. Uçucu Kül Agregasının Fiziko-mekanik Özellikleri

Uçucu kül agregalarının örneğinin kuru yoğunluk (ρ_{dry}), doymun yoğunluk (ρ_{sat}), gözeneklilik (n) ve ağırlıkça su emme (A_s) gibi fiziksel özellikleri belirlenmiştir. Yapılan tüm bu deneyler ISRM (2016) 'da önerilen yöntemler göz önüne alınarak yapılmıştır (Çizelge 5).

Çizelge 5. Agregaların fizikomekanik özellikleri.

Agrega Türü	Fiziko-mekanik özellik	\bar{X}	σ	N
Uçucu Kül Agregası	ρ_{dry} (g/cm ³)	1.83	0.04	15
	ρ_{sat} (g/cm ³)	2.03	0.04	15
	n (%)	19.48	2.97	15
	A_s (%)	10.08	1.42	15
	$I_{s(50)}$ (MPa)	5.9	2.35	12
Kireçtaşı Agregası	ρ_{dry} (g/cm ³)	2.69	0.04	8
	ρ_{sat} (g/cm ³)	2.70	0.04	8
	n (%)	0.30	0.46	8
	A_s (%)	0.11	0.17	8
	$I_{s(50)}$ (MPa)	5.7	2.01	15

3.4 Beton Üretimi

Deneylerde 150x150x150 mm ölçülerinde küp şeklindeki beton numuneler kullanılmıştır. Toplam 24 adet beton numunesi üretilmiştir. Her bir kısım kalıba yerleştirildikten sonra vibrasyon ve perdelama işlemi uygulanarak betonun iyi bir şekilde yerleşmesi sağlanmıştır (Şekil 6). Beton numuneler laboratuvar ortamında açık yüzeyleri ıslak bez ile kapatılarak 24 saat bekletilmiştir. Laboratuvar koşullarında 24 saat bekletilen numuneler, kalıplardan söküldükten sonra, 22±3 °C sıcaklıktaki kür havuzuna konulmuştur. Her grubun numuneleri 28 gün kürde kaldıktan sonra çıkarılarak ıslak ağırlıkları ve 24 saat 60 °C'de etüv fırınında bekletilerek kuru ağırlıkları belirlenmiştir. Kür süresi ve yaşlandırma deney süreleri dikkate alınarak, dökümler tek seferde değil, daha önceden belirlenen zamanlarda yapılmıştır.



Şekil 6. Uçucu kül agregalı beton örneği.

4. DIŞ ORTAM TESTLERİ

Beton örnekler 270 gün boyunca atmosferik (nem, toz vb.), meteorolojik ve mevsimsel değişiklikler gibi farklı koşullara maruz kalmıştır (Şekil 7). Deney süresi sonunda beton numuneler 24 saat boyunca kür havuzunda bekletilip ıslak ağırlıkları belirlenmiş ve daha sonra 24 saat etüv fırınında 60 °C'de

bekletildikten sonra kuru ağırlıkları saptanmıştır. Ağırlıkları $\pm 0,01$ g tartım yapabilen hassas terazi ile ölçülmüştür. Örnekler ardından ultra ses geçiş hızı ve tek eksenli sıkışma dayanımı deneyleri uygulanmıştır.

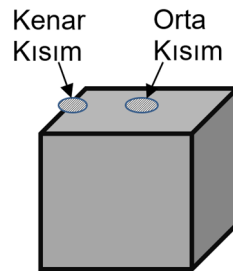


Şekil 7. Dış ortam testindeki kireçtaşı agregası ile üretilmiş bloklar ve uçucu kül agregası ile üretilmiş bloklar.

5. SEM GÖRÜNTÜLEMELERİ

Dış ortamda bekletilmiş beton örneklerin, mikro çatlak yapısı, yüzey morfolojisi ve kimyasal bileşiminin belirlenmesi için taramalı elektron mikroskop görüntülemeleri yapılmıştır. SEM çalışmalarında Carl Zeiss AG EVO®-50 EP cihazı kullanılmıştır. Görüntülemeler öncesi, küçük beton örnek parçaları karbonla kaplanmıştır. Tüm görüntülemeler, ikincil elektron (Secondary Electron; SE1) dedektörü sinyalleri kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Görüntüleme çalışmaları 15 kV ivmelendirici gerilim altında yapılmıştır.

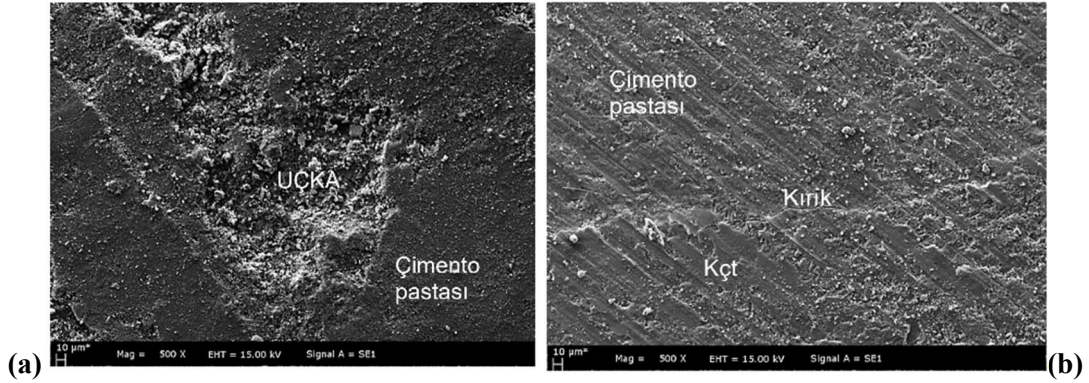
Beton numunelerin kenar ve orta kısımlarından olmak üzere 500 kat ve 1000 kat büyütülmüş SEM görüntüleri çekilmiştir. Görüntüler Şekil 8'de gösterilmiştir.



Şekil 8. Beton numunesinin yüzeyinden SEM görüntüleme örneklerinin alındığı bölgeler.

6. SONUÇLAR

270 gün atmosferik etkilere maruz kalan beton küp örneklerin orta kısmından alınan numunelerin SEM görüntüleri incelenmiştir. Uçucu kül agregasıyla çimento pastası arasında belirgin bir çatlak gelişimi saptanmamıştır (Şekil 9a). Beton örneğinin orta kısmından yapılan SEM görüntülerinde kireçtaşı agregasıyla çimento pastası arasında atmosferik etkiler sonucunda çatlak gelişimleri meydana geldiği saptanmıştır (Şekil 9b).



Şekil 9. Dış ortam bekletilmiş a) uçucu kül agregalı (UÇKA) ve b) kireçtaşı agregalı beton örneklerin SEM görüntüsü.

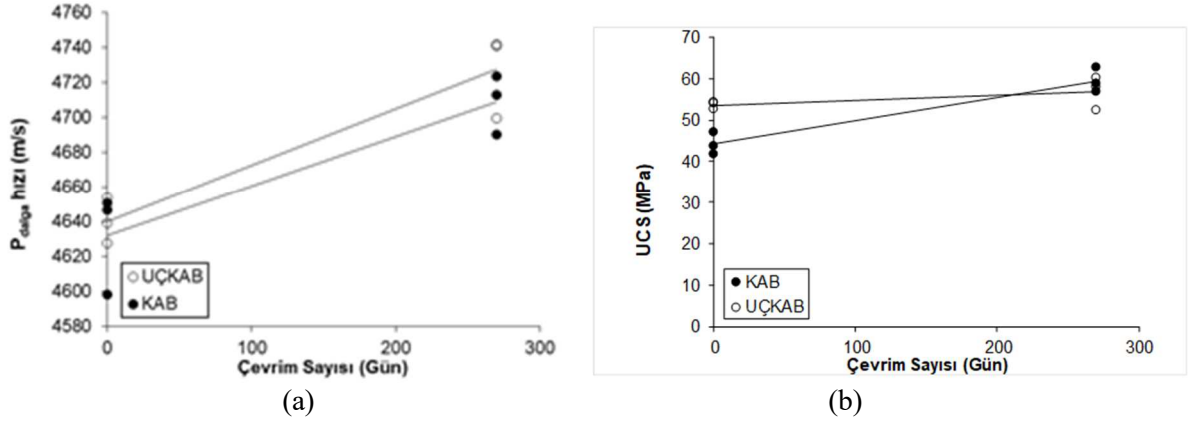
Uçucu külden agrega üretimi sırasında uçucu külün eleklerle elenmesine gerek yoktur. Termik santralden temin edilen uçucu kül doğrudan veya çimento ve sudan oluşan karışımlar halinde kalıplara dökülerek uçucu kül agregası elde edilebilmektedir. Kısaca; agrega üretimi öncesi ikinci bir işleme ihtiyaç duyulmamıştır.

Uçucu kül agregaların nokta yükü dayanımı yaklaşık olarak 5.9 MPa olarak belirlenirken, kireçtaşı agregasının yaklaşık 5.7 MPa olarak belirlenmiştir. Bu değerler mevcut yöntemlerle üretilen agregalardan her zaman daha yüksektir. Ayrıca uçucu külden üretilen agregaların yoğunlukları yaklaşık 1.83 g/cm^3 , kireçtaşı agregalarının yoğunlukları 2.69 g/cm^3 olarak saptanmıştır.

Soğuk bağlama yönteminde sabit hacimlere sahip agrega kalıbı kullanıldığı için istenilen tane boyutlarında ve istenilen miktarlarda uçucu külden agrega üretilebilmektedir.

Maliyet açısından değerlendirildiğinde uçucu külden üretilmiş beton numunenin, kireçtaşı agregasından üretilmiş beton numuneye göre üretim maliyeti %26 daha ucuzdur.

Dış ortam yaşlandırma deneyinde kireçtaşı katkılı beton numunesi (3 adet) ve uçucu kül agregası katkılı beton (3 adet) olmak üzere 6 adet beton örneğine 270 gün boyunca dış ortamda bekletilmiş olup fizikomekanik değerlerindeki farklar incelenmiştir. Ağırlıkça su emme değerindeki durum kireçtaşı agrega katkılı betonların uçucu kül agregalı olanlara göre fazla olduğu yönündedir. Bu durum kireçtaşı agregasının kırıldığı, daha fazla su emdiği şeklinde yorumlanmıştır. Kireçtaşı kullanılmış beton örneklerin P dalga hızları değeri uçucu kül agregasına göre düşmüştür (Şekil 10a). Bunun nedeni sadece kireçtaşı kullanılmış beton bloklarında atmosferik etkiler sonucu çatlak gelişimleridir. 270 günlük dış ortam testinde uçucu kül agregasıyla üretilen beton örneklerin tek eksenli sıkışma dayanım değerlerinde azalma tespit edilmemiştir hatta dayanım değerlerinde küçük oranda artış olduğu görülmüştür. Sadece kireçtaşı agregası kullanılarak üretilen beton örneklerin dayanımları ile uçucu kül agregası kullanılarak üretilen beton örneklerin dayanım değerleriyle yaklaşık aynıdır (Şekil 10b).



Şekil 10. (a) P_{dalga} hızı, (b) UCS: Tek eksenli sıkışma dayanımı.

7. KATKI BELİRTME

Bu çalışma Hacettepe Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Birimi tarafından desteklenmiştir. Proje No: FPT-2015-6754.

8. KAYNAKLAR

- Chang, T.P., Shieh, M.M., 1996. Fracture Properties of Lightweight Concrete. *Cement and Concrete Research*, 26, 181-188.
- Gesoğlu, M., Güneş, E., Öz, H.Ö., 2012. Properties of lightweight aggregates produced with cold-bonding pelletization of fly ash and ground granulated blast furnace slag. *Materials and Structures*, 45, 1535-1546.
- Harikrishnan, K.I., Ramamurthy, K., 2006. Influence of pelletization process on the properties of fly ash aggregates. *Waste Management*, 26, 846-852.
- Verma, C.L., Handa, S.K., Jain, S.K., 1998. Techno-commercial Perspective Study for Sintered Fly Ash Lightweight Aggregates in India. *Construction and Building Materials*, 12, 341-346.
- Zorlu, K., 2017. Uçucu Küllerden Soğuk Bağlama Yöntemiyle Hafif-İri Agregata Üretimi ve Atmosferik Etkiler Altında Performansının Araştırılması. Yüksek Lisans Tezi, Hacettepe Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara

Kütahya Karacaören Bazaltlarının Balast Olarak Kullanılabilirliği *Usability of Karacaören Basalts as Ballast*

Ahmet KARAKAŞ^{1,*}, Özkan CORUK¹, Yalçın EYİGÜN²

¹ Kocaeli Üniversitesi Müh. Fak. Jeoloji Müh. Bölümü
Kabaoğlu, Baki Komsuoğlu Bulvarı No:515, Umuttepe, 41001 İzmit/Kocaeli

² İstanbul Ticaret Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü,
Küçükalyalı E5 Kavşağı İnönü Cad. No: 4, Küçükalyalı 34840 / İstanbul
(* akarakas96@gmail.com)

ÖZ: Bu çalışmada Kütahya il merkezi kuzeyinde yer alan bir özel bir kırmataş ocağından temin edilen ve Bandırma-Bursa-Yenişehir-Osmaneli Yüksek Standartlı Demiryolu Hattı projesinde kullanılan balast agregasının anakayası olan bazaltların jeolojik ve balast özelliklerin değerlendirilmesi amaçlanmıştır. Ocaktan temin edilen balastlar projede Hat-1 Km: 99+606–101+130 aralığında tren raylarında kullanılmıştır. Bu çalışma kapsamında bazaltın jeolojik özellikleri önceki jeolojik çalışmalardan ve mineralojik-petrografik analiz sonucu elde edilen bilgilere, fiziksel ve mekanik özellikleri ise laboratuvar sonuçlarına göre balast olabilme açısından değerlendirilmiştir. Jeolojik olarak balast olarak kullanılan bazaltlar bölgede Karacaören Volkanitleri olarak adlandırılan volkanik kayaların bazalt düzeylerini oluşturur. Bazaltlardan alınan numuneler üzerinde yapılan fiziksel ve mekanik özellikleri belirleme deneyleri sonucunda elde edilen değerler TCDD Balast teknik şartnamesinde YHT projelerinde balast için istenen temel sınır değerleri sağlamıştır. Karacaören bazaltı olarak adlandırılan bazaltlardan üretilen balast şartname fiziksel özellikleri sağladığından bu amaçla kullanımı uygun olmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Kütahya, Karacaören Volkanitleri, Bazalt, Balast

ABSTRACT: In this study, it was aimed to evaluate the geological and aggregate properties of basalts, which are the bedrock of the ballast aggregate used in the Bandırma-Bursa-Yenişehir-Osmaneli High Standard Railway Line project, obtained from a private crushed stone quarry located in the north of the city center of Kütahya. Ballasts obtained from the quarry were laid on the train tracks in the project between Line-1 Km: 99+606–101+130. Within the scope of this study, the geological properties of basalt were evaluated according to the information obtained from previous geological studies and mineralogical-petrographic analysis, and its physical and mechanical properties were evaluated in terms of as ballast according to laboratory results. Geologically, basalts used as ballast constitute the basalt levels of volcanic rocks called Karacaören Volcanics in the region. The values obtained as a result of the physical and mechanical properties determination tests carried out on the samples taken from basalts provided the basic limit values required for ballast in HST projects in the TCDD Ballast technical specifications. Since the ballast produced from basalts called Karacaören basalt meets the physical properties of the specification, it is suitable to be used for this purpose.

Keywords: Kütahya, Karacaören Volcanics, Basalt, Ballast

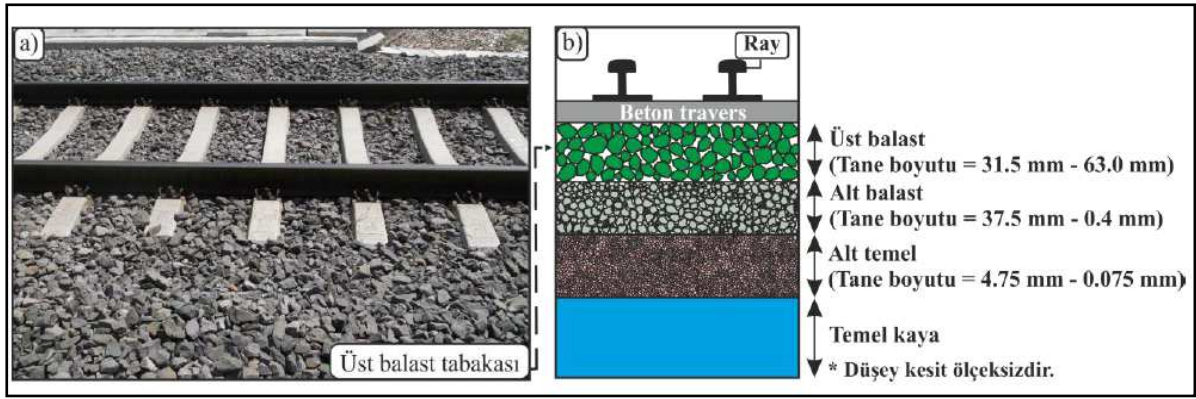
1. GİRİŞ

Demiryolu balastı, tane boyu çoğunlukla 31.5 – 63.0 mm arasında değişen ve beton traversin hemen altındaki 20 – 50 cm kalınlığındaki balast tabakasını oluşturan agregalar için kullanılan bir terimdir (Köken, 2019). Diğer bir tanımlamada ise “Platformun üzerine döşenen, traverslerin aralarını dolduran ve traverse elastik bir yatak oluşturan, traversler tarafından kendisine iletilen tüm etkileri platforma ileten, 22,4-63 milimetre ebadında kırılmış, keskin köşeli ve keskin kenarlı sert ve sağlam kayalara

balast denilmektedir (Kozak, 2021). Tren hattı altyapısında balast malzemesinin kullanılmasının çeşitli sebepleri olup, bunlardan en önemlileri Profillidis (2014) tarafından aşağıdaki gibi ifade edilmiştir.

- Raylara ve traverslere gelen trafik yüklerinin alt temele aktarımını sağlamak,
- Trenden kaynaklanan titreşimleri en aza indirmek,
- Ray ve traverslerin yanal ve düşey olarak hareketinin engellenmesine yardımcı olmak,
- Yüzey sularının drenajını sağlamak,

Gerek hızlı trenlere olan talebin artması, gerekse de tren hızlarının artmasıyla artan dingil yükleri sebepleriyle, balast malzemesinin kalitesi ve kontrolü hakkındaki araştırmalar gün geçtikçe artmaktadır. Şekil 1'de tipik bir demiryolu balast tabakası (Şekil 1a) ve beton travers altındaki altyapı katmanının temsili bir düşey kesiti (Şekil 1b) verilmektedir (Köken, 2019).



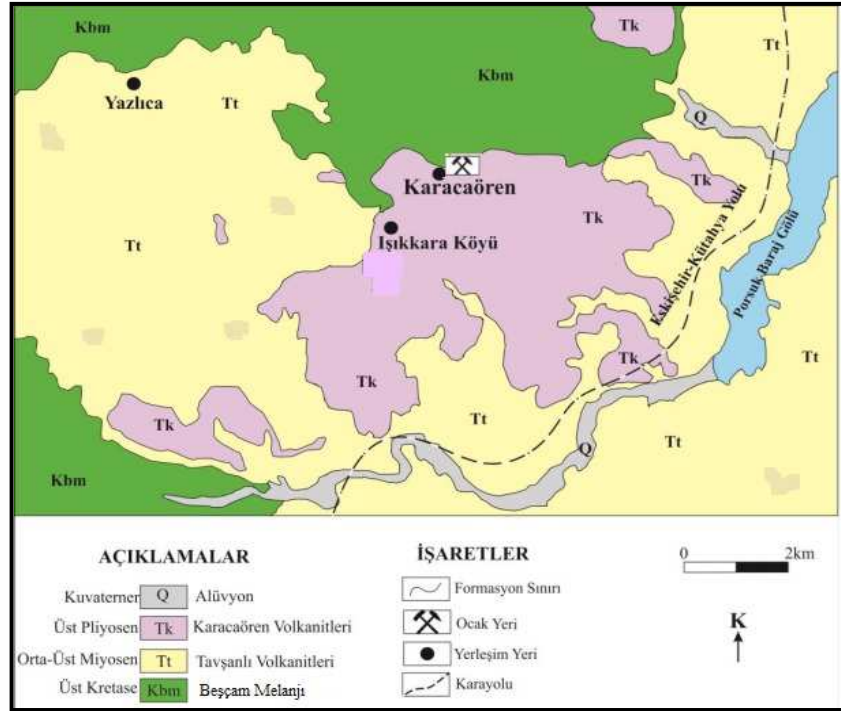
Şekil 1. Demiryolu alt yapı elemanları a) Tipik bir üst balast tabakası b) Beton travers altındaki demiryolu altyapı elemanlarının temsili düşey kesiti (Köken, 2019).

Bazaltın balast olarak kullanılabilirliği ve balast özellikleri ile ilgili birçok çalışma vardır. Erişiş (2016) bazaltik kayaların bileşim ve dokusal özelliklerinin mekanik davranışlarına etkisini araştırdığı yüksek lisans çalışmasında Kütahya Karacaören bazaltının jeolojik, mineralojik-petrografik, jeokimyasal ve mühendislik özelliklerini ortaya koymuştur. Kütahya Işıkkara Köyü ve çevresinde yayılım sunan Geç Pliyosen yaşlı Karacaören volkanitleri içinde bulunan bazaltların mineralojik-petrografik ve jeokimyasal özellikleri, Bayhan ve Bağcı (2018) tarafından incelenmiştir. Kozak (2021) çalışmasında demiryollarında üstyapı malzemesi olarak kullanılan balast ve özelliklerini araştırmıştır. Bu çalışma kapsamında yeni ve eski balast teknik şartnamesi karşılaştırılarak değişiklikler irdelenmiştir. Ayrıca iyi bir balastta bulunması gereken özellikler, üstyapı elemanları içerisinde balastın görevleri, teknik şartnameye göre balasttan istenilen geometrik ve fiziksel deneyler ve sınır değerleri, kayacın mikroskobik inceleme ve makro özelliklerine göre talep edilebilecek ek deneyler ve sınır değerleri ele alınmıştır. Bazaltlarının jeolojik, mineralojik-petrografik özellikleri ortaya konduktan sonra balast malzemesi kullanımı açısından balast şartnamesinde yer alan fiziksel ve mekanik özelliklerinin balast teknik şartnamesi açısından uygunluğu değerlendirilmiştir.

2. JEOLJİ

Kütahya ve civarının temel kayalarını (serpantin, peridotit, hornfels ve radyolaritler) Geç Kretase yaşlı Beşçam Melanjı (Kbm) teşkil eder (Demirbilek, 2005). Bu melanj üzerine Sunder (1979) tarafından

Orta-Geç Miyosen yaşlı olarak tespit edilen Tavşanlı Volkanitleri (Ercan, 1982) gelmektedir. Bu volkanitler üzerinde Geç Pliyosen yaşlı Karacaören volkanitleri yer alır (Demirbilek, 2005). Karacaören köyünü de kapsayan Kütahya merkezi kuzeyi jeoloji haritası Şekil 2'de verilmiştir. Yapısal jeoloji olarak Paleosen sonunda Kütahya bölgesi KB-GD yönlü deformasyon ile tektonik olarak etkilenmiş, bunun sonucunda fay ve çatlak gelişimleri söz konusu olmuştur. Bölgede var olan tektonizma hidrotermal aktiviteye de zemin hazırlamıştır. Ayrıca Karacaören volkanitlerinin Ilıca bölgesinde bulunan KB-GD doğrultusu boyunca gelişmiş olan sıcak suların oluşumuna kaynaklık ettiği tespit edilmiştir (Demirbilek, 2005).



Şekil 2. Kütahya Ilıca-Sobran-Karacaören arasındaki jeoloji haritası (Demirbilek, 2005)'ten değiştirilerek (Erişiş, 2016).

2.1. Karacaören Volkanitleri

Karacaören Volkanitleri başlıca bazalt lavlarla temsil edilmektedir (Demirbilek, 2005). Baş (1983) bu birimi Karaköy Volkanitleri olarak adlandırmıştır. Demirbilek (2005) ise Karacaören Köyü civarında tipik olarak görüldüğü için Karacaören Volkanitleri adlanmasını kullanmıştır. Karacaören volkanitleri, boz, siyah, kısmen kahverengimsi renkleri ile dikkati çekerler. Sert bir yapıya sahiptirler ve sistemsiz eklemleri mevcut olup bol kırıklı ve kırık araları açıktır. İnce gaz boşlukları içermektedirler ve bu gaz boşlukları çoğunlukla kalsit ile doldurulmuştur (Şekil 3). Demirbilek (2005) bölgedeki farklı yerlerden alınan numuneleri incelemesi sonucu, kayacı bileşiminden dolayı olivin-piroksen bazalt olarak adlandırmıştır. Demirbilek (2005) Ilıca-Sobran (Kütahya) arasındaki jeolojisi çalışmasında bölgeden aldığı Karacaören volkanitlerine ait örneklerde yaptığı petrografik incelemeler sonucunda kayadaki açık renkli bileşenlerin kuvars, plajiyoklaz ve ortoklas, koyu renkli bileşenlerin ise piroksen, olivin ve opak mineraller olduğunu saptamıştır.



Şekil 3. Çatlaklı ve çatlak araları açık-kapalı bir yapıya sahip Karacaören bazaltların ocakta açılan yüzeydeki görünüşü.

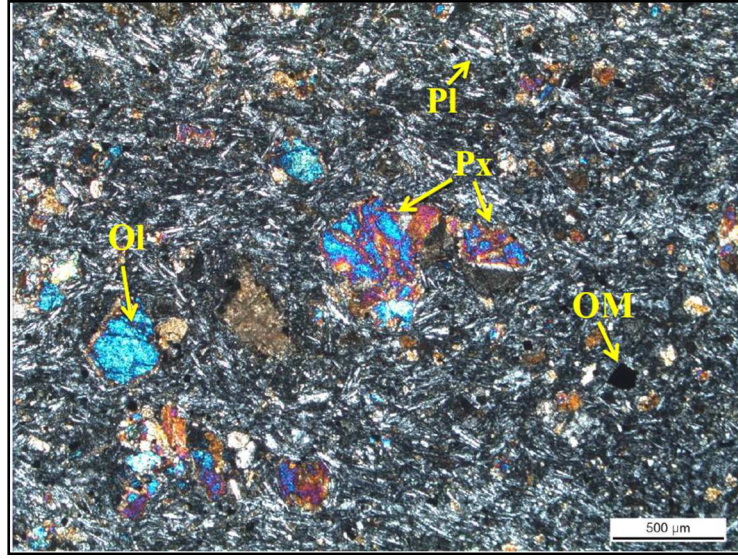
Karacaören bazaltik kayaçların mineralojik ve petrografik özelliklerini kantitatif olarak belirlemek amacıyla modal analiz (nokta sayımı) Erişiş (2016) tarafından yapılmıştır. Nokta sayımı yöntemi ile elde edilen mineral içeriklerinin yüzdeleri de Çizelge 1' de sunulmuştur. İnce kesitler üzerinde yapılan petrografik analiz sonuçlarına göre, %75.7 hamur yüzdesine sahip olan Karacaören bazaltik kaya örneği içerisindeki fenokristaller; piroksen (%18.5), olivin (%2.8), plajiyoklas (%2.6) ve opak mineraller (%0.4) şeklinde belirlenmiştir (Şekil 4). Karacaören bazaltik kayaçların hamur ve doku özellikleri, mineral içerikleri, ayrışma durumları ve petrografik bileşimlerine göre sınıflandırmaları da Çizelge 2'de verilmiştir.

Çizelge 1. Karacaören bazalt kayaların mineral oranları (Erişiş, 2016).

Hamur (%)	Piroksen (%)	Olivin (%)	Plajiyoklas (%)	Opak mineral (%)
75.7	18.5	2.8	2.60	0.4

Çizelge 2. Bazaltik kayaçların mineral içeriği, doku, hamur, ayrışma durumu ve mikroskobik tanımlamaları (Erişiş, 2016).

Mineral İçeriği	Doku	Hamur	Ayrışma Derecesi ve Türü	Mikroskobik Tanımlama
Piroksen (ojit), Olivin, Plajiyoklas, Opak min.	Holokristalin porfirik, Akma dokusu	Plajiyoklas mikroliti çoğunlukta ve çok küçük piroksen	Az-Orta Karbonatlaşma, killeşme, talklaşma	Olivin Bazalt



Şekil 4. Karacaören bazaltik kayaçların ince kesit görüntüsü (Px: Piroksen, Pl: Plajiyoklas, Ol: Olivin, OM: Opak Mineral) (Çift Nikol. 4X) (Erişiş, 2016)

3. MALZEME VE YÖNTEM

Çalışma kapsamında öncelikle balast agregası olarak kullanılacak bazaltın mühendislik özellikleri değerlendirilmiştir. Malzemenin mühendislik özelliklerini laboratuvarında belirlemek üzere farklı boyutlarda ve miktarda numuneler Kütahya merkezi kuzeyinde Karacaören köyü civarında bulunan özel bir bazalt ocağından alınmıştır. Bazaltlar açık-koyu gri renkli olup yer yer açık kahverengi görünümündedir. Çok küçük gaz boşluklu olup bu boşluklar yer yer kalsit dolguludur (Demirbilek, 2005). Numunelerin alındığı ocağın görüntüsü Şekil 5'te verilmiştir. Balast numunelerinin yığın halindeki görüntüleri Şekil 6'da verilmektedir.



Şekil 5. Karacaören köyü civarında bulunan özel bazalt ocağından bir görünüm.



Şekil 6. Karacaören bazaltlarından üretilen balast malzemesinin yığın görünümü.

Türkiye Cumhuriyeti Devlet Demiryolları (TCDD) yeni Balast Teknik Şartnamesine göre balastın fiziksel özelliklerinin tespiti için parçalanma direnci tayini (Los Angeles), su emme oranı, tane yoğunluğu, termal ve bozunma özelliği için MgSO₄ deneyi (dona dayanıklılık), aşınmaya karşı direncin tayini (Mikro Deval) deneylerinin yapılması gerekmektedir. TCDD ana hatlarında balast olarak kullanılacak kayalardan, TCDD yeni Balast Teknik Şartnamesine göre istenilen fiziksel özellikler Çizelge 3'te verilmiştir. Altyapı Yatırımları Genel Müdürlüğü (AYGM) laboratuvarlarında ve yüklenici firma tarafından yaptırılan deneylerden elde edilen Çizelge 4'teki deney sonuçlarına göre Karacaören bazalt numunelerinin balast olarak kullanılabilirliği ortaya konmuştur.

Çizelge 4. TCDD ana hatlarında balast olarak kullanılacak kayalardan, yeni balast teknik şartnamesine göre istenilen fiziksel ve mekanik özellikler (TCDD, 2017).

Deney	Deney Standardı	HT* /YHT* Hatlar	Konvansiyonel Hatlar
Parçalanma Direnci Tayini (Los Angeles) (%)	TS EN 1097-2 Ek-A	≤ 14	≤ 20
Su Emme Oranı (%)	TS EN 1097-6 Ek-B	≤ 1,5	≤ 2
Tane Yoğunluğu (Mg/m ³)	TS EN 1097-6 Ek-B	≥ 2,60	≥ 2,50
Termal ve Bozunma Özelliği İçin MgSO ₄ Deneyi (Dona Dayanıklılık) (%)	TS EN 1367-2 ile TS 7043 EN 13450	≤ 3	≤ 5
Aşınmaya Karşı Direncin Tayini (Mikro – Deval) (%)	TS EN 1097-1 ve TS 7043 EN 13450	≤ 12	≤ 14

* HT: Hızlı Tren, Yüksek Hızlı Tren

4.BULGULAR

Kütahya Merkezine yaklaşık 27 km mesafede Karacaören Köyü sınırlarında özel bir taşocağından alınan numuneler üzerinde Maden Tetkik ve Arama (MTA) tarafından kalitatif mineralojik-petrografik analiz yapılmıştır. MTA'nın mineralojik-petrografik analiz raporu makroskobik tanımlamasına göre koyu gri renkli, mikrokristalli, ince taneli olarak tanımlanmıştır. Mikroskobik tanımlamaya göre de holokristalen

porfirik dokulu, ana bileşenleri plajiyoklaz, piroksen, olivin mineral fenokristallerinden oluştuğu tespit edilmiştir. Yapılan mineralojik-petrografik değerlendirme sonucuna göre numuneler olivinli bazalt olarak tanımlanmıştır. Balast şartnamesinde belirtilen fiziksel özellikler için tanımlanmış fiziksel ve mekanik deneyler, deney sonuçları ve şartname sınır değerleri Çizelge 5'te verilmektedir.

Çizelge 5. Balast şartnamesinde belirtilen fiziksel ve mekanik deneyler, deney sonuçları ve şartname sınır değerleri (AYGM, 2022).

Deney	Deney Sonucu	Şartname Değeri	Uygunluk
Parçalanma Direnci Tayini (Los Angeles) (%)	12,9	≤ 14	+
Su Emme Oranı (%)	0.5	$\leq 1,5$	+
Tane Yoğunluğu (Mg/m^3)	2.69		
Kuru Tane Yoğunluğu (Mg/m^3)	2.68	$\geq 2,60$	+
Görünür Tane Yoğunluğu (Mg/m^3)	2.71		
Termal ve Bozunma Özelliği İçin $MgSO_4$ Deneyi (Dona Dayanıklılık) (%)	1.5	≤ 3	+
Aşınmaya Karşı Direncin Tayini (Mikro – Deval) (%)	11.15	≤ 12	+

Balast teknik şartnamesinde Yüksek Hızlı Tren (YHT) hatları için fiziksel özellikler olarak tanımlanan parametrelerden biri olan parçalanma direnci tayini (Los Angeles) sınır değeri $\leq \%14$ iken deneylerden elde edilen değer $\%12.9$ 'dür. Şartname su emme oranı $\leq \%1,5$ iken bu parametre $\%0.5$ olarak tespit edilmiştir. Tane yoğunluğu (mg/m^3), kuru tane yoğunluğu (mg/m^3), görünür tane yoğunluğu (mg/m^3) $\geq 2,60$ mg/m^3 olarak belirlenen şartname sınır değeri her üç yoğunluk için deneylerden elde edilen 2.69, 2.68 ve 2.71 mg/m^3 değerleri ile sağlamaktadır. Termal ve bozunma özelliği için $MgSO_4$ deneyi (Dona Dayanıklılık) için $\leq \%3$ olarak belirlenen şartname değeri deneylerden elde edilen $\%1.5$ değeri ile sağlanmıştır. Mikro-Deval aşınmaya karşı dayanımının $\%12$ 'ye eşit veya daha düşük olması gerektiği ve deney yapılan agrega numunelerinin $\%11.15$ ortalama değeri ile bu sınır altında olduğu belirlenmiştir.

5. SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Bu çalışmada Kütahya ili merkezi kuzeyinde Karacaören Köyü civarında işletilen özel bir kırmataş ocağından alınan bazalt agrega numunelerinin fiziksel ve mekanik özellikleri tespit edilmiş bu kapsamda agrega numunelerinin balast malzemesi olarak kullanılabilirliği araştırılmıştır. Karacaören Volkanitlerinin bazalt seviyeleri malzemesinin ilk olarak mineralojik-petrografik tanımlanmasına göre olivinli bazalt olarak adlanmıştır. Numuneler üzerinde su emme, tane yoğunluğu, kuru tane yoğunluğu, görünür tane yoğunluğu, Los Angeles parçalanma direnci, magnezyum sülfat ($MgSO_4$) termal ve bozunma, Mikro Deval aşınmaya karşı direncin tayini deneyleri uygulanmıştır. Bu deney sonuçlarına göre bazalt malzemesinin özelliklerinin balast şartnamesi sınır değerlerini karşıladığı görülmektedir. Bazalt agregasının fiziksel-mekanik özellikleri incelendiğinde balast malzemesi olarak balast şartname değerlerini sağladığından bu amaçla kullanımının uygun olduğu ortaya çıkmaktadır. Her ne kadar fiziksel özellikler şartname değerlerini sağlamışsa da şartnamede yer alan kayacın özelliklerine göre talep edilebilecek ek deneylerin (Agrega Parçalanma Değeri (ACV), Agregada Darbe Değeri (AIV), Gerçek Yoğunluk ve Toplam Gözeneklilik Tayini, Tek Eksenli Basınç Dayanımı Tayini, Nokta Yükleme Dayanımı Tayini (I_{S50}), Kızdırma Kaybının Tayini (LOI Kaybı), Anizotropi Değerinin Tayini (Rc), Sonnenbrand Kaybı (Kütle/ Mukavemet)) de yapılarak bazalt kayasının balast olarak kullanılabilirliğinin daha güvenli tarafta kalarak ortaya konulması önerilmektedir. Balast olarak kullanılan kayacın fiziksel ve mekanik özellikleri teknik şartnamede belirtilen aralıklarla deneyleri

yapılarak istenilen özellikleri sağlayıp sağlamadığının kontrol edilmesi kullanım ömrü süresince meydana gelebilecek etkilerin en aza indirilmesi için dikkat edilmesi gereken bir husustur. Ayrıca balast malzemesinin jeolojik kökeni ve litolojik özellikleri ve mineralojik bileşimi de balastın kalitesi ve kullanım ömrünü kontrol eden önemli ve temel niteliklerindedir. Bu nedenle teknik şartname/şartnamelerde bu özelliklere de yer verilmesi oldukça önemlidir.

6. KATKI BELİRTME

Yazarlar verilerin kullanımına verdiği izin için Ulaştırma ve Altyapı Bakanlığı Altyapı Yatırımları Genel Müdürlüğü'ne ve verilerin teminini sağlayan Jeoloji Mühendisi Ahmet Özdağ'a teşekkür ederler.

7. KAYNAKLAR

- AYGM, 2022. Bandırma-Bursa-Yenişehir-Osmaneli Yüksek Standartlı Demiryolu Hattı ile Elektromekanik Sistemlerin Temini İş Balast Numunesi Raporu 8377. Beton Laboratuvarı. Teknik Araştırma Kalite Yönetimi Dairesi Başkanlığı Beton ve Asfalt Şube Müdürlüğü, 6 s.
- Baş, H., 1983. Domaniç – Tavşanlı – Kütahya – Gediz Yöresinin Tersiyer jeolojisi ve volkanitlerin petrolojisi. Maden Tetkik ve Arama Enst. Derl. Rap., 7293, 72 s.
- Bayhan, M., Bağcı, M., 2018. Işıkkara Köyü (Kütahya) bazaltlarının agrega özelliklerinin araştırılması. 71. Türkiye Jeoloji Kurultayı, Ankara, 23-27 Nisan, 283-284 ss.
- Demirbilek, M., 2005. Ilıca-Sobran (Kütahya) Bölgesinin Jeolojisi ve Tektoniğinin İncelenmesi. Yüksek Lisans, Selçuk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Konya.
- Ercan, T., 1982. Batı Anadolu'nun genç tektoniği ve volkanizması. TMMOB Türkiye Jeol. Kurl. Bült., Batı Anadolu'nun Genç Tektoniği ve Volkanizması Paneli (Ed: O. Erol ve V. Oygür), Maden Tetkik ve Arama Enst. Gen. Müd.), 5- 14.
- Erişiş, S., 2016. Bazaltik Kayaların Bileşim ve Dokusal Özelliklerinin Mekanik Davranışlarına Etkisi. İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yüksek Lisans Tezi, Jeoloji Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul, 128 s.
- Kozak, M., 2021. Demiryolu Balastının ve Özelliklerinin Araştırılması. Demiryolu Mühendisliği, Sayı:13, ss. 86-96. doi:10.47072/demiryolu.831684
- Köken, E., 2019. Bazalt Agrega Malzemesinin Farklı Mekanik ve Çevresel Koşullar Etkisinde Özelliklerinin İncelenmesi. Zonguldak Bülent Ecevit Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Maden Mühendisliği Anabilim Dalı, Doktora Tezi, 193 s.
- Profillidis V.A., 2014. Railway Management and Engineering, Ashgate Publishing. Fourth Edition, 552 pp.
- Sunder, M., 1979. Kırka (Eskişehir) çevresinin jeolojisi, petrolojisi ve Sarıkaya borat yataklarının jeokimyasal incelenmesi. İstanbul Üniv. Fen Fak. Dok. Tezi, İstanbul, 153 s.
- TCDD, 2017. Balast Teknik Şartnamesi. T.C. Devlet Demiryolları İşletmesi Genel Müdürlüğü, Demiryolu Yapım Dairesi Başkanlığı, Ankara, 12 s.
- TS 7043 EN 13450, 2004. Demiryolu Balastları için Agregalar. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 33s.
- TS EN 1097-1, 2011. Agregaların mekanik ve fiziksel özellikleri için deneyler- Aşınma direncinin tayini (Mikro-Deval. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS EN 1097-2, 2000. Agregaların Mekanik ve Fiziksel Özellikleri İçin Deneyler-Parçalanma Direncinin Tayini için Metotlar. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS EN 1097-6, 2013. Agregaların mekanik ve eksik özellikleri için deneyler. Bölüm 6: Taneleri ve su emme öğretim tayini, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS EN 1367-2, 2010. Agregaların termal ve bozunma özellikleri için deneyler. Bölüm 2: Magnezyum Sülfat Deneyi, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

Granitik Kayaçların Mineralojik Özelliklerinin Fiziksel ve Mekanik Özelliklerine Etkisi: Biga Yarımadası'ndan Örnek Bir Çalışma, KB Türkiye

The Effect of Mineralogical Properties of Granitic Rocks on Their Physical and Mechanical Properties: An Example Study from the Biga Peninsula, NW Turkey

Güven EROĞLU¹, Ayten ÇALIK^{2,*}

¹ DSİ Genel Müdürlüğü- 252.Şube Müdürlüğü Çanakkale,

² Çanakkale Onsekiz Mart Üniversitesi, Mühendislik Fak. Jeoloji Mühendisliği Böl. Çanakkale
(* aytencalik@comu.edu.tr)

ÖZ: Bu çalışma, granitik kayaçların mineralojik özelliklerinin fiziksel ve mekanik dayanım özellikleriyle karşılaştırmalı olarak incelenmesi amacıyla Biga yarımadasında yüzeylenen Şevketiye graniti (Lapseki), Kestanbol graniti (Ezine) ve Yassıbağ graniti (Bayramiç) kayaçları çalışılmıştır. Başlıca kuvars monzodiyorit (Şevketiye ve Yassıbağ) ve kuvars monzonit (Kestanbol) bileşiminde olan kayaçlar, başlıca feldispat (plajiyoklaz – alkali feldispat), kuvars, mafik mineraller (biyotit ve amfibol), aksesuar mineralleri (sfen, zirkon, opak mineraller) ve ikincil olarak gelişmiş (serisit, epidot ve klorit) minerallerden oluşan benzer mineral bileşimine sahiptir. Bu çalışmada granitik kayaçların mekanik özellikleri (tek eksenli basınç dayanımı, çekme dayanımı, Schmidt sertlik testleri, Los Angeles aşınma ve sodyum sülfat (Na₂SO₄) ile donma dayanıklılık testi) tanımlanmıştır. Yapılan çalışmaların sonuçları incelenen granit kayaçların mineralojik bileşimlerinin, doku ve alterasyon gibi petrografik özelliklerinin kayaçların mekanik dayanımları üzerindeki etkisi tespit edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Granit, Mineraloji, Mekanik özellikler, Petrografi, Fiziksel özellikler, Biga Yarımadası

ABSTRACT: In this study, we investigated the mineralogical, physical, and mechanical strength properties of Şevketiye granite (Lapseki), Kestanbol granite (Ezine), and Yassıbağ granite (Bayramiç) rocks found in the Biga peninsula. The rocks are mainly composed of quartz monzodiorite (Şevketiye and Yassıbağ) and quartz monzonite (Kestanbol), predominantly consisting of feldspar (plagioclase and alkali feldspar), quartz, mafic minerals (biotite and amphibole), accessory minerals (sphen, zircon, and opaque minerals), as well as secondary minerals such as sericite, epidote, and chlorite, which have a similar mineral composition. In this study, various physical properties such as water absorption and porosity, as well as mechanical properties including uniaxial compressive strength, tensile strength, Schmidt hardness tests, Los Angeles abrasion, and freezing resistance test with sodium sulfate (Na₂SO₄), were determined for granitic rocks. The test results determined the influence of petrographic features, including mineralogical compositions, texture, and alteration, on the mechanical strength of the granite rocks.

Keywords: Granite, Mineralogy, Mechanic properties, Petrography, Physical properties, Biga Peninsula

1. GİRİŞ

Bu çalışmada granit bileşimli magmatik kayaçların mineralojik özelliklerinin fiziksel ve mekanik özelliklerine etkisi araştırılmıştır. Bu amaçla Türkiye'nin kuzey batısında yer alan Biga yarımadasında, Lapseki, Ezine ve Bayramiç olmak üzere 3 bölgede yüzeylenen Şevketiye graniti (Lapseki), Kestanbol graniti (Ezine) ve Yassıbağ graniti (Bayramiç) seçilerek bu bölgelerden alınmış granit örnekleri

çalışılmıştır. Biga yarımadasında geniş alanlarda yüzeylenen granitik kayaların jeolojisi, mineraloji-petrografi ve jeokimyasal özellikleri pek çok çalışmanın konusu olmasına rağmen mekanik özellikleri ile ilgili çalışmalar (Tuğrul ve Zarif, 1999; Göker ve Tuğrul, 2006; Tunusluoğlu vd., 2012 ve Eroğlu, 2020) çok azdır. Bu nedenle bu çalışmada Şevketiye, Kestanbolu ve Yassıbağ granitlerinden alınmış örneklerin detaylı mineraloji-petrografi, fiziksel özellikleri ve jeomekanik özellikleri incelenmiştir. Ayrıca bu örneklerin mineralojik özellikleri mekanik özelliklerle ilişkisi de ayrıntılı verilmiştir.

Çalışma için söz konusu bölgelerden alınmış granit örneklerinin ince kesitleri incelenerek modal mineralojik bileşimleri ve dokusal özellikleri incelenmiştir. Tek eksenli dayanım testi, Schmidth dayanım testi, Los Angeles ve Na₂SO₄ donma mekanik dayanıklılık testleri ile granit bileşimli kayaların mekanik özellikleri belirlenmiştir.

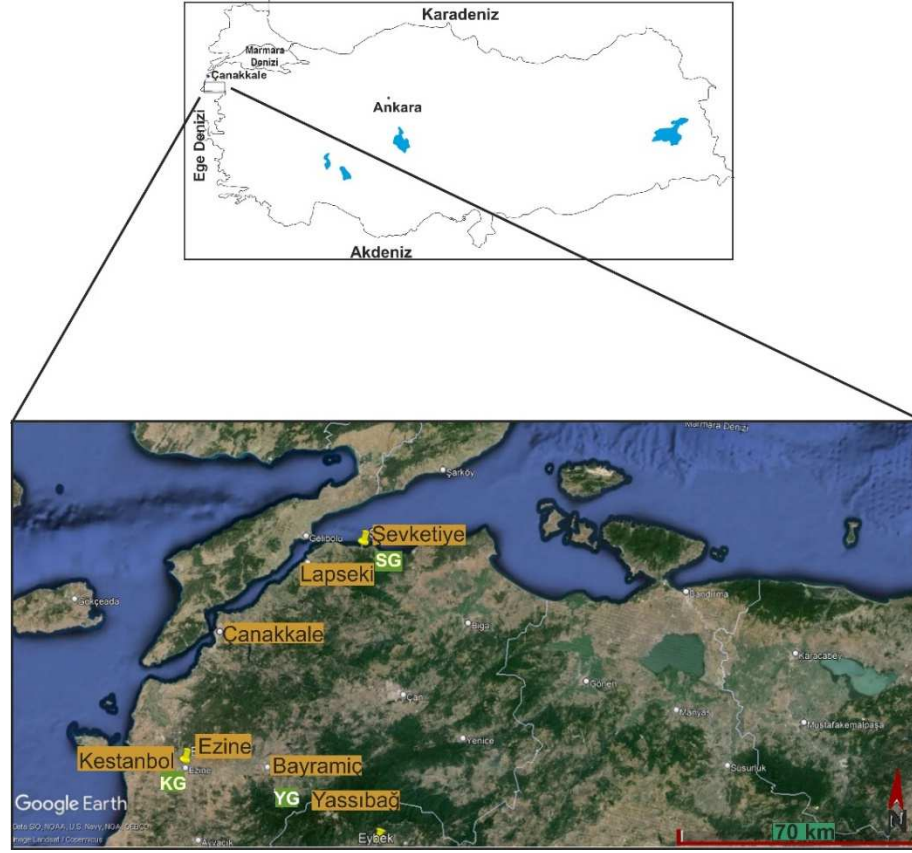
2. JEOLJİ

Türkiye'nin kuzey batısında bulunan ve çalışma alanlarının içinde yer aldığı Biga Yarımadası'nda başlıca metamorfik kayaç toplulukları, ofiyolitik kayalar, Neojen çökelleri ve Eosen'den başlayıp Pliyosen'e kadar devam eden magmatik aktivitenin ürünü birimlerden oluşan karmaşık bir jeolojik yapıya sahiptir. Farklı kaya grupları içeren Kazdağ metamorfik birimleri Biga Yarımadası'nın temel kayalarını oluşturur. Temel kayaçları; Permian öncesi metadümit, metaharzburgit, metagabro, piroksenit, amfibolit, gnays, şist ve mermerlerden oluşmaktadır. Bu yüksek dereceli metamorfik kayalardan oluşan Kazdağ Grubu KD yönelimli yapısal bir kubbe oluşturur (Bingöl, 1969; Okay vd., 1990; Okay vd., 1996; Duru vd., 2004). Kazdağ grubunu oluşturan yüksek dereceli metamorfik kayalar Kuzeybatı Anadolu'da Karakaya Kompleksi altından bir tektonik pencere olarak yüzeylenirler (Duru vd., 2004). Oligosen-Orta Miyosen döneminde Sakarya kıtası ile Torid-Anatolid platformu arasındaki kıtasal çarpışma sonrası Batı Anadolu'da yoğun magmatik aktivite meydana gelmiştir (Genç, 1998; Yılmaz vd., 2001). Bu durum Biga Yarımadası'nı da etkilemiş ve Biga Yarımadası'nda hem plütonik hem de volkanik kayaçların yaygın alanlar kaplamasına neden olmuştur. Magmatik kayaçlar ve daha yaşlı birimlerin ortak örtüsünü Üst Miyosen-Pliyosen göl ve akarsu fasiyesi çökelleri oluşturur.

Biga Yarımadası'nın kuzey kesiminde Lapseki Köyü'nün kuzeybatısında (Şekil 1) yüzeylenen Şevketiye graniti, Biga Yarımadası'nın en yaşlı granitoidine (71.9 ± 1.8 My – Kretase, Delaloye ve Bingöl, 2000) aittir ve Şevketiye köyünün yaklaşık 22 km² güneydoğusunda yüzeylenir. Şevketiye graniti, kuvars şist, mika şist, amfibolit ve yersel mermer bantlarından (Çamlıca metamorfikleri) oluşan temel kayaları keserek yerleşmiştir. Şevketiye Graniti'ne ait kayaç el örnekleri bejimsi-grimsi renklerde ve faneritik dokuludur. Arenalaşmış kısımlar da ise açık kahverengimsi renk gösterirler. Şevketiye bölgesindeki granitlerde ileri derecede alterasyon (arenalaşma) olduğu için birimden alınan karot örnekleri sondaj makinesi ile yaklaşık 10-40 m arasından alınmıştır.

Çalışmanın ikinci lokasyonu olan Miyosen yaşlı (Delaloye ve Bingöl, 2000; Birkle ve Satır, 1992) Kestanbol graniti, Biga Yarımadası'nın güneybatısında Ezine güneyinde (Şekil 1) yüzeylenir ve Paleozoyik yaşlı metamorfik temel kayaları keserek yerleşmiştir. Birim yaklaşık 200 km²'lik bir alanda yüzeylenir (Yılmaz Şahin vd., 2010).

Bu çalışmanın incelenen üçüncü graniti olan Yassıbağ graniti, Bayramiç bölgesinin güneyinde Yassıbağ köyü civarında (Şekil 1) yüzeylenir ve Evciler plütonuna aittir. Evciler plütonu, Rb/Sr yöntemiyle 25 ± 0.3 My (Birkle ve Satır, 1992) olarak tarihlendirilmiş olup, uzun ekseni BGB-DKD gidişli, yaklaşık 180 km²'lik bir alanı kaplar (Genç, 1998). Yassıbağ graniti temel metamorfik kayaçları keserek yerleşmiştir (Duru vd., 2007).



Şekil 1 Çalışma alanlarını gösteren bulduru haritası (SG: Şevketiye graniti; KG: Kestanol graniti; YG: Yassibağ graniti).

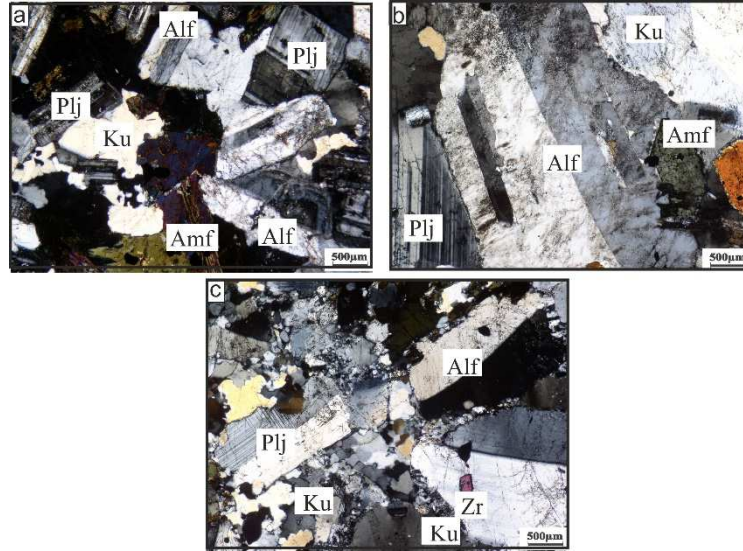
3.PETROGRAFİ

Şevketiye graniti, seçilmiş örneklerin ince kesit çalışması sonucu modal mineralojik bileşimlerinin, Streckeisen'in sınıflamasına (Streckeisen, 1974) göre kuvars monzodiyorit olarak belirlenmiştir. Birim, taze örneklerde bej-gri, altere örneklerde ise açık kahverengi renktedir. Şevketiye graniti fanaretik, holokristalin-yarı özşekilli tanesal dokuya sahiptir. Yarı özşekilli, polisentetik ikizlenmiş plajiyoklaz kristalleri ana mineral olup, ince kesit örneklerinde genellikle serisitleşme, epidotlaşma, killeşme ile yer yer az miktarda sosuritleşme görülür. Mikro çatlaklar plajiyoklazda kristal sınır çatlakları ve kristal içi çatlaklar (Şekil 2a) olarak bulunur ve ayrıca amfibol kristallerinde benzer çatlak sistemleri bulunur. Şevketiye kuvars monzodiyoritlerde, özşekilsiz, Karlsbad ikizli alkali feldspat (ortoklaz), özşekilsiz kuvars, amfibol (hornblend), biyotit ve piroksen (klinopiroksen) kristalleri diğer ana minerallerdir. Küçük yuvarlak zirkon kristalleri, özşekilli- özşekilsiz sfen ve özşekilli opak mineralleri aksesuar minerallerini oluşturur.

Modal mineralojik analizlerine göre Kestanol graniti, kuvars monzonit bileşimindedir. İri-ince taneli kristallerden oluşan Kestanol graniti holokristalin dokudan oluşur. Birim, el örneklerinde 1-2 cm boyutlarda iri alkali feldspatların bulunması nedeniyle porfirik dokuda, pembe-koyu pembe ve grimsi renklindedir. Kuvars en yaygın görülen ana mineraldir (Şekil 2b). Yarı özşekilli ve özşekilsiz, pertitik alkali feldspat (ortoklaz), yarı özşekilli, polisentetik ikizlenmiş plajiyoklaz, amfibol (hornblend) (Şekil 2b) ve biyotit diğer ana mineralleri oluşturur. Küçük, yuvarlak zirkon kristalleri, özşekilli - özşekilsiz sfen ve opak mineraller aksesuar mineralleri olarak bulunurlar. Epidot ve klorit, feldspat, biyotit kristallerinin alterasyonu sonucu oluşan ikincil minerallerdir. Öz şekilli- yarı öz şekilli amfibol

kristalleri basit ikizlenme gösterir. Öz şekilliden yarı öz şekilliye kadar değişen opak mineraller, diğer minerallerin özellikle hornblend minerallerinin çevresinde kapanımlar halinde bulunurlar.

Yassıbağ graniti taze örneklerde açık grimsi gri renkte olup, el örneklerinde faneritik doku özelliği gösterirler. İnce kesit çalışması ile yapılan modal mineralojik analizlerinin Streckeisen sınıflandırmasına (Streckeisen, 1974) göre Yassıbağ granitinin bileşimi, kuvars monzodiyorit olarak belirlenmiştir. Yassıbağ graniti orta-ince taneli dokuya sahip, kuvars, poikilitik alkali feldispat, plajiyoklaz, biyotit ve amfibolden oluşan mineralojik bileşime sahiptir. Sfen, zirkon ve opak mineralleri aksesuar minerali olarak bulunurlar. Serisit, pertit, mirmekit ve klorit ikincil minerallerdir. Yassıbağ granitinde kataklastik doku tanımlanmıştır. Karlsbad ikizli alkali feldispat kristalleri kırıklı ve kristallerin kenarları yuvarlak küçük tanelerle çevrenmiştir (Şekil 2c). Subhedral plajiyoklazlarda polisentetik ikizlenmenin yanı sıra deformasyon nedeniyle deformasyon ikizleri de meydana gelmiştir. Özşekilsiz kuvars kataklastik deformasyon nedeniyle kırıklı ve yer yer rekristalize olmuştur. Yeşil hornblend kristallerinde, alkali feldispat ve plajiyoklaz kristallerinde de kataklastik deformasyon izlenir. Biyotit, açık- koyu kahverengi renklere sahip, yer yer kloritleşmiş levhalar şeklinde bulunur.



Şekil 2 Çalışma alanlarından alınan örneklere ait ince kesit görüntüleri: a) Şevketiye graniti (kuvars monzodiyorit); b) Kestanbol graniti (kuvars monzonit); c) Yassıbağ graniti (kuvars monzodiyorit) (Alf: alkali feldispat; Plj: plajiyoklaz; Ku: kuvars; Amf: amfibol; Zr: zirkon).

4. MEKANİK ÖZELLİKLER

Çalışma alanlarında alınan granitik kayaçların mekanik özellikleri, tek eksenli basınç dayanımı, çekme dayanımı, Schmidt sertlik testleri, Los Angeles aşınma ve sodyum sülfat (Na_2SO_4) ile dona dayanıklılık testleri ile tanımlanmıştır (Çizelge 1).

Granit örneklerinin tek eksenli basınç dayanım testleri hazırlanan granit karot örneklerde ISRM (2007) standartlara uygun olarak her bölgeden (Şevketiye, Kestanbol ve Yassıbağ) 10'ar örnek test edilmiş ve ortalama değerleri kullanılmıştır. İncelenen kayaçlar tek eksenli basınç dayanımı değerleri ISRM (1981)'e göre de sınıflandırılmıştır. Buna göre Şevketiye graniti örnekleri 47.1 MPa ile orta dayanım kategorisine (20 – 60 MPa), Kestanbol graniti ve Yassıbağ graniti örnekleri yüksek dayanım kategorisine (60 – 200 MPa) girmektedir. Çekme mukavemeti, ISRM (2007) standartlarına göre Brezilya çekme dayanımı testi ile belirlendi. Çekme dayanımı için en yüksek değeri (11.2 MPa)

Kestanbol graniti (kuvars monzonit) örneklerine ait, en düşük (4.4 MPa) değer ise Şevketiye graniti (kuvars monzodiyorit) örnekleridir. Schmidt sertlik testlerinde de ISRM (2007) standartlarına göre yapıldı. Benzer şekilde Kestanbol granit örnekleri en yüksek (49.5 MPa), Şevketiye granit örnekleri ise en düşük (23.5 MPa) değerleri göstermiştir.

Los Angeles (LA) testi, ASTM C 131 (2010) tarafından önerilen standartlara uygun olarak kayaların aşınmaya karşı dayanımını tanımlanmıştır. LA değerlerine ilişkin sonuçlar 100 devir için %6.8 – 12.1 ve 500 devir için %29.9 – 49.8 arasında değişmektedir. ASTM (C 88) standartlarına uygun olarak gerçekleştirilen sodyum sülfat (Na_2SO_4) ile donmaya karşı dayanıklılık testi, doğal taş veya beton uygulamalarında kullanılan ve hava etkilerine maruz kalan örneklerin mukavemetini belirler. Donma dayanıklılık değerlerine ilişkin sonuçlar da %0.78–4.50 arasında değişmektedir. Kestanbol graniti (kuvars monzonit) örnekleri en düşük LA (6.8 – 29.9) ve Don kaybı (%0.78) değerlerini gösterirken, Şevketiye graniti (kuvars monzodiyorit) örnekleri en yüksek LA (%12.1 – 49.8) ve don kaybı (%4.50) değerlerine sahiptir. Kestanbol graniti diğer çalışılan kayalar içinde en dayanıklı kayalardır. Yassıbağ ve Şevketiye granitleri ise daha yüksek LA değerlerine ve don kaybı değerlerine sahiptir. Bu şekilde test edilen granitik kayaların aşınmaya ve öğütülmeye karşı direncinin, dayanımlarının doğrusal bir fonksiyonu olduğunu göstermektedir.

Çizelge 1. İncelenen kaya türlerinin tek eksenli sıkışma, çekme dayanımı, Schmidt sertlik dayanımı, don kaybı ve Los Angeles aşınma kaybı değerleri.

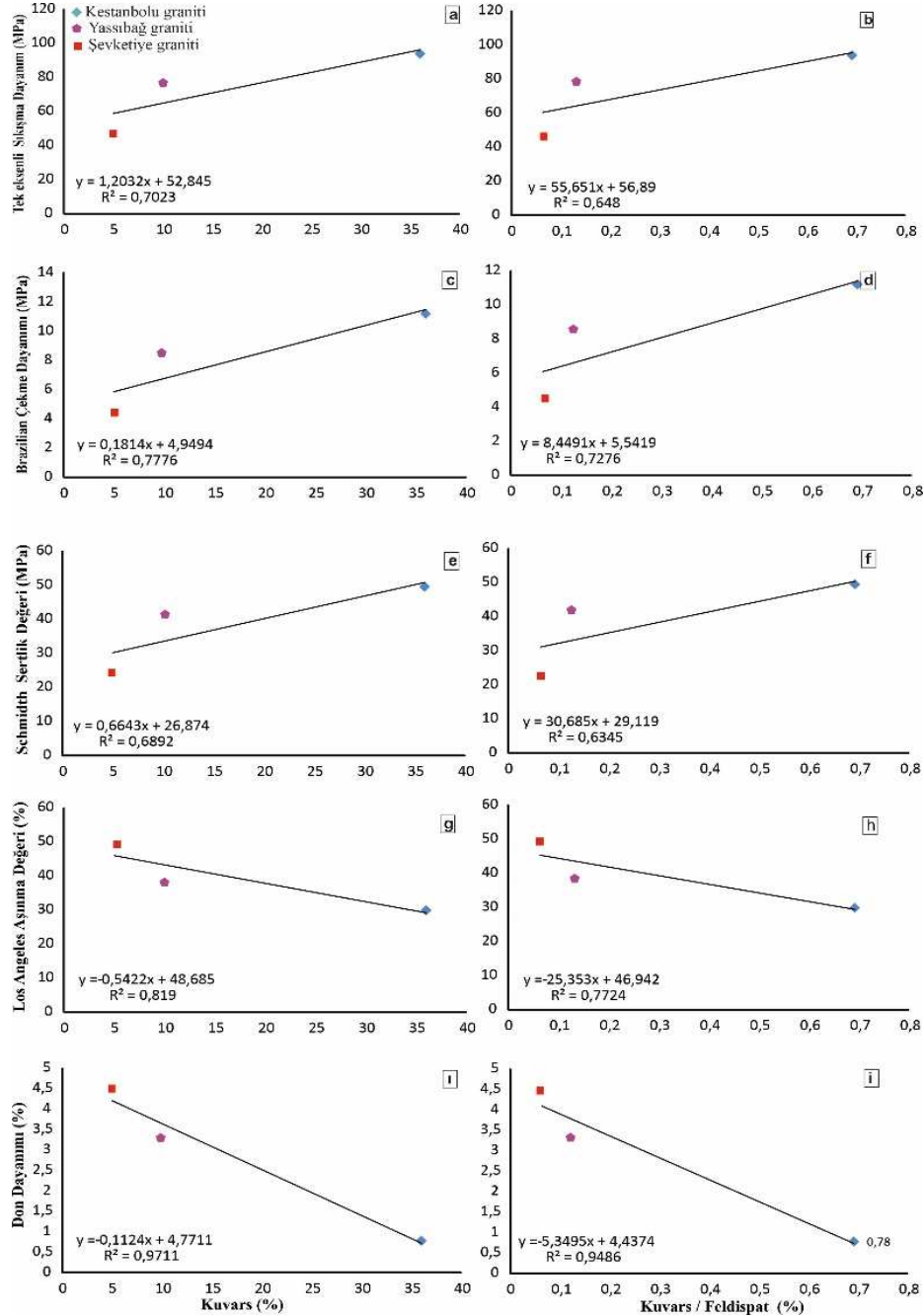
Örnek No	Schmidt sertlik deneyi σ_c (MPa)	Tek eksenli sıkışma dayanımı σ_c (MPa)	Çekme dayanımı σ_c (MPa)	Don kaybı (Na_2SO_4 ile) (%)	Los-Angeles aşınma kaybı (%)	
					100 Devir	500 Devir
SG*	23.5	47.1	4.4	4.50	12.1	49
KG* *	49.5	93.9	11.2	0.78	6.8	29
YG* * *	41.5	78.9	8.5	3.30	8.9	38

* Şevketiye graniti, * * Kestanbol graniti, * * * Yassıbağ graniti

5. MİNERALÖJİK BİLEŞİMİN MEKANİK ÖZELLİKLERLE İLİŞKİSİ

Tane boyutu, tane şekli, doku ve mineralojik bileşim gibi petrografik özelliklerin kayaların mekanik özelliklerini etkilediği bilinmektedir. Mineral bileşimi, kayacın mekanik özelliklerini etkileyen petrografik özelliklerden biridir. Mineralojik bileşimleri ile mekanik özellikler (tek eksenli sıkışma, çekme dayanımı, Schmidt sertlik dayanımı, Los Angeles aşınma testi ve sodyum sülfatlı donma dayanımı) arasındaki ilişkiyi tanımlamak için bu çalışmada basit regresyon analizleri yapıldı. Bu çalışmada mekanik özellikler ile ana mineral (feldispat, kuvars ve amfibol) içeriği arasındaki ilişki Şekil 3 ve 4 verilmiştir. Kuvars miktarı, kuvars/feldispat oranı ile tek eksenli basınç dayanımı arasında pozitif doğrusal bir korelasyon vardır (Şekil 3 a-b). Kuvars miktarı, kuvars/ feldispat oranı ve çekme mukavemeti (Şekil 3 c-d) ve Schmidt sertlik testleri (Şekil 3 e-f) arasında da benzer pozitif bir ilişki vardır. Kuvarsın sert bir mineral olması ve aşınma ve bölünmeye dayanımlı olması ile ince taneli minerallere dönüşmeye duyarlı olmaması kayaç içinde kuvars içeriğinin yüksekliği mukavemeti artırmıştır (Şekil 3 a-b-c-d-e-f). Fakat kuvars yüzdesi, kuvars/ feldispat oran yüzdesi ve Los Angeles (LA) test değerleri (Şekil 3 g-h) ile donma dayanıklılık değerleri (Şekil 3 i-i) arasında negatif doğrusal bir ilişki vardı. Test edilen kayaların diğer ana minerallerin (plajiyoklaz ve amfibol) yüzdeleri ile mekanik özellikleri arasındaki ilişkiler Şekil 4'te gösterilmektedir. Bu mineraller ile test edilen örneklerin mekanik özellikleri (tek eksenli sıkışma, çekme dayanımı, Schmidt sertlik dayanımı) arasındaki regresyon analizleri, bunlar arasında negatif doğrusal korelasyonların olduğunu göstermiştir (Şekil 4 a-b-c-d-e-f). Aynı şekilde bu mineraller (plajiyoklaz ve amfibol) ile LA ve sodyum sülfat

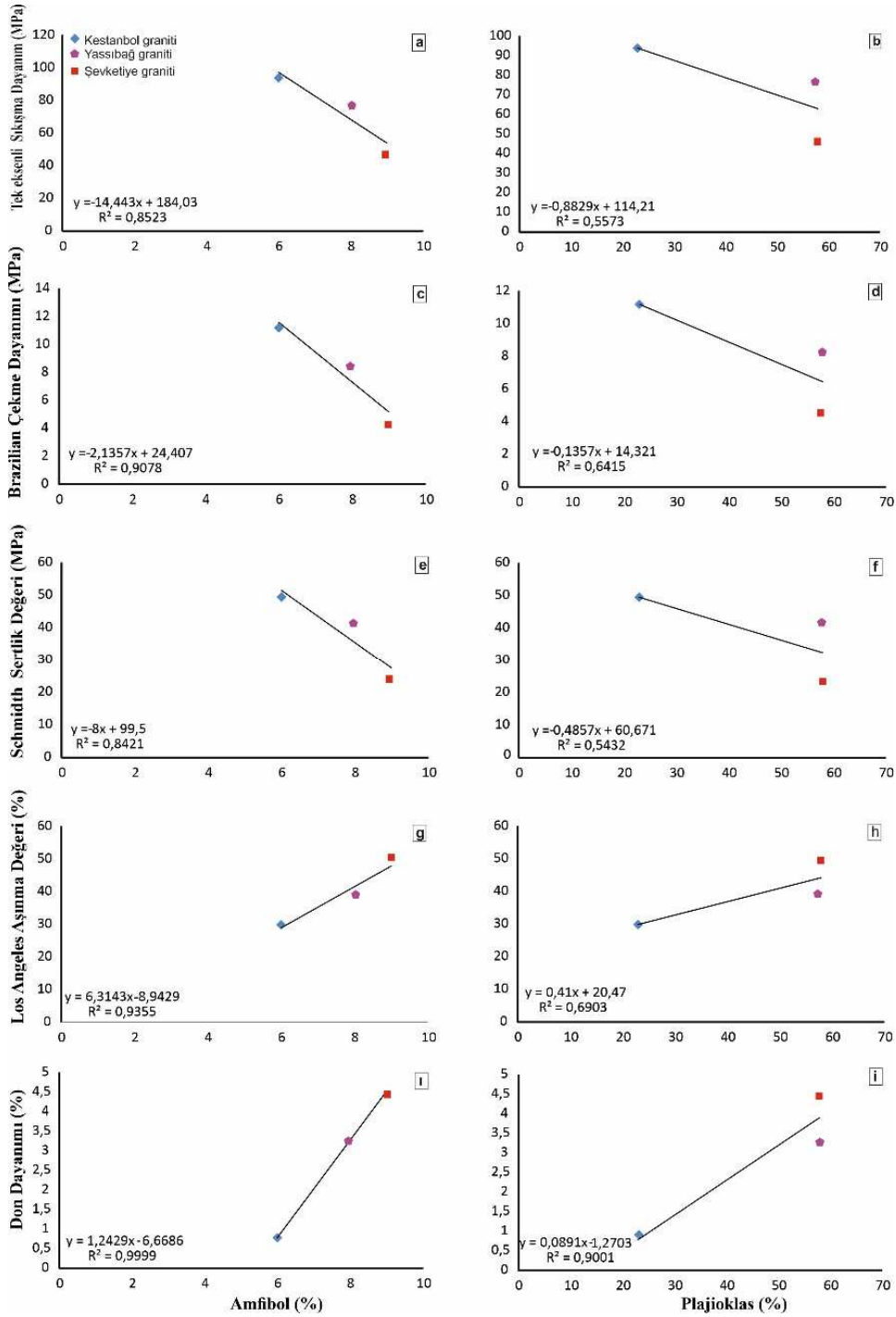
(Na₂SO₄) donma dayanımı değerleri arasında da pozitif doğrusal korelasyonlar mevcuttur (Şekil 4 g-h-1-i). Örneklerin alkali feldispat yüzdeleri ile mekanik özellikleri arasındaki korelasyon ilişkileri istatistiksel olarak anlamlı olmadığı için çalışmada yer verilmemiştir. Bunun yanında test edilen granit örneklerinde plajiyoklaz ve amfibol kristallerinin alterasyon göstermiş olması dayanımını düşürmüştür. Özellikle mekanik özellikleri en düşük olan Şevketiye granitinde plajiyoklaz ve amfibol kristalleri diğer granit örneklerine göre daha fazla alterasyona uğramıştır. LA değerleri ve donma dayanımı testi sonuçları, artan kuvars miktarı ile düşme gösterir (Şekil 4 g-h-1-i). Bu sonuç benzer şekilde kuvars içeriğinin öğütme ve aşınmaya karşı güçlü bir direnç sağladığını göstermiştir.



Şekil 3. Kuvars ve kuvars/ feldispat mineral yüzdelere karşı mekanik dayanım test değerlerinin korelasyon grafikleri.

6. SONUÇLAR

Biga Yarımadası'nın en baskın litolojilerinden biri olan granitik kayaçların mineralojik özellikleri ile mekanik özellikleri arasındaki ilişki daha önce araştırılmamıştır. Bu amaçla Şevketiye, Kestanbol ve Yassıbağ granitlerinin mineralojik-petrografik özellikleri ve mekanik özellikleri belirlenerek aralarındaki ilişkiler incelenmiştir. Çalışma alanlarındaki arazi gözlemleri, alınan örneklerin modal mineralojik analizleri ve dayanım testleri (tek eksenli basınç dayanımı, çekme dayanımı, Schmidt sertlik testi, Los Angeles testi ve sodyum sülfat (Na_2SO_4) ile donma dayanıklılık testi) sonuçlarına göre granitik kayaçların özellikleri belirlenmiştir. İnce kesit çalışması ve modal mineralojik analizlere dayalı çalışmalar sonucu kayaç bileşimleri; Şevketiye graniti ve Yassıbağ graniti kuvars diyorit, Kestanbol graniti kuvars monzonit'dir. Söz konusu kayaçların mineralojik bileşimi, başlıca feldispat (plajiyoklaz – alkali feldispat), kuvars, mafik mineraller (amfibol ve biyotit), aksesuar mineralleri (zirkon, sfen, opak mineraller) ve ikincil minerallerden (serisit, klorit, epidot) oluşan benzer minerallerden oluşur. Kestanbol graniti en yüksek tek eksenli sıkışma, çekme dayanımı, Schmith sertlik dayanımı, Los Angeles aşınma dayanımı ve sodyum sülfatlı donma dayanımı değerlerine sahipken, Şevketiye graniti ise en düşük değerler göstermiştir. Bu nedenle ISRM (1981) dayanım sınıflandırmasına göre Şevketiye graniti örnekleri 47.1 MPa tek eksenli sıkışma dayanımı değeri ile orta dayanım kategorisine girerken, Kestanbol graniti ve Yassıbağ graniti yüksek dayanım kategorisine girmektedir. Buna karşılık en düşük LA ve donma dayanımı değerini Kestanbol graniti, en yüksek LA ve donma dayanımı değeri ise Şevketiye granitine aittir. Kestanbol graniti en dayanıklı kayaçlar olup, Yassıbağ ve Şevketiye granitleri ise daha yüksek LA değerlerine ve donma dayanımı değerlerine sahiptir. Bu sonuç, test edilen granitik kayaçların aşınmaya ve öğütülmeye karşı direncinin, dayanımlarının doğrusal bir fonksiyonu olduğunu göstermektedir. Mineralojik ve mekanik özelliklerin karşılaştırılmasından, test edilen granitik kayaçların dayanımı ile kuvars, plajiyoklaz ve amfibol miktarları arasında sırasıyla pozitif ve negatif korelasyonlar olduğunu göstermiştir.



Şekil 4. Amfibol ve plajoklas mineral yüzdelere karşı mekanik dayanım test değerlerinin korelasyon grafikleri.

7. KAYNAKLAR

ASTM (American Society for Testing and Materials) C131 / C131M – 20, 2010. Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine, Book of Standards Volume: 04.02, 2010.

- ASTM American Society for Testing and Materials) C88 / C88M-18, 2010. Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate, 2010.
- Bingöl, E., 1969. Kazdağ Masifi'nin merkezi ve GD kesiminin jeolojisi. MTA Dergisi, Sayı 72.
- Bingöl, E., Akyürek, B., Korkmazer, B., 1975. Geology of the Biga Peninsula and some characteristics of Karakaya Formation, Symposium Book of 50th anniversary of the Turkish Republic, MTA, Ankara, pp. 71- 76 (in Turkish with English abstract).
- Birkle, P., Satır, M., 1992. Petrology, geochemistry and geochronology of a quartz-monzonite intrusion (Kestanbol granite) and their host rocks near Ezine, Biga Peninsula, NW Anatolia, Turkey. ISGB 92 Abstracts, 44-45.
- Birkle, P., Satır, M., 1995. Dating, Geochemistry and geodynamic significance of the Tertiary magmatism of the Biga Peninsula, NW-Turkey. Geology of the Black Sea Region, Min. Res. Expl. Inst. Of Turkey, Ankara, pp. 171-180.
- Delaloye, M. and Bingöl, E., 2000. Granitoids from western and northwestern Anatolia: Geochemistry and modeling of geodynamic evolution. International Geology Review, 42, 241 – 268.
- Duru, M., Pehlivan, S., Dönmez, M., Ilgar, A., Akçay, A.E., 2007. Geological Map of The Ayvalık-I17 Quadrangle. General Directorate of Mineral Research and Exploration Report. Report No. 98, Ankara.
- Duru, M., Pehlivan, S., Sentürk, Y., Yavaş, F., Kar, H., 2004. New results on the lithostratigraphy of the Kazdağ Massif in Northwestern Turkey. Turkish J. Earth Sci. 13, 177- 186.
- Eroğlu, G., 2020. Biga Yarımadası'nda Yüzeyleyen Granitik Bileşimli Kayaçların Petrografik ve Jeomekanik Özellikleri. Çanakkale Onsekiz Mart Üniversitesi, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi.
- Genç, Ş.C., 1998. Evolution of the Bayramiç Magmatic Complex, Northwestern Anatolia. Journal of Volcanology and Geothermal Research, 85(1-4), 233-249.
- Göker, F.A., Tuğrul, A., 2006. Boyutlandırılmış Taş Üretimi Yönünden Kestanbol Graniti Taş Ocaklarının Kalitesi. Mühendislik Jeolojisi Bülteni, 22: 1-20.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics), 2007. Suggested Methods for Testing or Measuring Properties of Rocks and Masses.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics) (1981) Rock Characterization, Testing and Monitoring: ISRM suggested Methods. E.T. Brown (ed.), Pergamon Press, 211.
- Okay, A.I., Siyako, M., Bürkan, K.A., 1990. Geology and tectonic evolution of Biga Peninsula, TPAG Bull. 2 1, 83–121.
- Okay, A.I., Satır, M., Maluski, H., Siyako, M., Monie, P., Metzger, R., Akyuz, S., 1996. Paleo- and Neo-Tethyan events in northwestern Turkey: geologic and geochronologic constraints. In: Yin, A., Harrison, M. (Eds.), Tectonics of Asia. Cambridge University Press, pp. 420–441.
- Streckeisen, A., 1974. Classification and nomenclature of plutonic rocks recommendations of the IUGS subcommission on the systematics of igneous rocks. Geol Rundsch 63, 773-786
- Tuğrul, A. Zarif, H.I., 1999. Correlation of mineralogical and textural characteristics with engineering properties of selected granitic rocks from Turkey. Engineering Geology 51 (1999) 303–317.
- Tunusluoğlu, C.M., Dinç, Ş.Ö., Çalık, A., Karaca, Ö., 2012. Kestanbol Granitlerinin Bozulma Derecesi, 65. Türkiye Jeoloji Kurultayı, Ankara, Türkiye.
- Yılmaz, Y., Genç, Ş.C., Karacık, Z., Altunkaynak, Ş., 2001. Two contrasting magmatic associations of NW Anatolia and their tectonic significance. Journal of Geodynamics, 31, 243-271.
- Yılmaz Şahin, S., Örgün, Y., Güngör, Y., 2010. Mineral and Whole – rock Geochemistry of the Kestanbol Granitoid (Ezine – Çanakkale) and its Mafic Microgranular Enclaves in Northwestern Anatolia: Evidence of Felsic and Mafic Interaction. Turkish Journal of Earth Sciences, Vol. 19, 2010, pp. 101-122.

Travertenlerde Tek Eksenli Sıkışma Dayanımı Düşüşünün Artan Donma-Çözülme Çevrimleri ile İzlenmesi ve Yapı Taşı Olarak Kullanımına Etkisinin Değerlendirilmesi

Monitoring the Decrease in Uniaxial Compressive Strength of Travertines with Increasing Freeze-Thaw Cycles and Evaluation of Its Effect on their Use as Building Stone

Kazim GİRESON^{1,*}, Sefer Beran ÇELİK², İbrahim ÇOBANOĞLU²

¹ Pamukkale Üniversitesi Kale MYO Madencilik ve Maden Çıkarma Bölümü, Kale, Denizli

² Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Denizli

(* kgireson@pau.edu.tr)

ÖZ: Geçmişten günümüze yapı taşı olarak geniş kullanım alanlarına sahip olan traverten, karbonatça zengin tortul kayalardır. Tüm doğaltaşlarda olduğu gibi travertenlerin de dayanım özellikleri kullanım şartlarına ve yerlerine bağlı olarak büyük önem taşımaktadır. Donma-çözülme (DÇ) çevrimleri tek eksenli sıkışma dayanımı (UCS) üzerinde etkili bir süreçtir. Fiziksel bozunmaya neden olan DÇ süreçleri soğuk iklim bölgelerinde yüksek poroziteye sahip kayalar üzerinde önemli etkiye sahiptir. Bu çalışma kapsamında, Denizli ve Karaman bölgesinden seçilen 5 tür travertende UCS değerinin DÇ çevrimleri ile değişimi ve DÇ çevrimleri sonucunda dayanım açısından yapı taşı olarak kullanım standartlarına uygunluğu değerlendirilmiştir. 4, 7, 10, 14, 20, 28, 35, 56, 70 ve 84 DÇ çevrimi sonunda örneklerde UCS değişimi izlenmiş ve elde edilen bulgular sonucunda 84 DÇ çevrimi sonunda UCS değerlerinde %40'a varan azalmalar elde edilmiş ve ortaya konmuştur. UCS değerlerindeki bu değişim ile birlikte genel olarak dayanımlı sınıfta yer alan travertenlerin DÇ etkisiyle orta dayanımlı sınıfa dahil olduğu belirlenmiştir. Ayrıca 84 DÇ çevrim sonunda travertenlerin dayanım olarak dış mekanlarda kullanım standartlarına uygun olmadığı, sadece iç mekanlarda kullanılabileceği belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Bozunma, Donma çözülme, Traverten, Tek eksenli sıkışma dayanımı

ABSTRACT: Travertine, which has been widely used as building stone from past to present, is sedimentary rocks rich in carbonate. As with all natural stones, the strength properties of travertines are of great importance depending on the conditions of use and place. Freeze-thaw (FT) cycles are an effective process on uniaxial compressive strength (UCS). FT cycles that cause physical deterioration have a significant impact on rocks with high porosity in cold climate regions. Within the scope of this study, the change of UCS value for 5 types of travertine selected from Denizli and Karaman regions with FT cycles and their compliance with the standards for use as building stone were evaluated. UCS changes were determined for the samples at the end of 4, 7, 10, 14, 20, 28, 35, 56, 70 and 84 FT cycles, and as a result of the findings, decreases up to 40% in UCS values were obtained and demonstrated at the end of 84 FT cycles. With this change in UCS values, it was determined that the travertines, which are generally in the strong class, were included in the medium strength class due to the effect of FT cycles. In addition, at the end of FT cycles, it was determined that the travertines did not comply with the standards for outdoor use and could only be used indoors in terms of strength.

Keywords: Deterioration, Freeze-thaw, Travertine, Uniaxial compressive strength

1. GİRİŞ

Tortul kayaç grubunda bulunan traverten, karbonatça zengin bir doğal taştır. Travertenler, antik çağlardan günümüze kadar geçen süre içerisinde insanoğlu tarafından yapı taşı olarak kullanılmaktadır. Renkleri, dokusal ve yapısal özellikleri doğaltaşlara dekoratif olarak kullanılabilme özellikleri katmakta

ve hem iç hem de dış mekanlarda doğal ve sıcak yaşam ortamları oluşturması yönüyle tercih edilmektedir. Tarihi yapıların inşasında, antik şehirlerdeki çeşitli yapısal elemanların restorasyonunda, hediyelik eşya, süs eşyası imalatı gibi alanlarda da doğaltaşlar kullanılmaktadır. Yapıtaşı olarak kullanılan doğaltaşların servis ömrü kullanım yeri, yaya ve araç trafiğinin aşındırıcı etkileri, taşıdıkları yükler ile yakından ilişkilidir. Bunların dışında özellikle soğuk iklim bölgelerinde kullanılan doğaltaşlar, donma ve çözülme süreçlerinin etkisiyle fiziksel olarak bozunmaya uğramaktadır. Donma ve çözülme çevrimleri etkisiyle doğaltaşlar bütünlüğünü kaybederek parçalanmaya başlarlar ve kullanılamaz hale gelirler. Bu tür olumsuzluklarla karşılaşmamak ve sınırlı doğal kaynakların daha sürdürülebilir kullanımı için donma ve çözülme çevrimlerine yeterli dirence sahip doğaltaş türlerinin kullanılması büyük önem taşımaktadır. Tüm doğaltaşlarda olduğu gibi travertenlerin de dayanım özellikleri (UCS) kullanım şartlarına ve yerlerine bağlı olarak büyük önem taşımaktadır. Fiziksel bozunmaya neden olan DÇ süreçleri soğuk iklim bölgelerinde özellikle yüksek poroziteye sahip kayalar üzerinde önemli etkiye sahiptir. Su donduğunda hacminin yaklaşık %9'u kadar genişir. Bu durumda gözenekler ve çatlaklardaki su donarak genişir ve gerilme artışlarına neden olur. Gerilme artışlarının etkisiyle bir doğaltaşın donma direnci, başlangıçtaki gözenekliliği ve DÇ döngülerinden sonraki gelişimi (Martínez-Martínez vd., 2013), ayrıca gözenek boyutu dağılımı (Al-Omari vd., 2015) tarafından kontrol edilmektedir.

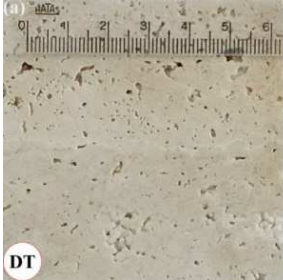

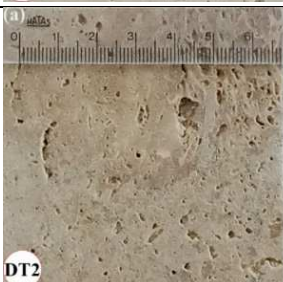

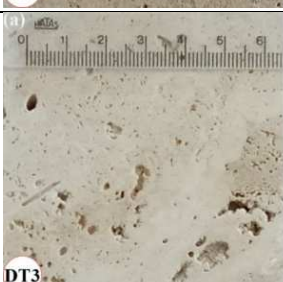
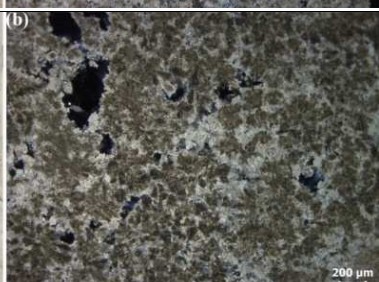
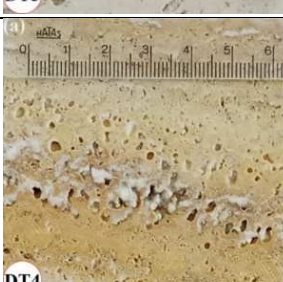
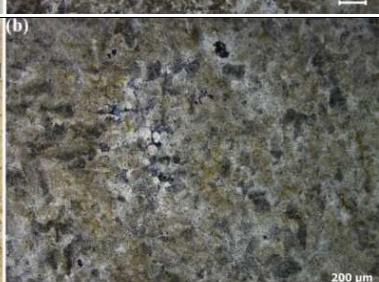

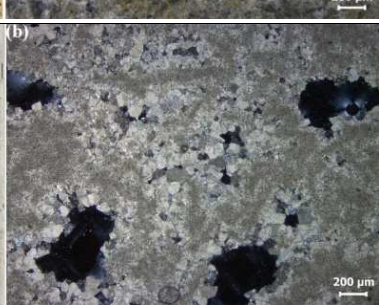
UCS, doğal taşlar için önemli bir tasarım ve kalite parametresidir ve bu parametrenin DÇ çevrimleri etkisiyle önemli ölçüde azaldığı önceki çalışmalarda bildirilmiştir (Topal ve Doyuran 1998; Mutlutürk vd., 2004; Chen vd., 2004; Yavuz vd., 2006; Ruedrich vd., 2011; Yavuz 2012; Çobanoğlu ve Çelik 2012; Jamshidi vd., 2013; Martínez-Martínez vd., 2013; Çelik vd., 2014; Özbek, 2014; Ghobadi ve Babazadeh, 2015; Freire-Lista vd., 2015; Fener ve İnce 2015; Momeni vd., 2016; Kolay, 2016; Ceylan, 2016; Akın vd., 2017; Eslami vd., 2018; Török ve Szemerey-Kiss, 2019; Koralay ve Çelik, 2019; Deprez vd., 2020; Amirkiyaei vd., 2021; Aral vd., 2021; Güler vd., 2021; Deng vd., 2022; Akbulut, 2022; Gireson ve Çobanoğlu, 2022; Gireson, 2023). Çobanoğlu ve Çelik (2012), DÇ döngülerinin Türkiye'nin Denizli bölgesindeki travertenlerin UCS kaybı üzerindeki etkisini araştırmışlar, 30 DÇ döngüsünden sonra UCS değerlerinin %3 ile %24 arasında azaldığını ortaya koymuşlardır. Khanlari vd. (2015), 30 DÇ döngüsünün İran'ın güneybatısındaki kumtaşlarının fiziksel ve mekanik özellikleri üzerindeki etkisini incelemişler ve UCS değerlerinin %41 ile 85 arasında azaldığını belirtmişlerdir. Park vd. (2020) Norveç bölgesinden dolomit ve kuvarsit kayalarının DÇ döngüleri etkisinde fiziksel ve mekanik özelliklerindeki değişimlerini araştırmışlardır. 900 DÇ çevrimi sonunda UCS değerlerinde %13 azalım olduğunu belirtmişlerdir.

Bu çalışma ile yaygın olarak kullanılan ve ekonomik değerleri olan travertenlerin donma ve çözülme davranışlarının ortaya konulması sağlanmıştır. Bu çalışma kapsamında Denizli ve Karaman bölgesinden alınan traverten örnekleri laboratuvar koşullarında DÇ çevrimlerine tabi tutulmuştur. DÇ çevrim sayılarına bağlı olarak örnek gruplarının fiziksel ve mekanik özelliklerindeki değişiklikler ortaya konmuştur. Elde edilen bulgular ışığında, Dünya'nın çeşitli bölgelerine ihraç edilen travertenlerin sergileyecekleri donma ve çözülme performanslarına göre kullanım alanlarının seçilebilmesi ile ekonomik ve çevresel katkıların sağlanması amaçlanmıştır.

2. MALZEME VE METOT

Çalışma kapsamındaki örnekler 7* 7* 7 cm boyutlarında küp olarak TS EN 1926 (2013) standartına göre hazırlanmıştır. Her kaya grubundan 60 adet olmak üzere 5 değişik kaya grubu için toplam 300 örnek Türkiye'nin Denizli ve Karaman bölgesinden temin edilmiştir. Örnek gruplarının mineralojik ve petrografik özellikleri Çizelge 1'de toplu olarak verilmiştir.

Çizelge 1. Örnek gruplarının mineralojik ve petrografik özellikleri.

<p>Kayaç kodu: DT Örnek grubu mikrit çimentolu olup mikrit bağlayıcı mevcuttur. Boşluk çeperleri birkaç mm ve boşluklar bağlantısızdır. Kristal yapısı çok belirgin değildir sadece çeper kenarlarında kristal gözlenmiştir. Kayaç kötü yıkanmıştır.</p>		
<p>Kayaç kodu: DT2 Boşluklu yapıda kötü yıkanmış bir travertendir. Boşlukları bağlantısız ve geometrik şekilleri belirsizdir. Kayaç içerisindeki kahverengi ince taneli formdan dolayı çalı tipi traverten olarak tanımlanmıştır.</p>		
<p>Kayaç kodu: DT3 Bu örnek grubunda karbonatlar kötü yıkanmıştır. İçerisindeki kahverengi ince taneli formdan dolayı çalı tipi traverten olarak tanımlanabilir. Kayaçta boşlukları bağlantısızdır. Boşluk çeperleri boyunca kristal yapıları belirgindir.</p>		
<p>Kayaç kodu: DT4 Kayaç sarı renkte bir traverten olup karbonatları iyi yıkanmıştır. Boşluk oranı azdır. Kristal boyutları yaklaşık olarak birbirine eşittir. Kristaller yarı öz şekilli olup 30-80 mikron arasındadır. Kayaçta metamorfik kayaçlardaki gronblastik mozaik dokuyu andıran bir şeker dokusu mevcuttur.</p>		
<p>Kayaç kodu: KT Kayaçta mikrosparitik bir çimento mevcuttur. Özellikle boşluk çeperleri boyunca yarı öz şekilli kalsit-dolomit mevcuttur. Boşluk miktarı fazladır ve boşluklar 150-200 mikron arasındadır. Boşluklar birbiriyle bağlantısızdır. Karbonatları ise kötü yıkanmıştır.</p>		

3. FİZİKSEL VE MEKANİK ÖZELLİKLER

DeneySEL çalışmalar kapsamında DÇ çevrimleri öncesinde örnek gruplarının kuru birim hacim ağırlık (γ_k), doymun birim hacim ağırlık (γ_d), görünür porozite (n), ağırlıkça su emme oranı (A_w) ve tek eksenli sıkışma dayanımı (UCS) değerleri belirlenmiştir (Çizelge 2). DeneySEL çalışmalarda temel fiziksel özellikler TS EN 1936 (2010) ve TS EN 13755 (2014) standartları, tek eksenli sıkışma dayanımı ise TS EN 1926 (2013) standardı doğrultusunda belirlenmiştir.

Çizelge 2. Örnek gruplarının DÇ öncesi temel özellikleri.

		γ_k (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	n (%)	A _w (%)	UCS (MPa)
DT	Min.	23.49	23.87	2.66	1.09	51.86
	Max.	24.06	24.40	4.14	1.71	70.10
	Ort.	23.83	24.15	3.32	1.37	58.51
	SS	0.19	0.17	0.46	0.19	6.35
DT2	Min.	23.39	23.75	2.12	0.87	51.46
	Max.	23.95	24.36	6.19	2.60	69.51
	Ort.	23.66	24.06	3.99	1.66	57.55
	SS	0.18	0.15	1.42	0.60	6.49
DT3	Min.	23.01	23.56	3.24	1.34	46.14
	Max.	23.87	24.25	5.62	2.40	73.35
	Ort.	23.65	24.04	3.97	1.65	60.24
	SS	0.24	0.20	0.63	0.28	9.13
DT4	Min.	21.65	22.36	3.62	1.51	46.64
	Max.	23.66	24.22	7.16	3.24	66.35
	Ort.	23.09	23.67	5.88	2.51	54.90
	SS	0.67	0.60	1.07	0.51	6.03
KT	Min.	23.69	24.00	1.78	0.71	44.41
	Max.	24.58	24.78	3.14	1.30	66.40
	Ort.	24.29	24.51	2.32	0.94	56.01
	SS	0.28	0.24	0.40	0.17	7.27

4. DONMA ÇÖZÜLME DENEYLERİ

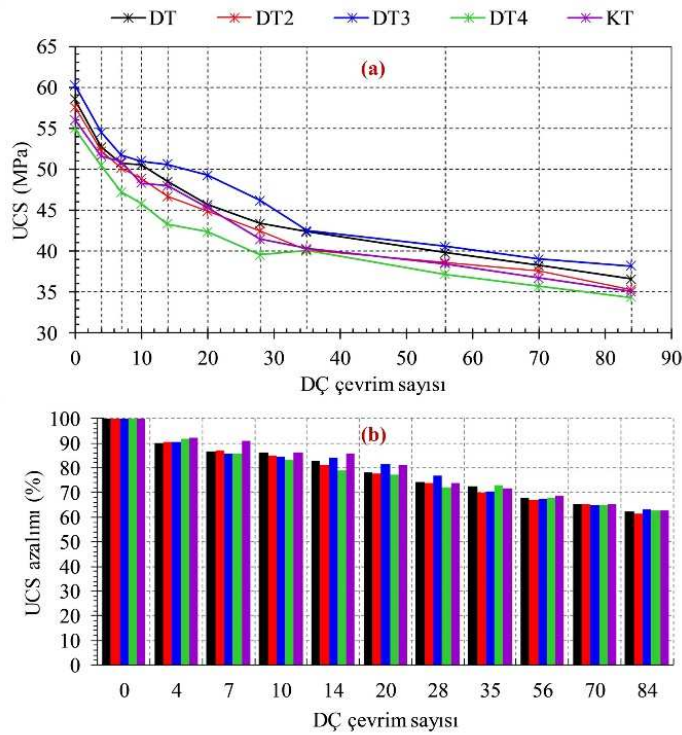
DÇ deneyi, artan DÇ çevrimleri sonrası kayaçların fiziksel ve mekanik özelliklerindeki değişimin belirlenmesi amacıyla yapılır. DÇ kayaçların fiziksel bozunmasında etkilidir. Tekrarlanan DÇ çevrimleri kayacın fiziksel ve mekanik özelliklerini değiştirir. Kayaçların çevrim sayısına bağlı olarak göstereceği fiziksel ve mekanik özellik değişimlerinin hassas olarak ortaya konulabilmesi için çevrimler 4, 7, 10, 14, 20, 28, 35, 56, 70 ve 84 olarak ayrı ayrı uygulanmıştır. Her çevrim 6 saat boyunca havada donma (-12°C'de) ve 6 saat suda çözülme (+20°C'de) periyotlarından oluşmaktadır. DÇ deneyi, TS EN 12371 (2011) standartları doğrultusunda gerçekleştirilmiştir. Deney öncesi örnekler 48 saat suda bekletilip doygun hale getirilmiştir. DÇ test cihazı havada donma ve suda çözülme işlemlerini yapacak şekilde otomatik olup, toplam 80 adet küp örnek (7x7x7cm boyutlarında) alabilecek büyüklüğe sahiptir ve yaklaşık 220 litre hacindedir. Örneklerin DÇ test cihazı içindeki görünümü Şekil 1'deki gibidir. Deneyler öncesinde standartta belirtilen sıcaklık değerlerinin doğru ve tam olarak elde edilebilmesi amacıyla deneme ölçümleri yapılmıştır. Yapılan DÇ deneylerinde donma süreci, ilk iki saatte -8°C ve son 4 saatte -8°C ile -12°C arasında bir değerde kalmak üzere, toplam 6 saatte tamamlanmaktadır. Sonrasında donmuş örneklerin 20°C'de 6 saatlik çözülme süreci ile bir DÇ çevrimi tamamlanmaktadır.



Şekil 1. Örneklerin DÇ kabini içinde görünümü.

5. DONMA ÇÖZÜLME SONRASI DEĞERLENDİRMELER

Bu çalışma kapsamında 5 farklı traverten örnek grubunun DÇ çevrimleri sonrası UCS değerleri belirlenmiş ve DÇ sürecinin kayalarda önemli bir parametre olan dayanım üzerindeki etkisi değerlendirilmiştir. DÇ çevrim sayılarındaki artış ile birlikte örneklerin UCS değerlerinde belirgin azalış olduğu belirlenmiştir. DT3 kodlu traverten örneğinin DÇ çevrim öncesi ortalama 60.24 MPa olan UCS değeri, 84 DÇ çevrim sonrası ortalama 38.16 MPa değerine düşmüştür (Şekil 2a). Artan DÇ çevrimleriyle birlikte mekanik özelliklerinde önemli değişiklikler gözlenen DT2 kodlu traverten örneği ise DÇ çevrimleri öncesi UCS değeri ortalama 57.55 MPa değerine sahip iken, 84 DÇ sonunda 35.23 MPa değerine düşmüştür. Örneklerin UCS değerlerindeki değişim yüzdelik olarak ortalama %36.65 ile %38.79 arasındadır (Şekil 2b).



Şekil 2. Örneklerin UCS değerlerinin DÇ çevrimleriyle değişimi (a) ve azalımı (b).

Örnek gruplarının UCS değerleri çevrim öncesinde ve sonrasında ISRM (2007) sınıflamasına göre değerlendirilmiştir (Çizelge 3). Örneklerin ortalama UCS değerleri tüm traverten grupları için artan DÇ çevrimleriyle azalış göstermiştir. Çevrim öncesi yüksek görünür porozite değerine sahip olan traverten örnekleri çevrim öncesinde UCS değeri olarak dayanımlı kayaç grubu sınıfında yer almasına rağmen artan DÇ çevrimleriyle birlikte azalan dayanımları örnek gruplarının orta dayanımlı kayaç grubuna dahil olmasına neden olmuştur.

Çizelge 3. Örnek gruplarının UCS değerlerine göre sınıflanması (ISRM 2007).

Kayaç türü	Çevrim öncesi		84 çevrim sonrası	
	UCS (MPa)	Sınıf	UCS (MPa)	Sınıf
DT	58.51	Dayanımlı	36.56	Orta dayanımlı
DT2	57.55	Dayanımlı	35.23	Orta dayanımlı
DT3	60.24	Dayanımlı	38.16	Orta dayanımlı
DT4	54.90	Dayanımlı	34.32	Orta dayanımlı
KT	56.01	Dayanımlı	35.05	Orta dayanımlı

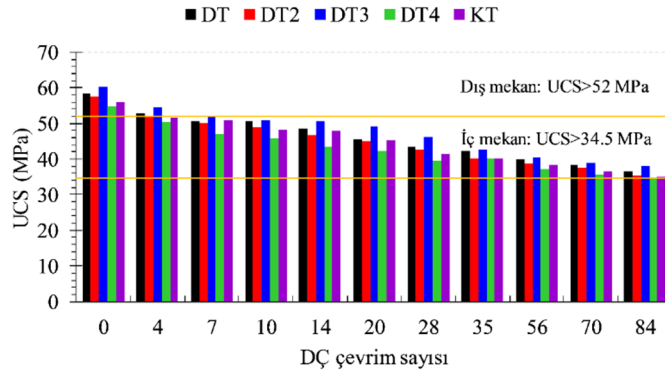
Sınıflama: UCS (MPa) (ISRM 2007)

(Oldukça zayıf kayaç: 0.25-1) (Çok zayıf kayaç: 1-5) (Zayıf kayaç: 5-25)
 (Orta dayanımlı kayaç 25-50) (Dayanımlı kayaç 50-100) (Çok dayanımlı kayaç 100-250)
 (Oldukça dayanımlı kayaç >250)

Doğaltaşların kullanılabilirliğinde dayanım önemli bir parametre olup, taşın dayanım değerinin kullanım uygunluğu açısından standart sınır değerlerde olması gerekmektedir. Bu kapsamda çalışılan örnek gruplarına ait donma çözülme öncesi ve sonrası belirlenen UCS değerleri ASTM standartlarına göre kullanım uygunluğu açısından değerlendirilmiştir (Çizelge 4). Tüm örnek gruplarının donma çözülme öncesi UCS değerlerinin travertenlerin kullanımı için standart olarak uygun olan minimum dayanım sınırlarının üzerinde olduğu belirlenmiştir. Ancak artan DÇ çevrimleriyle birlikte örnek gruplarında dayanım olarak düşüş gözlenmiş olup, özellikle 84 DÇ çevrim sonunda dayanımları standart sınır değerlerin altında kalmıştır. Yüksek görünür porozite değerine sahip olan traverten örnek grupları DÇ öncesi belirlenen dayanım değerleriyle iç ve dış mekanlarda kullanım olarak standartları sağlamasına rağmen, DÇ etkisiyle birlikte azalan dayanımları iç mekanlarda standartlara uygun, ancak dış mekanlarda bu dayanım değerlerinin standartlarda belirtilen olması gereken sınır değerinin altında kaldığı belirlenmiştir (Şekil 3). Bu bakımdan doğaltaşların bozunma kriterleri dikkate alınarak çeşitli kullanım amaçlarına göre uygun olarak seçilmesi önemlidir.

Çizelge 4. Örnek gruplarının DÇ öncesi ve sonrası UCS değerlerinin standartlara uygunluğunun değerlendirilmesi.

Kayaç türü	UCS (MPa)		Standart	Çevrim	
	Sınır değer (Minimum)			öncesi UCS (MPa)	84 çevrim sonrası UCS (MPa)
DT	52 (dış) 34.5 (iç)		ASTM C1527/C1527M-18	58.51	36.56
DT2	52 (dış) 34.5 (iç)		ASTM C1527/C1527M-18	57.55	35.23
DT3	52 (dış) 34.5 (iç)		ASTM C1527/C1527M-18	60.24	38.16
DT4	52 (dış) 34.5 (iç)		ASTM C1527/C1527M-18	54.90	34.32
KT	52 (dış) 34.5 (iç)		ASTM C1527/C1527M-18	56.01	35.05



Şekil 3. Örneklerin UCS değerlerinin DÇ çevrimleri boyunca kullanım standartlarına uygunluğunun değerlendirilmesi.

6. SONUÇLAR

Bu çalışma, doğaltaş sektöründe kullanılan travertenlerin DÇ karşısındaki davranış şekillerini ortaya koymak ve elde edilen mekanik parametrelerin değişimlerini izlemek ve değerlendirmek amacıyla gerçekleştirilmiştir. DÇ deneyleri ile kayaçlarda meydana gelen fiziksel ve mekanik özellik değişimleri kayacın türüne ve çevrim sayısına bağlı olarak değişmektedir. DÇ deneyleri 4, 7, 10, 14, 20, 28, 35, 56, 70 ve 84 çevrim olarak uygulanmış ve her çevrim sonrası kayaçların mekanik özellikleri belirlenmiş ve değerlendirilmiştir. DÇ etkisiyle örnek gruplarının dayanımlarında azalmalar olduğu belirlenmiştir. Örneklerin UCS değerlerindeki değişim yüzdelik olarak ortalama %36.65 ile %38.79 arasındadır. Kayaçların mekanik özelliklerine ait parametrelerde gözlenen değişimler kayaçların doğaltaş olarak kullanımlarında büyük etki göstermektedir. İncelemelerde literatürde sıklıkla kullanılan sınıflandırmalar ve standartlar tarafından öngörülen değerler ele alınmıştır. Kayaçların 84 çevrim sonrası UCS değerleri azalmıştır. Örneklerin bu değişimler sonundaki değerlerinin ASTM standardı tarafından farklı travertenler için önerilen sınır değerlerini sağlayıp sağlamadığı belirlenmiştir. Traverten örnek grupları DÇ öncesi belirlenen dayanım değerleriyle iç ve dış mekanlarda kullanım olarak standartları sağlamasına rağmen, donma çözülme etkisiyle birlikte azalım gösteren dayanımları iç mekanlarda standartlara uygun, ancak dış mekanlarda bu dayanım değerlerinin standartlarda belirtilen olması gereken sınır değerinin altında kaldığı belirlenmiştir. Bu açıdan doğaltaşların bozunma kriterleri dikkate alınarak çeşitli kullanım amaçlarına göre uygun olarak seçilmesi önemlidir.

7. KAYNAKLAR

- Akbulut, Z.F., 2022. Investigation of the change in physical, mechanical, and microstructural properties of Ahlat ignimbrites under the effect of environment and freeze-thawing. *Arabian Journal of Geosciences*, 15(6), 472.
- Akın, M., Özvan, A., Dinçer, İ., ve Topal, T., 2017. Evaluation of the physico-mechanical parameters affecting the deterioration rate of Ahlat ignimbrites (Bitlis, Turkey). *Environmental earth sciences*, 76, 1-22.
- Al-Omari, A., Beck, K., Brunetaud, X., Török, Á., ve Al-Mukhtar, M., 2015. Critical degree of saturation: A control factor of freeze-thaw damage of porous limestones at Castle of Chambord, France. *Engineering Geology*, 185, 71-80.
- Amirkiyaei, V., Ghasemi, E., ve Faramarzi, L., 2021. Estimating uniaxial compressive strength of carbonate building stones based on some intact stone properties after deterioration by freeze-thaw. *Environmental Earth Sciences*, 80(9), 352.
- Aral, İ.F., Boy, R., ve Dinçer, A.R., 2021. Effects of freeze-thawing cycles on the physical and mechanical properties of basaltic and dolomitic rocks evaluated with a decay function model. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 80, 2955-2962.
- ASTM C1527/C1527M-18, 2018. "Standard Specification for Travertine Dimension Stone", USA: ASTM International.
- Ceylan, H., 2016. Freeze-thaw cycles Isparta andesite stone effect of the physicommechanical properties. *Tek. Bilim. Derg.*, 6, 7-12.
- Chen, T.C., Yeung, M.R., ve Mori, N., 2004. Effect of water saturation on deterioration of welded tuff due to freeze-thaw action. *Cold Regions Science and Technology*, 38(2-3), 127-136.
- Çelik, M.Y., Akbulut, H., ve Ergül, A., 2014. Water absorption process effect on strength of Ayazini tuff, such as the uniaxial compressive strength (UCS), flexural strength and freeze and thaw effect. *Environmental Earth Sciences*, 71, 4247-4259.
- Çobanoğlu, İ., ve Çelik, S.B., 2012. Determination of strength parameters and quality assessment of Denizli travertines (SW Turkey). *Engineering Geology*, 129, 38-47.
- Deng, X., Zhang, Y., Wang, R., ve Yuan, D., 2022. Study on mechanical properties and damage mechanism of strongly weathered gneiss under freeze-thaw cycles. *Arabian Journal of Geosciences*, 15(5), 428.

- Deprez, M., De Kock, T., De Schutter, G., ve Cnudde, V., 2020. The role of ink-bottle pores in freeze-thaw damage of oolitic limestone. *Construction and Building Materials*, 246, 118515.
- Eslami, J., Walbert, C., Beaucour, A.L., Bourges, A., ve Noumowe, A., 2018. Influence of physical and mechanical properties on the durability of limestone subjected to freeze-thaw cycles. *Construction and Building Materials*, 162, 420-429.
- Fener, M. ve İnce, İ., 2015. Effects of the freeze-thaw (F-T) cycle on the andesitic rocks (Sille-Konya/Turkey) used in construction building. *Journal of African Earth Sciences*, 109, 96-106.
- Freire-Lista, D.M., Fort, R., ve Varas-Muriel, M.J., 2015. Freeze-thaw fracturing in building granites. *Cold Regions Science and Technology*, 113, 40-51.
- Ghobadi, M.H., ve Babazadeh, R., 2015. An investigation on the effect of accelerated weathering on strength and durability of Tertiary sandstones (Qazvin province, Iran). *Environmental Earth Sciences*, 73, 4237-4250.
- Gireson, K., ve Cobanoğlu, I., 2022. Investigation of the effect of freeze thaw cycles on index properties of very low porosity carbonate rocks. *Fresenius Environmental Bulletin*, 31(8 B), 9244-9259.
- Gireson, K., 2023. Identification and evaluation of parameters determined by freezing thawing tests for natural stones. PhD dissertation, Pamukkale University (In Turkish).
- Guler, S., Türkmenoğlu, Z.F., ve Varol, O.O., 2021. Thermal shock and freeze-thaw resistance of different types of carbonate rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 137, 104545.
- ISRM, 2007. The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974-2006. In: Ulusay R, Hudson JA (eds) Suggested methods prepared by the commission on testing methods, Compilation arranged by the ISRM Turkish National Group 628p, 2007.
- Jamshidi, A., Nikudel, M.R., ve Khamchian, M., 2013. Predicting the long-term durability of building stones against freeze-thaw using a decay function model. *Cold Regions Science and Technology*, 92, 29-36.
- Khanlari, G., Sahamieh, R.Z., ve Abdilor, Y., 2015. The effect of freeze-thaw cycles on physical and mechanical properties of Upper Red Formation sandstones, central part of Iran. *Arabian Journal of Geosciences*, 8, 5991-6001.
- Kolay, E., 2016. Modeling the effect of freezing and thawing for sedimentary rocks. *Environmental Earth Sciences*, 75, 1-12.
- Koralay, T., ve Çelik, S.B., 2019. Minerog-petrographical, physical, and mechanical properties of moderately welded ignimbrite as a traditional building stone from Uşak Region (SW Turkey). *Arabian Journal of Geosciences*, 12(23), 732.
- Martínez-Martínez, J., Benavente, D., Gomez-Heras, M., Marco-Castaño, L., ve García-del-Cura, M.Á., 2013. Non-linear decay of building stones during freeze-thaw weathering processes. *Construction and Building Materials*, 38, 443-454.
- Momeni, A., Abdilor, Y., Khanlari, G.R., Heidari, M., ve Sepahi, A.A., 2016. The effect of freeze-thaw cycles on physical and mechanical properties of granitoid hard rocks. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 75, 1649-1656.
- Mutlutürk, M., Altindag, R., ve Türk, G., 2004. A decay function model for the integrity loss of rock when subjected to recurrent cycles of freezing-thawing and heating-cooling. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 41(2), 237-244.
- Özbek, A., 2014. Investigation of the effects of wetting-drying and freezing-thawing cycles on some physical and mechanical properties of selected ignimbrites. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 73(2), 595-609.
- Park, K., Kim, K., Lee, K., ve Kim, D., 2020. Analysis of effects of rock physical properties changes from freeze-thaw weathering in Ny-Ålesund region: Part 1—Experimental study. *Applied Sciences*, 10(5), 1707.
- Ruedrich, J., Kirchner, D., ve Siegesmund, S., 2011. Physical weathering of building stones induced by freeze-thaw action: a laboratory long-term study. *Environmental Earth Sciences*, 63, 1573-1586.

- Topal, T., ve Doyuran, V., 1998. Analyses of deterioration of the Cappadocian tuff, Turkey. *Environmental Geology*, 34, 5-20.
- Török, Á., ve Szemerey-Kiss, B., 2019. Freeze-thaw durability of repair mortars and porous limestone: compatibility issues. *Progress in Earth and Planetary Science*, 6(1), 1-12.
- TS EN 1926, 2013. Doğal taşlar-Deney yöntemleri-Tek eksenli basınç dayanımı tayini. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 17p.
- TS EN 1936, 2010. Doğal taşlar-Deney yöntemleri-Gerçek yoğunluk, görünür yoğunluk, toplam ve açık gözeneklilik tayini. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 10p.
- TS EN 12371, 2011. Doğal taşlar-Deney yöntemleri-Dona dayanım tayini", Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 8p.
- TS EN 13755, 2014. Doğal taşlar-Deney yöntemleri-Atmosfer basıncında su emme tayini. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 8p.
- Yavuz, H., Altındag, R., Sarac, S., Ugur, I., ve Sengun, N., 2006. Estimating the index properties of deteriorated carbonate rocks due to freeze-thaw and thermal shock weathering. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(5), 767-775.
- Yavuz, A. B., 2012. Durability assessment of the Alaçatı tuff (Izmir) in western Turkey. *Environmental Earth Sciences*, 67, 1909-1925.

Asidik ve Bazik Tüflerin Puzolan Olarak Kullanılabilirliği: Deneysel Bir Çalışma

Usability of Acidic and Basic Tuffs as Pozzolan: An Experimental Study

Yasemin ASLAN TOPÇUOĞLU¹, Zülfü GÜROCAK^{1,*}

¹ Fırat Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 23119, Elazığ, Türkiye
(* zgurocak@firat.edu.tr)

ÖZ: Killi zeminlerin stabilizasyonunda katkı malzemesi olarak kullanılan puzolanlar, zeminin taşıma gücü ve dayanımını artırırken otuma, deformasyon, şişme ve sıvılaşma potansiyelini azaltmaktadır. Çimentoda tras olarak kullanılan puzolanlar ise hidrasyon ısısını azaltmakta, betonun çatlamaya karşı direncini ve betonun su geçirmezliğini artırmakta ve alkali-agrega reaksiyonu nedeni ile oluşan genleşmeyi önlemektedir. Bu çalışmada asidik ve bazik karakterli tüflerin puzolan olarak kullanılabilirliği araştırılmıştır. Bu amaçla araziden derlenen örneklerde kimyasal analizler ve puzolanik aktivite deneyleri gerçekleştirilmiş ve elde edilen sonuçlar ulusal ve uluslararası standartlarda verilen limit değerler ile karşılaştırılmıştır. Değerlendirmeler sonucunda; Kızılkaya Formasyon'una ait asidik tüflerin standartlarda önerilen limit değerlerin hemen hepsini sağlamasına karşın, bu tüfler kullanılarak yapılan puzolanik aktivite deneyinde, CaO oranının yetersiz olması nedeniyle yeterli basınç dayanımı elde edilememiştir. Bu tüflerin zemin stabilizasyonunda veya çimentoda tras olarak kullanılabilmesi için kireç katkısı ile CaO oranının artırılması gerekmektedir. Karabakır Formasyon'una ait bazik karakterli tüflerin ise katkı malzemesi olarak kullanılamayacağı sonucuna varılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Kil, Puzolan, Puzolanik reaksiyon, Stabilizasyon, Tüf

ABSTRACT: Pozzolans, which are used as additives in the stabilization of clayey soils, increase the bearing capacity and strength of the soil and reduce the potential for settlement, deformation, swelling and liquefaction. Pozzolans used as traces in cement reduce the heat of hydration, increase the resistance of concrete to cracking and water resistance of concrete, and prevent expansion caused by alkali-aggregate reaction. In this study, the usability of acidic and basic tuffs as pozzolans was investigated. For this purpose, chemical analyses and pozzolan activity experiments were carried out on samples collected from the field and the results were compared with the limit values given in national and international standards. As a result of the evaluations; Although the acidic tuffs of the Kızılkaya Formation meet almost all the limit values recommended in the standards, sufficient compressive strength could not be obtained in the pozzolan activity experiment using these tuffs due to the insufficient CaO ratio. In order for these tuffs to be used in soil stabilization or as trass in cement, the CaO ratio must be increased by adding lime. It was concluded that basic character tuffs belonging to the Karabakır Formation cannot be used as additive materials.

Keywords: Clay, Cozzolan, Pozzolan reaction, Stabilization, Tuff

1. GİRİŞ

Puzolan, ASTM C 618 (2012) tarafından yapılan tanıma göre, kendi kendine bağlayıcılık özelliği çok az olan ya da hiç olmayan, ancak uygun nem şartlarında ve normal ortam sıcaklığında kireç ile reaksiyona girerek bağlayıcı özelliğe sahip ürünler ortaya çıkaran, ince toz halindeki silisli veya silisli ve alüminli maddelerdir. Silis dumanı, uçucu kül, yüksek fırın cürufu, volkanik tüf ve volkanik cam puzolanlardan bazılarıdır. Bu katkı malzemelerinin en önemli özelliği puzolanik reaksiyon oluşturmalarıdır. Puzolanik reaksiyon; öğütülerek ince daneler haline getirilen (dane boyu tercihen 0.0075 mm'den daha küçük) puzolanların, sönmüş kireç ve suyla birleştiğinde oluşan kimyasal

reaksiyonlardır. Portland çimentosunun hidrasyonundaki gibi hidrolik bağlayıcılık özelliğine sahip kalsiyum-silika-hidrat (C-S-H) jellerinin oluşmasına kalsiyum hidroksit, silis ve su arasındaki reaksiyonlar sebep olmaktadır.

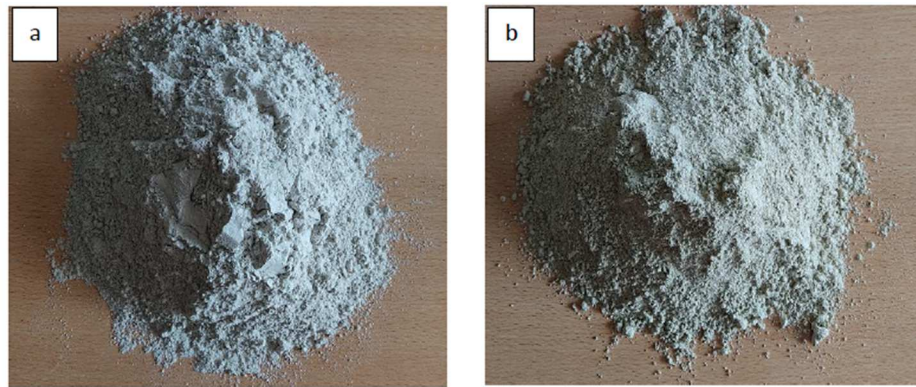
Daha ekonomik ve çevreci olmaları nedeniyle tercih edilen doğal puzolanlar konusunda yapılmış birçok çalışma mevcuttur. Alp vd. (2004) andezitik tüflerin TS 25 (2008)'e göre çimentoda tras olarak kullanılabilirliğini, Aydın (2010) uçucu külün zemin iyileştirmede kullanımı halinde, daha az çimento veya diğer katkı maddeleri kullanılarak ülke ekonomisine ve çevre sorunlarının çözümüne katkı sağlayacağını belirtmiştir. Bulut (2007) perlitin yapı malzemesi alanında kullanılabilirliğini araştırmıştır. Ceylan (2020) çimentoya alternatif volkanik tüf gibi materyallerin betonda mineral katkı olarak kullanımının çimento tüketimini ciddi oranda azaltacağına hem ekonomik hem de çevresel yararlar sağlayacağına vurgu yapmıştır. Çavdar (2004) Trabzon yöresi tüflerinin çimentoda tras olarak kullanılabilirliğini, çimento inceliği ve tras oranının traslı çimentonun özelliklerine olan etkilerini incelemiştir. Kavas & Çelik (2001) yaptıkları çalışmada doğal bir malzeme olması nedeniyle Ayazini tüflerinin katkılı portland çimentosu üretiminde kullanılabilirliğini incelemiştir. Liebig & Althaus (1998) çalışmalarında doğal bir malzeme olan tüflerin puzolanik özelliklerini ve kalsinasyonun etkilerini belirlemiştir. Taban & Şimşek (2009) Bigadiç (Balıkesir) bölgesindeki zeolitik tüflerin puzolan olarak kullanımını incelemiştir.

Bu çalışmada Gümüşhane ili civarında yüzeyleme veren Kızılkaya Formasyonu'na ait tüfler ve Elazığ ili yakın çevresinde yüzeyleme veren Karabakır Formasyonu'na ait tüflerin puzolanik özellikleri değerlendirilmiştir. Böylece, bu tüflerin puzolan olarak kullanılabilirliği ortaya konularak ekonomiye kazandırılması amaçlanmıştır.

2. MATERYAL ve METOT

2.1. Katkı Malzemelerinin Derlenmesi

Bu çalışmada katkı malzemesi olarak kullanılan tüfler Ağın (Elazığ) ve Çemişgezek (Tunceli) bölgelerinde geniş yüzeylemeler veren Karabakır Formasyonu'ndan ve Gümüşhane ili sınırlarında yüzeyleme veren Kızılkaya Formasyonu'ndan arazi çalışmalarıyla derlenmiştir. Çalışmada kullanılan ve öğütülerek 200 nolu elekten elenen tüfler Şekil 1'de gösterilmiştir.



Şekil 1. Çalışmada kullanılan asidik (a) ve bazik (b) tüfler.

2.2. Analizler

Katkı olarak kullanılacak malzemelerin kimyasal özelliklerini belirlemek için XRF (X-ışınları Floresans) analizleri ve puzolanik aktivite deneyleri yapılmıştır. XRF analizleri ACME (Kanada)

Laboratuvarlarında ve puzolanik aktivite deneyleri ise TÇMB (Türkiye Çimento Müstahsilleri Birliği) AR-GE Enstitüsü laboratuvarlarında yaptırılmıştır.

2.2.1. XRF (X-Işınları Flöresans) Analizleri

Hızlı ve basit örnek hazırlığıyla en iyi analitik tekniklerden biri olan XRF analizi, sıvı ve katı gibi her türlü örnekte, elemental analiz yapmak için kullanılmaktadır. Çalışmada kullanılan tüflerin kimyasal özelliklerini belirlemek amacıyla yapılan XRF analizlerine ait sonuçlar Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1'de verilen XRF analizlerine ait sonuçları incelendiğinde SiO₂ miktarı %63'ten fazla (%69.10) olduğu için Kızılkaya Formasyonu'na ait tüfler asidik karakterli, Karabakır Formasyonuna ait tüflerin SiO₂ miktarı %45'ten az (%31.40) olduğu için bu tüfler de bazik karakterlidir. Ayrıca, Kızılkaya Formasyonu'na ait tüfün SiO₂ + Al₂O₃ + Fe₂O₃ miktarı %90.27, MgO miktarı %0.19, SO₃ miktarı %0.90 iken Karabakır Formasyonu'na ait tüflerde SiO₂ + Al₂O₃ + Fe₂O₃ miktarı %42.04, MgO miktarı %2.11, SO₃ miktarı ise %0.04 olarak bulunmuştur.

Çizelge 1. Kızılkaya ve Karabakır Formasyonuna ait tüflerin ana oksit değerleri (Aslan Topçuoğlu, 2020).

Ana oksitler (%)	Kızılkaya Formasyonu	Karabakır Formasyonu
SiO ₂	69.10	31.40
Al ₂ O ₃	20.70	7.15
Fe ₂ O ₃	0.47	3.49
MgO	0.19	2.11
CaO	0.76	28.70
Na ₂ O	0.39	0.60
K ₂ O	1.43	0.87
TiO ₂	0.29	0.41
MnO	<0.01	0.03
P ₂ O ₅	0.06	0.09
SO ₃	0.90	0.04
Cr ₂ O ₃	<0.01	0.02
Sr	0.024	0.03
Ateşte Kayıp	5.50	24.80

2.2.2. Puzolanik Aktivite Deneyleri

Puzolanik aktivite, puzolanik malzemelerin sönmüş kireçle ve su ile hangi oranda reaksiyona girebileceği ve hangi oranda bağlayıcılık sağlayabileceği olarak tanımlanır. TS 25 (2008)'de yapılan tarife göre de doğal puzolanın belirli bir incelikte öğütülüp su ve kalsiyum hidroksitle karıştırılması ile elde edilen harcın basınç dayanımı cinsinden belirlenen hidrolik özelliğidir. Puzolanik aktivite belirlenirken TS 25 (2008)'de belirtilen oranlarda kullanılan malzeme miktarları ile örnekler hazırlanmakta ve bu örneklerde 7, 28 veya 90 gün sonrasında serbest basınç deneyleri yapılmaktadır. TS 25 (2008)'e göre hazırlanan harç çubuklarının 7 günlük serbest basınç dayanımlarının en az 4 MPa olması durumunda malzemenin puzolanik aktiviteye sahip olduğu kabul edilmektedir. Bu çalışma kapsamında asidik ve bazik tüflerin puzolanik aktivitelerini belirlemek için TÇMB (Türkiye Çimento Müstahsilleri Birliği) AR-GE Enstitüsü laboratuvarlarında puzolanik aktivite deneyleri yaptırılmış ve deneylere ait sonuçlar Çizelge 2'de verilmiştir.

Çizelge 2. Asidik ve bazik tüflerin puzolanik aktivite deney sonuçları.

Örnek	7 günlük serbest basınç dayanımı (MPa)	28 günlük serbest basınç dayanımı (MPa)
Asidik Tüf	2.05	8.16
Bazik Tüf	3.60	6.20

3. BULGULAR VE TARTIŞMA

Doğal puzolanların kullanım uygunluğu konusunda farklı kuruluşlar tarafından önerilmiş standartlar bulunmaktadır. Bu standartlardan TS 25 (2008) çimentoda kullanılacak katkı malzemeleri için, TS EN 450-1 (2013) ve ASTM C 618 (2012) ise uçucu kül ve kalsine edilmiş ya da edilmemiş doğal puzolanların kullanıma uygunluğu konusunda önerilmiş standartlardır. Bu çalışmada incelenen tüf örneklerine ait analiz ve deney sonuçları standartlarda verilen limit değerler ile karşılaştırılmış (Çizelge 3) ve puzolan olarak kullanılabilirlikleri belirlenmiştir.

Yapılan değerlendirmelere göre; Kızılkaya Formasyonu'na ait asidik tüflerin puzolanik aktivite deneyi ile belirlenen 7 günlük basınç dayanımı değeri hariç tüm özellikleri TS 25 (2008)'de verilen limit değerlere uygundur. Bu tüflerin 7 günlük basınç dayanımı 2.05 MPa iken, TS 25 (2008) standardında bu değer en az 4 MPa olması koşulu bulunmaktadır. Asidik tüfler, uçucu küllerin puzolan olarak kullanılabilirliği için TS EN 450-1 (2013) standardında önerilen tüm limit değerlere uygunluk göstermektedir. ASTM C 618 (2012) standartlarında verilen limitlere göre değerlendirildiğinde ise asidik tüflerin eşdeğer alkali madde içeriği hariç diğer özellikleri kalsine edilmiş veya edilmemiş doğal puzolanlar için önerilen limitlere uygundur. Asidik tüflerde eşdeğer alkali madde içeriği değeri %1.69'dur ve limit değer çok az üstünde bir değerdir. Karabakır Formasyonu'nun bazik karakterli tüflerinin puzolan olabilirliği TS 25 (2008), TS EN 450-1 (2013) ve ASTM C 618 (2012) standartlarına göre değerlendirildiğinde ise bu tüflerin hemen hemen tüm değerlerinin limit değerlere uygun olmadığı belirlenmiştir.

Çizelge 3. Asidik ve bazik tüflerin standartlardaki limitlere göre değerlendirilmesi.

Özellik		Asidik Tüf	Bazik Tüf	TS 25 (2008)	TS EN 450-1 (2013)	ASTM C 618 (2012)	
						F Sınıfı	C Sınıfı
SiO ₂ +Al ₂ O ₃ +Fe ₂ O ₃	%	90.27	42.04	≥ 70.00	≥ 70.00	≥ 70.00	≥ 70.00
MgO	%	0.19	2.11	≤ 5.00	≤ 4.00	-	-
SO ₃	%	0.90	0.036	≤ 3.00	≤ 3.00	≤ 5.00	≤ 5.00
K ₂ O + 0.658Na ₂ O *	%	1.69	1.27	-	≤ 5.00	≤ 1.50	≤ 1.50
Serbest CaO	%	0.76	28.70	-	≤ 2.50	-	-
Reaktif SiO ₂	%	28.11	23.15	≥ 25.00	≥ 25.00	-	-
Ateşte kayıp	%	5.50	24.80	-	≤ 5.00-9.00	≤ 6.00	≤ 6.00
7 Günlük Basınç Dayanımı	MPa	2.05	3.60	≥ 4 MPa	-	-	-
28 Günlük Basınç Dayanımı	MPa	8.16	6.20	-	-	-	-

* Eşdeğer alkali madde içeriği

4. SONUÇLAR

Farklı bölgelerden derlenmiş ve farklı mineralojik ve kimyasal özelliklere sahip tüflerin puzolanik özelliklerinin araştırıldığı bu çalışmadan elde edilen sonuçlar aşağıda verilmiştir.

1. TS 25 (2008) standardına göre asidik tüflerin tüm özellikleri gereken değerlere sahiptir. Ancak bu tüflerde serbest CaO yüzdesinin çok düşük olması nedeniyle serbest basınç dayanımı değerlerinin düşük çıktığı ifade edilebilir.
2. TS EN 450-1 (2013) ve ASTM C 618 (2012) standardına göre ise asidik tüflerin hemen hemen tüm özelliklerinin standartları sağladığı görülmüştür. Fakat CaO miktarının az olmasından dolayı yeterli pozolanik aktivite göstermemektedir. Bu nedenle asidik tüflerin pozolan olarak kullanılabilmesi için CaO eksikliğinin giderilerek pozolanik aktivitenin geliştirmesi gereklidir. Killerin stabilizasyonunda ve çimentoda katkı olarak bu tüflerin sönmüş kireçle birlikte kullanılması gerekmektedir.
3. TS 25 (2008), TS EN 450-1 (2013) ve ASTM C 618 (2012) standartlarına göre, bazik tüflere ait değerlerin birçoğunun standartlarda verilen limitler dışında olduğu ve bu tüflerin tek başına pozolanik özellik göstermediği belirlenmiştir.

5. KAYNAKLAR

- Alp, İ., Deveci, H., Yılmaz, A.O., Kesimal, A., Yılmaz, E., 2004. Taşhane (Terme) andezitik tüflerinin çimento üretiminde katkı maddesi olarak kullanılabilirliğinin araştırılması. Endüstriyel Hammaddeler Sempozyumu, İzmir.
- Aslan Topçuoğlu, Y., 2020. Farklı katkı maddelerinin zeminlerin mühendislik özellikleri üzerindeki etkisi. Doktora Tezi, Fırat Üniversitesi, Elazığ.
- ASTM C 618-12, 2012. Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use in Concrete. West Conshohocken, ASTM International. PA.
- Aydın, S., 2010. Yenikent (Ankara) yerleşim alanı killerinin kireç ve uçucu küllü geoteknik özelliklerinin iyileştirilmesi. Yüksek Lisans Tezi, Gazi Üniversitesi, Ankara.
- Bulut, Ü., 2007. Perlitin pozolanik aktivitesi. Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- Ceylan, H., 2020. Isparta tufunun pozolanik özelliklerinin araştırılması. Journal of Technical Sciences, 10(2), 1-6.
- Çavdar, A., 2004. Trabzon yöresi tüflerinin çimentoda tras olarak kullanılabilirliği, çimento inceliği ve tras oranının traslı çimentonun özelliklerine etkisi. Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.
- Kavas, T., Çelik, M.Y., 2001. Ayazini (Afyon) Tüflerinin çimento sanayiinde tras olarak kullanılabilirliğinin incelenmesi. Madencilik, 44(2).
- Liebig, E., Althaus, E., 1998. Pozzolanic activity of volcanic tuff and suevite: Effects of calcination. Cement and Concrete Research, 28(4), 567-575.
- Taban, S., Şimşek, O., 2009. Zeolitik tuf katkı oranı ve deniz suyunun çimentonun fiziksel ve mekanik özelliklerine etkisi. Gazi Üniversitesi Mühendislik ve Mimarlık Fakültesi Dergisi. 24(1), 145-153.
- TS 25, 2008. Doğal pozolan (tras) - Çimento ve Betonda Kullanılan-Tarifler, Gereklere ve Uygunluk Kriterleri. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS EN 450-1, 2013. Uçucu Kül-Betonda Kullanılan-Bölüm 1:Tarif, Özellikler ve Uygunluk Kriterleri. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara

Doğal Afetler / *Natural Hazards*

High-Energy Rockfalls After 6 February 2023 Kahramanmaraş Earthquakes

Müge K. AKIN¹, Mutluhan AKIN², İsmail DİNÇER², Ogün Ozan VAROL³, Metehan BAŞER¹

¹ Abdullah Gul University, Department of Civil Engineering, Kayseri, Türkiye

² Nevşehir Hacı Bektaş Veli University, Faculty of Engineering and Architecture, Department of Geology Engineering, Cappadocia Geological Heritage and Rock-Hewn Structures Application and Research Center, Nevşehir, Türkiye

³ Van Yuzuncu Yil University, Faculty of Engineering, Department of Mining Engineering, Van, Türkiye

(* muge.akin@agu.edu.tr)

ABSTRACT: As a result of 6 February 2023 Kahramanmaraş earthquakes (M_w 7.7 and 7.6), a total of 11 provinces were adversely affected and many Turkish citizens lost their lives. In addition to the devastation caused by the earthquakes, a number of rockfalls as well as landslides were triggered at many locations. As a consequence of those mass movements, transportation routes were disrupted and several residential houses were destroyed. In general, rockfalls triggered by climatic effects are locally observed. On the contrary, intense rockfalls were encountered in many areas after the Kahramanmaraş earthquakes where the intensity of the earthquakes was quite high. Unstable blocks on the source zones detached from steep slopes and reached the transportation routes and settlement areas. Field reconnaissance performed just after the earthquake revealed that rockfalls were quite intense along the ruptured fault zones. The traces of high-energy rockfalls were observed in Hatay-Belen, Gaziantep-İslahiye Fevzipaşa, Gaziantep Nurdağ-Sakçagözü, Malatya-Erkenek regions. Although the dimension of the falling blocks was variable, block sizes exceeding 3 m were detected in many regions.

Keywords: Rockfall, Reconnaissance, Kahramanmaraş Earthquake, Disaster, Transportation

ÖZ: 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremleri (M_w 7.7 ve 7.6) sonucunda toplam 11 il ciddi şekilde etkilenmiş ve çok sayıda Türk vatandaşı hayatını kaybetmiştir. Depremlerin yol açtığı yıkıma ek olarak, birçok konumda heyelanların yanı sıra çok sayıda kaya düşmesi de tetiklenmiştir. Bu kütle hareketlerinin bir sonucu olarak ulaşım yolları bozulmuş ve birçok konut tahrip olmuştur. Genellikle iklimsel etkilerin tetiklediği kaya düşmeleri lokal olarak gözlenmektedir. Buna karşın, deprem şiddetinin oldukça yüksek olduğu Kahramanmaraş depremleri sonrasında birçok bölgede yoğun kaya düşmelerine rastlanmıştır. Kaynak zonlarındaki duraysız bloklar dik yamaçlardan koparak ulaşım yollarına ve yerleşim alanlarına ulaşmıştır. Depremden hemen sonra yapılan saha incelemeleri, kırılan fay zonları boyunca kaya düşmelerinin oldukça yoğun olduğunu ortaya koymuştur. Hatay-Belen, Gaziantep-İslahiye Fevzipaşa, Gaziantep Nurdağ-Sakçagözü, Malatya-Erkenek bölgelerinde yüksek enerjili kaya düşmelerinin izleri gözlenmiştir. Düşen blokların boyutları değişken olmakla birlikte, birçok bölgede 3 m'yi aşan blok boyutları tespit edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Kaya Düşmesi, Keşif, Kahramanmaraş Depremi, Afet, Ulaşım

1. INTRODUCTION

On February 6th, 2023, at 04:17 and 13:24 (local time in Turkey), a couple of earthquakes with magnitudes of M_w 7.7 and M_w 7.6, respectively, occurred with their epicenters located in Pazarcık (Kahramanmaraş) and Elbistan (Kahramanmaraş). The focal depths of the first earthquake (Pazarcık-

Kahramanmaraş) were calculated as 8.6 km, with the off-center coordinates being 37.236 N - 37.057 E. The second earthquake (Elbistan-Kahramanmaraş) had a focal depth of 7.0 km, and its off-center coordinates were 37.239 N - 38.089 E. Both earthquakes were strongly felt in the provinces of Kahramanmaraş, Hatay, Adıyaman, Gaziantep, Malatya, Kilis, Diyarbakır, Adana, Osmaniye, Şanlıurfa, and Elazığ, resulting in loss of life and extensive damage. The earthquakes affected an area of 108.812 km², covering 11 provinces in the Eastern and Southeastern Anatolian regions (Figure 1). Regarded as the most destructive earthquake storm in the country's history, the records of strong ground motions from these two main shocks, along with field observations and information gathered from residents, indicate that the first earthquake was more prominent in Kahramanmaraş and Hatay, while the second earthquake had a more significant impact, especially in the vicinity of Malatya and Adıyaman provinces (AFAD, 2023).

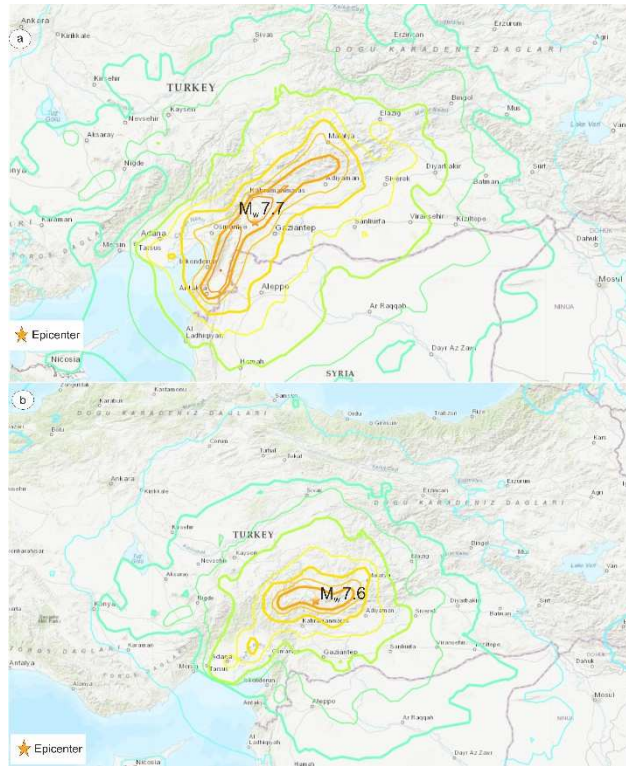


Figure 1. The affected regions by the earthquakes on 06.02.2023 a) Pazarcık, b) Elbistan (USGS, 2023).

The Eastern Anatolian Fault System (EAFS) forms a right-lateral strike-slip transform boundary with an average width of 30 km and a length of 580 km between the Arabian Plate moving northwards and the Anatolian Block moving westwards (Arpat & Şaroğlu 1972), (Şengör et al., 1985). The East Anatolian Fault System (EAFS), one of the most active and live fault systems in Turkey, forms the boundary between the Anatolian and Arabian Plates along with the North Anatolian Fault System (NAFS) and opposes the westward motion of the Anatolian Block. According to current GPS data, the present-day slip rate is estimated to be within the range of 11±2 mm/year. The EAFS starts from the junction point in Karlıova (Kargapazarı) in the northeast and extends as a single zone until the west of Çelikhan. Here, the fault splits into two branches, with the southern branch continuing from Gölbaşı Basin to the north of Pazarcık and then southwest to Türkoğlu intersection. The right-lateral fault south of Türkoğlu bounds the Sağlık, Kocagöl, and Amik plains from the west and terminates after branching south of Kırıkhan. In this region of the EAFS, the Sağlık and Narlı plains are enclosed by a depression

basin, which is delimited from the east by the Sakçagöz and Narlı segments of the Dead Sea Fault Zone. The Narlı segment extends in the NNW direction for 30-40 km from the north of Pazarcık to the EAFS. The northern branch, which splits west of Çelikhan, creates a convex fold morphology in accordance with the Southeastern Taurus Mountain Belt. This branch consists of the Suruç Fault, Çardak Fault, and turns from Göksun to the southwest to form the Savrun, Çokak, and Toprakkale faults (AFAD, 2023).

Until the beginning of the 20th century, the historical period was marked by numerous major earthquakes associated with the East Anatolian Fault System, particularly experiencing a seismic active period in the 19th century. Starting with the 1789 Palu earthquake, a series of earthquakes continued with events in 1822, 1866, 1872, 1874, 1875, and 1893, culminating with the 1905 Malatya earthquake at the beginning of the last century. After this earthquake, the region was not hit by a significant number of earthquakes until the present day. By the 2000s, the East Anatolian Fault System (DAFS) entered an active period. In Bingöl, Malatya, and Elazığ provinces located along the DAFS, earthquakes with magnitudes of Mw 6.3, Mw 5.8, Mw 5.7, Mw 6.1, Mw 6.8, and Mw 5.7 occurred causing significant damage.

In recent earthquakes, it has been observed that the acceleration values were extremely high, and along with the dynamic load, large-scale rockfalls occurred at numerous steep terrain. In the study conducted by Görüm and Tanyaş (2023), it was determined that over 3000 triggered mass movements including the landslides occurred based on high-resolution satellite images and aerial photographs (Figure 2.). As a part of this research, a number of locations where earthquake-triggered high-energy rockfalls occurred were visited and the rockfall characteristics were revealed. Rockfalls caused significant damage as a triggered disaster since the connection between provinces were disrupted along highways and railways as well as resulted in loss of life and property in residential areas.

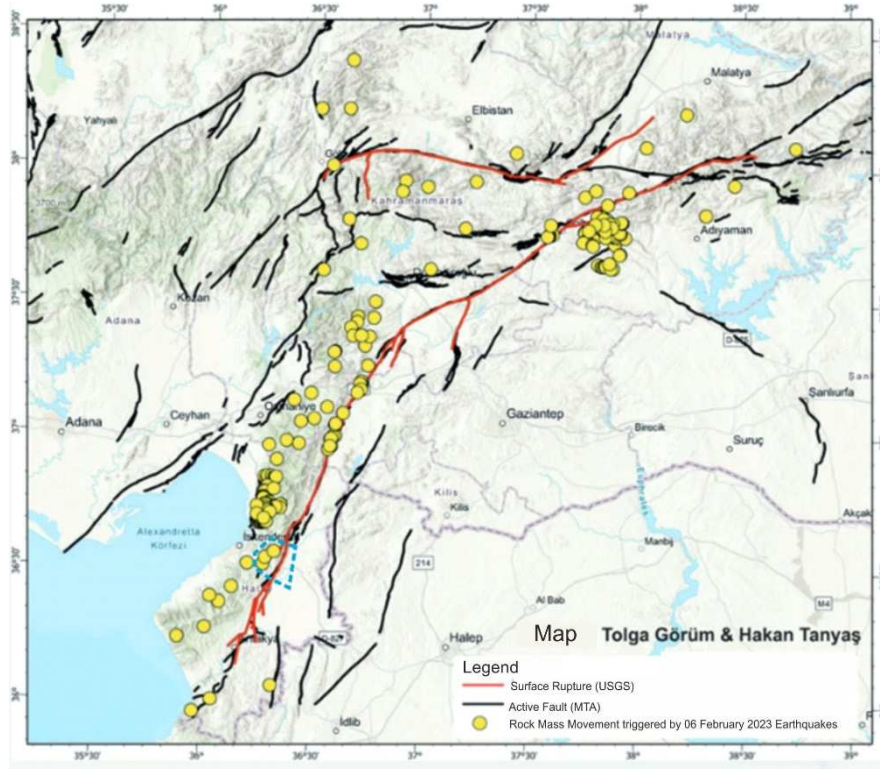


Figure 2. Earthquake-triggered mass movements after 6th February 2023 earthquakes (Görüm & Tanyaş 2023).

2. PRELIMINARY STUDIES ON ROCKFALLS TRIGGERED BY 6 FEBRUARY 2023 EARTHQUAKES

After the earthquakes that occurred on 6 February 2023, our field reconnaissance team visited the regions where rockfalls were triggered by the earthquake. In the literature, numerous scientific studies have been published worldwide investigating rock mass movements triggered by earthquakes (Çetin et al., 2021, Chiaro et al., 2015, Jibson et al., 2006, Mukunoki et al., 2016). In this study as well, rockfall incidents in the earthquake-affected areas were investigated, and as a preliminary study, the characteristics of the fallen rocks were revealed.

2.1. Belen-Hatay Highway

An earthquake-triggered rockfall incident on the highway in Belen district of Hatay province was investigated. The discontinuities in the source zone have an inclination of approximately $80-85^\circ$ towards the southeast. The discontinuities are moderately spaced, occasionally interspersed with shale layers. The shale layers are weathered, suspending the sandstone layers at higher elevations. Along a 100 m stretch of the southwest-facing vertical road cut, various earthquake-triggered rockfall incidents occurred. The slope height is approximately 9-10 m. The fallen block sizes are around $0.5-1 \text{ m}^3$ in volume. In the source zone, the Schmidt hammer test was conducted, and the in-situ rebound value was determined to be approximately 27 (Figure 3).



Figure 3. Rockfalls triggered in sandstones by 6th February Kahramanmaraş earthquakes along Hatay – Belen highway.

2.2. Hatay-Altınözü Highway

A field reconnaissance was conducted to observe the earthquake-triggered rockfalls on the road between Hatay and Altınözü. It was determined that the fallen rock blocks consist of a limestone-shale sequence. The slope height is approximately 20 meters with a northeastward inclination of about 45 degrees. The investigated zone revealed that rockfalls occurred along approximately 1 km stretch of the road. The fallen block sizes are approximately $3-5 \text{ m}^3$, and they displaced the barriers along the roadside (Figure 4).

2.3. Nurdağı-Sakçagözü Highway

An intensive earthquake-induced rockfall incident on the Nurdağı-Sakçagözü road was investigated. It was determined that the source zone is composed of limestone, and the fallen rock blocks reveal sizes ranging from 1 to 5 m³. The investigation indicated that the fallen rocks caused damage to the asphalt road and crossed the opposite side of the road, breaking trees and barriers along its trajectory. It is obvious from the damaged road and broken trees that the detached blocks just after the earthquake moved with a significant kinetic energy and translational velocity and caused severe damage to the structures and trees along their path (Figure 5).



Figure 4. Rockfalls triggered in limestones by 6th February Kahramanmaraş earthquakes along Hatay – Altınözü highway.



Figure 5. Rockfalls triggered in limestones by 6th February Kahramanmaraş earthquakes along Nurdağ – Sakçagözü highway.

2.4. Fevzipaşa – İslahiye Settlement

An incident of rockfall in Fevzipaşa neighborhood of İslahiye district, Gaziantep province, was investigated. The fallen rocks were examined and identified as limestone with weak strength and moderate weathering. A couple of blocks with a dimension of approximately 2 to 3 cubic meters, detached from the source area, struck a house along its path and stopped. Unfortunately, according to the locals, this tragic event resulted in the loss of two lives. This incident highlights the critical importance of paying close attention to rockfall events, as they can be a devastating type of natural disaster (Figure 6).



Figure 6. Fallen blocks causing destruction of a residential house in Fevzipaşa-İslahiye district.

2.5. Fevzipaşa – İslahiye Railway

An intensive rockfall activity was observed between Fevzipaşa and İslahiye along the main railway line connecting the northeast to the southwest. Numerous detached rocks reached the railway line and settled on it resulting in the stopping of transportation (Figure 7). On the same railway line not only fragmented rockfalls but also huge rock mass collapses occurred at several spots. Due to the presence of multiple rockfall source areas along this line, rockfalls occurred at different places with different dimensions. The fallen blocks attain a maximum volume of 5 m³ in size. The rockfalls caused significant damage to the railway line by destructing the iron made railway path.

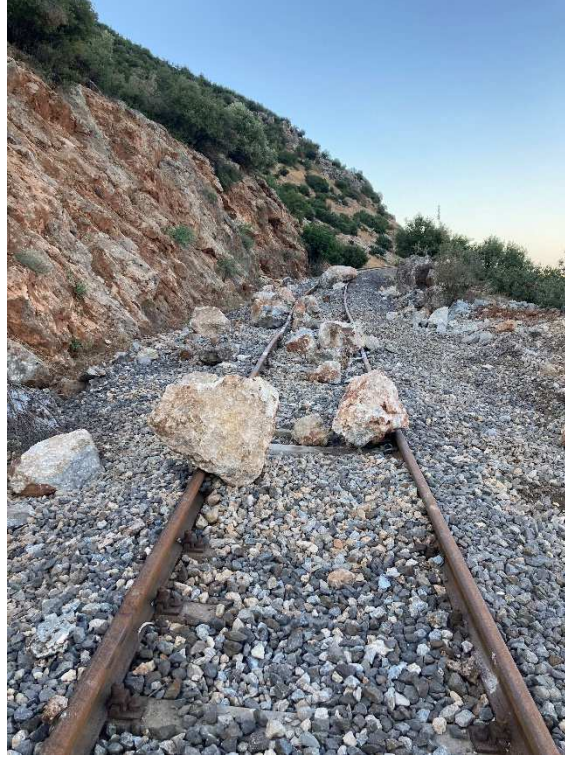


Figure 7. Rockfalls triggered in limestones by 6th February Kahramanmaraş earthquakes along Fevzipaşa – İslahiye railway.

3. CONCLUSIONS

As a result of the earthquakes occurred on 06.02.2023 with magnitudes of Mw 7.7 and Mw 7.6, surface ruptures of approximately 420 km in length and displacements up to 7 m were observed. After the earthquakes, extensive secondary hazards were also broadly investigated throughout the region, including rockfalls, landslides, and soil liquefaction. Field studies revealed that earthquake-triggered rockfalls caused significant damage, especially on the transportation lines such as highways and railways. Assessment of earthquake-triggered rockfalls at identified locations is quite essential for taking preventive measures against potential natural hazards in the future.

4. ACKNOWLEDGEMENTS

This study supported by TUBITAK with 1002 – C Natural Disaster Focused Field Study Emergency Support Program.

5. REFERENCES

- AFAD, 2023. 06 Şubat 2023 Kahramanmaraş (Pazarcık Ve Elbistan) Depremleri Saha Çalışmaları Ön Değerlendirme Raporu. AFAD, 2023. Accessed: Jul. 24, 2023. [Online]. Available: <https://deprem.afad.gov.tr/content/137>
- USGS, 2023. Mw 7.8 and 7.7 - Kahramanmaraş earthquakes sequence. <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/us6000jllz/map> (accessed Jul. 24, 2023).
- Arpat, E. and Şaroğlu, F., 1972. Doğu Anadolu Fayı ile ilgili bazı gözlemler ve düşünceler. Bull. Miner. Res. Explor., vol. 78, no. 78, pp. 44–50.

- Şengör, A.M.C., Görür, N. and Şaroğlu, F., 1985. Strike-slip faulting and related basin formation in zones of tectonic escape: Turkey as a case study. SEPM Special Publication/Strike-Slip Deformation, Basin Formation, and Sedimentation, Volume 37, San Antonio, Texas.
- Görüm, T., and Tanyaş, H., 2023. 2023 İTÜ Deprem Ön Raporu. İstanbul Teknik Üniversitesi, 2023.
- Çetin, K.O., et al., 2020. Geotechnical aspects of reconnaissance findings after 2020 January 24th, M6.8 Sivrice–Elazığ–Turkey earthquake. Bull. Earthq. Eng., vol. 19, pp. 3415–3459.
- Chiaro, G., Kiyota, T., Pokhrel, R.M., Goda, K., Katagiri, T., and Sharma, K., 2015. Reconnaissance report on geotechnical and structural damage caused by the 2015 Gorkha Earthquake, Nepal. Soils Found., vol. 55, no. 5, pp. 1030–1043.
- Jibson, R.W., Harp, E.L., Schulz, W., and Keefer, D.K., 2002. Large rock avalanches triggered by the M 7.9 Denali Fault, Alaska, earthquake of 3 November 2002. Eng. Geol., vol. 83, no. 1–3, pp. 144–160.
- Mukunoki, T. et al., 2016. Reconnaissance report on geotechnical damage caused by an earthquake with JMA seismic intensity 7 twice in 28 h, Kumamoto, Japan. Soils Found., vol. 56, no. 6, pp. 947–964.

Deprem Hasarlarının Kestirilmesinde Derin Yeraltı Modelinin Etkisi *The Effect of the Deep Underground Model on Estimation of Earthquake Damage*

Osman UYANIK¹, Mahmut MUTLUTÜRK^{2,*}

¹ Süleyman Demirel Üniv., Mühendislik ve Doğa Bilimleri Fak., Jeofizik Müh. Bölümü, Isparta

² Süleyman Demirel Üniv., Mühendislik ve Doğa Bilimleri Fak., Jeoloji Müh. Bölümü, Isparta
(* mutlu.mahmut@hotmail.com)

ÖZ: Günümüzde kentleşme için yerleşim yeri seçiminde, zeminin yüzey özellikleri ile sığ derinlikleri içeren jeoteknik özellikler belirleyici olmaktadır. Yer seçimi çalışmalarında ortalama ilk 30 m içinde kalan sığ derinliklerde sondaj, jeofizik ve benzer zemin araştırmaları ile taşıma, oturma, kayma, sıvılaşma gibi problemlere yaklaşımlar getirilmektedir. Bu çalışmaların hepsi bölgesel ölçekte Mikro Bölgeleme adı altında hazırlanan raporlarla, bütüncül bir bakış açısı ile toplanmaktadır. Bu durumda kentleşme için yerleşim yeri seçiminde derin yeraltı modelinin bilinmemesi depremde oluşabilecek hasarların etkisi de kestirilemeyeceği açıktır. Kaya-zemin sınır geometrisine ve fizik kurallarına bağlı olarak deprem dalgalarının yönlendiği, belli alanlarda odaklanma, belli alanlarda saçılma yaptığı bilinmektedir. Kaya-zemin sınır geometrisinin ve jeolojik birimlerin özelliklerinin ortaya konduğu derin yeraltı modellerinin yapılması Makro Bölgeleme olarak da bilinmektedir. Bu kapsamda, Isparta Ovası olası derin yeraltı modelleri ile deprem hasarlarının kestirilmesi konusunda bir değerlendirme yapılmış ve derin yeraltı yapısı bilinmeden salt Mikro Bölgeleme ile bir sonuca ulaşılamayacağı sonucuna varılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Şehir, Yerleşim yeri seçimi, Deprem, Mikro bölgeleme, Makro bölgeleme

ABSTRACT: Today, surface characteristics of the ground and the geotechnical features within shallow depths, are decisive in choosing a settlement for urbanization. In site selection studies, approaches to problems such as bearing capacity, settlement, sliding, and liquefaction are investigated with drilling, geophysics, and similar ground research at shallow depths within the first 30 m on average. These studies are collected holistically, with reports prepared under Microzonation on a regional scale. In this case, it is clear that if the deep underground model is not known in the selection of settlements for urbanization, the effect of the damages that may occur during the earthquake cannot be predicted. Depending on the rock-soil boundary geometry and the physics, earthquake waves are directed in certain areas, focused and scattered in certain areas. Deep subsurface models in which the rock-soil boundary geometry and the properties of geological units are revealed is also known as Macro Zonation. In this context, an evaluation was made on the prediction of earthquake damages with possible deep underground models of the Isparta Plain and it was concluded that reasonable results could not be reached with Micro Zonation alone without knowing the deep underground structure.

Keywords: City, Settlement selection, Earthquake, Micro zoning, Macro zoning

1. GİRİŞ

Kentleşme için yerleşim yeri seçimi çalışmaları, yeni bir yer seçimi amaçlı yapılabileceği gibi mevcut bir yerleşim alanının rehabilitasyonunu da kapsamaktadır. Aslında, mevcut bir yerleşim alanının rehabilitasyonu çalışmaları, eski çalışmaların eksikliklerinin giderilmesini kapsadığından sanki yeni bir yer seçiliyormuş gibi yapılır ve yapılan çalışmada yeni/mevcut yerleşim alanı farkı gözetilmez. Kaya-zemin sınırları, faylar, kitle hareketi, sel, çığ alanları tanımlanır, bir program dahilinde sondaj, laboratuvar, jeofizik çalışmalar yapılarak, yerleşime uygun alanlar ve yerleşime uygunluk ölçüleri ile yerleşime uygun olmayan alanlar belirlenir. Yerleşime uygun olan alanlar için, taşıma, oturma,

sıvılaşma problemleri ile zemin periyodu, zemin büyütmesi gibi dinamik parametreler verilir. Mikro Bölgeleme olarak da tanımlanan bütün bu çalışmalar ve sonuçları, yerleşim yerinin yüzeye yakın olan ortalama ilk 30 metresi ile ilgilidir.

Ülkemizde depremler, çoğunlukla ilk 60 km derinliğinde gerçekleşen sığ derinlikte meydana gelen bir doğa olayıdır. Deprem dalgaları odaktan yüzeye gelinceye kadar, kat ettiği yerlerin özellikleri, farklı tabakaların kalınlıkları, geometrileri gibi özelliklere ve fizik kurallarına bağlı olarak, genliği, frekansı, periyodu, ivmesi, büyütmesi değişir. Bütün bu değişim, jeolojik birimlerin litolojik ve yapısal özellikleri, kaya-zemin sınır geometrisi, yeraltı suyu konumu, yüzey dalgalarının yayılıp yayılmaması gibi ana unsurlara bağlıdır. Dolayısıyla jeolojik birimlerin fiziksel ve yapısal özellikleri deprem dalgalarının yer yüzeyindeki etkilerini değiştirmektedir. Bu nedenle aynı depremden etkilenen alanlarda farklı hasarlar meydana gelebilmektedir (Uyanık, 2015). Bu amaçla derin yeraltı yapısının modellendiği çalışmalar Makro Bölgeleme olarak tanımlanmaktadır.

1995 Kobe depreminde ağır hasarlı alanların kaya-zemin sınır geometrisine bağlı odaklama sonucu oluştuğu ifade edilmiştir (Motosaka ve Nagana, 1997). 1985 Mexico-City depremi odaktan 400 km uzaktaki bir bölgede ağır hasara neden olduğu kaydedilmiştir. Bu hasarın nedeni deprem dalgalarının yeraltı yapısındaki düşük hız tabakasında tekrarlı yansımaya uğraması ve enerjisini kaybetmeden 400 km uzaklıktaki bir bölgede açığa çıkması olarak açıklamıştır (Alvarez, 1990). 1999 Kocaeli depremi oluştuğunda Adapazarı merkezde yer alan Yenidoğan ve Cumhuriyet mahallerinde meydana gelen hasarın taban kaya topografyasının odaklama yapmasından kaynaklı olduğu ifade edilmektedir (Cevher vd., 2005). 2020 Sisam (Samos) depreminin 70 km uzakta İzmir ili Bayraklı ilçesinde, oluşan ivmenin 0.1 g gibi küçük olmasına rağmen ağır hasar oluşmuştur. Uyanık (2020), Bayraklı bölgesindeki bu ağır hasarın kaya-zemin geometrisine bağlı odaklama nedeni ile oluştuğunu, zemin yüzey yapısının deprem hasarlarında ana belirleyici olmadığını, derin yeraltı yapısının modellenmesinin deprem dalgalarının yayılmasındaki önemini ifade etmiştir. 2023 Kahramanmaraş depremleri sonrası, deprem hasarlarına baktığımızda da benzer jeolojik özelliklere sahip olan ortamlarda hasar dağılımlarının benzer olmadığını görmekteyiz. Bu ve benzer sonuçlar, deprem dalgalarının düz ve doğrusal yayılmadığını, kaynak noktasından yola çıktıktan sonra tamamen fizik kurallarına bağlı ve birçok jeolojik faktör etkisinde yoluna devam ettiğini göstermektedir.

Isparta Ovasında da bu çalışma kapsamında, deprem hasarlarının kestirilmesinde öncelikle derin yeraltı modellerinin yapılmasının önemi anlatılmış ve Isparta Ovası olası derin yeraltı modelleri ile deprem hasarları konusu tartışılmıştır.

2. DEPREM DALGALARININ JEOLJİK ORTAMDAKİ DAVRANIŞI

2.1. Deprem Dalgalarının Kaya-Zemin Ortamlardaki Davranışı

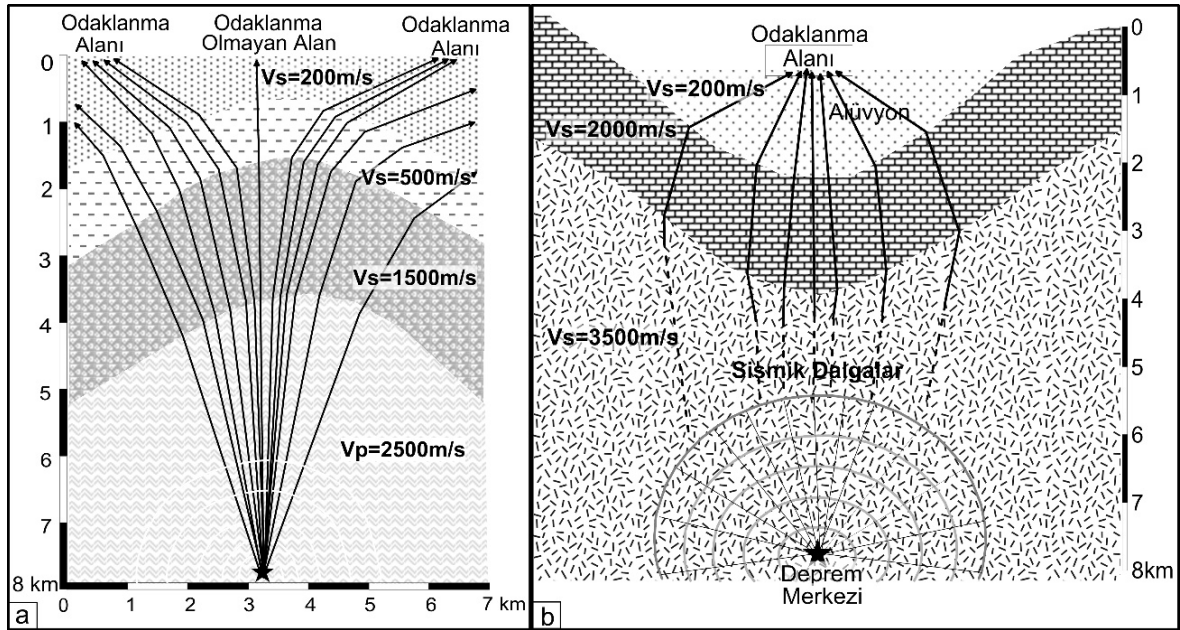
Bilindiği üzere depremde 4 farklı dalga oluşmaktadır. Bunlar cisim (P ve S) ve yüzey (L ve R) dalgalarıdır. Bu dalgalardan S ve yüzey dalgalarının yıkıcı etkisi vardır. Sismik dalgaların genlik, frekans ve hız gibi özellikleri içinden geçtikleri kayaların özelliklerinden etkilenmektedir. Kayaların yoğunlukları, gözeneklilik ve çatlaklık, gözeneklerin sıvı ya da gazla doymun olması, basınç, sıcaklık ve elastiklik gibi birçok özellikleri sismik dalgaları etkiler. Ayrıca sismik dalgalar yer içerisinde yayılırken farklı kayalar arasında birçok süreksizliklerle karşılaşır ve kayanın özelliklerine ve fizik kurallarına bağlı olarak yansır, kırılır, soğrulur, saçılır ve iletilirler. İki farklı kaya birimin sınırına gelen sismik dalgaların bir kısmı geri yansırken geri kalanı üstteki birime iletilir. Bu yüzden bu dalgaların kaya ya da zemin ortamda davranışlarının önceden tahmin edilmesi yapılaşma açısından önemlidir.

Çok sağlam kaya ortamlarda sismik dalgaların özellikleri; yüksek frekanslı, düşük periyotlu, yüksek hızlı ve düşük genliklidir. Buna karşın zayıf kayalarda sismik dalgaların özellikleri tam tersidir. Kaya

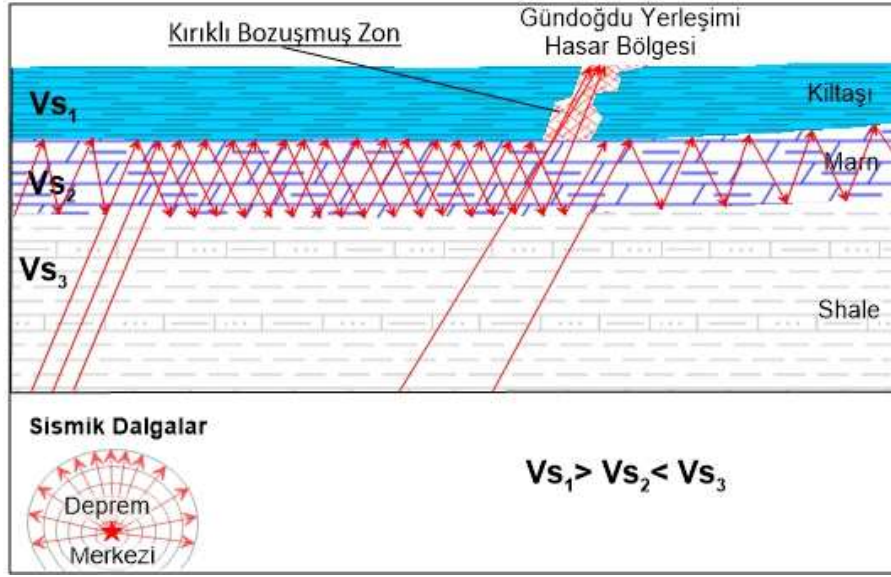
birimleri arasında hız değişimi az olunca, oluşabilecek deprem ivmesi genelde düşük olmaktadır ve dolayısıyla yapıları etkileyecek deprem kuvveti daha az oluşmaktadır. Buna karşın zemin ortamlarda sismik dalganın özellikleri düşük frekanslı, yüksek periyotlu, düşük hızlı ve yüksek genliklidir. Bu durum zeminin sıklığına, yoğunluğuna, gözenek durumuna ve gözeneklerin doygunluk türüne bağlı değişkenlik göstermektedir. Kaya ortamda P ve S dalgaları etkenken zemin ortamında ise bu dalgalara ek olarak yüzey dalgaları da etkindir. Bu yüzden zemin ortamlarda deprem hasarının etkisi daha yüksek olur.

2.2. Deprem Dalgalarının Kaya-Zemin Sınırı ve Havza Geometrisine Bağlı Davranışı

Deprem dalgaları oluştuğu merkezden yer yüzeyine doğru yol alırken geçtiği jeolojik birimlerin fiziksel ve yapısal özelliklerine bağlı davranış sergilemektedir. Deprem dalgaları özellikle hız ve yoğunluk farkının yüksek olduğu ortamlarda yerin yapısal özelliğine bağlı yön değiştirmektedir. Örneğin, Şekil 1a'daki gibi bir yeraltı yapısı düşünüldüğünde yer yüzeyinde deprem dalgalarının saçıldığı, Şekil 1b deki gibi yer altı yapısının deprem dalgalarını odakladığı görülmektedir. Ayrıca Şekil 2'deki gibi düşük hız tabakalı bir ortam düşünüldüğünde deprem dalgaları tekrarlı yansımaya uğrar ve enerjisinde kayıp olmaksızın uygun bir çıkış alanının olduğu bölgeyi etkisi altına alarak hasar oluşturabilir.



Şekil 1. Deprem dalgalarının a) saçılmasına ve b) odaklanmasına uygun yeraltı modelleri (Uyanık ve Uyanık, 2022'den düzenlenmiştir).



Şekil 2. Düşük hız tabakasında deprem dalgalarının tekrarlı yansımaları (Uyanık, 2022)

2.3. Deprem Dalgalarının Faylı Ortamlardaki Davranışı

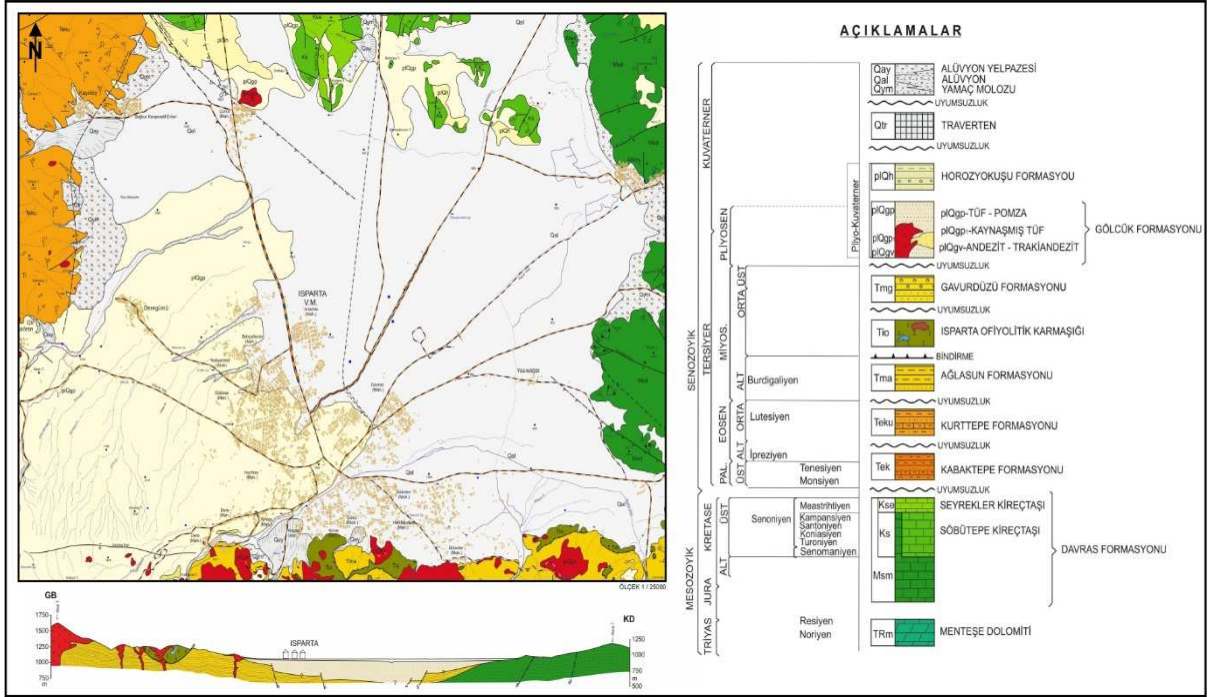
Bir fay zonu boyunca biriken enerjinin ani boşalması sonucunda oluşan deprem dalgaları tüm yönlere doğru yayılırlar. Bunun dışında deprem oluşturmamış yüzeye yakın faylar da deprem dalgalarını yönlendirebilirler. Özellikle havzaların oluşumunu sağlayan kenar faylar deprem dalgalarını havza kenarlarına yönlendirmesi ve geriye yansıyan dalgaların havza kenarlarına çarparak tekrarlı yansımaları nedeniyle havza içerisinde çalkalanmalara neden olabilir. Bu durum deprem dalgalarının genliklerinin büyümesine dolayısıyla zemin büyütmesini artırmasının yanı sıra depremin süresinin de uzamasına neden olabilir.

3. ISPARTA OVASI OLASI DERİN YERALTI MODELLERİ VE DEPREM DALGALARININ DAVRANIŞI

3.1. Jeoloji

Isparta Ovası morfolojik olarak etrafı dağlarla çevrili kabaca daire şeklinde bir ovadır. Ova güneyinde Gölcük Kalderası bulunmaktadır ve volkanik faaliyetler sonucu bu kalderadan püsküren malzeme ova içini doldurmuştur (Mutlutürk vd., 2003). Ova güneyinde Isparta Çayı dışında bir akarsu bulunmamaktadır ve uzun mesafe devam etmeyen çok sayıda sık, dar ve derin drenaj ağları gözlenir. Bu drenaj ağları, önce güneyden kuzeye, sonra batıdan doğuya ve en son kuzeyden güneye muhtemelen tektonizma etkisi ile bir yay şeklinde evrimleşmiştir. Ovayı çevreleyen dağlardan mevsimsel akışa geçen kuru dere yataklarının ova içinde devamlılıklarının olmaması da ovanın tektonizma etkisinde gelişmiş oldukça genç olduğunu göstermektedir.

Isparta bölgesi yerli ve yabancı pek çok araştırmacının ve tez çalışmasının konusu olmuş, jeolojisi oldukça detaylı çalışmaların olduğu bir bölgedir. Ova çevresinde kuzey ve doğuda Mesozoyik yaşlı karbonatlar, batı ve güneyde Senozoyik yaşlı kaya birimleri, güneyde Pliyosen-Kuvaterner yaşlı volkanik birimler yer alır. Ovanın kenar kesimlerinde, yamaç molozları, küçük alüvyal yelpazeler ile güneyde doğu-batı akışlı Isparta Çayının oluşturduğu alüvyonlar gözlenir (Şekil 3).



Şekil 3. Isparta Ovası ve yakın çevresinin jeolojisi haritası (Totiç, 2009).

Batı Toros kuşağının Isparta Büklümü (Koçyiğit, 1981) kesimi batısında yer alan Isparta, günümüzde tektonik olarak aktif bir bölgedir. Miyosen sonrası tektoniğin etkileri altında kalan bölgede (Yalçinkaya, 1986), faylanmalar, horst-graben oluşumları ve aktif volkanik faaliyetler gelişmiştir. Karataş, Kayıköy ve Söbüdağ fayları günümüzde deprem aktivitesinin de olduğu önemli tektonik hatlardır (Totiç, 2009).

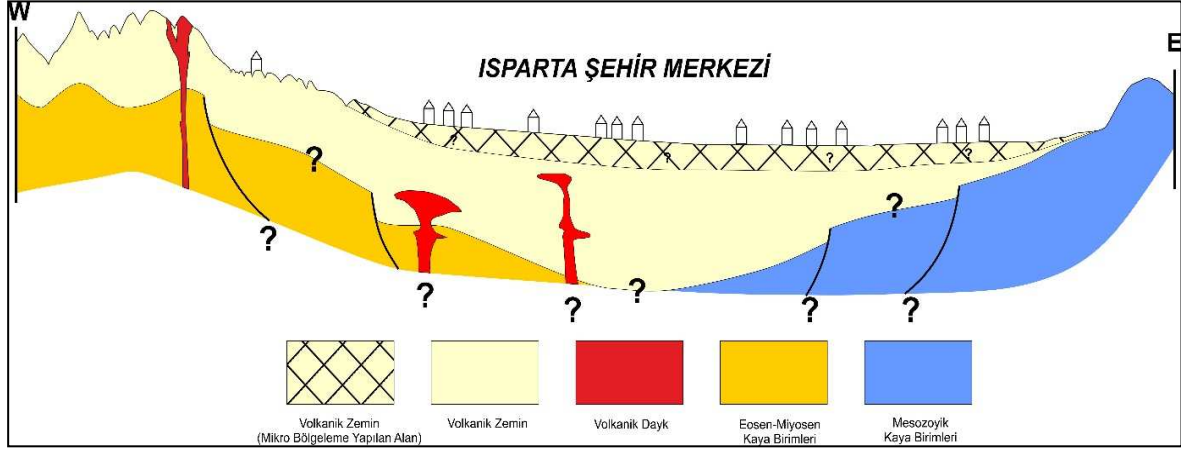
3.2. Isparta Ovası Derin Yeraltı Yapısı

Isparta Ovası çevresinde yer alan kaya birimlerinin yaş ve dokanak özellikleri ile stratigrafik konumları açık bir şekilde görülebilmektedir (Şenel, 1997). Ovarda yüzeyinde ise genç ve güncel bir örtü ile kaplı olan bir birimlerin, ova altındaki konumları tahminden ileriye gitmemektedir.

Öncelikle Isparta Ovasının sondaj, derin inşaat kazısı gibi yapılan yüzeysel araştırmalarımıza göre volkanik bir jeolojik birimle kaplı olmasına rağmen (Avşar vd., 2014; 2015a; 2015b; Demer ve Mutlutürk, 2017; Çelik, 2006; Okur vd., 2015; Mutlutürk vd., 2003; 2006; 2008; Mutlutürk ve Demer, 2018; Mutlutürk ve Totiç, 2010; Penbegül, 2015; Totiç, 2009; Yalçinkaya vd., 1986), ovanın alüvyonlarla dolu olduğunun iddia edilmesi (İLBANK, 2022) mühendislik çalışmalarının önünde önemli bir sorundur. Ayrıca bu yanlış tanımlamanın inşaat projelerinde, taşıma, oturma, ivme, büyütme gibi hesaplamalarda hatalı parametre seçimine neden olması da kaçınılmazdır. Özellikle, volkanik zeminlerde gözlenen çökme davranışı gibi bir özellik hiç dikkate alınmamaktadır. Ova zemininin doğru tanımlanmaması, ova altındaki kaya birimleri ile zemin birimlerinin nasıl bir dokanak ilişkisinde olduğunu gösteren geometrik konumun da tanımını zorlaştırmaktadır.

Isparta Ovasının doğusunda Mesozoyik kireçtaşları, batısında Eosen, güneyinde Miyosen birimler, güneybatıda Pliyo-Kuvaterner volkanik birimler, güneyde, batıda ve ovanın içinde Pliyo-kuvaterner volkanik dayklar, güneyde ve güneydoğuda ofiyolitik karmaşık yer almaktadır. Bütün bu birimlerin ova altındaki geometrik konumları şematik ve kuramsal jeolojik çizimlerin ötesinde değildir (Şenel, 1997). Mesozoyik birimler ile Senozoyik birimlerin ova içindeki dokanak ilişkileri ile bu iki jeolojik birim

arasında olduğu varsayılan ofiyolitik karmaşığın konumu ve dokanak ilişkisi belli değildir. En önemli sorun olan ova içindeki volkanik zeminin kalınlık ve yayılımı bilinmemektedir. Ova kenarında ve ova içinde gözlenen volkanik daykların, ova içinde de bulunması kaçınılmazdır (Şekil 4). Ayrıca deprem dalgalarını yönlendiren zemin-kaya sınır geometrisi ve derin yeraltı yapısındaki birimlerde deprem dalgalarının yayılım hızları da bilinmemektedir.



Şekil 4. Isparta Ovası derin yeraltı yapısı bilinmezleri (Ölçeksiz).

Bütün bu bilinmezler içinde ortalama 30 m derinlikte yapılan zemin sondajları ve sığ jeofizik ölçümleri ile yapılan Mikro Bölgeleme çalışmaları ile (İLBANK, 2022) Isparta Ovası derin yeraltı yapısının belirlenmesi mümkün değildir. Bu nedenle olası bir depremde, deprem dalgalarının nasıl davranacağı, hangi yönlerde odaklama yapacağı, gerçek zemin büyütme, gerçek zemin ivmesi gibi özellikler ve hepsinden önemlisi yüzey hasarlarının yoğunlaşacağı bölgeler ile güvenli alanların belirlenmesi için aynı yöntemleri kullanarak farklı sonuçlar beklemek çok zordur. Isparta Ovasının, hatta benzer özelliklerdeki bütün yerleşim birimi olan ovaların, derin yeraltı yapısını gösteren Makro Bölgeleme olarak adlandırılan jeolojik modellerinin yapılması kaçınılmazdır.

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, sığ derinlikleri kapsayan Mikro Bölgeleme çalışmalarının derin yeraltı yapılarına bağlı deprem hasar davranışını kestirmede yeterli olmayacağı Isparta Ovasından yapılan Mikro Bölgeleme çalışmalar örnek gösterilerek anlatılmaya çalışılmıştır.

Makro Bölgeleme çalışmaları ile kaya-zemin sınır geometrisinin belirlenmesi ve bu geometriye bağlı deprem dalgalarının nereye yönlendiğinin bilinmesi yer yüzeyindeki hasarı tahmin etmede ve oluşmuş hasarı yorumlamada önemli bir etkidir. Ayrıca kaya-zemin sınır geometrisinin üzerindeki zeminin kalınlığı arttıkça yer yüzeyinde hasar artar. Dolayısıyla yerleşime uygunluk çalışmalarında öncelikli olarak makrobölgeleme çalışmaları yapılmalıdır.

Kaya-zemin sınır geometrisi bilinmeden Mikro Bölgeleme çalışmaları oluşabilecek hasarı tahmin etmede yetersiz kalacaktır.

Isparta ovasında kaya-zemin sınır geometrisinin ve zemin kalınlığının bilinmemesi ve ova içerisinde volkanik daykların varlığının olabilirliği deprem dalgalarının nereye ve nasıl yönleneceğinin bilinmemesini sonuçlandırmaktadır. Ayrıca depremin süresi aletsel kayıta göre Isparta ovası üzerindeki yerleşim yerlerinde çok daha fazla olacağı düşünülmektedir.

5. KAYNAKLAR

- Alvarez, R., 1990. Structure of the Basin of Mexico City and Its Relation to Destruction in the Earthquake of 1985. *Geotechnical and Environmental Geophysics*, 3, 263-279.
- Avşar, E., Ulusay, R. ve M. Mutlutürk., 2014. Isparta Ovasındaki Volkanik Zeminlerin Jeomekanik Davranışlarının ve Mikro Yapının Bunlar Üzerindeki Etkisinin Araştırılması. 67. Türkiye Jeoloji Kurultayı, Ankara.
- Avşar, E., Ulusay, R. ve Mutlutürk, M., 2015a. An experimental investigation of the mechanical behavior and microstructural features of a volcanic soil (Isparta, Turkey) and stability of cut slopes in this soil" *Engineering Geology*, 189, 68-83.
- Avşar, E., Ulusay, R., Aydan, Ö., ve Mutlutürk, M., 2015b. On the difficulties of geotechnical sampling and practical estimates of the strength of a weakly bonded volcanic soil. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 74, 1375-1394.
- Cevher, M., Mengüç, G., Soydaş, M., 2005. Kocaeli Büyükşehir Belediye Sınırlarında Tabankaya Topoğrafyasının Deprem Hasarı Üzerine Etkisinin Sismik, Elektrik, Gravite Yöntemleri ile Araştırılması ve İmar Plan Yapımına Esas Bölgesel Zemin Araştırmalarında Dikkat Edilmesi Gerekli Hususlar. *Deprem Sempozyumu 2005, Kocaeli-Türkiye*, 1191-1204.
- Çelik, Y., 2006. Isparta Ovası Mühendislik Jeolojisi Haritası Veritabanı Hazırlanması. Süleyman Demirel Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 96 s.
- Demir, S., Mutlutürk, M., 2017. Isparta Volkanik Kalıntı Zeminlerinin Tanımı ve Mühendislik Özellikleri. 70. Türkiye Jeoloji Kurultayı, 542-543.
- İLBANK, 2022. Isparta (Merkez) İmar Planına Esas Mikrobölgeleme Etüt Raporu. İller Bankası A.Ş. Mekansal Planlama Dairesi Başkanlığı.
- Koçyiğit, A., 1981. Isparta Büklümü'nde (Batı Toroslar) Toros Karbonat Platformunun Evrimi. *Türkiye Jeoloji Kurultayı Bülteni* 24, 15-23.
- Motosaka, M., Nagana, M., 1997. Analysis of Amplification Characteristics of Ground Motions in the Heavily Damaged Belt Zone During the 1995 Hyogo-Ken Nanbu (Kobe) Earthquake. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 377-393.
- Mutlutürk, M., İsmailov, T. ve Yılmaz, K., 2003. Mühendislik jeolojisinde alüvyon kavramı ve Isparta Ovası alüvyonları. *SDÜ Mühendislik Mimarlık Fakültesi*, 20. Yıl Jeoloji Sempozyumu: 222-223.
- Mutlutürk, M., 2006. Zemin Tanımı ve Haritalanmasının Önemi. *Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Jeolojisinde Çağdaş Uygulamalar Sempozyumu*, 649-654, Denizli.
- Mutlutürk, M., İsmailov, T. ve Balcı, V., 2008. Isparta Volkanik Zemin Çökme Potansiyeli. 61. Türkiye Jeoloji Kurultayı, Ankara.
- Mutlutürk, M. ve Totiç, E., 2010. Isparta Ovası Volkanik Zeminleri Mühendislik Özellikleri. 63. Türkiye Jeoloji Kurultayı, Ankara.
- Mutlutürk, M., Demir, S., 2018. Isparta Gölcük Volkanikleri İçerisindeki Kalıntı Zeminler ve Yas Bulguları. 71. Türkiye Jeoloji Kurultayı, 67-67.
- Okur, E., Ulusay R., ve Mutlutürk, M., 2015. Geotechnical characterization of a slightly cemented volcanic soil Turkey and the effect of microstructure on its geomechanical behavior. *International Conference on Engineering Geology in New Millennium*, New Delhi.
- Penbegül, C., 2015. Isparta ovası volkanik zeminlerinin mühendislik özelliklerinin CBS ortamında modellenmesi. Süleyman Demirel Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 110 s.
- Şenel, M., 1997. 1:250 000 ölçekli Türkiye Jeoloji Haritaları, Isparta paftası. MTA yayınları No:4, 47s., Ankara.
- Totiç, E., 2009. Isparta ovasındaki volkanik kökenli zeminlerde fiziksel ve mekaniksel özellikler arasındaki ilişkilerin araştırılması. Süleyman Demirel Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, 221 s.
- Uyanık, O., 2015. Deprem Ağır Hasar Alanlarının Önceden Belirlenmesi ve Şehir Planlanması için Makro ve Mikro Bölgelelendirmelerin Önemi. Süleyman Demirel Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi, 19(2), 24-38.

- Uyanık, O., 2020. Yer Özelliklerinin Jeofizik Yöntemlerle Belirlenmesi. İzmir Depremi Ortak akıl Buluşması Çalıştayı: İzmir'in Yapılaşmasında Zemin Koşulları-Zemin Yapı Etkileşimi, İzmir Büyükşehir Belediyesi İzmir-Türkiye.
- Uyanık, O., 2022. Yerleşime Uygunluk Değerlendirmelerine Yeni Bir Bakış Kurs Notu. TMMOB JFMO Antalya Şubesi, Antalya-Türkiye.
- Uyanık, O., Uyanık N.A., 2022. Yapılaşmada Yanlış Yer Seçiminin Afet Oluşumuna Katkısı. TMMOB Afet Sempozyumu Kitabı ISBN: 978-605-01-1543-7, Türk Mühendis ve Mimar Odaları Birliği, Ankara s: 435-446.
- Yalçinkaya, S., Ergin, A., Afşar, Ö.P., Taner, K. ve Dalkılıç, H., 1986. Batı Torosların jeolojisi; Isparta projesi raporu. MTA Genel Müdürlüğü raporları (yayınlanmamış), Ankara.

Evaluation of surface subsidence due to tunneling using different SAR data and InSAR analysis methods

Naoki IWATA^{1,*}, Kazuki KANOSE¹, Yoshiharu TANAKA², Takuya KURODA², Ömer AYDAN³ and Takashi ITO³

¹ Chuden Engineering Consultants Co., Ltd., 2-3-30 Deshio Minami-ku Hiroshima, Japan

² Nishimatsu Construction Co., Ltd., 2-2-1 Toranomom Minato-ku Tokyo, Japan

³ University of the Ryukyus, 1 Senbaru Nishihara Okinawa, Japan

(* n.iwata@cecnet.co.jp)

ABSTRACT: InSAR has been widely used for monitoring surface deformation caused by tunneling in urbanized areas, and various methods have been proposed for this purpose as InSAR can measure surface displacement over a wide area without installing equipment on site. In this study, the detection accuracy of the amount and extent of ground surface subsidence was checked using different SAR data and analysis methods for a tunnel construction in an urbanized area with an overburden of 15 to 20 meters. The SAR data used were from ALOS-2 and Sentinel-1 satellites, and the SAR analysis methods were DInSAR, PSInSAR, and SBAS. The results showed that the areal distribution could be evaluated using DInSAR although ALOS-2 images were less. On the other hand, it is difficult to detect ground movements by PSInSAR due to its large variability although Sentinel-1 provided images more frequently. However, SBAS, which is spatially optimized, was able to roughly evaluate the timing of subsidence, although the amount of subsidence was rather small.

Keywords: InSAR, Time series analysis, Ground surface deformation, Tunnel construction

ÖZ: InSAR, şehirleşmiş alanlarda tünel açmanın neden olduğu yüzey deformasyonunu izlemek için yaygın olarak kullanılmaktadır ve InSAR, sahada ekipman kurmadan geniş bir alanda yer değişimini ölçebildiğinden, bu amaç için çeşitli yöntemler önerilmiştir. Bu çalışmada, zemin yüzeyindeki çökmenin miktarı ve kapsamının tespit doğruluğu, 15 ila 20 metrelik aşırı yüke sahip şehirleşmiş bir alanda bir tünel inşaatı için farklı SAR verileri ve analiz yöntemleri kullanılarak kontrol edilmiştir. Kullanılan SAR verileri ALOS-2 ve Sentinel-1 uydularından alınmıştır ve SAR analiz yöntemleri DInSAR, PSInSAR ve SBAS'tır. Sonuçlar, ALOS-2 görüntülerinin daha az olmasına rağmen alansal dağılımın DInSAR kullanılarak değerlendirilebileceğini göstermiştir. Öte yandan, Sentinel-1 daha sık görüntü sağlamasına rağmen, geniş değişkenlik nedeniyle PSInSAR ile yer hareketlerini tespit etmek zordur. Ancak mekânsal olarak optimize edilmiş SBAS, çökme miktarı oldukça küçük olmasına rağmen çökmenin zamanlamasını kabaca değerlendirebilmiştir.

Anahtar Kelimeler: InSAR, Zaman serisi analizi, Yüzey deformasyonu, Tünel inşaatı

1. INTRODUCTION

Construction of underground tunnels can induce subsidence, so that monitoring of surface deformation is required during and after construction. Conventional geodetic methods such as total stations, leveling, GPS receivers, and extensometers can only measure a limited area along the tunnel alignment. However, due to the high cost of installing and maintaining ground based monitoring systems, priority is usually given to vulnerable buildings and structures. In such cases, free satellite data and Interferometric Synthetic Aperture Radar (InSAR) technology are promising alternatives. InSAR technology is therefore of great interest as a periodic geodetic tool for detecting and monitoring ground deformations related to tunnel construction. InSAR is a valuable geodetic technique that can detect ground surface motion with millimeter accuracy, and is increasingly being used to measure ground deformation caused

by tunnel excavation in urban areas (Ramirez et al., 2022). InSAR deformation mapping can also cover areas far beyond the perimeter of the excavation site, allowing the detection of unexpected deformation phenomena that may be associated with construction work.

The basic InSAR technique, Differential Interferometric Synthetic Aperture Radar (DInSAR), compares the phase difference between two SAR images acquired over the same area at different times. The phase difference indicates the target motion that occurred along the sensor-target Line-of-Sight (LOS) direction during that time interval. In order to evaluate accurately the temporal changes of ground surface displacement, a time series analysis is performed using a large number of interferometric SAR images over a long period of time. There are two representative methods, namely, Persistent Scatterer Interferometry (PSI) and Small Baseline Subset algorithm (SBAS). The PSI technique (Ferretti et al. 2000; 2001) identifies point-wise permanent scatterers (PS) whose scattering characteristics are consistent over time and calculates the time-series variation of displacement by smoothing the PS points over time. However, in areas with vegetation, PS points cannot be detected and displacement cannot be evaluated since stable scattering cannot be acquired. On the other hand, the Small Baseline Subset algorithm (SBAS) technique (Berardino et al., 2002) is a method to calculate areal time-series displacements by smoothing not only in time but also in space. The SBAS method is not suitable for monitoring localized, rapid ground displacement because of its areal smoothing, and is more applicable to slow displacement.

Many cases using Sentinel-1 (C-band), which is provided free of charge, have been reported in urban tunneling projects (Liu et al., 2023). The C-band is effective in densely populated urban areas because it is easily affected by vegetation, but it is difficult to obtain stable scattering in parks and agricultural land. In this study, the effects of different analysis methods and SAR bands (wavelengths) on the detection of surface subsidence during tunnel excavation beneath a site with vegetation were examined by comparing the results of total station surveys.

2. DESCRIPTION OF TUNNEL CONSTRUCTION

2.1. Construction Work and Geological Conditions

Figure 1 shows the layout of the tunnels and the ground surface conditions. The tunnels consist of two road tunnels (inner width: 11.5 m, height: 8.98 m, excavated cross-sectional area: 87.6 m²) with a length of approximately 1 km. The tunnel construction was divided into two sections, one on the north side and the other on the south side, and excavated by NATM. The southern section (487 m for the up-lane and 490 m for the down-lane) was the subject of this project. The construction period was from April 2020 to June 2021 for the down-lane and from July 2021 to April 2022 for the up-lane. There are parks and facilities above the tunnel, and grass and other vegetation grows over a wide area. The overburden of the tunnel is small, ranging from 15m to 20m, as shown in Figure 2, and the ground consists of layers of mudstone, clay, and top soil around the the tunnel. The thickness of the sediment layer under Buildings B-2 and B-4 is about 8 m, and that it is slightly thicker at about 13 m beneath Building B-3.

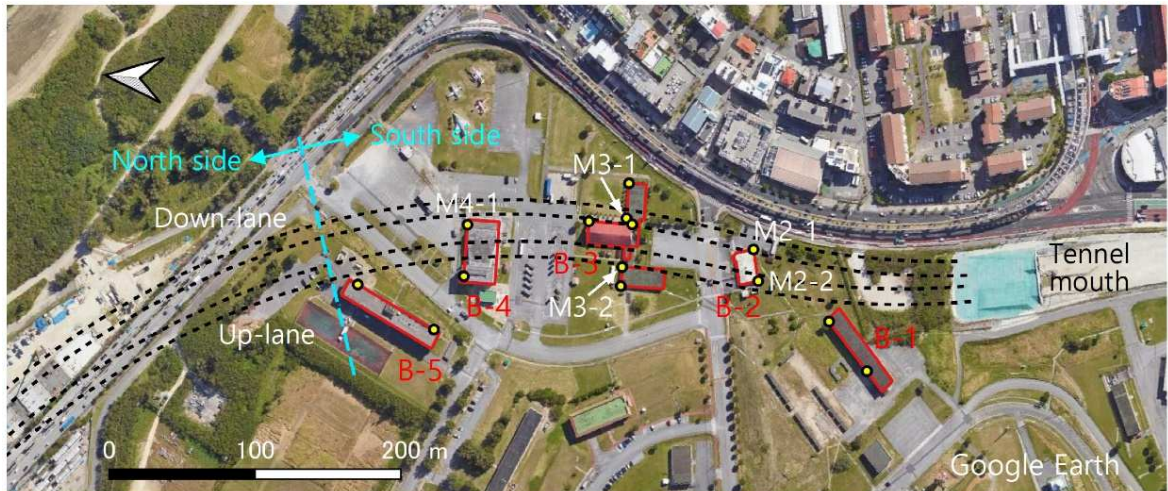


Figure 1. Location map of the study area and target building (B1-5) and measurement points by TS.

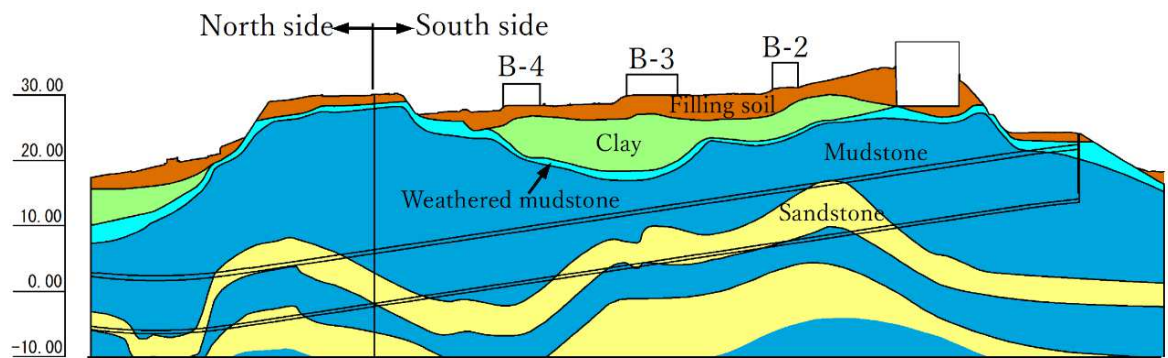


Figure 2. Geological cross section of the tunnel.

2.2. Settlement of Ground Surface at Measurement Point by TS

The settlement of each of the five buildings (B-1 to B-5) shown in Figure 2 was measured manually using a total station with measurement points at the corners of the buildings. Only B-2 has a raft foundation, while the others have pile foundations. Figure 3 shows a time series of vertical displacement at a representative measurement point. Here, the building number is shown after M. The measurements showed that B-1 and B-5, which are on pile foundations and not on the tunnel, had very small settlements of 3 mm and 1 mm, respectively. For B-2, which has a directly located over the tunnel, 36 mm of settlement occurred at the measurement point M2-1 above the tunnel during the excavation of the down-lane, and 10 mm of settlement occurred at the measurement point M2-2 during the excavation of the up-lane. For B-3 with pile foundation, 15 mm of settlement occurred at M3-1 above the tunnel during down-lane excavation, and 10 mm of settlement occurred at M3-2 during up-lane excavation. At B-5, where the ground cover is thicker than that at B-3 and the overburden is thinner, the settlement is about 8 mm during the excavation of the down-lane, which is smaller than that at B-3. The settlement of the down-lane, where the first excavation was conducted, is larger than that of the up-lane, and the settlement is smaller near B-4, where the ground layer is thinner.

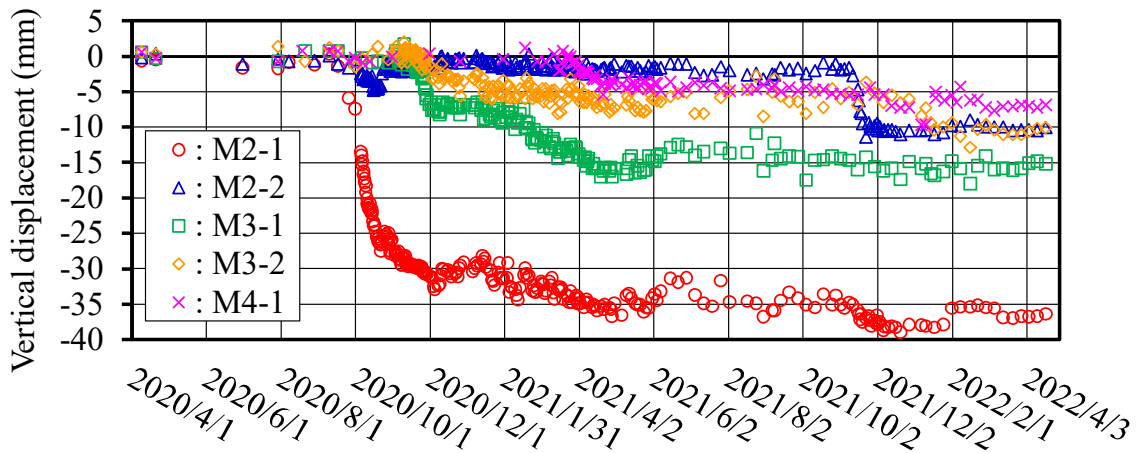


Figure 3. Time series of vertical displacement of representative measurement points by TS.

3. SATELLITE DATA SETS AND ANALYSIS METHODS

3.1. Dataset Description

Sentinel-1 (C-band), which has been widely used in tunneling projects in urbanized areas and is provided free of charge, is used in this study. This site is only observed by Sentinel-1B from an ascending orbit. The data acquisition frequency of Sentinel-1 is 12 days, and the ground resolution is about 14 m in the azimuth direction (parallel to the flight direction) and about 4 m in the range direction (perpendicular to the flight direction). As the tunnel face did not reach the vicinity of the target building until September 2020, Sentinel-1 data was used from April 2020, approximately six months before that date. The observation of Sentinel-1B was terminated on December 23, 2021, due to an anomaly in the antenna power supply unit. Therefore, time-series interferometric SAR analysis was performed using 50 images from April 2020 to December 2021. Since this period corresponds to the time before the tunnel face of the up-lane reaches the area near building B-3, the settlement detection using Sentinel-1B mainly targets the tunnel excavation of the down-lane.

ALOS-2 (L-band) was also used in this study because its wavelength is longer than that of C-band SAR, and the radio wave penetrates vegetation and part of it reaches the ground and it is less affected by vegetation. However, ALOS-2 cannot be used for time-series analysis of the construction work, which lasts approximately two years, since the frequency of ALOS-2 observations is only about four times a year. Therefore, settlement detection was performed by DInSAR using SAR images taken before and after tunnel excavation. For the Ascending orbit, images taken on February 21, 2020 (before tunnel excavation) and November 25, 2022 (after tunnel excavation) were used. For the Descending orbit, images taken on March 7, 2020 and August 20, 2022 were selected as the closest dated images for the Ascending orbit. The ground resolution is about 3 m in both azimuth and range.

3.2. DInSAR Analysis

SAR is like a sensor that uses radio waves to acquire high-resolution images of the earth's surface, regardless of day or night, cloud cover or rain. The data obtained by SAR is the intensity and phase of the reflected waves from the ground surface. DInSAR is a technology that captures the displacement of the earth's surface in the radar line-of-sight direction (LOS displacement) by calculating the phase difference of the reflected waves from two or more observations made using this SAR data at the same point on the earth's surface. The accuracy of phase detection in DInSAR is evaluated by coherence,

which indicates the degree to which the waveforms are similar between two observations. Coherence is expressed as a number between 0 and 1, with a higher number indicating higher coherence. To reduce noise in each pixel of the SAR image, a multi-look process is used to average the data using the surrounding pixels. In this study, the multi-look processing was performed so that the commonly used ground resolution is 10m x 10m. The analysis was processed using SARscape ver. 5.6.2.

DInSAR results represent LOS displacement, and it is not possible to determine settlement or horizontal displacement from only one direction. Therefore, a method has been proposed to derive and calculate horizontal and vertical displacements by combining the displacements of ascending and descending orbits. However, since the displacement component in the N-S direction, which is orthogonal to the line of sight, cannot be observed, the horizontal displacement is estimated from the E-W displacement component. For this reason, this method is called 2.5-D analysis. The DInSAR data in this study are from Ascending (February 21, 2020 to November 25, 2022) and Descending (March 7, 2020 to August 20, 2022) orbits, and the observation dates after the excavation of the two tunnels are about three months apart. The observation dates after the two tunnels were excavated were different by about three months, but the tunnel excavation work was completed in April 2022, so that we used a 2.5D analysis to make our estimation. SAR images from Ascending (February 21, 2020-November 25, 2022) and Descending (March 7, 2020-August 20, 2022) orbits were used in this study. Although the observation dates after tunnel excavation for Ascending and Descending orbits differ by about three months, we estimated the ground surface displacement using 2.5D analysis (Fujiwara et al., 2000; Fuhrmann et al., 2019) as the tunnel excavation was completed in April 2022.

3.3. Time-series InSAR Analysis

Time-series InSAR using a large number of differential interferometric pairs were used to accurately and efficiently determine the temporal variation of ground surface displacement. In this study, two methods, PSI and SBAS, were processed using SARscape ver. 5.6.2.

As shown in the connection graph in Figure 4(a), PSI interferes between one master image and all other slave images to smooth the temporal phase noise at each PS point and measure the ground deformation. However, to maintain the accuracy of the analysis, PS points with unstable backscatter and coherence lower than 0.75 are discarded. In general, the larger the number of SAR images, the more stable the phase and the better the quality of the detected PS points. 15 to 20 images are required for C-band PSI analysis, but this is not possible in densely vegetated areas due to temporal uncorrelation (Crosetto et al., 2016).

SBAS measures ground deformation using not only temporal phase differences, as in PSI, but also spatially distributed scatterer phase differences. As shown in the connection graph in Figure 4(b), all SAR image pairs defined by temporal and spatial baselines are used to measure ground deformation by smoothing out phase noise. In the case of Sentinel-1B used in this study with an acquisition frequency of 12 days, the time baseline was set to 60 days because, with an acquisition interval of 60 days, about four pairs were created at each of the front and back of an observation point, which would ensure the necessary number of pairs even if missing measurements occurred. In order to reduce noise, multilook processing was performed to obtain a ground resolution of 10m x 10m as in DInSAR. Therefore, SBAS can evaluate areal displacement, but it is difficult to detect localized and suddenly changing displacement.

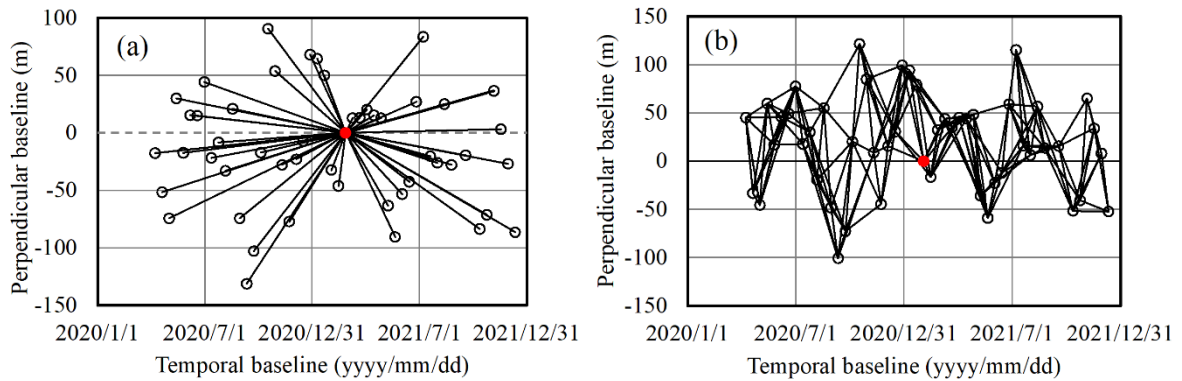


Figure 4. Connection graph of Sentinel-1 for (a) PSI and (b) SBAS methods.

4. EVALUATION BY TIME SERIES INSAR ANALYSIS USING SENTINEL-1B

4.1. Results of PSI Analysis

Figure 5 shows the distribution of LOS displacement velocity, and Figure 6 shows the survey results of measurement points M2-2 and M3-2, which have PS points in the vicinity of the measurement points, and the time series of LOS displacement from PSI method. The results of the time series analysis using SAR images show a large variation as shown in Figure 6. Therefore, the settlement was evaluated by the LOS displacement velocity, which is the slope of the linear approximation of the time series data. PS points are detected on buildings and roads within the site, but in areas with vegetation, PS points cannot be detected because the coherence is less than 0.75. In the densely populated residential area without vegetation in the upper right of Figure 5, PS points are detected over a wide area, with values of about ± 2 mm/year. The absence of extensive displacement in residential areas indicates that there is spatial variation of ± 2 mm/year even when the coherence is above 0.75.

Looking at the area around the target building, negative LOS displacement (displacement in the direction away from the satellite) of about 6 mm/year occurred at building B-2, 4 mm/year at B-3, and 4 to 10 mm/year at B-4, which are clearly larger values than those at other locations. The results of the PSI time-series analysis shown in Figure 6 are highly varied and the amount of deformation differs greatly, but the occurrence of subsidence at observation point M2-2 from September to October 2020 and the subsidence trend at observation point M3-2 from January to May 2021 can be detected.



Figure 5. Distribution of LOS displacement velocity at PS points by PSI method with coherence less than 0.75 hidden.

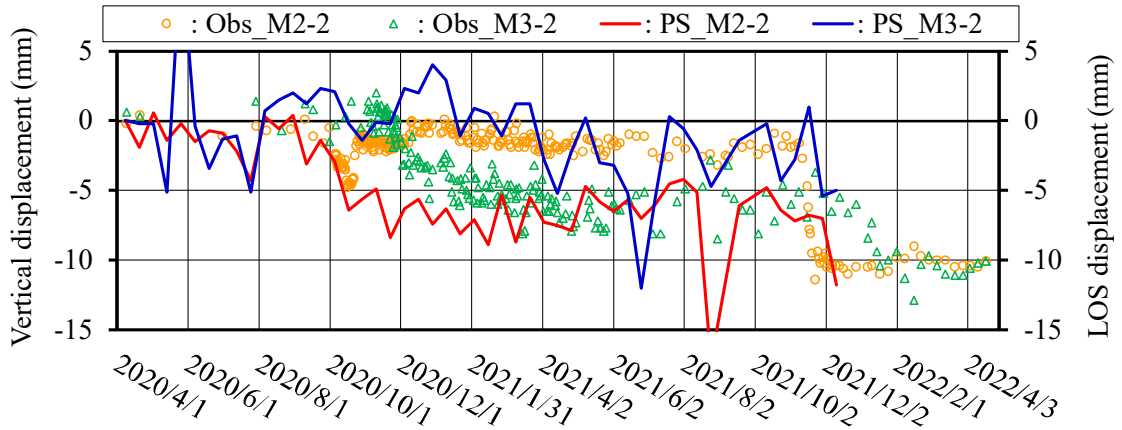


Figure 6. Time series of detected LOS displacements at PS point and time series of vertical displacements by TS at nearby measurement points M2-2 and M3-2.

4.2. Results of SBAS Analysis

Figure 7 shows the distribution of LOS displacement velocity and Figure 8 shows the time series of survey and analysis results. The SBAS evaluation provides an areal displacement distribution. The results are consistent with the measurement results: the displacements are large near buildings B-2 and B-3 and relatively small near building B-4, and no deformation occurs in buildings B-1 and B-5. Although the results of the SBAS time series analysis shown in Figure 8 are highly varied, the subsidence trend after October 2020 at observation point M2-1 and the subsidence trend after November 2020 at observation points M3-1 and M3-2 can be evaluated. However, due to the spatial smoothing of the SBAS, the time-series changes at adjacent M2-1 and M2-2 and M3-1 and M3-2 are very similar and do not differ from those observed in the survey.

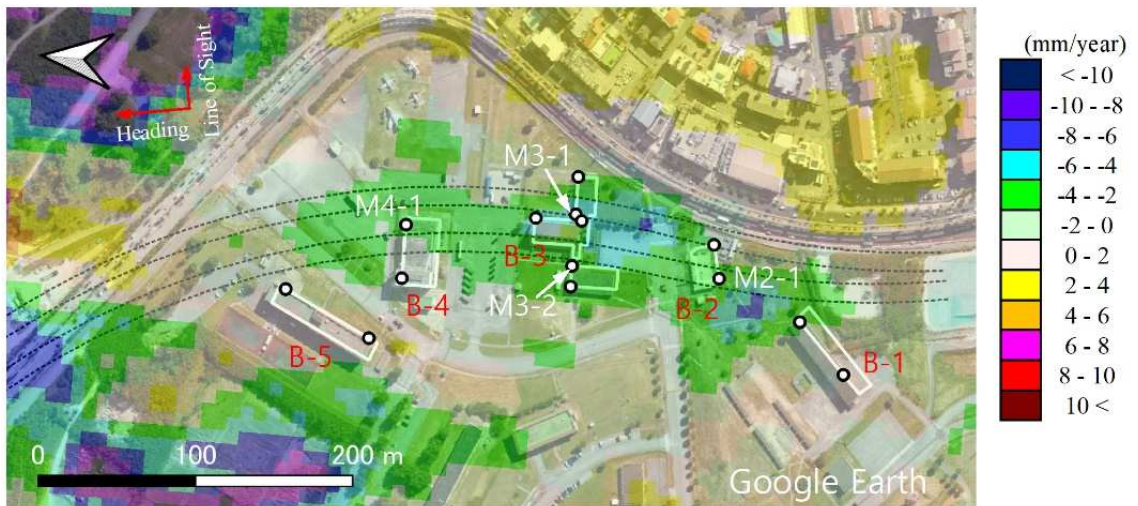


Figure 7. Distribution of LOS displacement velocity by SBAS method.

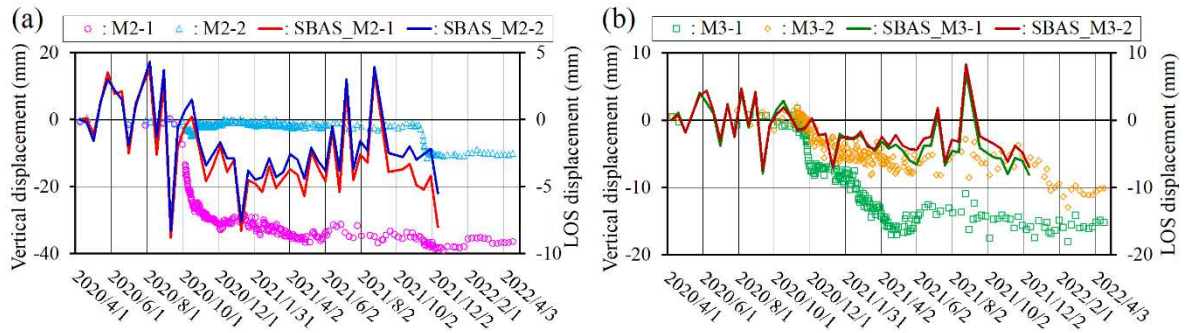


Figure 8. Time series of vertical displacement by TS and time series LOS displacement by SBAS method for buildings (a) B-2 and (b) B-3.

5. EVALUATION BY DINSAR USING ALOS-2

DInSAR evaluation was conducted using SAR images of ALOS-2 (L-band) to compare the effects of different SAR wavelengths. ALOS-2 is observed from the west by the Ascending orbit and from the east by the Descending orbit. Figure 9 shows the LOS displacement distribution for the Ascending and Descending orbits. The Ascending orbit shows a negative LOS displacement of about 30 mm around the B-3 building while the Descending orbit shows a negative LOS displacement of about 30 mm above the tunnel between the B-2 and B-4 buildings. Negative LOS displacement occurs not only when subsidence occurs, but also when horizontal displacement occurs in the direction away from the satellite. When horizontal displacement occurs, the sign of the LOS displacement differs between Ascending and Descending, which are observed in different directions. However, in the present analysis, the same degree of negative LOS displacement was calculated in both cases, which indicates that settlement, not horizontal displacement, occurred. In Descending, where the LOS displacement is positive between buildings B-2 and B-1, the analysis accuracy is low as the coherence is less than 0.2, and it is highly possible that no displacement has occurred.

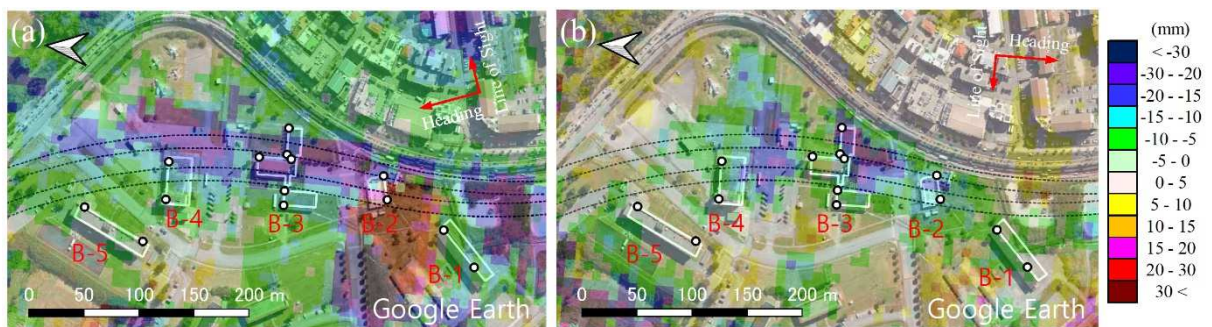


Figure 9. DInSAR distribution of (a) Ascending and (b) Descending LOS displacements.

Then, the east-west (E-W) and vertical displacements were calculated using the DInSAR results for Ascending and Descending orbits. The distribution of horizontal displacement in the E-W direction and vertical displacement is shown in Figure 10. Between buildings B-2 and B-1, large values are distributed in both the E-W and vertical directions due to the effect of low coherence for Descending orbit. However, except for this point, no E-W displacement occurs and only settlement occurs. As the settlement of buildings B-3 and B-4 is considered to be small due to their pile foundations, when compared with the level survey results of building B-2, which has a raft foundation, the settlement around the building due to SAR is similar to the survey results.

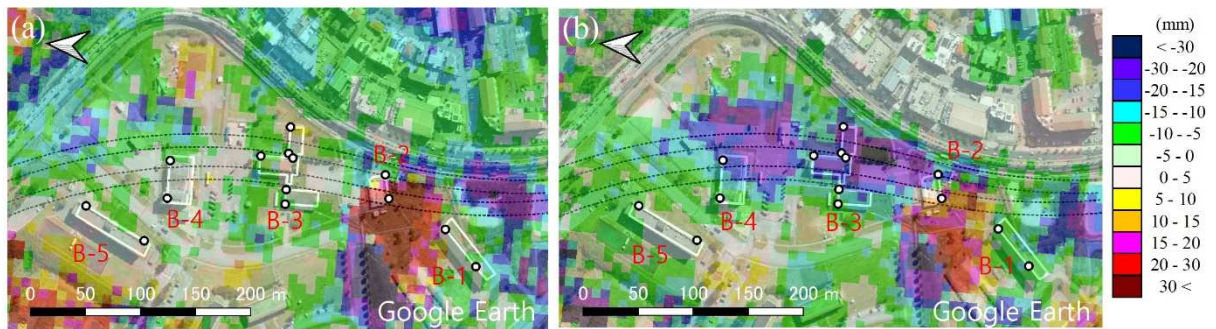


Figure 10. Distribution of (a) horizontal displacement in E-W direction and (b) vertical displacement from 2.5-D analysis using DInSAR results.

6. CONCLUSIONS

The effects of different DInSAR analysis methods and microwave wavelengths of SAR satellites on the extent and amount of subsidence of the ground surface were studied by comparing them with the results of levelling surveys for a tunnel excavation through a site with dense vegetation. The main conclusions are as follows.

(1) The settlement distribution obtained from the 2.5-D analysis by DInSAR and the negative area of LOS displacement velocity by SBAS are very similar, and the same evaluation can be made by using different SAR data with an appropriate method.

(2) The time-series data of SBAS LOS displacement also showed that the timing of settlement could be generally evaluated. However, as SBAS is spatially smoothed, it is difficult to properly evaluate sudden and localized subsidence, and the amount of subsidence is evaluated to be smaller than the monitoring results, resulting in slower subsidence behavior in the time series data.

(3) In the PSI analysis using Sentinel-1 in the C-band, PS points cannot be detected in many areas since stable scattering cannot be obtained in areas with vegetation, and satellite SAR evaluation cannot be performed properly. However, the distribution of the extracted PS points indicates that subsidence has occurred in the area directly above the tunnel.

7. REFENECES

- Berardino, P., Fornaro, G., Lanari, R. Sansosti, E., 2002. A new algorithm for surface deformation monitoring based on small baseline differential SAR interferograms. *IEEE Trans. Geosci. Rem. Sens.*, 40, 2375–2383.
- Crosetto, M., Monserrat, O., Cuevas-González, M., Devanthéry, N., Crippa, B., 2016. Persistent scatterer interferometry: a review. *ISPRS J. Photogramm. Remote Sens.*, 115, 78–89.
- Ferretti, A., Prati, C., Rocca, F., 2000. Nonlinear subsidence rate estimation using permanent scatterers in differential SAR interferometry. *IEEE TGRS* 38 (5), 2202–2212.
- Ferretti, A., Prati, C., Rocca, F., 2001. Permanent scatterers in SAR interferometry. *IEEE TGRS*, 39 (1), 8–20.
- Fuhrmann, T., Garthwaite, M.C., 2019. Resolving three-dimensional surface motion with InSAR: Constraints from multi-geometry data fusion. *Remote Sens.*, 11, 241.
- Fujiwara, S., Nishimura, T., Murakami, M., Nakagawa, H., Tobita, M., Rosen, P. A., 2000. 2.5-D surface deformation of M6.1 earthquake near Mt Iwate detected by SAR interferometry. *Geophys. Res. Lett.*, 27(14), 2049–2052.
- Liu, L., Zhou, W., Gutierrez, M., 2023. Mapping Tunneling-Induced Uneven Ground Subsidence Using Sentinel-1 SAR Interferometry: A Twin-Tunnel Case Study of Downtown Los Angeles, USA. *Remote Sens.*, 15, 202.
- Ramirez, R.A., Lee, G.-J., Choi, S.-K., Kwon, T.-H., Kim, Y.-C., Ryu, H.-H., Kim, S., Bae, B., Hyun, C., 2022. Monitoring of construction induced urban ground deformations using Sentinel-1 PS-InSAR: The case study of tunneling in Dangjin, Korea. *Int. J. Appl. Earth Obs. Geoinf.*, 108, 1–14.

3 boyutlu ve 2 Boyutlu Kaya Düşmesi Analizlerinin Karşılaştırılması; Mersin Karahıdırlı Örneği

3D and 2D Comparison of Rockfall Analyses; Mersin Karahıdırlı Case

Pınar CAYMAZ¹, Koray ULAMIŞ^{2,*}

¹ Reinforced Earth A.Ş., Çekmeköy/İstanbul

² Ankara Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü

(* ulamis@ankara.edu.tr)

ÖZ: Kaya düşmesi, heyelanlar yanında Türkiye’ de sıkça karşılaşılan bir duraysızlık türüdür. Günümüzde koruma yöntemlerinin maliyetli oluşu, daha ekonomik ve alternatifli çözümlerin sunulmasını gerektirmektedir. İnceleme alanı Mersin ili, Erdemli ilçesi kuzeyindeki Karahıdırlı Mahallesi ve çevresi olup, Orta Miyosen yaşlı resifal kireçtaşlarında geçmişte birçok kaya düşmesi olayı gerçekleşmiştir. Çalışma alanı içerisinde arazi çalışmaları, İHA ile görüntüleme laboratuvar çalışmaları ile 2 ve 3 boyutlu kaya düşmesi analizleri yapılmıştır. Kaya düşmesi analizleri için insansız hava aracı ile sayısal harita, yüksek çözünürlüklü ortofoto ve nokta bulutu verisi oluşturulmuştur. Arazide halihazırda düşmüş, yaklaşık 4 metre yüksekliğinde ve 20 ton ağırlığındaki kaya kütlesi ile geri analiz yapılarak programda kullanılan parametreler belirlenmiştir. Bölge koruma yöntemlerinin farklılığı sebebi ile 2 bölgeye ayrılmış ve bu bölgelerde alternatifli korunma yöntemleri önerilmiştir. Oluşturulan 3 boyutlu modelden yapılan analizle, blokların yuvarlanma mesafeleri, sıçrama yükseklikleri ve kinetik enerjileri belirlenmiş ve bu bulgular 2 boyutlu analiz çıktıları ile karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Kaya Düşmesi, 3 Boyutlu Analiz, İHA, Koruma Yöntemleri

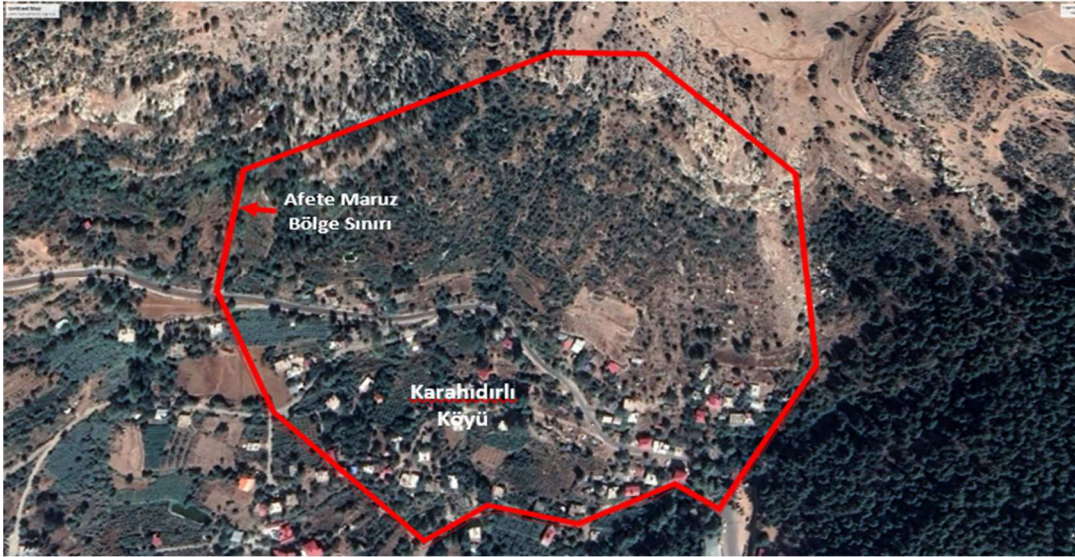
ABSTRACT: Rockfall is one of the most abundant instability beside landslides in Turkey. The remediation methods are expensive nowadays, thus more economical and alternative measures should be provided. The study area is located around Karahıdırlı district of Mersin city, Erdemli town where several rockfalls have taken place within Mid-Miocene aged coral reef limestones. Field, laboratory studies, UAV monitoring with 2D and 3D analysis have been carried out. Digital map, orthophoto and point cloud data have been produced by UAV in order to use for rockfall analysis. Parameters for the software have been determined using the mean 4 m height and 20 tonnes of already fallen blocks. The overall area has been separated in two sub-areas considering protective methods and alternative measures have been offered. Based on the 3D model, the trajectories of rolling blocks, bounce height values and kinetic energies have been determined to be compared to 2D analysis.

Keywords: Rockfall, 3D analyses, UAV, Protective Measures

1. GİRİŞ

Kaya düşmesi, yamaç veya şevlerde farklı yönlerde kesişen süresizlik düzlemleri ile oluşan kaya bloklarının yerçekimi başta olmak üzere, jeolojik ve topoğrafik yapı etkisi ile eğim yönünde hareketidir (Varnes vd., 1978). Blok boyu ve blokların çarpma hızı, hasarın büyüklüğünü etkileyen başlıca parametrelerdendir. Yerleşim alanları yakınında meydana gelen olaylar yapılar olumsuz etkilerinin yanında can kayıplarına sebep olabilmektedir. Kaya düşmesi önlem çalışmaları uzun süredir iki boyutlu analiz programları ile yapılmaktadır. Ancak programlar kaynak kaya alanı ve kaya bloklarının hareket yörüngelerinin alansal dağılımını ifade etmekte yetersizdir. Bu verilerin eksik olması, özellikle yuvarlanma yönlerinin bilinmemesi, önlem projeleri tasarımında eksik kalmaktadır. Bu eksikliklerden yola çıkarak, son yıllarda üç boyutlu kaya düşmesi analizleri geliştirilmiştir. Lan vd. (2007), ArcGIS yazılımı için kaya düşmesi eklentisi geliştirmişlerdir. Agliardi vd. (2009), İtalya’da iki farklı kaya

düşmesi olayını inceleyerek modellemede veri çözünürlüğüne vurgu yapmıştır. Budetta (2011); İtalya, Salerno Eyaleti'nde kaya düşmesi simülasyonunu farklı yörüngeleri ve blok boyutları ile gerçekleştirmiştir. Pilz vd. (2011) maden işletmesinde kaya düşmelerinin iki ve üç boyutlu analizini yaparak yuvarlanma hızlarını belirlemişlerdir. Chen vd. (2013) iki ve üç boyutlu kaya düşmesi analizlerini karşılaştırarak üç boyutlu analiz daha gerçekçi sonuçlar vereceğini vurgulamışlardır. Thoeni vd. (2015) kaya düşmesi analizi yaparak çelik tel ağ ile serbest örtüleme yöntemi önermişlerdir. Li, vd. (2016) laboratuvarında model düzenek ile kaya örneklerinin geri tepme katsayılarını incelemiştir. Kalender (2017), Ankara ve Eskişehir'de iki lokasyon verisi kullanarak kaya düşmesini konik yaklaşım ile incelemiştir. Çapar (2018), kaya düşmesi analizlerinde geri sıçrama katsayısını farklı yöntemler ile incelemiştir. Akın vd., (2019) Ürgüp'de bir hendek yapısının performansı 3B analiz ile incelemiştir. San (2020), Ankara Kalesi çevresindeki kaya düşmelerinin 2B ve 3B analizlerini yaparak kaya düşmesi risk değerlendirmesi yapmışlardır. Polat (2020), Sivas ili sınırlarındaki alanda 3B kaya düşmesi analizi gerçekleştirmiştir. Utlu vd. (2020), Toros Aladağlar'da blok boyutunu yüzdeyerek sınır değerlerini belirlemişlerdir. Ağca, vd. (2020) Mersin, Adam Kayalar Bölgesinde İHA ile düşme potansiyeli olan arazinin sayısal haritasını hazırlamıştır. Peik (2020), farklı üç boyutlu kaya düşmesi yazılımlarını karşılaştırarak, analiz aşamalarını tartışmıştır. Knowles, vd. (2021) altıgen telli gabion modellerle kayanın çarpma anındaki plastik davranışını incelemişlerdir. Alemdağ vd. (2021), Gümüşhane ili Oltanbey ve Hasanbey yerleşimindeki kaya düşmelerini inceleyerek koruma yöntemlerini değerlendirmiştir. Keskin ve Polat (2022) [Bu referans Kaynaklarda verilmemiş eklenmelidir], Safranbolu doğusunda kaya düşmesinin kinematik kontrollü duraysızlıklar olarak başlayarak, blok düşmesi olarak devam ettiğini vurgulamışlardır. Alvioli vd. (2022) kaya düşmelerinin dinamik üç boyutlu analizi ile sismik aktivitenin kaya düşmesi değerlendirmesini yapmışlardır. Caymaz (2023), Mersin ili Erdemli ilçesi, Karahıdırlı mahallesi yerleşim alanını tehdit eden kaya düşmelerinin üç boyutlu analizini gerçekleştirmiş ve koruma yöntemlerini projelendirmiştir.



Şekil 1. İnceleme alanının Google Earth üzerinde görünümü.

Bu çalışmada Mersin ili, Erdemli ilçesine bağlı Karahıdırlı Mahallesi'nin afete maruz bölge sınırı ile belirlenen alanda (Şekil 1) olası kaya düşmesi önlem projelerinin tasarlanması amacı ile iki boyutlu ve üç boyutlu kaya düşmesi analizleri yapılmıştır. Bölgede 1984 yılında yapılan gözlemsel kaya düşmesi önlem çalışmasının dışında herhangi bir kaya düşmesi önlem çalışması yapılmamıştır. Arazi çalışmaları ile kaya düşmesi olayı gerçekleşmiş ve gerçekleşebilecek olan iki farklı kaynak kaya alanı belirlenmiştir. İnsansız hava aracının yaptığı görüntüleme ile sayısal yükseklik modeli haritası, nokta bulutu ve ortofoto

görüntüleri oluşturulmuş ve bu iki bölge için arazi modeli elde edilmiştir. Geçmişte düşmüş/yuvarlanmış blokların ölçümlerine ek olarak, arazide insan gücü ile ulaşılamayan ve düşmesi muhtemel bloklarla arazi ye dağılmış bloklar ortofoto görüntülerinden sayısallaştırılmış, ayrıca, üç boyutlu kaya düşmesi analizleri yapılarak kaynak kaya alanından düşmesi muhtemel blokların hareket yörüngeleri de belirlenerek haritalanmıştır. Analizde, kaya bloklarının yuvarlanma ve kayma mesafeleri, sıçrama yükseklikleri ve kinetik enerjileri incelenmiş ve analizlerden sağlanan veriler ile inceleme alanı için uygun olan kaya düşmesi önlem projeleri geliştirilmiştir.

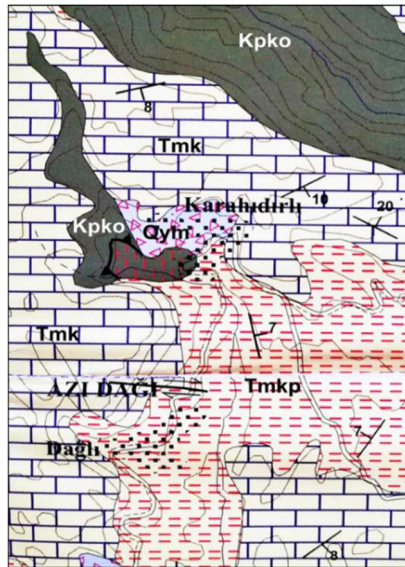
İnceleme alanı için yapılan analizler ve analizlerden sağlanan veriler doğrultusunda, koruma yöntemlerinden çelik tel ağ ve güçlendirilmiş çelik tel ağ ile örtüleme, çelik bariyer ve çelik bariyer uygulamasına alternatif olarak donatılı sedde uygulamaları projelendirilmiştir. Üç boyutlu analiz programında da çelik bariyer ve donatılı sedde uygulamalarının muhtemel bir kaya düşmesi anındaki performansları test edilmiştir.

2. MATERYAL VE YÖNTEM

Çalışması kapsamında, literatür araştırması, arazi çalışması, çalışma alanı temel kayacını oluşturan Üst Kretase yaşlı Mersin Ofiyoliti içinde yer alan Orta Miyosen yaşlı fosilli kireçtaşlarının laboratuvar deneyleri ve iki ve üç boyutlu analizler ile kaya düşmesi önlem projelerini içeren büro çalışmaları için dört aşamalı bir çalışma yapılmıştır.

3. ARAZİ ÇALIŞMALARI

Arazi çalışmaları kapsamında kaynak kaya kütlesi ve düşmüş bloklardan el örnekleri alınarak petrografik incelemeler ve mekanik deneyler yapılmıştır. Çalışma alanında yamacın tamamını kapsayacak şekilde İnsansız Hava Aracı (İHA) ile uçuş yapılarak, alanın yüksek çözünürlüklü görüntüleri çekilmiştir. İnceleme alanında Yaşlıdan gence, inceleme alanı ve yakın çevresinde gözlenen birimler, Üst Kretase yaşlı Pozanti-Karsanti ofiyolit napı kayaları (peridotit, harzburjit, dunit, serpantin), Alt-Orta Miyosen yaşlı Kaplankaya formasyonu (killi kireçtaşı, kumtaşı, çakıllı kumtaşı), Alt-Orta Miyosen yaşlı Karaisalı formasyonu (resifal kireçtaşı) ve Kuvaterner yamaç molozudur (Alan vd., 2013) (Şekil 2).



Şekil 2. Çalışma alanı ve yakın çevresinin jeoloji haritası (Caymaz, 2023; Alan vd., 2013).

Tabanı gri ve bej renkli tabanda çakıltaşı içeren Alt-Orta Miyosen yaşlı Karaisalı formasyonu (Tmk) orta-kalın tabakalıdır ve bol miktarda resif yapıcı organizma fosilleri içeren kireçtaşıdır. Formasyonun sığ ve çalkantılı bir denizin resif fasiyesinde çökelmiş olduğu düşünülmektedir. Karahıdırlı'da topoğrafik olarak en üst bölümde yer alan ve kaya düşmelerinin kaynağı olan bu formasyon yaklaşık 60 m kalınlığa sahiptir (Şekil 3).



Şekil 3. İnceleme alanı batısında gözlenen resifal kireçtaşı ve killi kireçtaşı-kumtaşı ve resifal kireçtaşı ile yamaç molozu birimleri arasında uyumlu ilişki (Caymaz, 2023).

Birinci bölge, yerleşimin çok daha fazla olduğu kaya düşme vakalarının can ve mal güvenliğini çok daha fazla tehdit ettiği bölgeyi temsil etmektedir. Muhtemel yağmur suları ile eriyerek boşluklar oluşturan resifal kireçtaşlarının, bu bölgede serbestleşerek, yerleşim bölgelerinde can ve mal kayıplarına sebep olabileceği düşünülmektedir. Arazide yuvarlanarak düştüğü tespit edilen ve boyları küçük bir top büyüklüğünden tek katlı bir ev büyüklüğüne ulaşan blokların da bu bölgeden yuvarlandığı görülmektedir (Şekil 4).



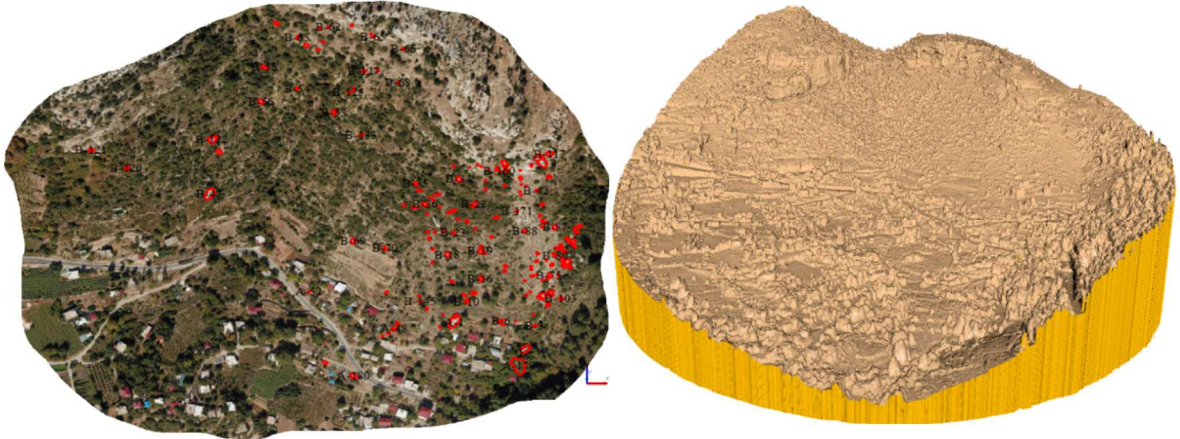
Şekil 4. Birinci bölgede farklı zamanlarda düşmüş kaya parçaları (Caymaz, 2023).

3.1. Laboratuvar Çalışmaları

İnceleme alanında kireçtaşı mostrasından ve mostra önündeki düşmüş bloktan alınan örneklerin ince kesitleri yapılarak petrografik tanımlamaları yapılmış, blok örneklerden laboratuvarında karotlar alınarak örneklerin birim ağırlık, temel sürtünme açısı, tek eksenli sıkışma dayanımı ve schmidt çekici geri tepme sayıları belirlenmiştir. Kireçtaşının ortalama doğal birim hacim ağırlık değeri $20,52 \text{ kN/m}^3$ olarak belirlenmiş ve 2 ve 3 boyutlu analizlerde girdi parametresi olarak bu değer esas alınmıştır. Kireçtaşının ortalama tek eksenli sıkışma dayanımı 18.3 MPa , temel sürtünme açısı 39.52° olarak belirlenmiştir (Caymaz, 2023).

3.2. İnsansız Hava Aracı Çalışmaları

İnsansız hava aracı ulaşımın olmadığı bölgelerdeki çatlak ve süreksizliklerin belirlenmesinde önemli rol oynamıştır. Düşmesi muhtemel blokların yanında, toplam 183 adet düşmüş blok belirlenmiş ve blokların boyutları ile ağırlıkları İHA görüntülerinden faydalanılarak yapılmıştır (Şekil 4). Hazırlanan nokta bulutu verisinden elde edilen yükseklikler de dikkate alınarak inceleme alanının eş yükselti eğrileri ile $1,0 \text{ m}$ çözünürlüklü sayısal yükseklik modeli oluşturulmuştur. Ayrıca RockPro3D programı ile yapılan çalışmada kinetik enerji, risk, eğim ve yükseklik haritaları da oluşturulmuştur.

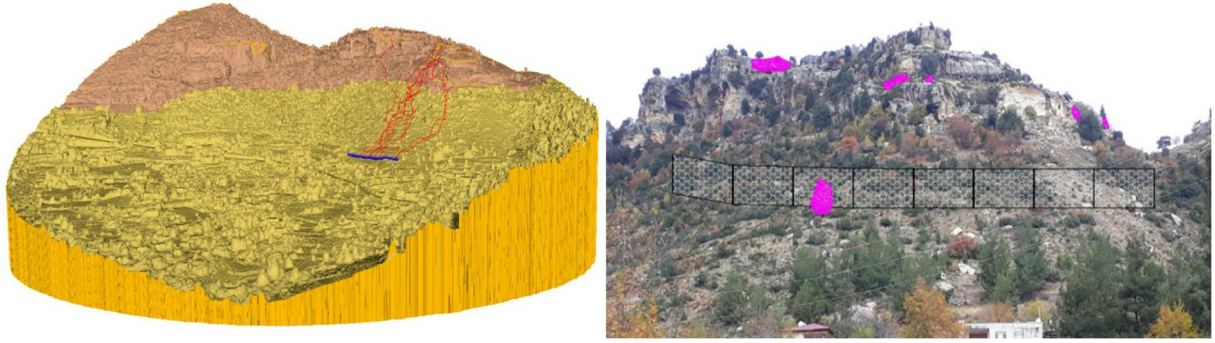


Şekil 5. İHA ile oluşturulan ortofoto görüntüsü üzerinde düşmüş blokların sayısallaştırılması ve sayısal yükseklik modeli.

İHA verileri üretilirken Sayısal yükseklik modeli (DTM) ve Sayısal yüzey modeli (DSM) olarak 2 model sunmaktadır. Çalışma alanımız içerisinde çok fazla bitki örtüsü, ağaç ya da bina vb insan oluşumu yapı bulunmaktadır. Bu oluşumların kayaların hareket yönlerinde ve hızlarında etkisi olacağı düşünülmüş ve bu nedenle analizlerde Sayısal Yüzey Modeli verileri kullanılmıştır.

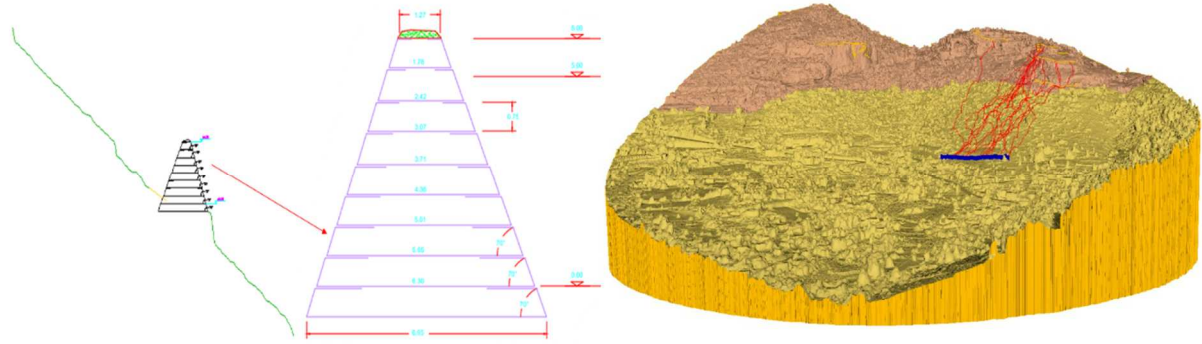
4. BOYUTLU KAYA DÜŞMESİ ANALİZLERİ VE ÖNLEM PROJELERİ

2 boyutlu ve 3 boyutlu analiz sonuçları değerlendirildiğinde, yerleşimi önemli derece de tehdit eden birinci bölge için 2 alternatifli çözüm düşünülmüştür. Çözümlerden biri dinamik bariyer diğeri ise toprak bariyer sistemleridir. 2 ve 3 boyutlu analizlerde bölgede kurulacak olan 5 metre yüksekliğinde 5000 kJ lük bir bariyer sisteminin bölgedeki düşmesi muhtemel kaya bloklarını engelleyebileceği belirlenmiştir. Bariyer sisteminin yüksekliği saha gezisi sırasında düşmesi muhtemel olarak belirlenen kaya blokları ile düşmüş olan kaya bloklarından yola çıkarak belirlenmiştir (Şekil 5).



Şekil 6. Birinci bölge dinamik bariyer çözümü kaya tutma simülasyonu.

Önlem çalışması kapsamında tasarlanan 5 metre yüksekliğinde kurulacak 5000 kJ lük dinamik bariyer sistemlerinin maliyetlerinin yüksek olduğu göz önüne alındığında çalışma sahası için kuyruklu gabion sistemleri ile kurulan sedde sistemleri de alternatif olarak çalışılmıştır (Şekil 6). Sedde yapısı dinamik bariyerlere oranla ekonomik olsa da bariyer sistemlerine göre olan maliyet avantajı sedde yapılarını tercih edilebilir kılabilir. Geosentetik donatılı bu yapılar, geogrid ve çelik kafesler kullanılarak 15 m yüksekliğe 15000 ila 20000 kJ enerji kapasitesini sönmüleyecek seddeler inşa edilebilir (Wyllie, 2014).



Şekil 7. 6 metre yüksekliğindeki sedde yapısının tip kesiti ve 3 boyutlu analiz programında sınanması.

İkinci bölge ise serbestleşmesi muhtemel blok boyutları ve serbest halde yamaca yayılmış olarak bulunan blok boyutları için yapılan analizlerde çelik tel ağ ve üzeri güçlendirilmiş çelik tel ağ uygulaması yapıldığında, kaya düşmesi zararlarından bölgeyi korumakta olduğu görülmüştür (Şekil 7).



Şekil 8. İkinci bölge için tasarlanan çelik tel ağ ve güçlendirilmiş çelik tel ağ.

Bindirmelerle birlikte 7300 m² 'lik alanda çelik tel ağ ve HEA panelli güçlendirilmiş çelik tel ağ uygulaması yapılmalıdır. Tasarım aşamasında, gözenek açıklıkları 300 mm * 300 mm, analizlerde örtüleme sistemi iki katlı olarak düşünülmüştür. Güçlendirilmiş çelik tel ağın altında, standart ağır uzaması %8'den az olmayan, galvaniz kaplı tellerin hegzagonal gözenek tipinde çift bükümlü olarak imal edildiği çelik grid sistemi uygulanmalıdır. Tasarım aşamasında 6x8 gözenek açıklıklı, tel çapı 2.7 mm, çekme dayanımı 55 kN/m, zımbalama dayanımı 82 kN/m çelik tel ağ kullanılmıştır. Koruma yapılacak şevin toplam yüksekliği, kaya birim ağırlığı, şev eğimi ve moloz ve şev arasındaki sürtünme açısı, topukta birikecek kaya birikintisi yüksekliği ve genişliği dikkate alındığında ankraj boylarının ikişer metre aralıklı tepe ankrajlarının ise birer metre aralıklı olarak minimum 4 metre boyunda kullanılması gerektiği hesaplanmıştır.

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

İnceleme alanı AMB sınırları içinde olup, yamaç tepesi ve düzlüğünde çok sayıda düşebilecek ve geçmişte düşmüş bloklar bulunmaktadır. Kaynak kaya alanındaki düşebilecek bloklar Karahıdırlı yerleşim alanını tehdit etmektedir. Bu çalışmada arazi, laboratuvar ve büro çalışmaları ile üç boyutlu kaya düşmesi analizleri yardımı ile olası önlem yöntemleri değerlendirilmiştir.

Şev eğimi birinci bölgede % 45 ile %55 ikinci bölgede % 65 ila % 90 arasındadır. Şev yüzeyinde farklı boyutlarda ağaç ve sık bitki örtüsü bulunmaktadır. Arazi çalışmalarında bazı blokların kalın gövdeli bitkiler tarafından engellendiği belirlenmiştir.

İnceleme alanındaki resifal kireçtaşları tabakasız ve sınıflandırılacak ölçüde süreksizlik takımları içermemektedir. Aynı birim içinde yoğun yağışlar sonrasında farklı kayaç parçaları içeren kesimlerden eliptik bloklar şeklinde kaynak kaya alanından ayrılmış ve geçmişte düşmüş blokların arkasında genellikle dairesel boşluklar kalmıştır.

İki ve üç boyutlu analizlerde, birinci bölgede her kaynak kaya alanından ağırlığı 20 ton olan 100 blok, ikinci bölgede ile her kaynak alanından ağırlığı 8 ton olan 100 blok düşümü simüle edilmiştir.

Birinci bölgede 125 m uzunlukta sedde yapısı veya koordinatları belirli alanlarda imal edilecek 100 m uzunluğunda tek parça 5 m yükseklikli 5000 kJ dinamik bariyerin blokları tutabileceği belirlenmiştir. Sedde ve bariyer yükseklikleri blokların sıçrama yükseklikleri ve düşmüş blok boyutları dikkate alınarak belirlenmiştir. İkinci bölgede için 7300 m²'lik güçlendirilmiş çelik tel ağ ve basit çelik tel ağ uygulamasının kaya düşmesi tehlikesini önleyeceği belirlenmiştir.

Üç boyutlu analizlerde blok düşme/yuvarlanma yörüngelerinin doğru tahmin edildiği görülmektedir. İki boyutlu analizlerde yuvarlanma mesafeleri ve kinetik enerjilerin üç boyutlu analizlere göre göreceli olarak daha doğru sonuçlar verdiği gözlemlenmiştir. Daha güvenli ve sağlıklı değerlendirme için iki ve üç boyutlu analizlerin programlarının birlikte kullanılmasının önemi vurgulanmıştır.

6. KAYNAKLAR

- Agliardi, F., Crosta, G.B., Frattini, P., 2009. Integrating rockfall risk assessment and countermeasure design by 3D modelling techniques. *Natural Hazards and Earth System Science*, 9(4), 1059–1073.
- Ağca, M., Gültekin, N., Kaya, E., 2020. İnsansız hava aracından elde edilen veriler ile kaya düşme potansiyelinin değerlendirilmesi: Adam kayalar örneği, Mersin. *Geomatik*, 5(2), 134–145.
- Akın, M., Dinçer, İ., Orhan, A., Ok, A.Ö., Akın, M.K., Topal, T., 2019. Kaya tutma hendek performansının 3-boyutlu kaya düşme analizleriyle değerlendirilmesi: Akköy (Ürgüp) örneği. *Jeoloji Mühendisliği Dergisi*, 43(2), 211–232.

- Alan, İ., Balcı, V., Şahin, Ş., Böke, N., Esirtgen, T., 2013. 1:100000 ölçekli Türkiye Jeoloji Haritaları, Silifke -O32 Paftası. No.194, MTA Genel Müdürlüğü.
- Alemdağ, S., Kara, R.T., Bostancı, H.T., 2022. Evaluation of potential rock falls with three-dimensional analysis: Example of Oltanbey and Hasanbey districts (Gümüşhane city center). *Bulletin of the Mineral Research and Exploration*, 169, 87-104.
- Alvioli, M., Matteo de, A., Castaldo, R., Tizzani, P., Reichenbach, P., 2022. Three-dimensional simulations of rockfalls in Ischia, Southern Italy, and preliminary susceptibility zonation. *Geomatics, Natural Hazards and Risk*, 13 (1), 2712-2736.
- Budetta, P., 2011. Application of the Swiss Federal guidelines on rock fall hazard: A case study in the Cilento region (Southern Italy). *Landslides*, 8(3), 381-389.
- Caymaz, P., 2023. Karahidirli (Mersin) Çevresindeki Kaya Düşmelerinin Üç Boyutlu Analizi Ve Koruma Yöntemlerinin Belirlenmesi. Ankara Üniversitesi FBE, Yüksek Lisans Tezi, 90s.
- Chen, G., Zheng, L., Zhang, Y., Wu, J., 2013. Numerical simulation in rockfall analysis: a close comparison of 2-D and 3-D DDA. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 46, 527-541.
- Çapar, N., 2018. Kaya Düşmesi Analizinde Geri Sıçrama Katsayısının Etkisinin Deneysel ve Analitik Yöntemlerle İncelenmesi. Doktora Tezi, Hacettepe Üniversitesi FBE, Türkiye.
- Kalender, A., 2017. Konik Yayılım Yaklaşımıyla Kaya Düşmesi Potansiyelinin Değerlendirilmesine Yönelik Bir Yöntem Önerisi. Yüksek Lisans Tezi, Hacettepe Üniversitesi, 212 s.
- Keskin, İ., Polat, A., 2022. Kinematic Analysis and Rockfall Assessment of Rock Slope at the UNESCO World Heritage city (Safranbolu/Turkey). *Iran J Sci Technol Trans Civ Eng* 46, 367-384.
- Knowles, J., Ma, Y., Evans, T.M., 2021. DEM Modelling Of 3D Polyhedra With Applications To Gabion Rockfall Barriers. *EPJ Web Of Conferences* 249, 14008.
- Lan, H., Martin, C.D., Lin, C.H., 2007. RockFall analyst: A GIS extension for three-dimensional and spatially distributed rockfall hazard modeling. *Computers and Geosciences*, 33, 262-279.
- Li, L.P., Sun, S.Q., Li, S.C., Zhang, Q.Q., Hu, C., Shi, S.S., 2016. Coefficient of restitution and kinetic energy loss of rockfall impacts. *KSCE Journal of Civil Engineers*, (20), 2297-2307.
- Peik, N., 2020. A New Three-Dimensional Rockfall Trajectory Simulator for Open-Pit Mines. UNR Master Thesis, 103 p.
- Polat, A., 2020. CBS tabanlı 3B kaya düşmesi analizi ve veri hazırlamasüreçleri: Kavak Köyü Sivas Türkiye örneği. *Uludağ University Journal of the Faculty of Engineering*, 1205-1222.
- Pilz, J., Agliardi, F., Crosta, G.B., Zavodni, Z.M., 2011. Three-dimensional rock fall simulation in the mining environment using Hy_Stone. *Int. Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering*.
- El San, N., 2017. Ankara Kalesi Çevresinde Kaya Düşmesinin İncelenmesi. Yüksek Lisans Tezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, 151 s.
- Thoeni, K., Giacomini, A., Lambert, C., Sloan, S.W., 2015. Rockfall Trajectory Analysis with Drapery Systems. In: Lollino, G., et al. *Engineering Geology for Society and Territory - Volume 2*. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-319-09057-3_356.
- Utlu, M., Öztürk, M.Z., Şimşek, M., 2020. Rockfall analysis based on UAV technology in Kazıklıali Gorge, Aladağlar (Taurus Mountains, Turkey). *International Journal of Environment and Geoinformatics*, 7(3), 239-251.
- Varnes, D.J., 1978. Slope movement types and processes. In: Schuster RL, Krizek RJ (eds) *Landslides, analysis and control, special report 176*. TRB, National Academy of Sciences, Washington, DC., 11-33.
- Wyllie, D.C., 2014. *Rock Fall Engineering (1st ed.)*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/b17470>.

6 Şubat 2023 Kahramanmaraş Depreminde Adana'da Yıkılan Binalar ve Adana Kenti Zemin Özelliklerinin Değerlendirilmesi

Buildings Collapsed in Adana on the February 6, 2023 Kahramanmaraş Earthquake and Evaluation of the Ground Properties of Adana City

Sedat TÜRKMEN^{1,*}

Ç.Ü. Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Adana
(* sturkmen@cu.edu.tr)

ÖZ: 6 Şubat saat 04.17'de ve saat 13:24'te Kahramanmaraş merkezli, moment büyüklüğü (Mw) 7.7 ve Mw 7.6 büyüklüğünde olan iki yıkıcı deprem meydana gelmiştir. Depremde toplam 11 il etkilenmiştir. Kahramanmaraş depremlerinde resmi kayıtlara göre; 50.000'nin üzerinde insan hayatını kaybetmiş, yüzbinlerce insan ise yaralanmıştır. Resmi açıklamalara göre sadece deprem sırasında tamamen göçmüş ve ağır hasar nedeniyle binlerce bina ve bağımsız birim yıkılmış ve ağır hasar almıştır. Etkilenen illerden biri olan Adana kent merkezinde her iki depremin etkisi ile 11 bina yıkılmış, yüzlerce bina da ağır, orta ve az hasar olarak etkilenmiştir. Bu yıkımlarda 417 insan hayatını kaybetmiştir. Yıkılan binaların hepsi Çukurova İlçesinde yer almaktadır. Adana kentinde üç farklı jeolojik birim yüzeylenmektedir. En kuzeyde kilitaşı-kumtaşı ardalımalı geç Miyosen-Pliyosen yaşlı Handere formasyonuna ait birimler, bunun üzerinde Kuvaterner yaşlı taraça konglomerası ve kentin güney kesiminde geniş bir alanda güncel alüvyonlar mevcuttur. Handere formasyonu Çukurova ve Sarıçam ilçelerinde yaygın olup, üzerinde kalsiyum karbonatça zengin kalici birimi gelişmiştir. Yıkılan binaların tamamı Handere formasyonuna ait kilitaşı-kumtaşı birimi üzerinde gelişen kalileşmiş zemine oturmaktadır. Yıkılan binaların tamamı 14 -16 katlı olup, tamamı 1978 deprem yönetmeliğine göre, 2000 yılından önce inşa edilmiştir. Zeminin orta dayanımlı kaya özelliğinde olması, deprem hasarlarının büyüklüğünün bina kalitesinden kaynaklandığı olarak değerlendirilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Deprem, Adana, Zemin özellikleri, Yıkılan binalar

ABSTRACT: On February 6, at 04.17, and at 13:24 local time two devastating earthquakes occurred, centered around Kahramanmaraş, with a moment magnitude (Mw) of 7.7, and Mw 7.6. A total of 11 provinces were affected by the earthquake. According to official records in the Kahramanmaraş earthquakes; more than 50,000 people lost their lives and hundreds of thousands of people were injured. According to official statements, thousands of buildings and independent units were completely destroyed and severely damaged in the earthquake alone. In the city center of Adana, one of the affected provinces, 11 buildings were destroyed and hundreds of buildings were affected by heavy, moderate and minor damage as a result of earthquakes. 417 people lost their lives in these destructions. All of the collapsed buildings are located in Çukurova district. Three different geological units crop out in the city center of Adana. In the northernmost part, there is the claystone-sandstone intercalated late Miocene-Pliocene aged Handere formation, above this is the Quaternary aged terrace conglomerate, and there are recent alluviums in a wide area in the southern part of the city. The Handere formation is widespread in Çukurova and Sarıçam districts, and the calcium carbonate-rich caliche unit has developed on it. All of the collapsed buildings sit on caliche ground developed on the claystone-sandstone unit of the Handere formation. All of the collapsed buildings were 14-16 storeys high and were built before 2000, according to the 1978 earthquake regulations. The fact that the ground is a medium-strength rock is considered to indicate that the magnitude of earthquake damage is due to the quality of the building.

Keywords: Earthquake, Adana, Ground properties, Collapsed buildings

1. GİRİŞ

6 Şubat saat 04.17'de Kahramanmaraş merkezli, moment büyüklüğü (M_w) 7.7 ve 9 saat aradan sonra merkez üssü Elbistan yakınlarında olan M_w 7.6 büyüklüğündeki ikinci yıkıcı bir deprem meydana gelmiştir. Yapılan çalışmalarla Doğu Anadolu Fay Zonu'nda yer alan bazı fay segmentlerinin hareketiyle oluştuğu belirlenen bu depremlerde, on binlerce artçı deprem oluşmuş ve toplam 10 ilimiz etkilenmiştir. Kahramanmaraş depremlerinde resmi kayıtlara göre; 50.000'nin üzerinde insan hayatını kaybetmiş, 107.204 vatandaşımız ise yaralanmış olup, yine resmi açıklamalara göre sadece deprem sırasında toptan göçmüş ve ağır hasar nedeniyle binlerce bina ve bağımsız birim yıkılmış ve ağır hasar almıştır. Deprem sonucu ayrıca ulaşım yapıları, sanayi tesisleri, enerji hatları, alt yapı elemanları ve diğer yapılar da hasar görmüştür.

Depremle ilgili en önemli faktörlerden biri zemin özellikleri ve zemin davranışlarıdır. Zeminin özelliği, üzerinde bulunan yapının güvenliğini etkileyen en önemli unsurlardan biridir. Depremde en büyük yıkım ve can kaybı Hatay ve ilçeleri, Gaziantep'in Nurdağı ve İslahiye ilçeleri, Kahramanmaraş merkez ve ilçeleri, Adıyaman, Malatya illerinde olup, ayrıca Adana, Gaziantep, Diyarbakır ve Şanlıurfa'da da bina yıkılmaları ve can kayıpları meydana gelmiştir.

Yıkımın en çok olduğu yerlere bakıldığında başta Hatay ve ilçelerinin ve diğer illerin alüvyon zemin üzerindeki yerleşimlerde meydana geldiğini görülür. Ayrıca fay hattı üzerinde bulunan Antakya, Kırıkhan, İslahiye, Nurdağı, Pazarcık ve Çelikhhan yerleşim yerlerinde ağır yıkımlar oluşmuştur. Bunun yanı sıra, heyelan ve kaya düşmesi gibi kütle hareketleri, zemin sıvılaşması ve yanıl yayılma gibi yüzeydeki ve gömülü konumdaki yapıları olumsuz şekilde etkileyen zemin davranışları da meydana gelmiş olan diğer olaylardır.

Deprem anında meydana gelen hasarların derecesi birçok farklı faktöre bağlıdır. Bu faktörler, depremin büyüklüğü, depremin odak merkezine olan uzaklığı, odak noktasından yayılan sismik dalgaların göz önüne alınan yere gelinceye kadar geçtiği bölgedeki jeolojik durum, deprem enerjisinin yayılım yönü, sismik dalganın geçtiği bölgede bulunan faylarda veya serbest yüzeylerde kırılmalar ve yansımalar ile topografik yapı ve en önemlisi incelenen alanın zemin durumu (Yerel zemin şartları) ve depremin maksimum hız ve ivmesi ile spektrumuna etkisi gibi faktörlerdir.

2. ZEMİN ÖZELLİKLERİ VE DEPREMDEKİ YIKILMA ETKİLERİ

Yukarıda belirtildiği gibi depremle ilgili hasarlarda en önemli faktörlerden biri de zemindir. Alüvyon zemine inşa edilen yapılar deprem esnasında yüzey dalgalarının etkisi ile yüksek oranda sarsılmakta (salınmakta) bunun sonucunda da yıkılmalar veya ağır hasarlar oluşmaktadır. Zeminler kaya zeminler ve Toprak zeminler (tutturulmamış zeminler) olmak üzere iki ana grupta sınıflanmaktadır.

Kaya zeminler, jeolojik süreçlerde taşlaşmış (diyajenez uğramış), pekişmiş tortul kayalar ile magmatik ve volkanik kökenli kayaları ifade eder. Bu tip zeminler elastik özelliğe sahip olup, rijitliğe bağlı olarak sismik deprem dalgalarını hızlı ilerek üst yapının daha az sarsılmasına neden olmaktadır. Deprem dalgalarının frekansı ile yapı frekansı çakışması rezonans olarak ifade edilir. Rezonans başka bir ifade ile belirli bir frekansta titreşen bir sistemin, aynı frekanstaki dış titreşimin etkisinde kalarak yüksek genlikle sarsılması olayıdır. Deprem sırasında zemin frekansı üzerindeki yapıya iletilir. Farklı türleri olan gevşek bir zeminde ise birçok frekans oluşuyor, bunların bina ile eşleme olasılığı daha yüksektir.

Toprak zeminler, çoğunlukla tutturulmamış, kil, kum, silt ve çakıldan oluşan genellikle alüvyonal zeminleri ifade eder. Bu tip zeminler gevşek ve dayanım bakımından zayıf olan zeminlerdir. Deprem dalgaları bu tür zeminler tarafından büyütülerek binalara iletilir. Zemin büyütmesi olarak tanımlanan bu

durum, bir deprem olduğu takdirde yapıların daha fazla etkilenmesine ve zarar görmelerine neden olacaktır. Bu zemine inşa edilen yapılar, deprem esnasında yüzey dalgaları ile daha şiddetli sarsılmakta dolayısıyla en yüksek ivmeler de bu tip zeminlerde oluşmaktadır. Ayrıca bu tip zeminler boşluklu ve gevşek olduğundan deprem sırasındaki meydana gelen gerilmelerle oturmakta, bina yüklerinin etkisi ile oluşan deformasyonlarda plastik davranış göstermekte ve binanın yıkılmasına neden olmaktadır.

Ayrıca kohezyonsuz zeminlerin bulunduğu alüvyon zeminler özellikle kum ve siltli zeminlerde yeraltı suyunun varlığı ile sıvılaşma oluşur, bu durumda da zemin sıvı gibi davranıp, taşıma gücünü kaybetmektedir. Zemin sıvılaşması tekrarlı gerilmelerle altındaki (depremlerle) yeraltı su seviyesi altındaki, kumlu, siltli ve ince çakıllı zeminlerin geçici olarak mukavemetlerini kaybederek sıvı gibi davranması olayıdır. Bu esnada boşluksuyu basıncı artar ve zemin mukavemetini kaybeder. Zemin sıvılaşması sonucu ayrıca kayma gerilmesi de düştüğünden yanal yayılmalar, kum fişkirmaları, yeraltında bulunan boru hatları gibi yapıların hasar görmesi gibi olaylar meydana gelir.

3. ADANA KENTİ ÇEVRESİNİN JEOLJİSİ

Adana ve çevresinde Tersiyer yaşlı sedimanter birimler yüzeylenir. Adana kuzeyinde Karaisalı civarında Güvenç formasyonu, bunu üzerleyen kent merkezi kuzeyinde Seyhan baraj gölü çevresinde ve kuzeyinde kumtaşının egemen olduğu Kuzgun formasyonu, onun üzerinde uyumlu olarak çökelmiş olan ve kıltaşının egemen olduğu Handere formasyonu ve bu birimleri örten taraça konglomeraları ile güneyde şehir merkezinde alüvyon birimler yer alır (Şekil 1).

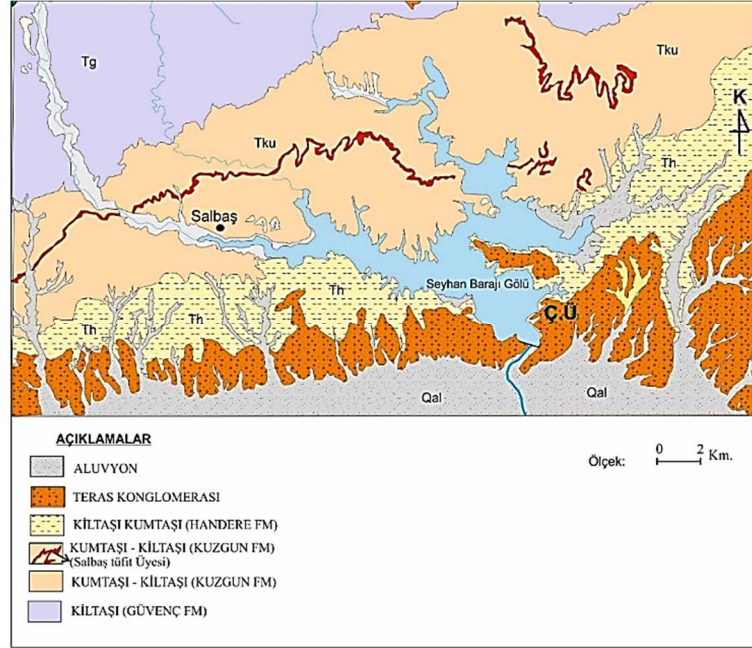
Önceki çalışmalarda Güvenç formasyonu olarak adlandırılan, Orta Miyosen yaşlı ince kırıntılı birim çoğunlukla koyu gri, yeşilimsi gri renkli şeylden oluşmaktadır. Karaisalı civarında Güvenç mahallesi civarında yüzeyleme verir (Schmidt, 1961; Yetiş ve Demirkol, 1986). Güvenç formasyonu üzerinde yer alan Kuzgun formasyonu, sığ denizel-karasal nitelikli asfasiyelerden oluşma Kuzgun üyesi bulunup üzerinde ise Salbaş tüfit üyesi ile Memişli üyesi yer almaktadır. Başlıca; çakıltaşı, çakıllı kumtaşı, kumtaşı ve çamurtaşı ardalanımından oluşan birim kırmızı, kahvarengi, alacalı renkli ve çapraz tabakalanmalıdır Salbaş tüfit üyesi, açık gri-kirli beyaz renkli, kil ve mil içeren tüfitlerden oluşur. Yer yer biyotit ve kıt mafik mineralli tüfit veya volkanoklastik miltaşı yapışlıdır. Alacalı renkli, çapraz katmanlı çakıllı kumtaşı ve kaba kumtaşından oluşan Memişli üyesi, akarsu, göl ve sığ denizel çökeltilerden oluşur. Adana kenti kuzeyinde Seyhan baraj gölü çevresinde izlenir.

Kalınlığı 120-700 m arasında değişen Messiniyen-Pliyosen yaşlı Handere formasyonu, genel olarak boz renkli çakıltaşı, çakıllı kumtaşı, kumtaşı, silttaşı ve çamurtaşı, marn'dan oluşmaktadır. Birim altta Kuzgun formasyonu üzerinde geçişlidir. Üstte Adana havzasının yaygın taraça oluşumları ve genç alüvyon örtüleri ile örtülmektedir (Schmidt, 1961; Yetiş ve Demirkol, 1986).

Adana havzasında genel olarak iki tür taraça malzemesi bulunmaktadır. İlki Handere formasyonunun topografik yüksekliklerinde yüzeyleyen eski ve yeni alüvyonla örtülü olan taraçadır. İkinci taraça oluşumu ise Çakıt çayı, Körkün ve Eğlence suyu ile Seyhan Nehri yatağına yaklaşık olarak paralel uzanan değişik genişlik ve uzunlukta olanıdır. Tabanda çakıltaşı, çakıllı kumtaşı ile başlayıp gri renkli, çapraz katmanlanmalı çakıllı kaba kumtaşı ile devam eden birimin üst kesiminde bloklu çakıltaşı yer almaktadır. Adana kent merkezinde Seyhan, Çukurova ve Sarıçam ilçelerinde yaygın olarak izlenir.

Yer yer taraça içerisinde ancak çoğunlukla Handere formasyonunun üzerinde yeraltısularının yüzeye doğru yükselirken buharlaşarak içindeki karbonatın çökmesi ile kaliçi meydana gelmektedir. Tepe üzerlerinde ve yamaçlara uygun olarak oluşan kaliçilerin kalınlığı 3-5 m arasında değişmektedir. Handere formasyonu içerisinde ve üzerinde yumuşak (softpan) ve sert tabaka (hardpan) şeklinde oluşum gösterir.

Adana havzasında, Adana ovasını oluşturan eski ve yeni alüvyonlar olmak üzere iki tür alüvyon bulunmaktadır. Eski alüvyonları delta oluşumları olarak kabul edilmektedir. Genellikle Seyhan ve Ceyhan nehrinin denize döküldüğü yerlerde çökelmişlerdir. Günümüzde üzerlerine tarım yapılan organik toprak örtüsünün bulunduğu bu birim Çukurova'yı meydana getirmiştir. Genç alüvyonlar ise akarsu dere boylarınca gelişmiş olup genelde kötü boylanmış, tutturulmamış çakıl, kum ve mil malzemesinden oluşmaktadır.

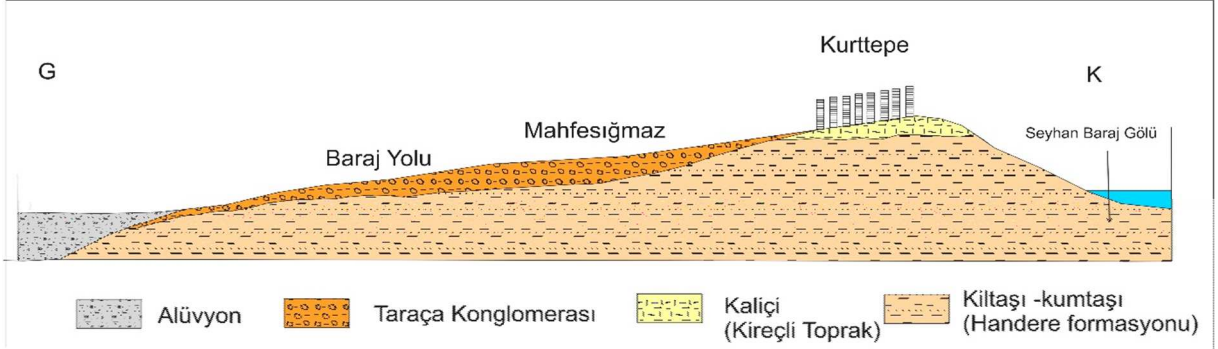


Şekil 1 Adana kent merkezi kuzeyinin jeoloji haritası (Yetiş ve Demirkol, 1986'dan alınmıştır).

4. ADANA KENTİ ZEMİN KOŞULLARI

Kiltaşı – kumtaşı, Adana kenti yerleşim yerinde en kuzeyde kiltaşı-kumtaşı ardalanmalı literatürde Handere formasyonu olarak adlandırılan geç Miyosen -Pliyosen yaşlı birimler yüzeylenir. Üst seviyeleri ayırılmadan dolayı sarımsı, gri renkli olan ve daha çok yumuşak kiltaşından oluşan birimin alt seviyeleri gri, mavimsi rekte ve sert, kırılğan özellik gösterir. Yaygın olarak Çukurova İlçesinde, Karanlı, Kurttepe, Yüzüncüyıl, ve Şambayat civarında, Sarıçam ilçesinde Sofulu, Çarkıpare Akkuyu civarında izlenir. Yüzüncü yıl ve Şambayat kesimlerinde jips (alçıtaşı, $CaSO_4$) düzeyleri içerir. Üst seviyelerde kalışleşme gelişmiş olup kireç nodülleri ve yumruları yaygındır. Suyu aldığıında şişme özelliği gösteren birim kuru halde taşıma gücü açısından sorun yaratmayan özellikte olup, sıvılaşıma potansiyeli göstermez (Şekil 2).

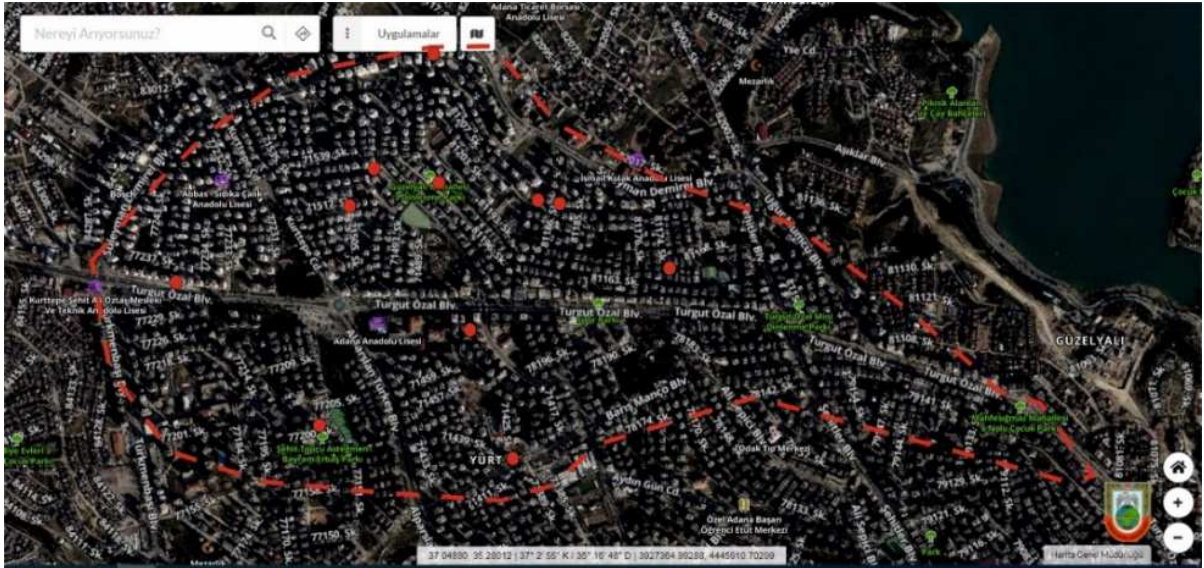
Taraça Konglomerası, Bölgede gözlenen taraça birimleri ağırlıklı olarak gri renkli çakiltaşları olup, yer yer kumtaşı, siltaşı bloklu çakiltaş ardalanması şeklinde gözlenmektedirler. Maksimum tane boyutu 40–50 cm'ye ulaşan birimde oldukça yuvarlak ofiyolit, kireçtaşı, kuvars, radyolarit ve çört çakılları bulunmaktadır. Boylanma ve derecelenme açısından seviyelere göre değişen özellikler sunan taraçalar genellikle kötü boylanmalı olarak tanımlanabilir. Schmidt (1961) tarafından birimin kalınlığının 50 metreye kadar ulaştığı belirtilmiş olup, Adana kent içerisinde genel olarak 30 metre kalınlığa sahiptir. Ancak Kent merkezi Kuzeyinde ise kalınlığı azalmakta yer yer birkaç metreye düşmektedir. Yaygın olarak demiryolu hattının kuzeyinden başlayarak 30 m kotundan 120 m kotuna kadar olan Seyhan nehrinin doğu ve batısında izlenir. Yer yer iyi çimentolu olup özellikle Dilberler sekisi, Beyaz evler ve Mahfesiğmaz civarında yüksek dayanım özelliği gösterir. Taraçaların doğal birim hacim ağırlığı 25.50–



Şekil 3 Adana kenti kuzey- güney yönünde jeolojik kesit (ölçeksiz).

5. ADANA'DA YIKILAN BİNALAR

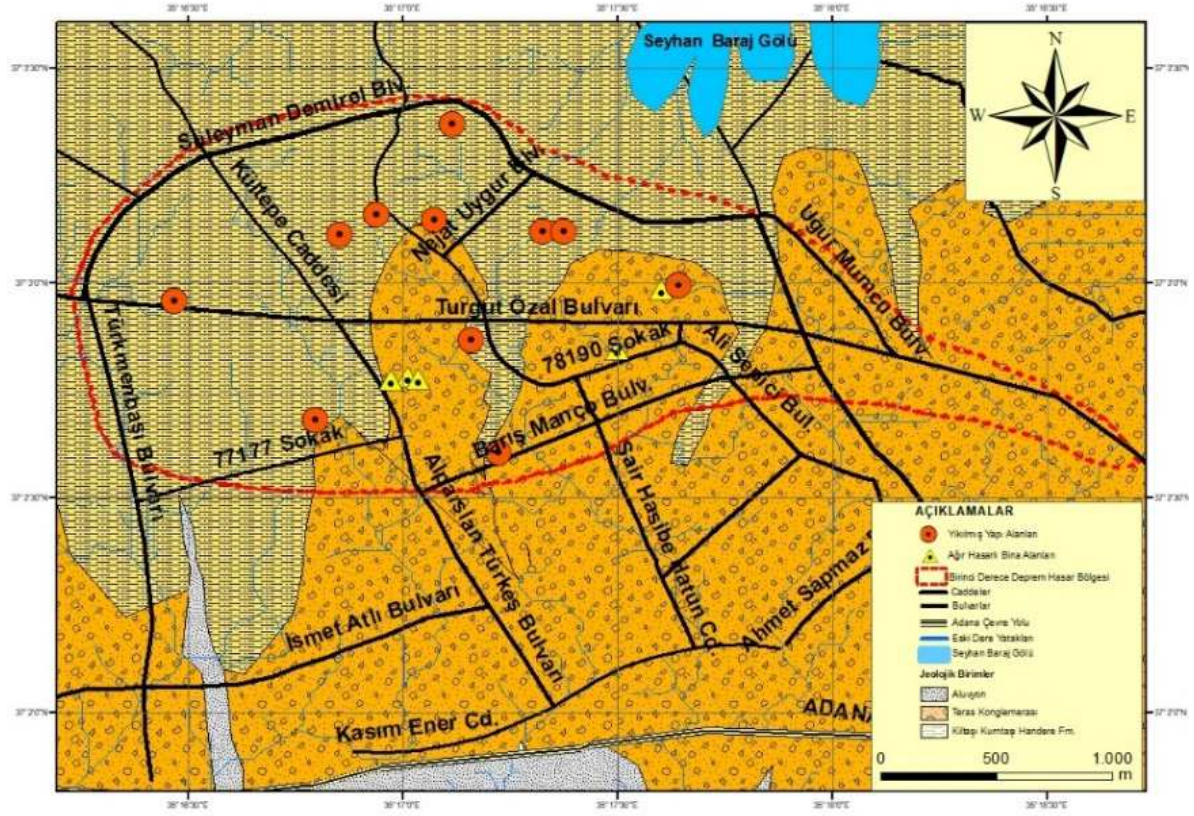
6 Şubat 2023 tarihinde meydana gelen 7.7 büyüklüğündeki Pazarcık ve 7.6 büyüklüğündeki Elbistan depremleri Adana'ya yaklaşık 160 km ve 190 km uzakta olmasına rağmen Adana, Çukurova İlçesinde 11 apartmanın yıkılmasına kent merkezinde Çukurova ilçesinde 70, Seyhan ilçesinde 367, Yüreğir ilçesinde 501 ve Sarıçam ilçesinde 299 binanın ağır hasar almasına neden olmuştur. Deprem sonucu Adana'da 418 insan hayatını kaybetmiştir. Özellikle Handere formasyonuna ait kiltası kumtaşı ardalanmasından oluşan orta dayanımlı kaya zeminin yüzeylendiği Çukurova İlçesinde belli bir kesimde bina yıkılması ve hasarlı binaların çokluğu, binaların bu bölgede niçin yıkıldığı sorusu birçok insan tarafından merak konusu olmuştur. Depremlerde yıkılan ve ağır hasarlı olarak belirlenen Çukurova ilçesinde binaların lokasyonları incelendiğinde genelde güneyde Barış Manço Bulvarı, kuzeyde Süleyman Demirel Bulvarı, doğuda Turgut Özal-Şehitler Bulvarı kavşağı ile batıda Öğretmenler Bulvarı arasında dağılım göstermektedir. Yıkılan binaların lokasyon haritası Şekil 4'de verilmiştir



Şekil 4 Yıkılan binaların konumları.

Bu bölgede daha çok kiltasının eğemen olduğu Tersiyer yaşlı Handere formasyonu, güneyinde ise mühendislik bakımından dayanımı nispeten yüksek iyi-çok iyi çimentolu çakiltaşlarından oluşan Pliyokuvaterner yaşlı taraça konglomeraları yer almaktadır. Hasarlı binaların bulunduğu alanlara ait jeoloji haritası, Şekil 5'de verilmiştir. Bölgede yapılan zemin etüd çalışmalarında söz konusu birimlerde taşıma gücü ve oturma sorunu ile karşılaşılması. Sadece, Handere formasyonunun Seyhan Baraj

gölüne bakan eğimli yamaçlarının bazı yerlerinde stabilite sorunları yaşanabilmektedir. AFAD tarafından iki büyük depreme ait ön değerlendirme raporunda verilen ivme değerlerini gösteren haritalarda bu bölgede ivme değerleri 50 -100 cm/s² arasında gösterilmiştir.



Şekil 5 Yıkılan binaların bulunduğu alanın jeoloji haritası.

Binaların yıkılma nedenleri birkaç etkene bağlı olarak sonuçlanmış olabilir. Ancak yaptığımız ilk incelemelerde ve gözlemlerde yıkılan binalarda ortak birkaç özellik saptanmıştır. Bunlar;

- 1- Tüm binalar 27 Haziran 1998 depreminden önce yapılan binalardır. Yani geçmişte deprem yükü almış ve yorulmuş yapılardır.
- 2- Yıkılan binalar 10 katın üzerinde 14 ve 16 katlı binalardır ve bina yükü oldukça fazladır.
- 3- 1998 öncesi hazır beton kullanılmadığı için tüm inşaatlar doğal agrega kullanılmış (Betonda kullanılan kum çakıl, dere malzemesidir), betonda kırma taş kullanılmamıştır. Bu nedenle beton kalitesi düşüktür.
- 4- Yıkılan ve hasarlı binalar özellikle Güzelyalı, Süleyman Demirel Bulvarı ile Barış Manço Bulvarı arasında Yurt Mahallesi ile Huzurevleri Mahallesine kadar uzanan bir alanda bulunmaktadırlar.
- 5- Bu alanda jeolojik birimler, ağırlıklı olarak tabanda kilitli (Handere formasyonu) yüzeyde kalış birimi yer yer üst kesimde, hasarlı bölgenin güneyinde ve doğusunda kalın olmayan çakıltaşı

(taraça konglomerası) olarak gözlenmektedir. Yapılan sondaj kuyularında Yeraltısuyuna rastlanılmamıştır.

- 6- Bu bölge yapılaşma öncesi bağ bahçelik ve bir çok küçük dere yatağının bulunduğu bir bölge iken yer yer dere yatakları doldurularak yoğun bir yapılaşmaya açılmıştır. Ancak yıkılan binanın çevresinde, bitişiğinde yıkılmayan binalar olması yıkılmaların doğrudan zeminle ilişkili olmadığını, bina kalitesinin de etkili olduğunu göstermektedir

Sonuç olarak değerlendirildiğinde, zeminin taşıma gücü açısından bir sorun gözlenmediği, binaların yıkılmalarında birinci etkenin inşaat kalitesi olduğu söylenebilir.

6. GENEL DEĞERLENDİRME VE SONUÇLAR

6 Şubat 2023 tarihinde meydana gelen Kahramanmaraş-Pazarcık (7.7 Mw) depreminin Adana kent merkezine ait ivme kayıtları AFAD'a ait olan 0118 ve 0123 nolu istasyonlarda kaydedilen veriler incelendiğinde, Adana'daki istasyonların Vs (30) değerleri, 0118 nolu istasyon için 946 m/s, 0123 nolu istasyon için 519 m/s olarak belirlenmiştir. 0118 ve 0123 Nolu istasyonların depremin merkez üssüne uzaklığı sırasıyla 155.60 km ve 154.14 km'dir. Adana'nın Çukurova ilçesinde yer alan 0118 nolu istasyonda kaydedilen maksimum yatay yer ivmesi (PGA) 50.10 cm/s² N-S bileşeninde elde edilmiştir. Yüreğir ilçesinde yer alan 0123 nolu istasyonda ise maksimum yatay yer ivmesi (PGA) 41.93 cm/s² olarak N-S bileşeninde kaydedilmiştir. Bu değerler bu büyüklükteki bir deprem için oldukça düşük ivme değerleridir.

Adana zemin koşulları deprem açısından değerlendirildiğinde, kentin kuzeyinde ve batı kesiminde yaygın olarak kiltası- kumtaşı (Handere formasyonu) birimi izlenir. Birimin üst seviyeleri ayrışmadan dolayı killeşmiş olup, yumuşak özellik gösterir. Yapılan sondaj verilerinde genelde ayrışma zonunun 1 -2 m'sinin tamamen CL-CH tipi kil, 10 m'ye kadar olan seviyelerinin ise sarımsı renkte yumuşak kiltası olduğu belirlenmiştir. Alt seviyeleri gri, mavimsi renkte sert kiltası ve kumtaşı aralanmasından oluşur. Yüzüncüyıl ve Şambayatı civarında jips seviyeleri içerir. Jips su aldığı erime özelliği gösterdiğinden, yapı temellerinde, oturmalara, şişmelere, yapı temellerinde izolasyon yoksa asitli çözelti oluşturduğundan betonda korozyona neden olabilir. Handere formasyonu üst seviyelerinde Kaliçi oluşumu yaygındır. Özellikle Karanlı, Kurttepe, Yüzüncüyıl ve Şambayat civarında Handere formasyonu içerisinde derinden yüzeye doğru 5 -6 m kalınlıkta yumrulu, nodüler ve sütunsu şekilde killeşme gelişmiş olup, kaliçi yer yer de yüzeyde sert tabaka oluşturmuştur. Handere formasyonunun ayrışmış kil düzeyleri plastik özellik gösterdiğinden suya doygun halde zayıf zemin özelliği gösterir, kaliçi suya doygun olduğunda yumuşama özelliği gösterdiğinden yapılar için kötü zemin özelliğindedir. Bu tip zeminlerin bulunduğu alanlarda yapı temellerinin, yapılan zemin etütleri gözönüne alınarak ayrışmış kısımların kaldırılarak ana kayaya oturtulması ve temel derinliğinin buna göre uygun seçilmesi önerilir.

Handere formasyonu üzerinde yer alan taraça konglomerası sıkı çimentolu olup, yer yer sert, dayanımlı kaya özelliği gösterdiğinden gerek taşıma gücü ve gerekse deprem etkileri açısından iyi zemin olarak değerlendirilir. Ancak kentin kuzey kesiminde kalınlığı incelme olup gevşek özellik gösteren seviyeler mevcuttur. Kentin güneyinde Seyhan ve Yüreğir ilçelerinde yaygın olarak yüzeylenen alüvyon kesimlerde yeraltı suyunun yüksek olması ve kum ağırlıklı bir bileşim göstermesi deprem anında sıvılaşma potansiyelinin yüksek olduğunu gösterir. Adana ve çevresinde alüvyon kalınlığı fazla olduğundan dolayı gevşek ve suya doygun zeminlerde deprem sırasında zemin büyütme özelliği göstereceğinden, deprem hasarlarının yüksek olması olasılığı fazladır. Depremde hasar alan binaların yüksek katlı olması, zeminin orta dayanımlı kaya birim özelliğinde olması ve özellikle kaydedilen yatay yer ivme değerlerinin çok düşük olması, yıkımın ve hasarın fazlalığının deprem frekansı ve bina inşaat kalitesi ile ilgili olduğunu göstermektedir.

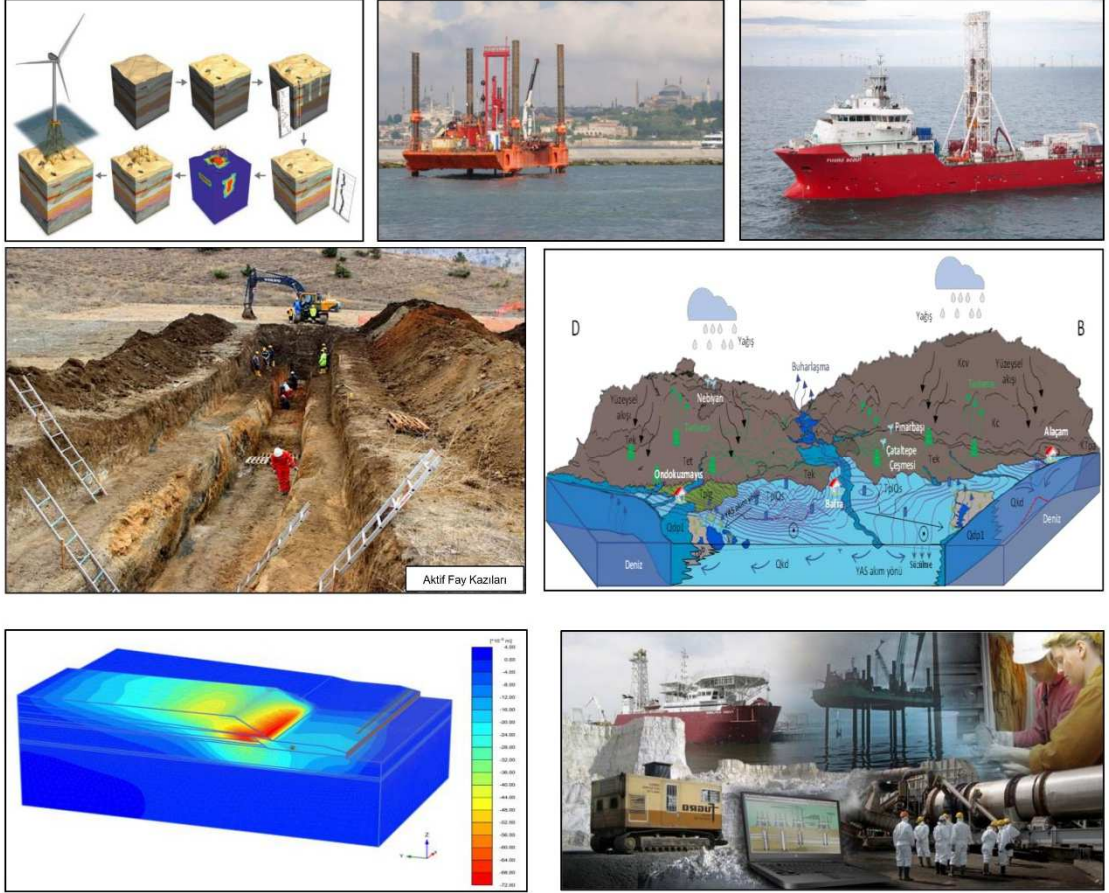
7. KAYNAKLAR

- AFAD, 2023. 06 Şubat 2023 Pazarcık (Kahramanmaraş) Mw 7.7 Elbistan (Kahramanmaraş) Mw 7.6 Depremlerine İlişkin Ön Değerlendirme Raporu.
- Çobanoğlu, İ., Bozdağ, Ş., 2007. Adana Yerleşim Alanındaki Alüvyonların Jeoteknik Özellikleri Ve Coğrafi Bilgi Sistemi Yardımıyla Değerlendirilmesi. S.Ü. Müh.-Mim. Fak. Derg., c.23, s.3,
- Dinçer, İ., 2007. Çukurova Bölgesi Kaliçi, Kaliçi-Taraça Birimlerinin Jeomekanik ve Dinamik Davranışlarının Değerlendirilmesi. Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Doktora Tezi, s, 207.
- Dinçer, İ., Acar, A., 2022. Kuvaterner Yaşlı Kaliçi Çökellerin Fiziko-Mekanik Özellikleri. Geosound, 2022, 55 (1) 132-151.
- Seed, H.B., Idriss, I.M., 1971. Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 97, No. 9, pp. 1249-1273.
- Schmidt, G.C., 1961. Stratigraphic Nomenclature For The Adana Region Petroleum District. 7. Petroleum Administration Bull., 6, Ankara, s. 47-63.
- Yetiş, C., Demirkol, C., 1986. Adana Baseni Batı Kesiminin Detay Jeoloji Etüdü. MTA Derleme Rapor No. 8037, Ankara, 187s.

Yazar İndeksi / Author Index

- Abdik, Y., 327
Açikel, Ş., 211, 285
Afşin, M., 267
Akbaş, S.O., 179
Akgün, A., 383
Akın, M., 267, 365, 453
Akın, M.K., 249, 453
Altındağ, R., 111
Altırok, Ş., 9, 27
Arnad, F., 111
Aslan Topçuoğlu, Y., 445
Ataş, M.Ş., 143
Aydan, Ö., 57, 73, 169, 469
Aydın, S., 305
Aygır, E.B., 17
Baba, A., 335
Başer, G., 259
Başer, M., 453
Binal, A., 407
Bozkurtoğlu, E., 151, 189
Bölük, H., 267
Caymaz, P., 47, 479
Coruk, Ö., 297, 417
Cüceoğlu, F., 305
Çakır, R.E., 9
Çalık, A., 425
Çan, T., 389
Çelik, G., 27
Çelik, S.B., 399, 435
Çetin, R., 315
Çil, E., 389
Çobanoğlu, G., 435
Çobanoğlu, İ., 399
Dalgıç, S., 17
Demirbağ, F.M., 123
Dinçer, İ., 365, 453
Domaniç, K.A., 27
Durukan, A., 9, 27
Ekmekçi, M., 211, 285
Eroğlu, G., 425
Ertunç, A., 3
Eyigün, Y., 63, 417
Genç, M., 259
Gireson, K., 399, 435
Gökçeoğlu, C., 17
Gürocak, Z., 123, 445
Hatır, M.E., 135, 143
Işık, N.S., 305
Ito, T., 57, 469
Iwata, N., 469
İnce, İ., 135, 143
İnce, M., 297
İşbuğa, V., 335
Kalafat, M.Y., 383
Kanıç, M., 123
Kanose, K., 469
Karagüzel, R., 189
Karahan, S., 17
Karakaş, A., 297, 417
Karapınar, D., 95
Kavurmacı, M., 267
Kaypak, B., 327
Keskin, V., 277
Kılıç, R., 179
Koç, A.F., 27
Koçbay, A., 305
Korkanç, M., 135, 143
Korkut, M., 189
Kömürlü, E., 103
Kumsar, H., 239, 353
Kuroda, T., 469
Kuş, N.N., 95
Mahmutoğlu, Y., 95, 189
Mehmood, Q., 389
Mutlutürk, M., 461
Nurduhan, M., 161
Ocakoğlu, N., 327
Orhan, A., 365
Oshiro, J., 57
Özer, Ç., 345
Özsayın, E., 327
Öztürk, B., 335
Parlak Şeker, N., 27
Poşluk, E., 17
Sağnak, M., 305
Samur, N.Ö., 239
Saraç, B., 345
Sarayköylü, T., 353
Sevim, İ., 203, 221, 229
Shaterpour-Mamaghani, A., 37
Solak, K.C., 85
Şans, G., 189
Şengün, N., 111
Tağa, H., 161
Takashi, I., 169
Tanaka, Y., 469
Tarı, E.O., 9
Tekin, S., 375
Tekir, F., 375
Temiz, R., 9
Tezel, K., 383
Tokashiki, N., 57, 169
Topal, T., 249
Tuncay, E., 85
Türkmen, S., 277, 487
Uğur, İ., 111
Ulamış, K., 179, 479
Ulusay, R., 73
Uyanık, O., 461
Ündül, Ö., 151
Üstün, Ç., 151
Üzeler, V., 9
Varol, O.O., 365, 453
Yarbaşı, N., 229
Yavuz, G., 203
Yıldız, C., 315
Yücel, Ç., 203
Zorlu, K., 407

ALTIN SPONSORLAR



FAALİYET ALANLARI

Jeolojik, Jeoteknik ve Jeomorfolojik Araştırmalar

- Baraj ve hidroelektrik santralleri
- Nükleer enerji santralleri
- Karayolu ve demiryolu güzergahları
- Tünel (karayolu, demiryolu ve su temin)
- Köprüler ve viyadükler
- Atık depolama tesisleri
- Boru hatları
- Altyapı projeleri
- Maden ocak ve tesisleri
- Jeotehlike etüt ve önlemleri

Hidrojeolojik Araştırmalar

- Havza ve etüt sahası ölçeğinde hidrojeolojik etüt
- Numerik Yeraltısuyu akım ve taşınım modellemesi
- Maden sahaları su temini ve susuzlaştırma projeleri

Tünel Tasarımı

- Karayolu, demiryolu ve su tünelleri için jeoteknik modelleme
- FLAC 3D, PLAXIS ve PHASE 2D kullanarak sayısal modelleme
- Kazı ve iksa tasarımı

Jeoteknik / Geoteknik Tasarım İşleri

- Dolgu ve temel zemin iyileştirme
- Şev stabilitesi önlemleri
- Jeoteknik deprem mühendisliği hizmetleri
- FLAC 3D Dynamic kullanarak zemin yapısal etkileşim analizleri

Sondaj, CPT, Jeofizik Etüt ve Yerinde Deneyler

- Kara sondajları
- Deniz sondajları
- Batimetrik etütler
- 2B / 3B yüksek çözünürlüklü jeofizik etütler ve GPR
- Havadan ve karadan LİDAR etütleri

Deprem Mühendisliği

- Sismoteknik modelleme çalışmaları
- Karada ve denizde jeolojik araştırmalar
- Jeolojik ve jeomorfolojik haritalama
- Paleosismolojik araştırmalar, hendek açılması
- Deterministik ve olasılıksal sismik tehlike analizleri
- Deprem tehlike analizleri
- Sıvılaşma analizleri
- Dinamik zemin-yapı etkileşim analizleri
- Zemin iyileştirme ve tesis tasarım parametreleri danışmanlığı



NOSS

GROUP

nossgroup.com



GÜMÜŞ SPONSORLAR



BOLU DAĞI TÜNEL PORTAL HEYELANI



YERKÖY-KAYSERİ HIZLI TREN PROJESİ



ANKARA-İZMİR HIZLI TREN PROJESİ



BORNOVA MİKROBÖLGELEME ÇALIŞMALARI



İZMİR KUZAY ÇEVRE YOLU PROJESİ



PAMUKOVA YHT GAR BİNASI

GERÇEK ZAMANLI HEYELAN GÖZLEMİ

RTM (REAL TIME MONITORING)

LANDSLIDE MONITORING



GEOTEKNİK ALETSEL GÖZLEM

- * Boşluk Suyu Basıncı Ölçümü
- * Toplam Basınç Ölçümü
- * Deformasyon Ölçümü
- * Yapısal Elemanlarda Yük ve Birim Deformasyon Ölçümü
- * Sıcaklık Ölçümü
- * Vibrasyon ve Gürültü Ölçümü
- * Meteorolojik Ölçüm
- * Otomatik Veri Toplama
- * Online Web Tabanlı Veri Yönetimi
- * Veri Raporlama



GEOgrup
REAL TIME MONITORING

Web access to Logged Data
Welcome to our information Service

User Name:
Password:

In order to connect to the Service, please enter a User Name and Password.
Diğerleri için lütfen Kullanıcı Adı ve Şifreyi giriniz.

Copyright © 2004-2017 Inoh Engineering. All Rights Reserved.
www.inoh.com.tr

Dimin
MADENCİLİK

ÖNCELİĞİMİZ İŞ GÜVENLİĞİ!

Çalışanlarımızın can güvenliği her zaman önceliğimizdir.
Mutlu ve sağlıklı çalışan politikamız sayesinde, geleceğe güvenle bakıyoruz.



TÜMAD

MADENCİLİK SANAYİ VE TİCARET A.Ş.

EN İYİ UYGULANABİLİR TEKNOLOJİ

ÜLKE EKONOMİSİNE ve İSTİHDAMA KATKI

İNSAN ve ÇEVREYE SAYGILI

**Türkiye'nin
Altın Üretimindeki
Yeni Gücü**



www.tumad.com.tr

Buğday Sokak No: 9 Çankaya / ANKARA



**ÜRETİME
EKONOMİYE
ve İSTİHDAMA
KATKI
SAĞLIYORUZ**

TÜPRAG, 1986 yılından bu yana Türkiye'nin değerli madenlerini gelişmiş teknoloji ve uzman ekibiyle, ülke ekonomisine kazandırıyor.



TÜPRAG

Türkiye'nin altından gelen gücü

www.tuprag.com.tr



BRONZ SPONSORLAR



GÜR MÜHENDİSLİK

JEOTEKNİK - SONDAJ - HARİTA - İNŞ. - MAK.
TAAHHÜT SANAYİ ve TİCARET LTD. ŞTİ.

Aktaş
Barajı



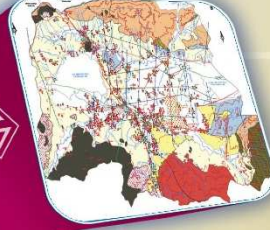
Düzçam
Göleti



Reşadiye-Niksar
(Tokat)
Mikrobölgeleme



Susurluk-Manyas
Karacabey
Hidrojeolojik
Etüt



Osmancık
(Çorum)
Mikrobölgeleme



Haslı
Göleti



Ardahan
Hidrojeolojik
Etüt



[f](#) /GurGeoteknik [i](#) /GurGeoteknik [x](#) /GurGeoteknik [in](#) /GurMuhendislik

Mebusevleri Mahallesi Ayten Sok No:29/5 Çankaya / ANKARA
Tel: 0 312 215 97 28 - www.gurmuhendislik.com - gur@gurmuhendislik.com



Denizcinin Rotası



İnşaatın Kutup Yıldızı

 **+90 216 493 19 91**

Aydınlı Mah. Patlayıcı Mad. Yolu Cd. Ayçiçeği Sok. No:26/23B Tuzla/İstanbul.

www.hamzaertas.com.tr

DiğER SPONSORLAR

info@altinoran.pro — +90 510 223 33 99 — https://altinoran.pro/



ALTINORAN **TEKNİK ATÖLYE**
MİMARLIK LİMİTED ŞİRKETİ



ALTINORAN **TEKNİK ATÖLYE**
MİMARLIK LİMİTED ŞİRKETİ



ALTINORAN
TEKNİK ATÖLYE

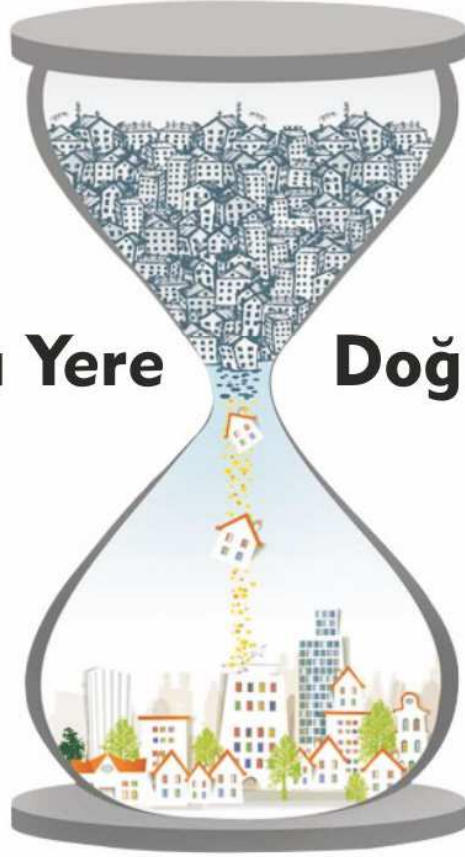
ZEM KA



ZEMİN MEKANİĞİ VE YAPI MALZEMELERİ KALİTE KONTROL LABORATUARI

Doğru Yere

Doğru İnşaat



www.zemka.com.tr



Yurt Mahallesi S. Demirel Bulvarı 71533 Sokak Pembe Köşk Apartmanı 75/A
Çukurova /ADANA

Tel: 0322 239 79 29



Big ideas, **innovative minds**

**YUKSEL
PROJE**

limit

Teknik Araştırma, Proje, Uygulama, Müşavirlik,
Sanayi ve Ticaret A.Ş.

İvedik OSB 1354.Cad 1395.Sok No:1
06378 Yenimahalle – ANKARA – TÜRKİYE
Tel : (0.312) 394 53 63 Faks : (0.312) 394 53 64
www.limitteknik.com info@limitteknik.com

Hizmet Alanlarımız

- ❖ Jeoloji
- ❖ Jeoteknik
- ❖ Mühendislik Jeolojisi
- ❖ Hidrojeoloji
- ❖ Jeofizik
- ❖ Harita
- ❖ İnşaat
- ❖ Geoteknik
- ❖ Deprem Mühendisliği konularında; araştırma, proje, uygulama, müşavirlik ve kontrollük.



Arazi ve Laboratuvar Çalışmaları

- ❖ Yer seçimi etüdüleri
- ❖ Zemin etüdüleri
- ❖ Zemin ve kaya sondajları
- ❖ Numune çukurları
- ❖ Arazi deneyleri
- ❖ Numune alımları
- ❖ Sismik ve rezistivite çalışmaları
- ❖ Mini kazık, ankraj, enjeksiyon
- ❖ Harita alımı
- ❖ Toprak – kaya – malzeme –su laboratuvar deneyleri



Proje ve Müşavirlik Çalışmaları

- ❖ Şev duraylılık analizleri
- ❖ Heyelan araştırmaları
- ❖ Derin kazı destek sistemleri
- ❖ Kazıklı temel dizaynı
- ❖ Zayıf zemin araştırmaları
- ❖ İyileştirme projeleri
- ❖ Drenaj projeleri
- ❖ Tünel projeleri



Kelebek Group

• CAPPADOCIA •

kelebek-group.com





Hizmet Alanlarımız

Mühendislik Jeolojisi-Jeoteknik Araştırmalar

Hidrojeoloji

Kuyu Ruhsatları

Zemin Etüt Çalışmaları

Afete Maruz Alanlarda Jeolojik - Jeoteknik Çalışmalar

Kaya Oyma Mekanlarda Jeolojik - Jeoteknik Çalışmalar

Yukarı Mahalle Yusuf Arslan İşhanı 146 Sok. Kat: 4/11 Avanos Nevşehir
Telefon: 0 532 130 34 07



İvedik OSB Mah. 1395.Sok No:1
06378 Yenimahalle – ANKARA – TÜRKİYE
Tel : (0.312) 394 57 32 Faks : (0.312) 394 53 64
www.mnsproje.com.tr info@mnsproje.com.tr



MNS Proje İnşaat Tek. Müh. Müh. Turz. San. ve Tic. Ltd. Şti., yol proje tasarımı, mühendisliği ve danışmanlığı alanlarında hizmet vermek amacı ile 2001 yılında kurulmuş olup bilgi birikimini güncel teknoloji ile profesyonelce birleştirerek kullanmaktadır. MNS Proje yurt içinde ve yurt dışında çeşitli yol projelerinde çalışmış, deneyimli profesyonel kadrosuyla, "çalışmak ve üretmek" kuralını benimseyerek, ülkemize ve insanların geleceğine hizmet etmeye devam edecektir.

ÇALIŞMA ALANLARI:

- HARİTA MÜHENDİSLİĞİ
- ULAŞIM ve TRAFİK MÜHENDİSLİĞİ
- KARAYOLU MÜHENDİSLİĞİ
- RAYLI SİSTEM MÜHENDİSLİĞİ
- SANAT YAPILARI MÜHENDİSLİĞİ
- TRAFİK PROJELERİ
- AYDINLATMA PROJELERİ
- DRENAJ ve ALTYAPI PROJELERİ
- SU KAYNAKLARI MÜHENDİSLİĞİ
- ÜSTYAPI PROJELERİ
- ZEMİN ARAŞTIRMA MÜHENDİSLİK HİZMETLERİ



BERK DANIŞMANLIK

Uzmanlıklarımız:

Mekansal Araştırma ve Raporlama
Rölöve Öncesi Araştırma, Kazı ve Raporlama
Restitüsyon Araştırma Danışmanlığı
Restorasyon Proje Uygulaması
Kaya Mekanlarda Statik Proje Uygulaması
Konservasyon Uygulaması

Mevlüt COŞKUN
Uzman Paleoantropolog
0532 551 42 82

Berk COŞKUN
Restoratör
0536 778 84 25



MÜHJEO'2024

ULUSAL MÜHENDİSLİK JEOLJİSİ
VE JEOTEKNİK SEMPOZYUMU
BİLDİRİLERİ

ENGGEO'2024

PROCEEDINGS OF
THE NATIONAL SYMPOSIUM ON
ENGINEERING GEOLOGY AND GEOTECHNICS

6-8 HAZİRAN / JUNE 2024

VALİ ŞİNASI KUŞ KÜLTÜR VE KONGRE MERKEZİ / NEVŞEHİR, TÜRKİYE