



# Kahramanmaraş Sütçü İmam University

## Journal of Engineering Sciences



Geliş Tarihi : 28.12.2023  
Kabul Tarihi : 07.02.2024

Received Date : 28.12.2023  
Accepted Date : 07.02.2024

### BENTONİT KUM KARIŞIMLARINDA ELASTİK DRENAJSIZ MODUL-SERBEST BASINÇ MUKAVEMETİ İLİŞKİSİ

### THE RELATIONSHIP BETWEEN ELASTIC UNDRAINED MODULUS-UNDRAINED SHEAR STRENGTH FOR BENTONITE SAND MIXTURES

Eyyüb KARAKAN<sup>1</sup> (ORCID: 0000-0003-2133-6796)

<sup>1</sup> Kilis 7 Aralık Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kilis, Türkiye

\*Sorumlu Yazar / Corresponding Author: Eyyüb KARAKAN, eyyubkarakan@kilis.edu.tr

#### ÖZET

Zeminlerin mühendislik özelliklerinin belirlenmesi için temel parametrelerden biri de gerilme şekil değiştirme davranışıdır. Zeminlerin gerilme şekil değiştirme özellikleri laboratuvarında serbest basınç ve statik üç eksenli deneyler ile bulunabilir. Bu çalışmada yüksek plastisiteye sahip Bentonit kili ile kum karışımları kullanılmıştır. Karışımlar %100Bentonit kilinden başlayıp, %10kum ilave edilerek %100 kuma kadar, 11 karışım oluşturulmuştur. Serbest basınç deneyleri optimum su içeriği, optimum +2 su içeriği ve optimum-2 su içeriği olmak üzere 3 farklı su içeriklerinde gerçekleştirilmiştir. Deney sonuçları incelendiğinde, en yüksek serbest basınç mukavemeti %100 bentonit kilinde optimum su içeriğinde ve 303.207 kPa olarak elde edilmiştir. En düşük serbest basınç mukavemeti ise optimum-2 su içeriğinde, %20bentonit-%80kum karışımında ve 30.09 kPa olarak bulunmuştur. Bentonit-kum karışımlarının artan kum içeriği ile birlikte her üç su içeriğinde de serbest basınç mukavemetleri azalmıştır. Artan bentonit içeriği ile birlikte karışımların drenajsız sekant modülü artmıştır. En yüksek drenajsız sekant modülü değerleri optimum su içeriklerinde elde edilmiştir. Her üç su içeriği için, drenajsız sekant modülü ile serbest basınç mukavemeti arasında doğrusal bir ilişki elde edilmiştir. Üç farklı su içeriği için, bentonit içeriği ile enerji sönümleme kapasitesinin değişimi hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçlar bentonit içeriği ile enerji sönümleme kapasitesi arasında düzgün bir artış ya da azalış ilişkisinin elde edilemediğini göstermektedir.

**Anahtar Kelimeler:** Elastik drenajsız modül, serbest basınç mukavemeti, bentonit-kum karışımı

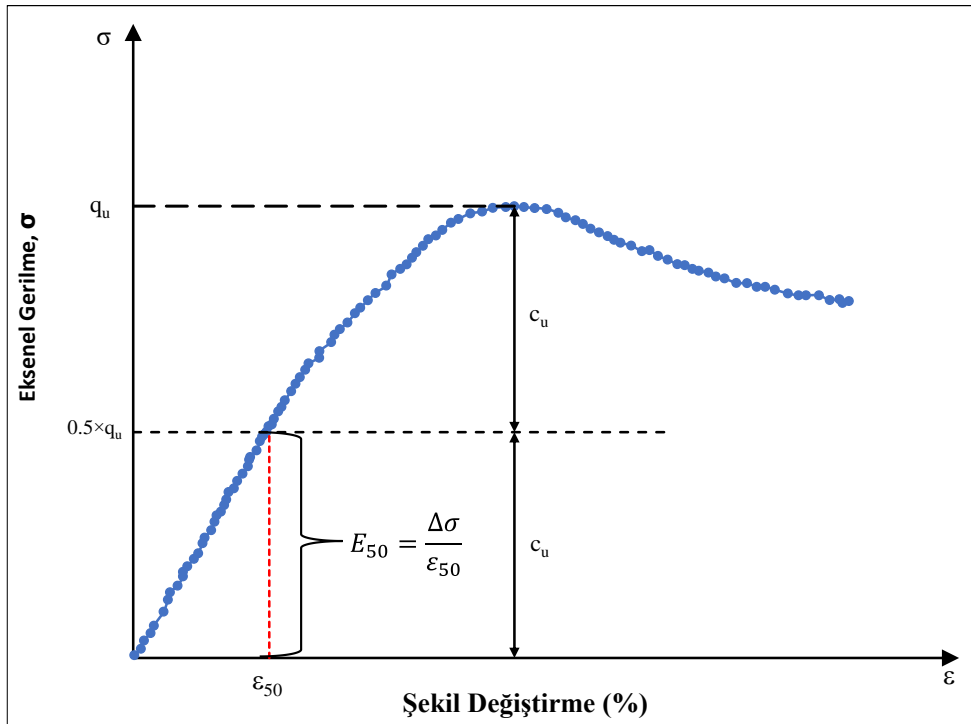
#### ABSTRACT

One of the main parameters for determining the engineering properties of soils is the stress-strain behavior. The stress-strain properties of soils can be determined by unconfined compression and triaxial tests in the laboratory. Bentonite sand mixtures were used in this study. Eleven mixtures were obtained, starting from 100% Bentonite to 100% sand by adding 10% sand. Unconfined compression tests were performed at 3 different water contents: optimum water content, optimum +2 and optimum-2 water contents. The highest unconfined compression strength was obtained as 303.207 kPa at optimum water content in 100% bentonite. The lowest unconfined compression strength was found 30.09 kPa at optimum-2 water content, 20%bentonite-80% sand mixture. The unconfined compression strength of bentonite-sand mixtures decreased with increasing sand content at all three water contents. The undrained secant modulus of the mixtures increased with increasing bentonite content. The highest undrained secant modulus values were obtained at optimum water contents. For all three water contents, a linear relationship was obtained between undrained secant modulus and unconfined compression strength. The variation of energy absorption capacity with bentonite content was calculated for three different water contents. A smooth increase or decrease relationship between bentonite content and energy absorption capacity cannot be obtained.

**Keywords:** Elastic undrained modulus, unconfined compression strength, bentonite-sand mixtures

Zemin davranışının gerilme-şekil değiştirme özellikleri, zeminin mühendislik özelliklerinin değerlendirilmesi için temel oluşturmaktadır. Aşırı yüklemeler altında zemin tepkisinin tahmin edilmesi için bu bilgi gereklidir. Örneğin laboratuvar deneylerinden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrisi, malzemenin rijitliğini karakterize eden zemin parametrelerini belirlemek için temel oluşturmaktadır. Bir anlamda Young modülü  $E$ 'ye karşılık gelen elastik modüller, zemin durumunda olduğu gibi gerilme-şekil değiştirme ilişkileri doğrusal değildir ve deformasyon elastoplastik karakterdedir (Burland, 1990).

Rijitlik modülleri en temel geoteknik parametreler arasında yer almaktadır ve laboratuvarında statik üç eksenli deney, kesme kutusu deneyi ve serbest basınç deneyi ile hem drenajlı hem de drenajsız durumlarda farklı gerilme-şekil değiştirme koşulları altında belirlenirler. Sert, konsolide killer için yüksek şekil değiştirmelerde ( $\epsilon > \%1$ ) standart laboratuvar deneylerinde incelenen temel parametre, drenajsız kesme deneylerinden belirlenen sekant drenajsız modül  $E_{50}$ 'dir ve Şekil 1'de gösterilen gerilme şekil değiştirme eğrisinden elde edilmektedir (Head, 1986; Atkinson, 2007; PKN-CEN ISO/TS 17892, 2009). Şekil 1'de  $c_u$  drenajsız kayma dayanımı değeri,  $\epsilon_{50}$  ise drenajsız kayma dayanımına karşılık gelen şekil değiştirme değeridir.



Şekil 1. Doğrusal Olmayan Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkilerinden Drenajsız Elastik Modül Türetilmesi (Masaki ve Terashi, 2013)

Laboratuvar koşullarında aşırı konsolide killer için  $E_{50}$  modülünün belirlenmesi tartışmalı bulunmuştur. Zorluklar, esas olarak örnekleme sürecinde kaçınılmaz olan zemin yapısının bozulmasından kaynaklanmaktadır. Numune alma yöntemi, tüp sonda çapı ve numunenin elde edildiği derinlik büyük önem taşımaktadır. Sonda çapı küçüldükçe ve örnekleme derinliği arttıkça, doğal toprak yapısının daha fazla bozulduğu ve sonuç olarak doğru parametrelerin belirlenmesinin daha zor olduğu varsayılmaktadır (Jamiolkowski vd., 1983; Lunne vd., 2006; Aslan, 2022; Güven vd., 2023). Yapısal bozulmalara en duyarlı olan örnekler genelde, örnekleme sürecinde şişen ve kırılan, büyük derinliklerden çıkarılan sert, ağır konsolide killerdir. Farklı araştırmacılar tarafından bu sorunlar literatürde kapsamlı bir şekilde tanımlanmaktadır (Bjerrum, 1973; Jamiolkowski vd., 1983; Jardine vd., 1984; Lunne vd., 2006; Strózyk ve Tankiewicz, 2014). Bununla birlikte, bu tür durumlarla başa çıkmanın çeşitli yöntemleri de mühendislik uygulamalarında yaygın olarak tanımlanmış ve uygulanmıştır. En yaygın prosedürlerden biri, zeminin yeniden konsolidasyon tekniğine, ön konsolidasyon basıncı ve aşırı konsolidasyon oranı (OCR) olarak tanımlanan normalizasyon prosedürlerine dayanmaktadır (Roscoe ve Burland, 1968; Bjerrum, 1973; Houlsby ve Wroth, 1991; Lunne vd., 2006).

Normalleştirme tekniği, MIT'de geliştirilen SHANSEP prosedürü (Soil History And Normalized Soil Engineering Properties) olarak bilinmektedir (Ladd ve Foott, 1974; Jamiolkowski vd., 1983; Whittle ve Kavvas 1994). Bu

prosedür, drenajsız geoteknik parametrelerini yerinde tahmin etmek için kullanılmaktadır. Böylece, laboratuvar deneylerinden elde edilen geoteknik parametrelerin yerinde değerlere dönüştürülmesini sağlanabilmektedir. Bu prosedür birkaç adımla özetlenebilir:

- Gerilme geçmiş kesin olarak belirlenmelidir. (ön konsolidasyon basıncı ve aşırı konsolidasyon oranı).
- Yeniden konsolidasyon tekniği ile bir dizi konsolidasyonlu drenajsız (CU) üç eksenli basınç deneyleri yapılmalıdır.
- Zeminin aşırı konsolide olması mekanik aşırı yüklemenin etkisi olmalıdır.
- Geoteknik parametreler, normalize edilmiş zemin parametreleri cinsinden ifade edilmeli ve önkaonsolidasyon basıncı ile aşırı konsolidasyon oranı arasındaki ilişki kurulmalıdır.
- Normalize edilmiş geoteknik parametresi, normalize edilmiş drenajsız kayma dayanımıdır.

Serbest basınç dayanımı ile ilgili ilk çalışmalardan biri Skempton ve Bjerrum (1957) tarafından rapor edilmiştir. Bu araştırmacılara göre normal konsolide zeminin drenajsız kayma mukavemeti sadece zemin indeks deneylerinden elde edilebilir. Osterman (1960), Leonards (1962), Bjerrum (1972) ve Kenney (1976)'de UCS ile plastisite indeksi arasındaki ilişkiyi tanımlamıştır. Daha sonra bu araştırmalar Holtz ve Kovacs (1981) tarafından birleştirilmiştir. Literatürde birçok araştırmacı tarafından, serbest basınç dayanımı, jeolojik yük ve zemin indeksi özellikleri arasındaki ilişkiler incelenmiştir (Davies ve Budhu 1986; Karakan ve Demir, 2018; 2020; Karakan, 2018; 2022; 2023a; 2023b; Karakan vd., 2020; Shimobe vd., 2021).

Bu çalışma kapsamında zeminlerin serbest basınç mukavemeti ile temel zemin özellikleri arasındaki ilişkileri araştırabilmek için bir laboratuvar test programı gerçekleştirilmiştir. Bunun için bentonit kili ile kötü derecelenmiş kum %100'den %0'a kadar %10 artış ile karıştırılarak toplamda 11 yapay karışım hazırlanmıştır. Ticari olarak temin edilebilen bentonit kili seçilmiştir. Kötü derecelenmiş kum ilavesinin nedeni esas olarak elde edilen karışımların üniformluk katsayısı (Cu), eğrilik katsayısı (Cc), D<sub>10</sub>, D<sub>30</sub>, D<sub>50</sub>, D<sub>60</sub>, likit limit (LL), plastik limit (PL), plastisite indisi (PI) değerlerine bağlı olarak serbest basınç mukavemetinin değişiminin belirlenmesidir. Bu amaçla sırası ile likit limit, plastik limit, standart kompaksiyon ve serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir.

## MATERYAL VE YÖNTEM

Doğgun killerin ve diğer kohezyonlu zeminlerin kıvamını belirlemek için serbest basınç mukavemeti (UCS) yaygın olarak kullanılmaktadır (Terzaghi vd., 1996). Bu test yöntemi, eksenel yükün gerilme kontrollü uygulaması kullanılarak, örselenmemiş, yeniden oluşturulmuş veya sıkıştırılmış durumda kohezyonlu zeminin serbest basınç dayanımının belirlenmesini sağlar (ASTM D 2166-00, 2003). Yükseklik/çap oranı yaklaşık 2 olan ve tipik olarak 50 mm çapa sahip silindirik bir dikey numune, uç plakalar arasına yerleştirilir. Düşey bir yük, dakikada yaklaşık %1'lik bir düşey deformasyon üretecek şekilde kademeli olarak uygulanır. Bu hız, numunenin drenajına göre o kadar hızlıdır ki, numuneyi kapatacak bir membran olmamasına rağmen önemli bir hacim değişikliği için zaman yoktur. Serbest basınç dayanımı, göçmesi veya ani bir hasar olmaması durumunda eksenel deformasyonun %20'ye ulaştığı gerilmenin, göçme anında numunenin kesit alanına bölünmesiyle elde edilen yüke eşit olduğu kabul edilir. Bir Mohr dairesi, aynı zamanda "kohezyon" olarak da bilinen drenajsız kesme mukavemeti, Denklem 1 ile aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$S_u = c = \frac{q_u}{2} \quad (1)$$

Denklem 1'de gösterilen  $q_u$  zeminin serbest basınç mukavemetidir. Bu deney sisteminde zeminin içsel sürtünme açısı  $\phi=0$  olarak elde edilir.

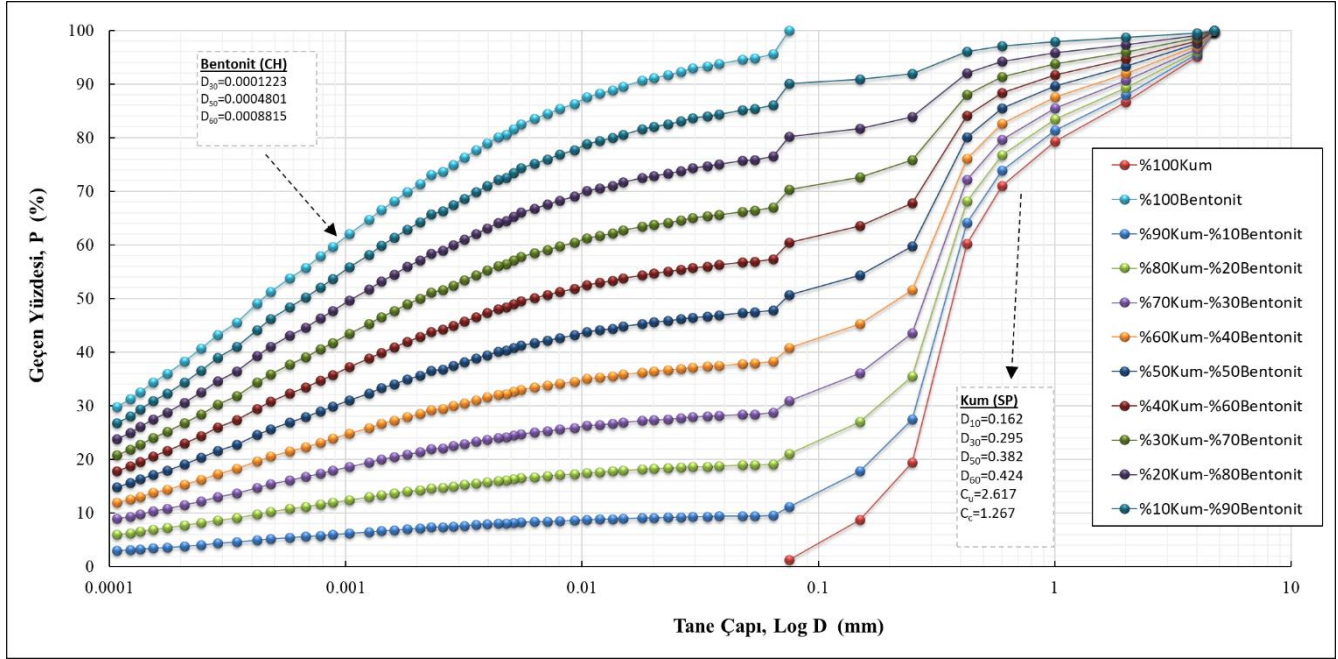
Bu çalışmada Tablo 1'de detaylı olarak verilen karışım yüzdeleri esas alınarak 11 farklı karışım ile bir seri laboratuvar deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu 11 farklı karışım sırasıyla; %100 bentonit, %90 bentonit+%10 kum, %80 bentonit+%20 kum, %70 bentonit+%30 kum, %60 bentonit+%40 kum, %50 bentonit+%50 kum, %40 bentonit+%60 kum, %30 bentonit+%70 kum, %20 bentonit+%80 kum, %10 bentonit+%90 kum, %100 kumdan oluşmaktadır

**Tablo 1.** Çalışmada Kullanılan Karışım Yüzdeleri ve Geoteknik Özellikleri

| Malzeme                                   | Karışım Yüzdeleri ve Parametreler (%) |       |         |          |          |          |          |          |          |          |          |
|---|---------------------------------------|-------|---------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
|   | 100                                   | 90    | 80      | 70       | 60       | 50       | 40       | 30       | 20       | 10       | 0        |
| Kum (%)                                   | 100                                   | 90    | 80      | 70       | 60       | 50       | 40       | 30       | 20       | 10       | 0        |
| Bentonit (%)                              | 0                                     | 10    | 20      | 30       | 40       | 50       | 60       | 70       | 80       | 90       | 100      |
| D <sub>10</sub> (mm)                      | 0,162                                 | 0,067 | 0,00048 | 0,00015  | ---      | ---      | ---      | ---      | ---      | ---      | ---      |
| D <sub>30</sub> (mm)                      | 0,295                                 | 0,262 | 0,185   | 0,075    | 0,003164 | 0,001035 | 0,000481 | 0,000286 | 0,000207 | 0,000153 | 0,000122 |
| D <sub>50</sub> (mm)                      | 0,382                                 | 0,358 | 0,328   | 0,289    | 0,238322 | 0,0750   | 0,006298 | 0,002061 | 0,001035 | 0,000674 | 0,000481 |
| D <sub>60</sub> (mm)                      | 0,424                                 | 0,405 | 0,381   | 0,351    | 0,309868 | 0,250    | 0,075    | 0,009251 | 0,002842 | 0,001415 | 0,000881 |
| C <sub>u</sub>                            | 2,617                                 | 6,009 | 794,466 | 2292,792 | ---      | ---      | ---      | ---      | ---      | ---      | ---      |
| C <sub>c</sub>                            | 1,267                                 | 2,515 | 187,598 | 104,830  | ---      | ---      | ---      | ---      | ---      | ---      | ---      |
| LL (%)                                    | ---                                   | 18,10 | 29,44   | 37,45    | 46,81    | 88,54    | 112,80   | 119,08   | 124,21   | 129,66   | 168,11   |
| PL (%)                                    | ---                                   | 16,52 | 17,28   | 17,95    | 20,94    | 34,71    | 42,75    | 48,52    | 52,78    | 54,44    | 65,28    |
| PI (%)                                    | ---                                   | 1,58  | 12,16   | 19,50    | 25,87    | 53,83    | 70,05    | 70,56    | 71,43    | 75,22    | 102,83   |
| Zemin Sınıfı                              | SP                                    | SP-SC | SC      | SC       | SC       | CH       | CH       | CH       | CH       | CH       | CH       |
| Maksimum KBHA (kN/m <sup>3</sup> )        | 20,53                                 | 20,46 | 18,7    | 17,87    | 16,1     | 15,3     | 13,58    | 13,08    | 11,82    | 12,11    | 10,41    |
| Optimum su içeriği (w <sub>opt</sub> , %) | 13                                    | 11,54 | 14,03   | 17,08    | 20,75    | 23,1     | 24,43    | 31,88    | 34       | 40,2     | 41,3     |

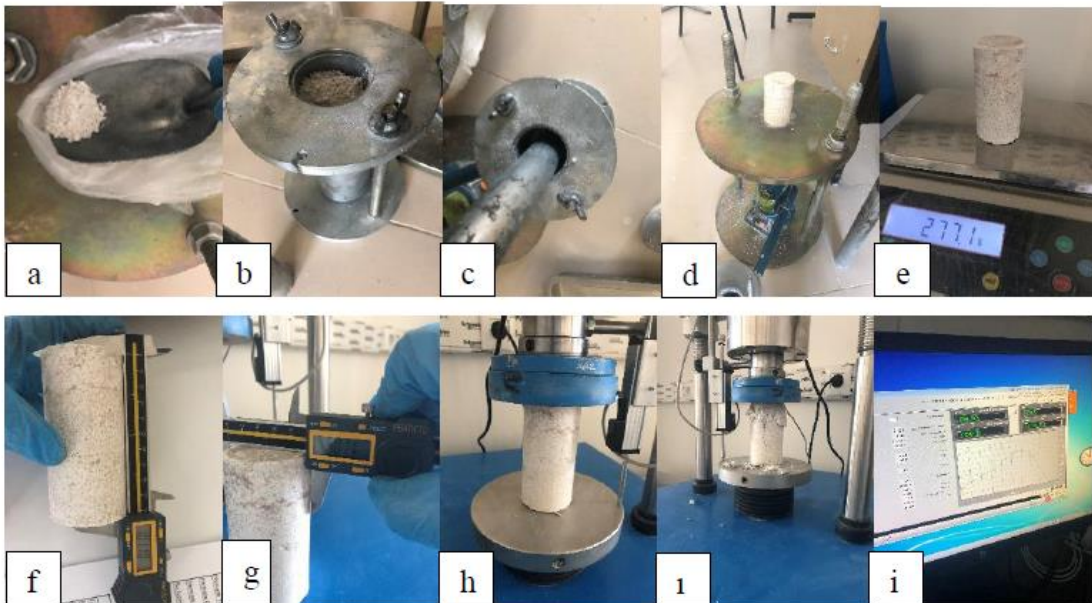


Tablo 1’de karışım oranları verilen bentonit kili ile kumun tane çapı dağılım eğrileri Şekil 2’de gösterilmektedir. Tane çapı dağılımı eğrilerinin elde edilmesi amacıyla bentonit kilinde hidrometre analizi gerçekleştirilirken, kum örnek için ise elek analizi yapılmıştır. Şekil 2’de verilen tane çapı dağılım eğrisinden de görüleceği üzere, %100 kumdan %70Kum-%30 Bentonit karışımına kadar olan karışımların  $D_{10}$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{50}$  ve  $D_{60}$  değerleri bulunabilmektedir. %40 Kum-%60 Bentonit ve daha fazla bentonit içeren karışımları için  $D_{10}$  değeri hesaplanamamıştır. Bu nedenle, karışımdaki bentonit oranı %40’dan daha fazla olduğunda hidrometre deneyi ile yapılan en küçük tane çapı ölçümü 0.0001 mm olduğundan dolayı geri kalan 7 karışım için zeminlerin üniformluk katsayısı ( $C_u$ ) ve eğrilik katsayısı ( $C_c$ ) hesaplanamamıştır.



Şekil 2. Karışımların Tane Çapı Dağılım Eğrileri

Serbest basınç deneyi, çevre basıncına ihtiyaç duymayan bir zemin numunesinin aksel yük altında gösterdiği davranışı incelemek amacıyla yapılmaktadır. Tüm deneyler ASTM D-2166-00, standardına uygun olarak yapılmıştır. Bu deney sonucunda kohezyonlu zeminlerin serbest basınç mukavemeti ( $q_u$ ) değeri ve drenajsız kayma mukavemeti ( $c_u$ ) değeri elde edilmiştir. Serbest basınç deneyleri optimum su içeriğinin yanı sıra optimum+2 ve



Şekil 3. Serbest Basınç Deney Aşamaları

optimum-2 su içeriklerinde de gerçekleştirilmiştir. İlk olarak etüvde 24 saat kurutulmuş örnekler gerekli miktarda tartılarak kuru şekilde homojen hale gelene kadar karıştırılmıştır. Daha sonra her bir karışım için standart proktor deneyi sonucunda elde edilen optimum su muhtevaları hesaplanmış ve gerekli su, karışıma konularak, suyun homojen bir şekilde dağılması sağlanana kadar karıştırılmaya devam edilmiştir (Şekil 3a). Hazırlanan numuneler üç katman olacak şekilde iç çapı 50 mm olan kalıpta kompaksiyona tabi tutulmuştur (Şekil 3b). Kriko yardımı ile çıkarılan sıkıştırılmış numune tartılıp not edilmiştir (Şekil 3c ve 3d). Numunenin çapı ve boyu kumpas yardımı ile ölçülüp not edilmiştir (Şekil 3f ve 3g). Bu veriler ışığında serbest basınç ölçümü için numune deney aletine yerleştirilmiştir (Şekil 3h ve 3i). Deney aleti tam otomatik olup bilgisayar kontrollüdür (Şekil 3i). Numune bilgileri programa işlenmiştir. Test ekranı açılıp deney başlatılmıştır. Deney sırasında uygulanan yükte beraber numunede ilk başta çatlaklar sonrasında çatlaklar meydana gelmiştir. Deneyin hassas sonuçlara ulaşabilmesi için her karışım için en az 3 kez tekrarlanmıştır. Serbest basınç deneyi ilk önce optimum su muhtevalarında ardından optimum+2 su muhtevalarında ve optimum-2 su muhtevalarında olmak üzere 3 farklı su içeriğinde, 10 farklı karışım için deneyler tekrar edilmiştir. Böylece her bir karışım için 3 farklı su içeriğinde en az 3 deney olmak üzere toplam 90 serbest basınç deneyi yapılmıştır.

## DENEYSEL SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

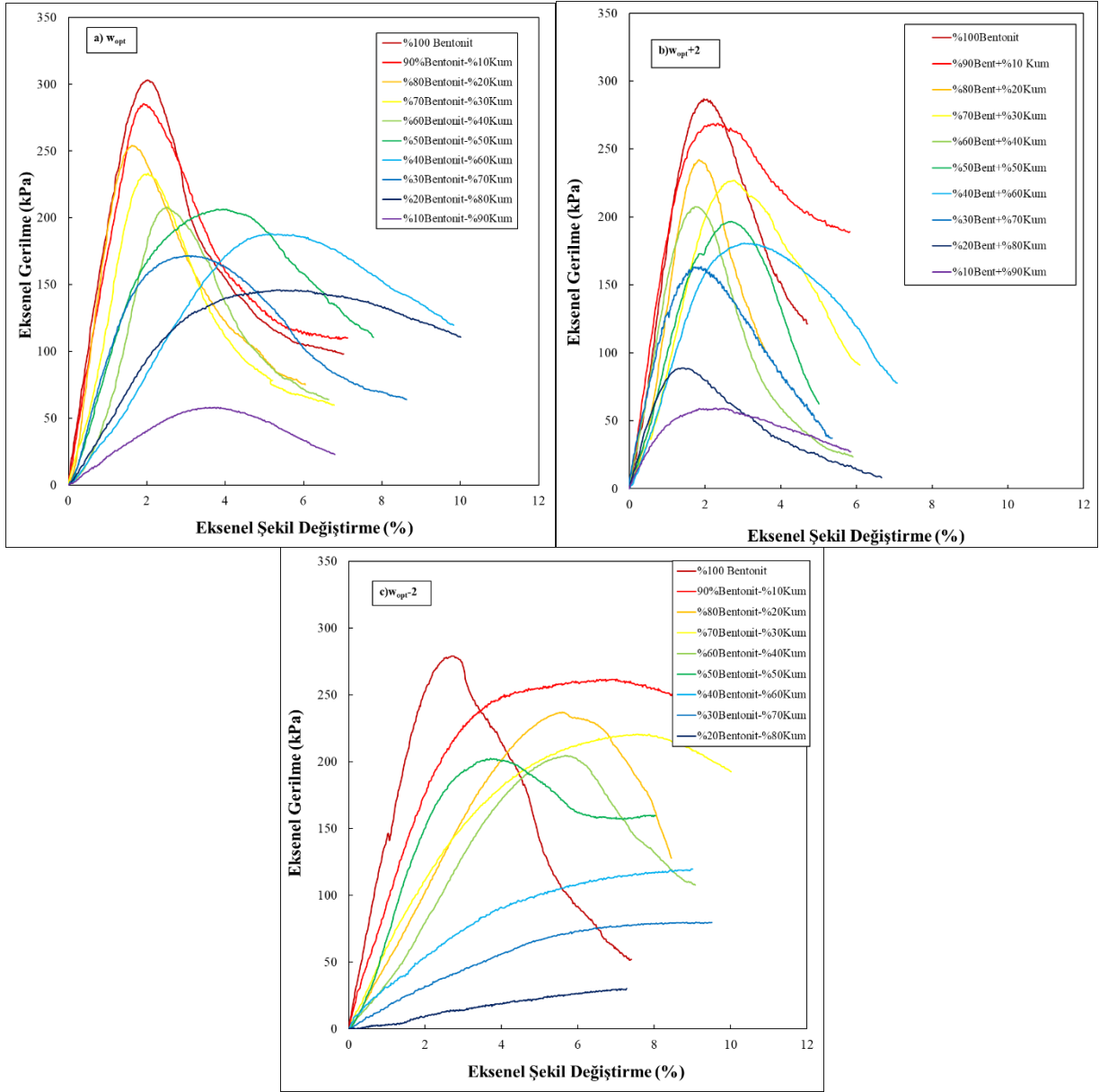
### *Bentonit-Kum Karışımlarının Serbest Basınç Mukavemeti*

Yapılan çalışmada %100 bentonitten %10 bentonit-%90kum karışımına kadar olan 10 karışım için optimum su içeriği, optimum+2 su içeriği ve optimum-2 su içeriği kullanılarak hazırlanan karışımlardaki eksenel gerilme eksenel şekil değiştirme grafiği sırası ile Şekil 4a, 4b ve 4c'de verilmiştir. Şekil 4a'da gösterilen optimum su içeriğinde hazırlanan karışımlar üzerinde yapılan serbest basınç deneyi sonucunda, gerilme şekil değiştirme grafikleri incelendiğinde %100 Bentonitten, %60Bentonit-%40Kum karışımına kadar yüksek eksenel gerilme değerleri düşük eksenel deformasyon seviyelerinde elde edilmiştir. %100 Bentonit için serbest basınç mukavemeti 303.207 kPa %2.02 eksenel deformasyon seviyesinde elde edilmiştir. %60Bentonit-%40Kum karışımında 207.79 kPa'lık serbest basınç mukavemeti %2.505 deformasyon seviyesinde ulaşılmıştır. Daha sonra artan kum miktarı ile bentonit-kum karışımlarının, ortalama tane çapı değerleri artış bu durumda gerilme deformasyon davranışı değişmiştir. Örneğin %50Bentonit-%50kum karışımı için elde edilen serbest basınç mukavemeti, %60Bentonit-%40Kum karışımından sadece 1 kPa daha az olarak 206.49 kPa'ya düşmüştür. Ancak bu gerilmeye karşılık gelen deformasyon seviyesi ise %3.943 olarak hesaplanmıştır. Bu durum deformasyon seviyesinin 1.57 kat artmış olduğunu göstermektedir. Şekil 4b'de  $[w_{opt}+2]$  su içeriğinde elde edilen deney sonuçlarına bakıldığında, optimum su içeriğinden elde edilen serbest basınç mukavemeti değerlerinden daha düşük olduğu net bir şekilde görülmektedir. Aynı karışım oranlarında daha fazla su içeriğine sahip olmaları durumunda mukavemetlerinde dayanım kaybı meydana gelmiştir. Şekil 4c'de standart proktor eğrisinde kuru taraf olarak adlandırılan kısma denk gelen  $[w_{opt}-2]$  su içerikleri kullanılarak elde edilen gerilme-şekil değiştirme grafikleri sunulmuştur. Şekil 4c'de elde edilen serbest basınç mukavemetleri hem optimum su içeriği hem de  $[w_{opt}+2]$  su içeriğinde elde edilen karışımlardan çok daha düşük seviyededir. Örneğin %90Bentonit-%10Kum karışımı her üç su içeriği için de incelenirse sırası ile serbest basınç mukavemetleri sırası ile 285.26 kPa, 268.95 kPa ve 261.82 kPa'dır. Çalışmada bentonit kili yüksek plastisiteye sahip olduğundan dolayı %10Bentonit-%90Kum karışımlarında,  $w_{opt}$  ve  $[w_{opt}+2]$  değerlerinde serbest basınç örnekleri elde edilmiş ve deneyler yapılmıştır. Bu deneylerde serbest basınç mukavemetleri sırası ile 58.05 ve 51.77 kPa olurken,  $[w_{opt}-2]$  su içeriğinde bu deney gerçekleştirilememiştir.

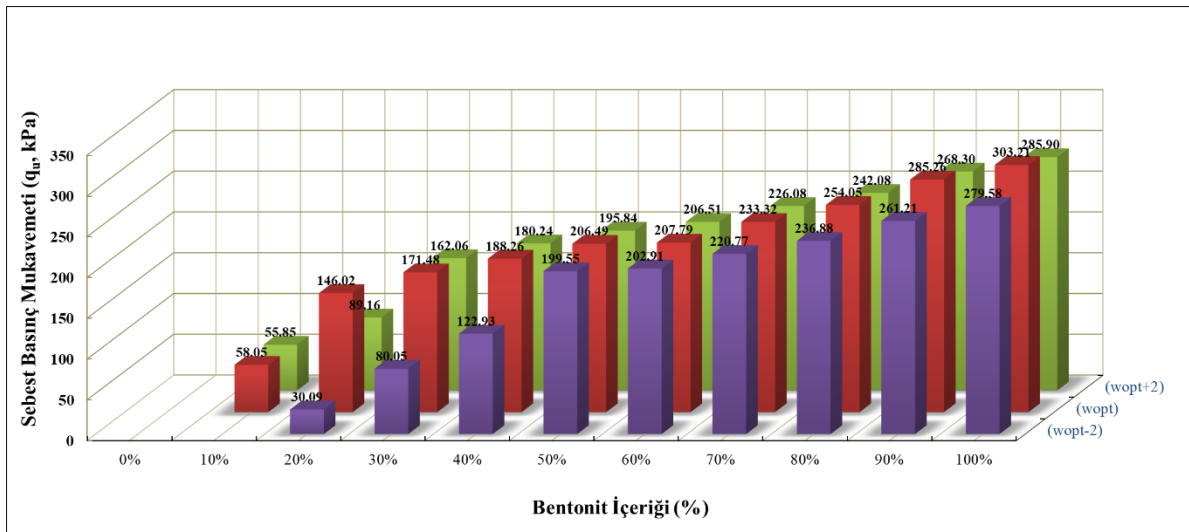
Şekil 5'de, üç farklı su içeriği için, serbest basınç deneyi sonucunda Şekil 4'de gerilme şekil değiştirme ilişkisi elde edilen grafikler kullanılarak her bir su içeriğinde 10 karışıma ait ortalama serbest basınç mukavemeti değerlerinin bentonit içeriğine bağlı değişimi gösterilmiştir. Elde edilen sonuçlar incelendiğinde her üç su içeriği için karışımlardaki en büyük serbest basınç mukavemeti ( $q_u$ ) optimum su içeriklerinde meydana gelmiştir. Bunun yanı sıra, optimum su içeriğinin ıslak tarafında olan karışımların  $q_u$  değerleri, optimum su içeriğinin kuru tarafına kıyasla çok daha küçüktür. Tüm karışımlar içerisinde en düşük karışımların  $q_u$  değeri 30.09 kPa ile  $[w_{opt}-2]$  su içeriğinde ve %20Bentonit-%80Kum karışımında meydana gelmiştir.  $[w_{opt}-2]$  su içeriğinde, %10Bentonit-%90Kum karışımında serbest basınç mukavemeti elde edilememiştir.

### *Secant Modülü ile Zemin Özellikleri İlişkisi*

Her bir karışım için en az 3 adet serbest basınç deneyi gerçekleştirilmiş ve Şekil 1'de detayı verilen metodoloji ile her bir deney için drenajsız sekant modülü ( $E_{50}$ ) elde edilmiştir. İlk olarak Şekil 6'da her bir karışım için ortalaması

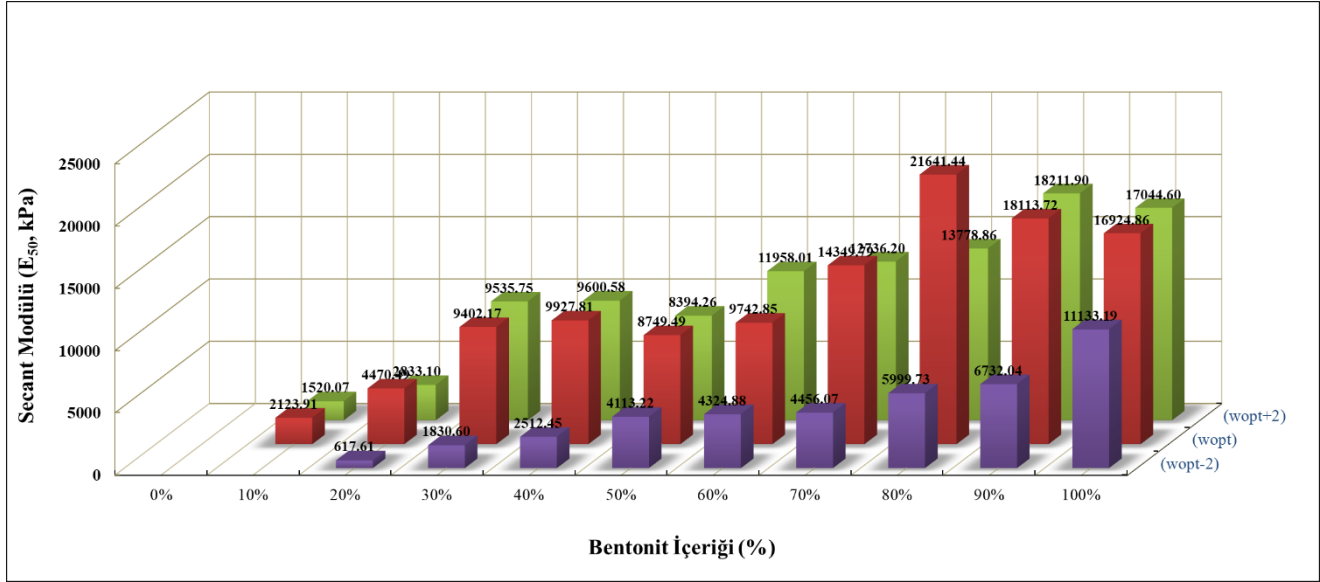


Şekil 4. Bentonit-Kum Karışımları İçin Gerilme-Şekil Değişirme Grafikleri a. Optimum Su İçeriği ( $w_{opt}$ ) b. ( $w_{opt}+2$ ) Su İçeriği c. ( $w_{opt}-2$ ) Su İçeriği



Şekil 5. Serbest Basınç Mukavemetinin Bentonit İçeriği ile Değişimi

alınmış Sekant modüllerinin  $w_{opt}$ ,  $w_{opt+2}$  ve  $w_{opt-2}$  su içerikleri için bentonit içeriğine bağlı değişimi incelenmiştir. Genel olarak her üç su içeriği içinde, artan bentonit içeriği ile birlikte sekant modülleri de artmıştır. Şekil 6'dan da görüleceği üzere en büyük sekant modülü değerleri optimum su içeriğinde hazırlanan serbest basınç deneylerinde elde edilmiştir. En büyük sekant modülü optimum su içeriğinde, 21641.4 kPa ile %80Bentonit-%20Kum karışımında elde edilirken, en düşük sekant modülü ise  $w_{opt-2}$  su içeriğinde ve %20Bentonit-%80Kum karışımında, 617.61 kPa olarak bulunmuştur.



Şekil 6. Sekant Modülünün Bentonit İçeriği ile Değişimi

Gerilme-şekil değiştirme davranışı, özellikle de numunelerin rijitliği hakkında ek bilgi elde etmek için, Şekil 6'daki serbest basınç mukavemeti ve sekant modülü arasındaki ilişkiler  $w_{opt}$ ,  $w_{opt+2}$  ve  $w_{opt-2}$  su içeriklerinde elde edilmiştir. Şekil 7'nin başlangıç kısmında yer alan çok düşük mukavemete ve sekant modülüne sahip zeminler genelde %10 Bentonit-%90Kum ve +20Bentonit-%80Kum karışımlarıdır. Bu çalışmada  $w_{opt}$ ,  $w_{opt+2}$  ve  $w_{opt-2}$  su içerikleri için sekant modülü ile serbest basınç mukavemeti arasında sırası ile aşağıdaki denklemler elde edilmiştir.

$$q_u = 0.01 \times E_{50} + 96.791 \quad (w_{opt}) \quad (2)$$

$$q_u = 0.0257 \times E_{50} + 67.762 \quad (w_{opt-2}) \quad (3)$$

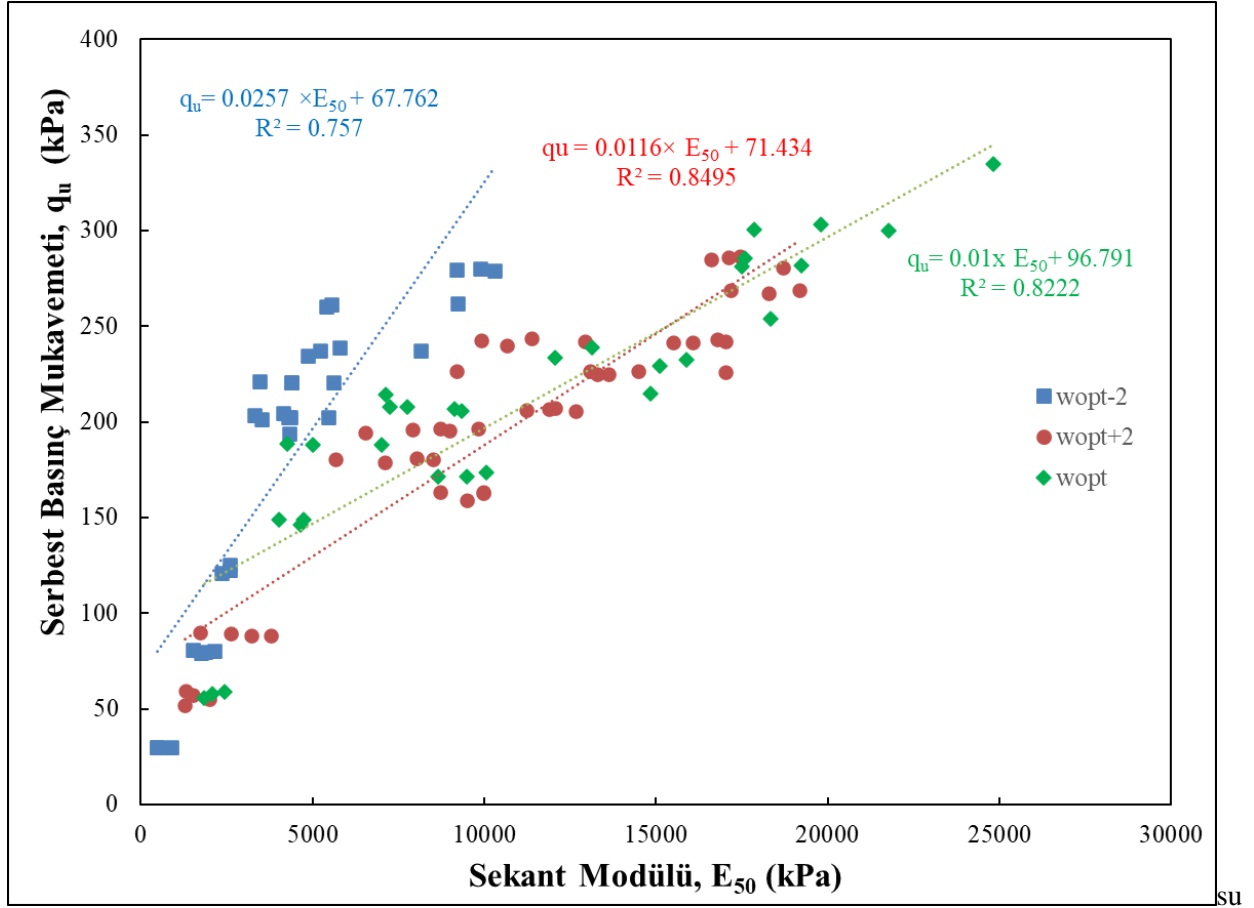
$$q_u = 0.0116 \times E_{50} + 71.434 \quad (w_{opt+2}) \quad (4)$$

Şekil 7 incelendiğinde, optimum su içeriğinde %100 ve %90 gibi yüksek bentonit oranına sahip karışımlarda elde edilen serbest basınç mukavemeti ve bunlara karşılık gelen sekant modülleri de yüksektir. Benzer sonuçlar literatürde de elde edilmiştir (Sezer vd., 2017).

### Bentonit-Kum Karışımlarında Enerji Sönümlenme Kapasitesinin Belirlenmesi

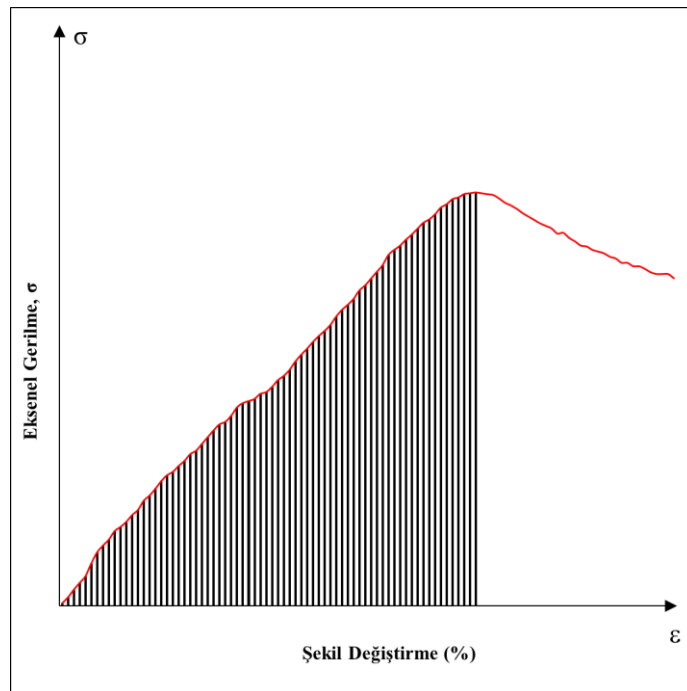
Farklı su içeriklerinde ve farklı bentonit oranlarında Bentonit-Kum karışımlarının enerji sönümlenme kapasitesi (EAC) elde edilmiştir. EAC değeri, bir zemin numunesinin tokluğunu gösteren bentonit-kum karışımlarının gerilme-şekil değiştirme eğrisi altındaki alan dikkate alınarak hesaplanmıştır (Cabalar ve Alosman, 2021). Şekil 8, EAC'yi hesaplamak için kullanılan farklı şekil değiştirme oranlarında serbest basınç deneyinden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrisinin tipik temsili diyagramını göstermektedir. Şekil 8'de başlangıç noktasından, en büyük aksel gerilmeye karşılık gelen şekil değiştirme değerine kadar olan kısmın altında kalan alan enerji sönümlenme kapasitesi olarak ifade edilmektedir. Üç farklı su içeriği için, bentonit içeriği ile enerji sönümlenme kapasitesinin değişimi Şekil 9'da gösterilmiştir. Elde edilen sonuçlar bentonit içeriği ile enerji sönümlenme kapasitesi arasında düzgün bir artış yada azalış ilişkisinin elde edilemediğini göstermektedir. Bentonit-kum karışımlarındaki en yüksek enerji sönümlenme kapasitesinin  $[w_{opt-2}]$  su içeriğinde elde edildiğini göstermiştir. Örneğin en yüksek enerji sönümlenme kapasitesi 1135.80 kJ ile %90Bentonit-%10Kum karışımında meydana gelmiştir. Genel olarak karışımların  $[w_{opt-2}]$  su içeriklerinde daha sünek davranış göstermelerinden dolayı daha büyük şekil değiştirme değerlerinde maksimum serbest basınç dayanımlarına ulaşmışlardır. Bu durum da, Şekil 8'de gösterilen alanın artmasına neden olmuştur. Örneğin maksimum enerji sönümlenme kapasitesine sahip  $[w_{opt-2}]$



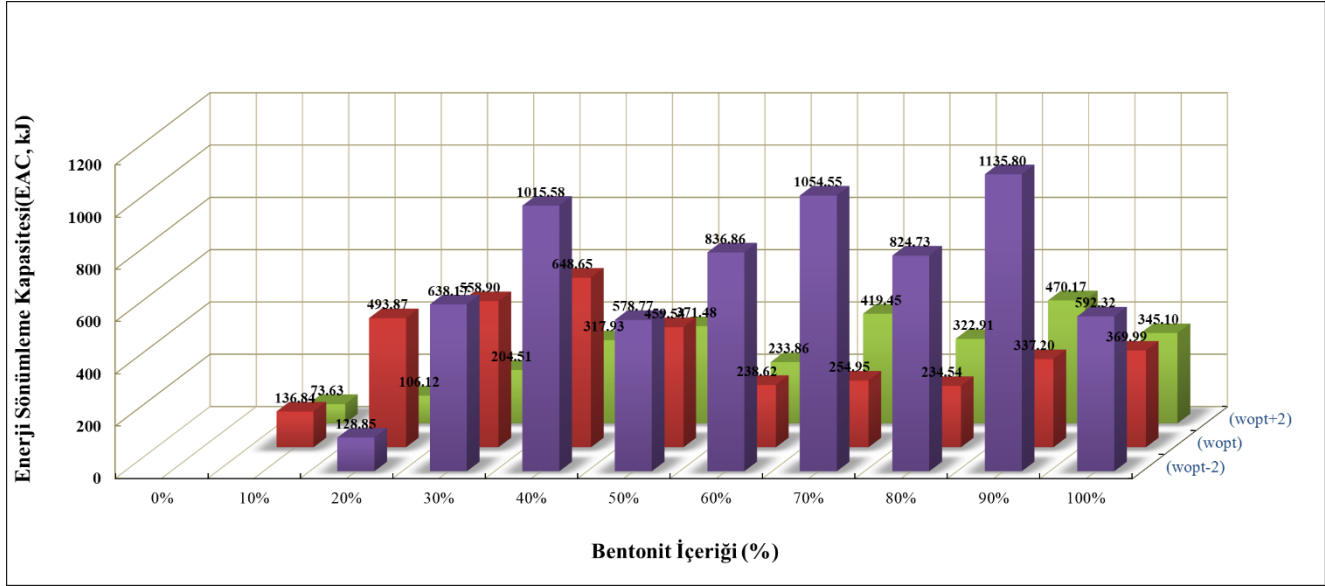


Şekil 7. Sekant Modülünün ile Serbest Basınç Mukavemeti İlişkisi

içeriğindeki %90Bentonit-%10Kum karışımı için  $\varepsilon_{50} = \%2.40$  değerleri ortalama olarak bulunmuştur. Aynı karışımın optimum su içeriğindeki  $\varepsilon_{50} = \%0.79$ 'dur. Bu durumda altında kalan alan çok daha az olduğu için enerji sönümleme kapasitesi daha da azalmıştır.



Şekil 8. UCS Testini Kullanarak EAC'yi Hesaplamak için Tipik Bir Gerilme-Şekil Değişirme Diyagramı



Şekil 9. Enerji Sönümlenme Kapasitesinin Bentonit İçeriği ile Değişimi

## SONUÇLAR

Bu çalışmada yüksek plastisiteye sahip bentonit kili ile kum, ağırlıkça %0'dan %100'e kadar, %10 artış oranında karıştırılarak 11 karışım elde edilmiştir. Elde edilen karışımlar üzerinde likit limit, plastik limit, standart proktor ve serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir. Daha sonra standart proktor deneylerinden elde edilen optimum su içeriği ve maksimum kuru birim hacim ağırlık değerleri kullanılarak serbest basınç numuneleri hazırlanmıştır. Ancak serbest basınç örnekleri sadece optimum koşullarda değil, aynı zamanda optimum su içeriğinin hem ıslak hem de kuru tarafında olmak üzere toplam 3 farklı su içeriğinde serbest basınç örnekleri hazırlanmıştır. Daha sonra serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir. Elde edilen sonuçlar aşağıdaki şekilde özetlenebilir.

- Her üç su içeriğinde 11 karışım için gerilme şekil değiştirme grafikleri elde edilmiştir. En büyük eksenel gerilme değerleri optimum su içeriğine sahip zeminlerde elde edilmiştir. %100 bentonit için serbest basınç mukavemeti 303.207 kPa olarak bulunmuştur. Optimum su içeriğinde %10bentonit-%90kum için serbest basınç dayanımı 58.05 kPa olarak bulunmuştur.
- Deneysel sonuçlar, optimum su içeriğinin ıslak tarafında olan karışımların  $q_u$  değerlerinin, optimum su içeriğinin kuru tarafına kıyasla çok daha küçük olduğunu göstermektedir. Örneğin, %40Bentonit-%60 kum karışımı için  $[w_{opt}+2]$  ve  $[w_{opt}-2]$  su içeriklerinde serbest basınç mukavemeti sırası ile 180.24 kPa ve 122.93 kPa'dır.
- Aynı karışımlar üzerinde artan su içeriği ile beraber serbest basınç mukavemetine karşılık gelen şekil değiştirme değerlerinin de arttığı gözlemlenmiştir.
- Her üç su içeriğinde ayrıca, her bir deney için drenajsız sekant modülü ( $E_{50}$ ) elde edilmiştir. Genel olarak her üç su içeriği içinde, artan bentonit içeriği ile birlikte sekant modülleri de artmıştır. Sekant modülünü maksimum değeri optimum su içeriğinde, 21641.4 kPa ile %80bentonit-%20Kum karışımında elde edilmiştir. En düşük Sekant modülü ise optimum su içeriğinin kuru tarafında %20Bentonit-%80Kum karışımında sadece 617.61 kPa olarak bulunmuştur.
- Çalışma kapsamında bentonit kum karışımlarının serbest basınç mukavemeti ile Sekant modülleri arasında su içeriklerine bağlı olarak doğrusal denklemler elde edilmiştir. Denklemlerin regresyon katsayıları 0.76 ile 0.85 arasında değişim göstermiştir.
- Ayrıca, bentonit kum karışımlarının enerji sönümlenme kapasiteleri de belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlar bentonit içeriği ile enerji sönümlenme kapasitesi arasında düzgün bir artış ya da azalış ilişkisinin elde edilemediğini göstermektedir. Bunun temel sebeplerinden birisi de, karışımların su içeriklerinde değişim gerilme şekil değiştirme davranışlarını değiştirmiş olmasıdır. Su içeriğindeki artış serbest basınç mukavemetini azaltmasına rağmen,  $q_u$ 'ya karşılık gelen şekil değiştirme değerini arttırmıştır.

## KAYNAKLAR

- Aslan, Y. (2022). Stabilizasyonda Kireç ve Tüflerin Birlikte Kullanımının Bentonitin Dayanımına Etkisi. *Kahramanmaraş Sütçü İmam Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi*, 25(3), 356-369. <https://doi.org/10.17780/ksujes.1118925>.
- ASTM D 2166-00. (2003). Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil. In: Annual book ASTM standards, West Conshohocken, vol. 04.08; 2003. p. 201–6.
- Atkinson J., (2007). The mechanics of soils and foundations, CRC Press, 2007.
- Bjerrum L., (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clays, State of the art report, Session 4, Proc. VIII ICSMFE, Moscow, 1973, Vol. 3.
- Bjerrum L. (1972). Embankments on soft ground. In: Proceedings of the ASCE special conf on performance of earth and earth-supported structures, vol. II. Purdue University; 1972. p. 81–118.
- Burland J.B., (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays, *Géotechnique*, 1990, 40(3), 329–378.
- Cabalar A.F., & Alosman, S. O., (2021). Influence of rock powder on the behaviour of an organic soil. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. 80:8665–8676. <https://doi.org/10.1007/s10064-021-02457-2>
- Davies TG, Budhu M. (1986). Non-linear analysis of laterally loaded piles in heavily over consolidated clays. *Geotechnique* 1986;36(4):527–38.
- Güven, B., Günek, Ş., & Kurt Albayrak, Z. N. (2023). Kilin Mukavemeti Ve Donma-Çözülme Sonrası Mukavemeti Üzerinde Biyopolimer Ve Lif Katkısının Ortak Etkisinin Araştırılması. *Kahramanmaraş Sütçü İmam Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi*, 26(4), 951-961. <https://doi.org/10.17780/ksujes.1328845>
- Head K.H., (1986). Manual of soil laboratory testing, Pentech Press, (Vol. 3), London.
- Houlsby G.T., Wroth C.P., (1991). The variation of shear modulus of a clay with pressure and overconsolidation ratio, *Soils and Foundations*, 1991, 31(3), 138–143.
- Holtz RD, Kovacs WD. (1981). An Introduction to geotechnical engineering. New Jersey: Prentice Hall; 1981. p. 733.
- Jamiolkowski M., Lancellotta R., Wolski W. (1983). Precompression and Speeding-up Consolidation. S.O.A. and General Report, VIII ECSMFE, Helsinki.
- Jardine R.J., Symes M.J., Burland J.B., (1984). The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus, *Géotechnique*, 1984, 34(3), 323–340.
- Karakan, E. (2023). Flow index-liquid limit relationship by fall-cone tests in clay-sand mixtures. *Engineering Science and Technology, an International Journal*, 41, 101405.
- Karakan, E. (2023). Influence of clay mineralogy on undrained shear strength using Fall cone test. *Građevinar*, 75(07.), 641-652.
- Karakan, E. (2022). Relationships among plasticity, clay fraction and activity of clay–sand mixtures. *Arabian Journal of Geosciences*, 15(4), 334
- Karakan, E., & Demir, S. (2020). Observations and findings on mechanical and plasticity behavior of sand-clay mixtures. *Arabian Journal of Geosciences*, 13, 1-20.
- Karakan, E., Shimobe, S., & Sezer, A. (2020). Effect of clay fraction and mineralogy on fall cone results of clay–sand mixtures. *Engineering Geology*, 279, 105887.
- Karakan, E. (2018). Factors effecting the shear strength of geotextile reinforced compacted clays. *Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Fen ve Mühendislik Dergisi*, 20(60), 725-742.
- Karakan, E., & Demir, S. (2018). Effect of fines content and plasticity on undrained shear strength of quartz-clay mixtures. *Arabian Journal of Geosciences*, 11, 1-12.
- Kenney TC. (1976). Formation and geotechnical characteristics of glacial-lake varved soils. Bjerrum memorial volume, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo; 1976. p. 15–39.

- Ladd C.C., Foott R., (1974). New design procedure for stability of soft clays, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1974, 100(7), 763–786.
- Leonards GA. (1962). *Foundation engineering*. New York: McGraw-Hill Book Company; 1962. p. 1136.
- Lunne T., Berre T., Andersen K.H., Strandvik S., Sjursen H., (2006). Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine Norwegian clays, *Can. Geotechnical J.*, 2006, 43, 726–750.
- Masaki, K., & Terashi, M. (2013). *The deep mixing method*, CRC Press.
- Osterman J. (1960). Notes on the shearing resistance of soft clays. *ACTA Polytech Scand* 1960; 2:1–22.
- PKN-CEN ISO/TS 17892:2009. *Geotechnical investigation and testing. Laboratory testing of soil*.
- Roscoe K., Burland J.B., (1968). *On the generalized stress-strain behaviour of wet clay*, Cambridge University Press, 1968, 535–609.
- Sezer, A., Tanrıncı, N., & Adamcı, Y. E. (2017). Mechanical Behavior Of Fly Ash Or Cement Stabilized Sand-Bentonite Mixtures Exposed To Freeze-Thaw Action. *Anadolu University Journal of Science and Technology A - Applied Sciences and Engineering*, 18(5), 1008-1017. <https://doi.org/10.18038/aubtda.332155>
- Shimobe, S., Karakan, E., & Sezer, A. (2021). Improved dataset for establishing novel relationships between compaction characteristics and physical properties of soils. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 80(11), 8633-8663.
- Skempton AW, Bjerrum LA. (1957). Contribution to the settlement analysis of foundations on clay. *Geotechnique* 1957;7:168–78.
- Stróżyk J., Tankiewicz M., (2014). The Undrained Shear Strength of Overconsolidated Clays, *Procedia Engineering*, 2014, 91,317–321.
- Terzaghi K, Peck RB, Mesri G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. 3d ed. New York: John Wiley and Sons; 1996. p. 512.
- Whittle A.J., Kavvas M.J., (1994). Formulation of MIT-E3 constitutive model for overconsolidated clays, *Journal of Geotechnical Engineering*, 1994, 120(1), 173–198.