



**FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜLERİ
ORTAK YÜKSEK LİSANS PROGRAMI**



YÜKSEK LİSANS TEZİ

Ercan Egemen BAŞAR

**GEOSENTETİK DONATILI ZEMİNLERİN ÜÇ
EKSENLİ DAYANIMININ İNCELENMESİ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

OSMANİYE – 2017

**T.C.
OSMANIYE KORKUT ATA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**GEOSENTETİK DONATILI ZEMİNLERİN ÜÇ EKSENLİ
DAYANIMININ İNCELENMESİ**

Ercan Egemen BAŞAR

**İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ
ANABİLİM DALI**

**OSMANIYE
Ocak-2017**

TEZ ONAYI

GEOSENTETİK DONATILI ZEMİNLERİN ÜÇ EKSENLİ DAYANIMININ İNCELENMESİ

Ercan Egemen BAŞAR tarafından Prof. Dr. CaferKAYADELEN danışmanlığında Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü **İnşaat Mühendisliği** Anabilim Dalı'nda hazırlanan bu çalışma aşağıda imzaları bulunan jüri üyeleri tarafından oy birliği/çokluğu ile **Yüksek Lisans Tezi** olarak kabul edilmiştir.

Danışman: Prof. Dr. Cafer KAYADELEN
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, OKÜ

Üye: Prof. Dr. Hanifi ÇANAKCI
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Gaziantep Üni.

Üye: Doç. Dr. Murat ÖRNEK
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İSTE

Yukarıdaki jüri kararı Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun/...../..... tarih ve /.....sayılı kararı ile onaylanmıştır.

Prof. Dr. A. Ali GÜRTEN
Enstitü Müdürü, **Fen Bilimleri Enstitüsü**

Bu tezde kullanılan özgün bilgiler, şekil, çizelge ve fotoğraflardan kaynak göstermeden alıntı yapmak 5846 sayılı Fikir ve Sanat Eserleri Kanunu hükümlerine tabidir.

TEZ BİLDİRİMİ

Tez içindeki bütün bilgilerin etik davranış ve akademik kurallar çerçevesinde elde edilerek sunulduğunu, bu çalışma sonucunda elde edilmeyen her türlü bilgi ve ifade için ilgili kaynağa eksiksiz atıf yapıldığını ve bu tezin Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü tez yazım kurallarına uygun olarak hazırlandığını bildiririm.

Ercan Egemen BAŞAR



ÖZET

GEOSENTETİK DONATILI ZEMİNLERİN ÜÇ EKSENLİ DAYANIMININ İNCELENMESİ

ERCAN EGEMEN BAŞAR
Yüksek Lisans, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Danışman: Prof. Dr. Cafer KAYADELEN

Ocak 2017, 103 sayfa

Bu çalışmada öncelikli olarak zemin iyileştirme yöntemleri ile ilgili genel bir bilgi verilmiş, temel özellikler olarak geogridlerle benzer işleve sahip olan mikrogrid malzeme; geogridlerin üç eksenli basınç deneyi numune boyutlarına giremeyeceği düşünülerek üç eksenli basınç deneyine tabi tutulmuştur. Bu anlamda sahadan sondaj yoluyla örselenmemiş olarak getirilen ince daneli zeminin mikrogrid katkısıyla artış gösterecek olan mukavemet parametreleri incelenmiştir. Ayrıca mukavemet parametreleri, deviatör gerilme, birim deformasyon grafikleriyle ifade edilen tepe noktaları üzerinden, mikrogrid katkılı zemin, donatısız zemin ile karşılaştırılmıştır. Bu amaçla üç eksenli basınç dayanımı çalışması için 50*100 mm boyutlarında numuneler hazırlanmış, bu numuneler donatı konfigürasyonu olarak donatısız, tek, çift ve üç donatılı şekilde incelenmiş, yine bu numunelere 50, 100, 150, 200 kPa şeklinde hücre basıncı uygulanmıştır. Deneylerde biri 2 mm. gözenekli diğeri 4 mm. gözenekli olacak şekilde iki tip donatı kullanılmıştır. Buradaki amaç gözenek açıklığının, zemin mukavemetine olan etkisini belirlemek, donatısız, tek ve daha fazla dizilimdeki donatı konfigürasyonlarının birbirlerine göre olan dayanım farklarını grafik ve çizelgelerle açıklamak ve geogrid donatının tasarım parametreleri hakkında öncül bilgiye sahip olabilmenin önünü açmaktır.

Anahtar Kelimeler: Donatılı Zemin, Mikrogrid, Üç Eksenli Basınç Deneyi, Zemin İyileştirme

ABSTRACT

ANALYSES OF TRIAXIAL STRENGTH OF GEOSYNTETIC REINFORCED SOILS

Ercan Egemen BAŞAR
M.Sc., Department of Civil Engineering
Supervisor: Prof. Dr. Cafer KAYADELEN

January 2017, 103 pages

In this study; firstly general information was given about soil improvement methods. During the experiments, “microgrid material”, which has similar function with geogrids was used. This material is considered because of fitting the sample size of triaxial compression test. Respect to this, fine graded undisturbed soil is taken from site by borehole method. By microgrid inclusion, soil strength parameters would be increased; so that, microgrid inclusioned soil compared to unreinforced soil by peak points of deviator stress, axial deformation graphs. On this purpose 50*100 mm sized samples were prepared to do triaxial compression tests. Those samples configured by microgrid reinforcement such unreinforced, one, two and three layered. Cell pressure was given 50,100,150 and 200 kPa. For the experiments two different reinforcement were used, those are 2 mm and 4 mm aperture sized reinforcements. The main purpose is to explain and determine aperture size effect for soil strength parameters. And to compare unreinforced, one and more reinforcement configured soil, by graphs and charts. Also lead up the primary design parameters of geogrid reinforcement.

Key Words: Microgrid, Reinforced Soil, Soil Improvement, Triaxial Compression Test

TEŞEKKÜR

Eğitim ve öğretim hayatım boyunca hastalıkta sağlıkta desteğini benden esirgememiŐ, her türlü maddi manevi desteğini veren anneme, babama, anneanneme ve tüm aile bireylerinin hepsine ayrı ayrı teşekkür ederim. Bu tezin hazırlanmasında yardımlarını ve desteklerini esirgemeyen sayın danışman hocam Prof. Dr. Cafer KAYADELEN'e, deneylerimde yardımcı olan ArŐ. Gör. Gökhan ALTAY'a ve ArŐ. Gör. Yunus Ziya KAYA'ya, labaratuvar görevlisi Yakup BAKAR'a, sahadan zemin numunelerini elde etmeme yardımcı olan Yemen BEY'e ve emeği geçen herkese teşekkür ederim.

Ayrıca, ismi yukarıda bulunmayan ve benim bugünüme gelmemde yardımcı olan tüm hocalarıma sonsuz teŐekkürlerimi sunarım.

İÇİNDEKİLER

TEZ ONAYI	
TEZ BİLDİRİMİ	
ÖZET	i
ABSTRACT	ii
TEŞEKKÜR.....	iii
İÇİNDEKİLER	iv
ÇİZELGELER DİZİNİ	viii
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	ix
SİMGELER ve KISALTMALAR	xii
1. GİRİŞ	1
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR.....	6
2.1 Giriş	6
2.2 Zemin İyileştirme Yöntemleri.....	6
2.2.1 Yüzeysel Zemin İyileştirme Yöntemleri	8
2.2.1.1 Drenaj	8
2.2.1.2 Kompaksiyon.....	11
2.2.1.3 Çimento ile stabilizasyon.....	11
2.2.1.4 Kireç ile stabilizasyon	13
2.2.1.5 Kireç – uçucu kül ile stabilizasyon	14
2.2.1.6 Bitüm ile stabilizasyon	14
2.2.2 Derin Zemin İyileştirme Yöntemleri	14
2.2.2.1 Önyükleme	15
2.2.2.2 Kum drenleri.....	15
2.2.2.3 Prefabrik drenler	18
2.2.2.4 Vakumla su emme metodu	19
2.2.2.5 Dinamik Kompaksiyon Metodu	19
2.2.2.6 Vibro kompaksiyon metodu	21
2.2.2.7 Kompaksiyon Kazığı.....	23
2.2.2.8 Patlatma metodu	24
2.2.2.9 Taş kolonlar	26
2.2.2.10 Enjeksiyon teknikleri.....	28
2.2.2.11 Çatlatma enjeksiyonu (hydrofracture)	30
2.2.2.12 Sıkılama enjeksiyonu (kompaksiyon).....	30
2.2.2.13 Geçirimsizlik enjeksiyonu (permeasyon)	31
2.2.2.14 Jet grout	31

2.2.2.15	Derin karıştırma.....	36
2.2.2.16	Kireç kazıkları	36
2.2.2.17	Elektro - osmoz.....	37
2.2.2.18	Isıl İşlemler	38
2.2.2.19	Dondurma metodu	41
2.2.3	Diğer İyileştirme Yöntemleri.....	43
2.2.3.1	Mini kazıklar	43
2.2.3.2	Geosentetik malzemeler	44
2.2.3.3	Akıllı zeminler	46
2.3	Literatür Özeti.....	47
3.	MATERYAL VE METOD	51
3.1	Giriş	51
3.2	Deneysel Çalışmada Kullanılan Zemin Üzerinde Yapılan Deneyler.....	51
3.3	Mikrogrid Özellikleri	55
3.4	Deneysel Çalışma	56
4.	BULGULAR VE TARTIŞMA	59
4.1	Giriş	59
4.2	Deney Sonuçlarının Öncül Olarak Değerlendirilmesi	59
4.2.1	Donatısız Durumda, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği	60
4.2.2	2 mm Gözenek Açıklıklı Mikrogrid Donatının Kullanımıyla Tek Donatılı Zeminde, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği.....	61
4.2.3	2 mm Gözenek Açıklıklı Mikrogrid Donatının Kullanımıyla Çift Donatılı Zemin, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği	62
4.2.4	2 mm Gözenek Açıklıklı Mikrogrid Donatının Kullanımıyla Üç Donatılı Zemin, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği	63
4.2.5	50 kPa Hücre Basıncı, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği	64
4.2.6	100 kPa Hücre Basıncı, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği	65
4.2.7	150 kPa Hücre Basıncı, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği	66
4.2.8	200 kPa Hücre Basıncı, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği	67
4.2.9	4 mm Gözenek Açıklıklı Mikrogrid Donatının Kullanımıyla, Tek Donatılı Zemin, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği	68
4.2.10	4 mm Gözenek Açıklıklı Mikrogrid Donatının Kullanımıyla, Çift Donatılı Zemin, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği	69
4.2.11	4 mm Gözenek Açıklıklı Mikrogrid Donatının Kullanımıyla, Üç Donatılı Zemin, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği	70
4.2.12	50 kPa Hücre Basıncı, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği	71
4.2.13	100 kPa Hücre Basıncı, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği	72

4.2.14	150 kPa Hücre Basıncı, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği.....	73
4.2.15	200 kPa Hücre Basıncı, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği.....	74
4.2.16	50 kPa Hücre basıncına Maruz 2,4 mm Donatı Karşılaştırması Birinci Grafiği	75
4.2.17	50 kPa Hücre basıncına Maruz 2,4 mm Donatı Karşılaştırması İkinci Grafiği	76
4.2.18	100 kPa Hücre basıncına Maruz 2,4 mm Donatı Karşılaştırması Birinci Grafiği	77
4.2.19	100 kPa Hücre basıncına Maruz 2,4 mm Donatı Karşılaştırması İkinci Grafiği	78
4.2.20	150 kPa Hücre basıncına Maruz 2,4 mm Donatı Karşılaştırması Birinci Grafiği	79
4.2.21	150 kPa Hücre basıncına Maruz 2,4 mm Donatı Karşılaştırması İkinci Grafiği	80
4.2.22	200 kPa Hücre basıncına Maruz 2,4 mm Donatı Karşılaştırması Birinci Grafiği	81
4.2.23	200 kPa Hücre basıncına Maruz 2,4 mm Donatı Karşılaştırması İkinci Grafiği	82
4.2.24	Gerilme- Deformasyon Davranışı	82
4.2.25	Donatısız Zemin Mohr Dairesi Grafiği	84
4.2.26	2 mm Tek Donatılı Zemin Mohr Dairesi	84
4.2.27	2 mm Çift Donatılı Zemin Mohr Dairesi	85
4.2.28	2 mm Üç Donatılı Zemin Mohr Dairesi	85
4.2.29	4 mm Tek Donatılı Zemin Mohr Dairesi	86
4.2.30	4 mm Çift Donatılı Zemin Mohr Dairesi	87
4.2.31	4 mm Üç Donatılı Zemin Mohr Dairesi	87
4.2.32	Tüm Donatı Konfigürasyonlarının Kırılma Zarfları	88
4.3	Karşılaştırma Tabloları	88
4.3.1	Hücre Basıncına Bağlı 2 mm Gözenek Açıklıklı Donatı Mukavemet Oranı.....	89
4.3.2	Hücre Basıncına Bağlı 4 mm Gözenek Açıklıklı Donatı Mukavemet Oranı.....	90
4.3.3	Hücre Basıncına Bağlı 2 ve 4 mm Gözenek Açıklıklı Donatı Mukavemet Oranı Karşılaştırması	91
4.3.4	Donatı ve Hücre basıncının Pik Mukavemet oranına etkisi	92
4.3.5	Donatı Tipine Bağlı Kayma Mukavemeti ve İyileştirme Parametreleri	92
5.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER	95
5.1	Sonuçlar	95

5.2 Öneriler	96
KAYNAKLAR	98
ÖZGEÇMİŞ	102



ÇİZELGELER DİZİNİ

Çizelge 1.1 KGM şartnamesine göre dolgunun zayıf zemin sayılabilmesi için ilgili özellikler	1
Çizelge 2.1 Çimento miktarları [17]	13
Çizelge 2.2 Düşey drenlerde U-Tr bağıntısı [16].....	18
Çizelge 2.3 Dolgunun değerlendirme ölçütleri [22]	22
Çizelge 2.4 Kum ve sudaki (T.N.T.) yükü için k_1 ve μ_1 değerleri [23]	25
Çizelge 2.5 Kumdaki (T.N.T.) yükü için k_3 ve k_4 değerleri [23].....	26
Çizelge 2.6 Elektro-osmoz geçirgenlik katsayıları [27].....	38
Çizelge 2.7 Fonksiyonlarına göre geosentetik çeşitleri [30].....	46
Çizelge 2.8 Bio-enjeksiyon ve bio-geçirimsizlik uygulamalarının dayanım (σ), elastisite modülü (E50) ve permeabilite katsayısı (k) [31]	47
Çizelge 3.1 Zemin numunesi özellikleri	54
Çizelge 3.2 Mikrogrid özellikleri	56
Çizelge 4.1 2 mm gözenek açıklıklı donatı tepe noktası mukavemet oranı.....	89
Çizelge 4.2 4 mm gözenek açıklıklı donatı pik mukavemet oranı.....	90
Çizelge 4.3 2 ve 4 mm gözenek açıklıklı donatı tepe mukavemet oranının karşılaştırılması	91
Çizelge 4.4 Donatı konfigürasyonuna bağlı parametreler.....	93

ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil 1.1 Örnek gerilme-deformasyon eğrisi [17].....	4
Şekil 1.2 Mikrogrid donatı örneği [13]	5
Şekil 2.1 Dane boyutuna göre zemin iyileştirme metotları [14]	7
Şekil 2.2 Çevre drenler [16]	9
Şekil 2.3 Fransız dreni [16].....	9
Şekil 2.4 Köstebek dreni [16]	10
Şekil 2.5 Serbest basınç mukavemetinin çimento muhtevasına etkisi [18]	12
Şekil 2.6 Kum drenajsız ve kum drenajlı ön yüklemeler altındaki oturmaların–zaman eğrisi [17]	15
Şekil 2.7 Kum dreni yerleştirme işlemi [18].....	16
Şekil 2.8 Düşey drenlerin yerleştirilmesi, konsolidasyon yüzdesi zaman faktörünün fonksiyonu olarak Çizelge 2.2’den doğrudan okunabilir [16].....	17
Şekil 2.9 Vakum tekniği [14]	19
Şekil 2.10 Löslerin dinamik kompaksiyonu [21].....	21
Şekil 2.11 Dinamik kompaksiyon uygulaması [21].....	21
Şekil 2.12 Vibroflatasyon metodu [22].....	22
Şekil 2.13 Direk güç kompaksiyon metodu [16]	23
Şekil 2.14 Kompaksiyon kazığı metodu [16].....	24
Şekil 2.15 Taş kolonlar ile zemin iyileştirme (oturma azaltma faktörü) [22].....	27
Şekil 2.16 Yayılı yükler ve şerit temeller altındaki taş kolonlar [16]	28
Şekil 2.17 Enjeksiyon türleri [16]	30
Şekil 2.18 Çift akışkanlı jet grout uygulaması [18]	34
Şekil 2.19 Kireç kazıklarının düzenlenmesi [16].....	37
Şekil 2.20 Sıcaklığın plastisite indisi üzerindeki etkisi [5].....	39
Şekil 2.21 Termal işlemin mukavemete etkisi [16]	40
Şekil 2.22 Hareketli yeraltı suyunun donmaya etkisi [16].....	42
Şekil 2.23 Değişik donma metotları için süreler [16]	43
Şekil 2.24 Bio-enjeksiyon ve bio-geçirimsizlik yöntemleri prensibi [31]	47
Şekil 2.25 Mikrogrid donatı ile takviye edilmiş zeminin kesme yenilmesi [13].....	49

Şekil 3.1 Zemin İçin Dane Dağılımı Eğrisi.....	52
Şekil 3.2 Hidrometre Deney Düzeneği	52
Şekil 3.3 Deneylerde kullanılan zeminin plastisite kartındaki gösterimi.....	53
Şekil 3.4 Standart Proktor Deneyi Grafiği	55
Şekil 3.5 Solda 4 mm gözenek açıklıklı mikrogrid malzeme sağda 2 mm gözenek açıklıklı mikrogrid malzeme.....	56
Şekil 3.6 Donatı konfigürasyonlarını gösterir şekil	57
Şekil 3.7 Çalışmada kullanılan üç eksenli basınç deneyi aleti.....	58
Şekil 4.1 Kayma-Normal Gerilme Göçme Zarfı.....	59
Şekil 4.2 Farklı hücre basınçlarına maruz donatısız numunelerin gerilme deformasyon eğrileri	60
Şekil 4.3 Farklı hücre basınçlarına maruz, 2 mm gözenek açıklıklı tek donatılı numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri.....	61
Şekil 4.4 Farklı hücre basınçlarına maruz, 2 mm gözenek açıklıklı çift donatılı numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri.....	62
Şekil 4.5 Farklı hücre basınçlarına maruz, 2 mm gözenek açıklıklı üç donatılı numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri.....	63
Şekil 4.6 50 kPa hücre basıncı altında, farklı sayıda donatı dizilimine sahip numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri.....	64
Şekil 4.7 100 kPa hücre basıncı altında, farklı sayıda donatı dizilimine sahip numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri.....	65
Şekil 4.8 150 kPa hücre basıncı altında, farklı sayıda donatı dizilimine sahip numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri.....	66
Şekil 4.9 200 kPa hücre basıncı altında, farklı sayıda donatı dizilimine sahip numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri.....	67
Şekil 4.10 Farklı hücre basınçlarına maruz, 4 mm gözenek açıklıklı tek donatılı numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri.....	68
Şekil 4.11 Farklı hücre basınçlarına maruz, 4 mm gözenek açıklıklı çift donatılı numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri.....	69
Şekil 4.12 Farklı hücre basınçlarına maruz, 4 mm gözenek açıklıklı üç donatılı numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri.....	70
Şekil 4.13 50 kPa hücre basıncı altında, farklı sayıda donatı dizilimine sahip numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri.....	71

Şekil 4.14 100 kPa hücre basıncı altında, farklı sayıda donatı dizilimine sahip numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri	72
Şekil 4.15 150 kPa hücre basıncı altında, farklı sayıda donatı dizilimine sahip numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri	73
Şekil 4.16 200 kPa hücre basıncı altında, farklı sayıda donatı dizilimine sahip numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri	74
Şekil 4.17 50 kPa hücre basıncı altında, farklı gözenek açıklığı ve dizilime sahip donatıların gerilme deformasyon karşılaştırma grafiği	75
Şekil 4.18 50 kPa hücre basıncı altında, farklı gözenek açıklığı ve dizilime sahip donatıların gerilme deformasyon karşılaştırma grafiği	76
Şekil 4.19 100 kPa hücre basıncı altında, farklı gözenek açıklığı ve dizilime sahip donatıların gerilme deformasyon karşılaştırma grafiği	77
Şekil 4.20 100 kPa hücre basıncı altında, farklı gözenek açıklığı ve dizilime sahip donatıların gerilme deformasyon karşılaştırma grafiği	78
Şekil 4.21 150 kPa hücre basıncı altında, farklı gözenek açıklığı ve dizilime sahip donatıların gerilme deformasyon karşılaştırma grafiği	79
Şekil 4.22 150 kPa hücre basıncı altında, farklı gözenek açıklığı ve dizilime sahip donatıların gerilme deformasyon karşılaştırma grafiği	80
Şekil 4.23 200 kPa hücre basıncı altında, farklı gözenek açıklığı ve dizilime sahip donatıların gerilme deformasyon karşılaştırma grafiği	81
Şekil 4.24 200 kPa hücre basıncı altında, farklı gözenek açıklığı ve dizilime sahip donatıların gerilme deformasyon karşılaştırma grafiği	82
Şekil 4.25 Donatısız zemin kırılma zarfı	84
Şekil 4.26 2 mm. gözenek açıklıklı tek donatılı zemin kırılma zarfı	84
Şekil 4.27 2 mm. gözenek açıklıklı çift donatılı zemin kırılma zarfı.....	85
Şekil 4.28 2 mm. gözenek açıklıklı üç donatılı zemin kırılma zarfı	86
Şekil 4.29 4 mm. gözenek açıklıklı tek donatılı zemin kırılma zarfı	86
Şekil 4.30 4 mm. gözenek açıklıklı çift donatılı zemin kırılma zarfı.....	87
Şekil 4.31 4 mm. gözenek açıklıklı üç donatılı zemin kırılma zarfı	88
Şekil 4.32 Tüm donatı konfigürasyonları kırılma zarfları	88

SİMGELER ve KISALTMALAR

ϕ	İçsel sürtünme açısı	(°)
c	Kohezyon	(kN/m ²)
C _u	Üniformluk katsayısı	(-)
C _c	Eğrisellik katsayısı	(-)
D ₁₀	%10'luk geçen yüzdeye karşılık gelen çap	(mm)
D ₂₀	%20'lik geçen yüzdeye karşılık gelen çap	(mm)
D ₅₀	%50'lik geçen yüzdeye karşılık gelen çap	(mm)
D ₆₀	%60'lık geçen yüzdeye karşılık gelen çap	(mm)
D ₃₀	%30'luk geçen yüzdeye karşılık gelen çap	(mm)
W	Su Muhtevası	(%)
γ_s	Dane birim hacim ağırlığı	(kN/m ³)
γ_n	Doğal birim hacim ağırlığı	(kN/m ³)
n	Teorik konsolidasyon oranı	(-)
r _e	Dren yarıçapı	(m)
r _w	Geçirgen çekirdeğin çevre yarıçapı,	(m)
T _r	Zaman Faktörü	(-)
C _{vr}	Radyal doğrultuda konsolidasyon katsayısı	(-)
S	Kum dren aralıkları	(m)
π	Pi Sayısı	(-)
r _e	Zaman faktörü dren aralığı fonksiyonu	(m)
U	Ortalama Konsolidasyon Yüzdesi	(%)
M	Ağırlık	(ton)
h	Düşme yüksekliği	(m)
D	Sıkıştırılacak tabaka kalınlığı	(m)
N _D	Dolgu malzemesi uygunluk sayısı	(-)
P _m	Max. Basınç	(kPa)
R	Belirli uzaklıktaki mesafe	(m)
C	Patlayıcı madde miktarı	(ton)
h	Patlayıcı maddenin yerleştirilme derinliği	(m)
h _c	Etkili sıkışma derinliği	(m)
R _C	Etkili sıkışma genişliği	(m)
k ₃	Zemin cinsine bağlı katsayı	(-)

k_4	Zemin cinsine bağılı katsayı	(-)
D	Patlayıcı madde aralığı	(m)
A	Akımın oluştuğu kesit alanı	(m ²)
k_e	Elektroozmotik geçirgenlik katsayısı	(cm ² /snV)
i_e	Elektriksel-hidrolik eğim	(Volt/m)
k_i	Elektro-Osmoz geçirgenlik katsayıları	(m ³ /san/amp)
Ω	Özgül elektriksel iletkenlik	(1/V*m*amp)
k_h	Elektro-Osmoz geçirgenlik katsayıları	(m ³ /san/amp)
Υ_κ	Kuru yoğunluk	(ton/m ³)
C_f	Yakıtın ısıtma kapasitesi	(kcal/kg°C)
T	Zemin Yüzeyindeki Isı	(°C)
d_c	Delğin beher metresinin delme katsayısı	(-)
H_c	Litre başına yakıt maliyeti	(TL/Lt)
S	Min. Tüm maliyet için delik aralığı	(m)
F	Kullanılan yakıt	(ton/m ³)
Π	Termal ısı verimi	(-)
D	Dane Boyutu	(mm)
P	Elekten Geçen Yüzde	(%)
γ_n	Zeminin doğal birim hacim ağırlığı	(kN/m ³)
e	Boşluk oranı	(-)
n	Porozitesi	(-)
w_{opt}	Optimum su içeriği	(%)
γ_{kmax}	Maksimum kuru birim hacim ağırlık	(kN/m ³)
γ_{kmin}	Minimum kuru birim hacim ağırlık	(kN/m ³)
τ	Kayma Gerilmesi	(kN/m ²)
σ	Normal Gerilme	(kN/m ²)
$\dot{I}O(\phi)$	İyileşme Oranı (içsel sürtünme açısı)	(-)
$\dot{I}O(c)$	İyileşme Oranı (kohezyon)	(-)

1. GİRİŞ

Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği uygulamalarında yapıların sağlam zemine oturtulması antik çağlardan bu yana en genel kabul olarak benimsenmiştir. Ancak şehir nüfusunun toplam nüfustaki oranı arttıkça ve imara uygun olmayan alanların mecburen imara açılmasına gerek duyuldukça bu kabul her zaman geçerli olamamaktadır. Yalnızca binalar değil aynı zamanda, köprü, yol ve viyadük gibi çok büyük ve önemli sanat yapılarında dahi zayıf zeminler üzerine inşa edilmesine zorunluluk duyulabilmektedir. Böylesi durumlarda akla ilk gelen yöntemler zayıf zeminlerin ya tamamen ortamdan kazınıp uzaklaştırılması yahut farklı iyileştirme yöntemleri ile zayıf zeminlerin mukavemet özelliklerinin artırılması yöntemleridir. KGM şartnamesine göre dolgunun zayıf zemin sayılabilmesi için Çizelge 1.1'deki şartları sağlamaması gerekir.

Çizelge 1.1 KGM şartnamesine göre dolgunun zayıf zemin sayılabilmesi için ilgili özellikler

<i>Deney Adı</i>	<i>Limit Değer</i>	<i>Standart No</i>
Likit Limit (LL)	≤ 70	TS1900 AASHTO T-89
Plastisite İndeksi	≤ 40	TS1900 AASHTO T-89
Maksimum kuru birim hacim ağırlık (standart proktor)	$\geq 1.450 \text{ t/m}^3$	TS1900 AASHTO T-89

Zayıf zemin ortamları ile karşılaşıldığında takip edilen diğer yöntemler ise aşağıda sıralanmaktadır.

- Zayıf zemin farklı derin temel çeşitleri kullanılarak geçilir (bypass) ve temeller sağlam zemine oturtulur,
- Temeller zayıf zeminin özelliklerine uygun taşıma kapasitesinde ve geometrisinde yapılır,
- Taşıma gücü bakımından uygun olmayan zemin kaldırılıp yerine temel mühendisliği kriterlerine uygun nitelikli zemin yerleştirilerek sıkıştırılır,
- Doğal zemin ortamı fiziksel veya kimyasal yöntemler kullanılarak iyileştirilir,

Zeminin kayma direncini ve dayanıklılığını artırma işlemleri stabilizasyon, dayanım dışındaki özellikler için yapılan işlemler ise iyileştirme olarak tanımlanır.

Anılan işlemlerle;

- a) Temellerin ani ve konsolidasyon oturmaları azaltılır,
- b) Kayma direnci parametrelerinin artışı sonucunda taşıma gücü artırılır,
- c) Geçirimlilik kontrol altına alınır, isteğe bağlı olarak artırılır veya azaltılır,
- d) Zeminlerin hacim değişimleri (şişme ve büzülme) kontrol altına alınır,
- e) Yamaç, şev, yapay veya mühendislik dolguların kayma göçmelerine karşı güvenlik katsayıları artırılır,

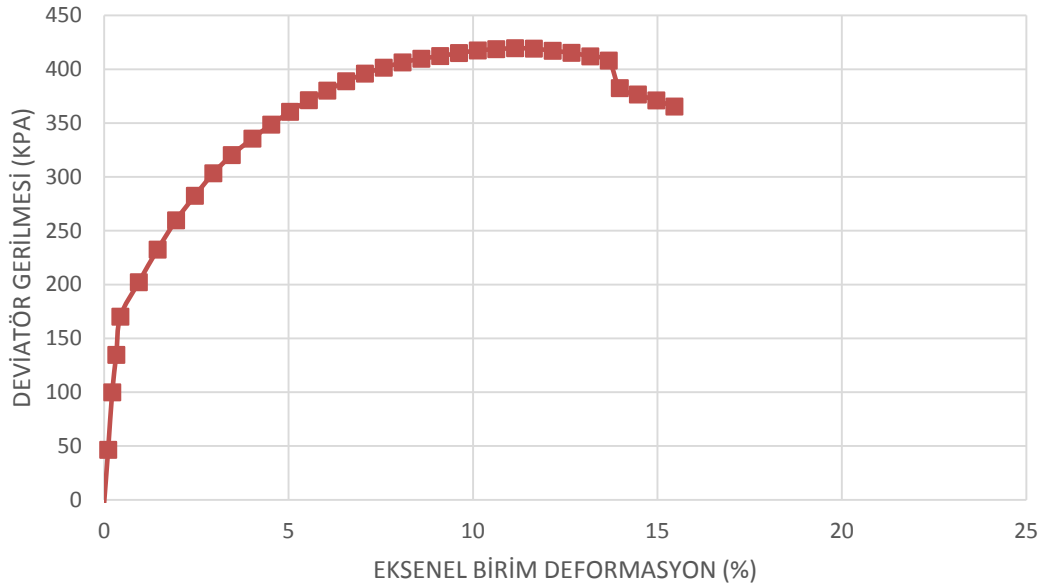
Zemin iyileştirilme yöntemleri bir yönüyle pahalı olmasına karşın, kaçınılmaz bir gerekliliktir. Bütün yapı elamanları içerisinde en güçlü taşıyıcı elaman temel sisteminin oturduğu zemin ortamıdır ve bu zemin ortamının kalitesi ve taşıma gücü yapının ömrü boyunca sergileyeceği servis kabiliyetini belirler.

Zeminlerin iyileştirmesi için günümüz inşaat teknolojileri içerisinde bir çok endüstriyel ekipman ve yöntem mevcuttur. Bunlar arasında en ekonomik ve efektif olanını seçmek mühendislik tecrübesinin ve fayda maliyet hesaplamalarının sonucudur. Ancak hangi yöntem seçilirse seçilsin bu yöntemlerin etkinliğinin saptanması ve karşılaştırılmasının yapılması kritik önem taşımaktadır. Bu noktada; arazide yapılacak iyileştirme yöntemlerinin bir prototipi mahiyetinde; uygun laboratuvar koşulları altında; küçük numuneler kullanılarak denenmesi uygulayıcılara önemli ön bildirimler sunma imkanı sağlar. Bu anlamda tezimizde çalışmış olduğumuz mikrogrid malzeme, geogrid malzemenin minyatürü olduğu düşünülerek, aynı zamanda sahaya en yakın sonuçlar verebilen üç eksenli basınç dayanımı aletine rahatça sığabileceği için deneylerde önemli sonuçların alınabileceği öngörülmüştür. İnşaat mühendisliği uygulamalarında proje sahası ve zemin koşullarının mühendislik tasarımları yapım yöntemleri seçimi üzerinde önemli etkileri olduğu bilinmektedir. Bazı inşaat alanlarında karşılaşılan zemin koşulları projenin yapılabilirliğini tayin edecek boyutlarda sorunlar yaratabilmektedir. Bu durumlarda arazideki zemin koşullarının iyileştirilmesi mühendislik seçenekleri arasında yer almaktadır. Zemin iyileştirmesi, amaçlanan bir mühendislik uygulamasına yönelik olarak, değişik fiziksel, kimyasal veya biyolojik yöntemler kullanılarak zeminlerin belirli özelliklerinin değiştirilmesi olarak tarif edilebilir. Teknolojik gelişmeler doğrultusunda mühendislik uygulamalarında da sayısız

ilerlemeler ve yenilikler ortaya çıkmış, özellikle kullanılan malzemelerde hızlı gelişmeler sağlanmıştır. Üretim kalitesindeki artış, uygulama hızı, zamandan tasarruf, erişim kolaylığı ve ekonomiklik gibi avantajlarından dolayı bu malzemelerin kullanımı hızla artmıştır [1]. Son yıllarda yapı malzemelerindeki gelişmeler sonucu geosentetiklerin inşaat sektöründe kullanımı yaygınlaşmaktadır. İlk projelerden bu yana geotekstiller deneme yanılma yöntemi ile kullanılmışlar ancak bu ürünlerin doğru ve beklenen davranışı, fonksiyonları daha iyi kavranarak açıklanmıştır. Özellikle son 15 yıldan bu yana gerçek arazi koşullarını çok iyi tanımlayabilen teorik modeller geliştirilmiştir [1]. Dünyada 1950'li yılların ortalarından itibaren kullanılmaya başlanılan geotekstiller teknolojinin ilerlemesi ile birlikte yüksek mukavemet parametrelerine sahip geosentetikler üretilmiş, dünyada geosentetik kullanımı hızla artmaya başlamıştır [2]. International Geosynthetics Society (IGS), geosentetik ve geosentetiklerle ilgili ürünlerin bilimsel ve mühendislik teknolojilerinin geliştirilmesi amacını taşıyan bir meslek örgütüdür. Dünyanın 68 ülkesinden 2090 kadar kişisel üyesi ve 118 kurumsal üyesi olan IGS'in 31 ülkede yöresel örgütleri bulunmaktadır. IGS üyelerinin büyük çoğunluğu (%94) geosentetikleriyle ilgili akademik, tasarım, üretim, satış, kullanım veya test konularında faaliyet göstermektedirler. Türkiye de 2001 yılında Geosentetikler Derneği olarak IGS örgütünü kurmuştur [3]. Dünyada Geosentetikler konusunda ilk konferans 1977 yılında Paris'te toplanmıştır. İkinci konferans, 1982 yılında toplanmış, bundan sonra da düzenli olarak her dört yılda bir toplanmaya devam etmiştir. Dört yılda bir toplanan bu dünya konferansının yanı sıra geosentetikler ile ilgili bölgesel ve ulusal konferanslar da düzenlenmektedir [3].

Zeminin basınç ve kaymaya karşı dayanımı ve yüksek direnci vardır. Ancak çekme kuvvetlerine karşı dayanımı zayıftır. Geosentetik donatı zeminle birlikte kombine olduğunda oluşacak çekme kuvvetlerine zemin daha yüksek taşıma kapasitesine sahip olacaktır. Zemin donatılarından biri olan geogridler çekme kuvvetlerine karşı dayanımı güçlendirmek ve zemindeki kenetlenmeyi arttırmak amacıyla kullanılır [35]. Zemin projelerinde ekonomiklik adına, donatılı zeminler geoteknik mühendisliğinde sıkça kullanılmaktadır. Bunların başında karayolu ve demiryolu dolguları, istinad duvarları, yumuşak zeminlerin iyileştirilmesi gelmektedir. Donatı malzemesinin zeminde yaptığı iyileşmeleri gözlemek adına çeşitli çalışmalar yapılmıştır.

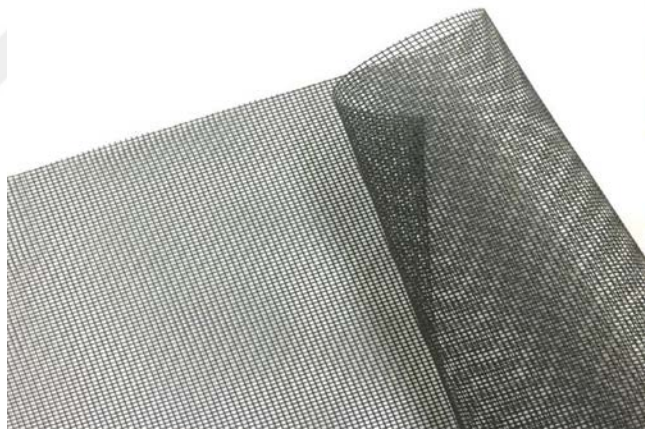
Bu çalışmalardan bir kısmı kesme kutusu ve üç eksenli gibi deney düzenekleriyle yapılmıştır. Athanasopoulos [4] geogrid donatılı siltlerin dane boyutlarının etkisi hakkında çalışmış; bu çalışmada geogrid gözenek açıklığı ve dane boyutları ikilisinin, zeminin mukavemetini doğrudan etkilediğini göstermiştir. Chandrasekaran ve ark. [5] çalışmalarında göstermiştir ki geotekstil donatı katmanlarının dizilim açısından birbirine olan yakınlığı, deviatör gerilme, birim deformasyon grafiğinde tepe noktalarında artışa sebep olmuştur. Haeri ve ark. [6] geotekstil donatılı sahil kuru kumu üzerinde üç eksenli basınç deneyleri yapmış ve gerilme- deformasyon grafikleri oluşturmuştur. Bu grafiklere göre kayma gerilmesi tepe noktası, yenilme anındaki birim deformasyon değeri ve zemin sünekliğinde donatısız zemine göre artışlar meydana gelmiştir. Şekil 1.1’de örnek gerilme deformasyon eğrisi verilmiştir.



Şekil 1.1 Örnek gerilme-deformasyon eğrisi [17]

Latha ve Murthy [7] değişik tiplerde geosentetik denemiş ve bu geosentetik katmanlarının sayısını arttırarak ve değişik katmanlama konfigürasyonu elde ederek silt zeminin mekanik davranışlarında iyileşmeyi incelemiştir. Gray ve Maher [8] fiber katkılı zeminlerin üç eksenli basınç dayanımını incelemiş, fiber katkısının yaptığı iyileşmeleri gözlemlmek için gerilme deformasyon grafikleri çizmiştir. Bu grafiklere göre donatı katkılı deneyler lineer değilde daha dairesel yani daha sünek sonuçlar vermiştir. Micholwski ve Zhao [9] yaptığı çalışmalarda

fiber katkısının tepe mukavemetinde ve tepe sonrası rezidüel dirençde donatısız olana göre yükselme olduğunu belirlemiştir. Consoli ve ark. [10] donatılı zeminlerin donatısızlara göre daha sünek olduğu sonucuna varmıştır. Tang ve ark. [11] yaptığı çalışmalarda zeminle donatı arasındaki yüzeysel ilişki donatının mühendislik özelliklerini belirlemede en büyük husustur düşüncesine varmıştır. Dhawan ve ark. [12] yaptığı çalışmalarda donatı yerleşimini zeminin kırılma bölgesi geometrisine göre yapmak verimliliği arttıracaktır sonucuna varmıştır. Leshchinsky ve ark. [13] donatı olarak geogridle benzer özelliklere sahip mikrogrid kullanmış yani üç eksenli basınç deneyi yaparken geogridlerin mikro boyutlarını üç eksenli basınç deneyine sığdırmış ve donatılı zeminlerin rijitlikleri hakkında sayısal verilere ulaşmışlardır. Bu çalışmada, öncelikle zemin iyileştirmesi yöntemleri ele alınmış ve iyileştirme tekniklerinden biri olan geosentetik malzemelerin kullanımından bahsedilmiştir. Geosentetik bir malzeme olan geogrid yerine mikrogridler(Şekil 1.2) kullanılarak bir takım deneyler yapılmıştır. Deney sonuçlarına göre ağırlıkça optimum mikrogrid zemin oranı bulunmaya çalışılmıştır.



Şekil 1.2 Mikrogrid donatı örneği [13]

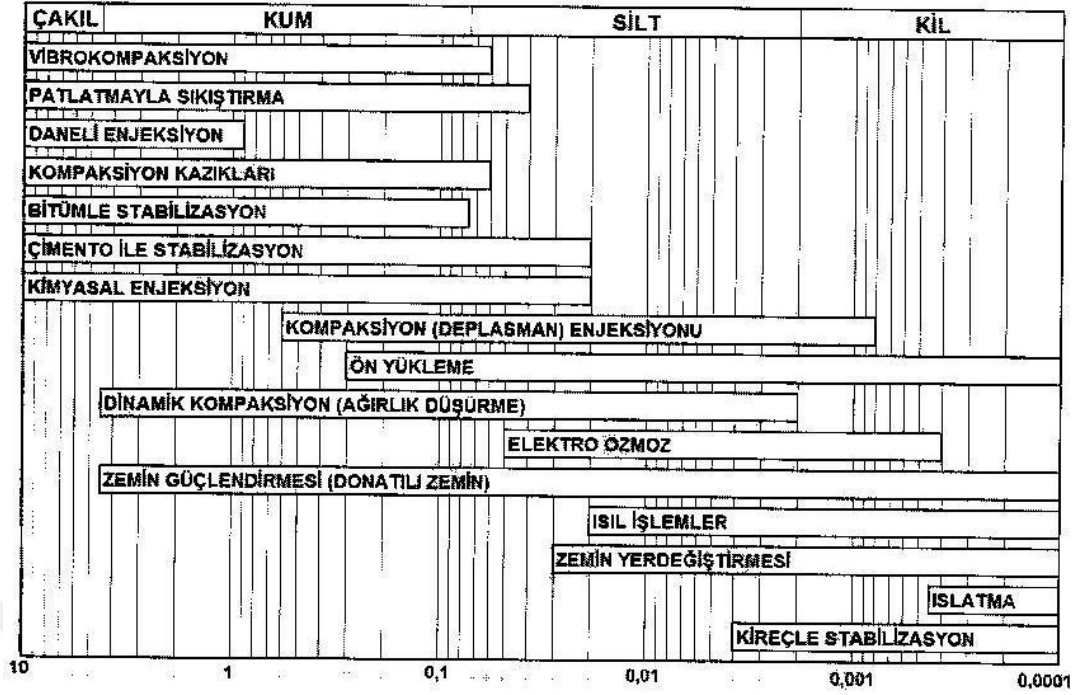
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

2.1 Giriş

Bu bölümde, çalışmanın konusuna uygun olarak zemin iyileştirme yöntemleri ile ilgili genel bir bilgi verilmiştir. Çalışmanın temel konusu olan olan mikrogridle yani geosentetik malzemeyle zemin iyileştirme konusu aslında diğer bütün yöntemlerle temelde aynı sonuca odaklanmaktadır. Bu odak noktası temelde iki konuyu kapsamaktadır, bunlar zemin içerisindeki boşlukların azaltılması veya doldurulması diğeri ise YASS(yer altı suyu seviyesi) ve zemin danelerinin içerdiği suyla ilgilidir. Bu anlamda diğer zemin iyileştirme yöntemlerini bilmek, sahadaki uygulamacıya ergonomiklik sağlamak açısından önemlidir.

2.2 Zemin İyileştirme Yöntemleri

Zeminin iyileştirilmesinde temel ilke, zemin içerisindeki mevcut boşlukların mekanik araçlarla azaltılması, zemin boşluklarının çeşitli bileşimdeki karışımlarla doldurulması, yeraltı su seviyesinin düşürülmesi veya zeminin su içeriğinin azaltılması yada çeşitli elemanların kullanılması suretiyle mevcut zeminin güçlendirilmesidir [14]. Temeller, yapılara etkiyen yükleri, zemine güvenli şekilde aktarmalıdır. Burada güvenli olma durumu, taşıma gücü koşulu ve izin verilebilir oturma değerleri sınırları içerisinde kalma koşullarıdır. Yapılan temelin güvenli olarak kabul edilebilmesi için bu iki koşul sağlanmalıdır. Zeminin cinsine, taşıma gücünü vb. özellikleri dikkate alındığında temel projesine oturma koşulu veya taşıma gücü koşulu hakim olur. Her uygulama için farklı yöntemlerin uygulanması gerekebilir. Zemini oluşturan yapının dane büyüklüğüne göre zemin iyileştirme metotlarının uygulama aralığı Şekil 2.1. 'de gösterilmiştir.



Şekil 2.1 Dane boyutuna göre zemin iyileştirme metotları [14]

Tasarlanan bir yapı mevcut zemine güvenli bir şekilde inşa edilemiyorsa zeminin iyileştirilmesi gerekmektedir. Zeminlerin iyileştirilmesi, iyileştirilme derinliğine bağlı olarak iki ana gruba ayrılırlar. Bunlar yüzeysel iyileştirme ve derin iyileştirmedir. İyileştirme yapılan zeminde değerlendirme yapılmazsa projenin başarısı ve iyileştirmenin istenen kriterlere uyup uymadığı belirlenemez. İyileştirilmiş zemini değerlendirmek için aşağıdaki yöntemlerden biri veya birkaçı kullanılabilir. İyileştirme öncesi ve sonrası yapılan seri deneyler karşılaştırılarak bilgi sahibi olunur. Arazide yapılan kontrol amaçlı deneyleri şu şekilde sıralayabiliriz;

1. Laboratuvarında, araziden alınan numunelerde mukavemet deneyleri,
2. Standart Penetrasyon Testi
3. Koni Penetrasyon Testi
4. Presyometre Deneyi
5. Veyn Deneyi

6. Satıhta ve derinde Plaka Yükleme Deneyleri

7. Jeofizik Yöntemler (Kayma dalgası hızı)

2.2.1 Yüzeysel Zemin İyileştirme Yöntemleri

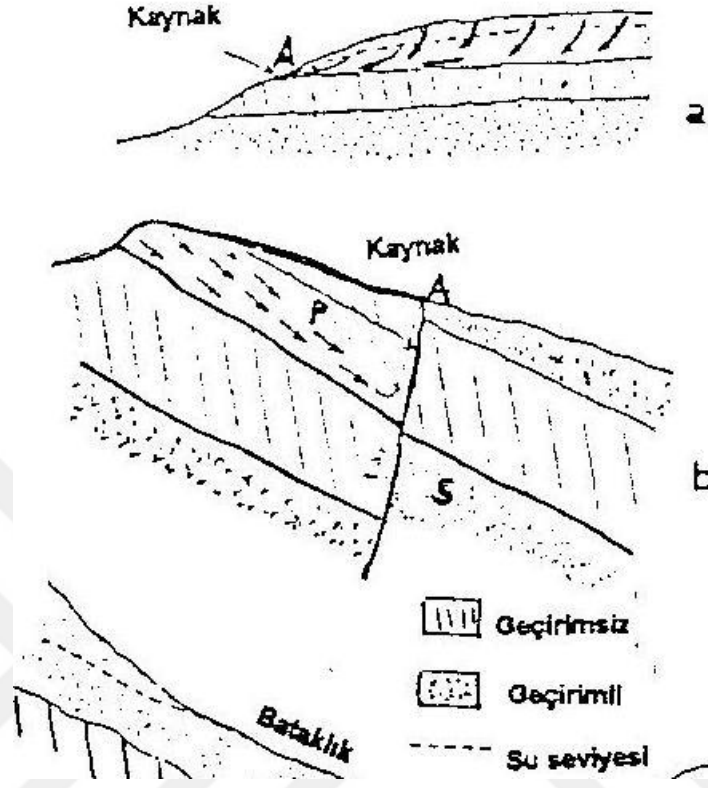
Yüzeysel zemin iyileştirmesinden, ince tabakalar halinde serilen katkılı veya katkısız zeminin kompaksiyon ile sıkıştırılmasını ve drenaj uygulamasını anlıyoruz. Mekanik stabilizasyon, çimento, kireç, kireç-uçucu kül ve bitüm ile karıştırılan zemin kompaksiyon ile sıkıştırılarak boşluk oranı azaltılıp özellikleri iyileştirilmektedir. Drenaj ise genel olarak zeminden suyun uzaklaştırılması işlemidir.

2.2.1.1 Drenaj

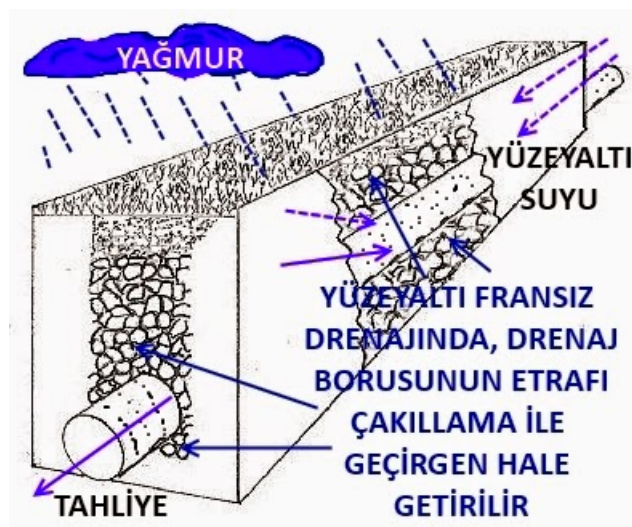
Bir zemindeki su muhtevasının azaltılması, o zeminin faydalı özelliklerinin ortaya çıkmasını ve iyileştirmesini sağlar. Su muhtevasındaki artış, özellikle kohezyonlu zeminlerde mukavemete ve taşıma gücünde bir azalmaya sebep olur. Bu sebeple zeminin sağlam ve stabil olarak korunması, sahadan suyun uzaklaştırılması ve sahaya su girişinin önlenmesine bağlı olmaktadır. Bunun başarılabilmesi için gerekli drenaj alt yapının mümkün olduğu kadar üniform bir su muhtevasında tutulmasını sağlamalıdır. Drenaj çeşitleri [15];

Fransız Drenleri [16]: Künklerle yapılan bir drenaj şeklidir (Şekil 2.3). Ek yerleri açık olarak yerleştirilir. Hendeğin tabanı künk çapından en az 30cm daha geniştir. Hendeğe künk konulduktan sonra, daha kaba daneleri künke doğru ve daha inceleri ise zemine doğru olmak üzere derecelenmiş malzeme yerleştirilir. Künklerin açık ek yerleri derecelenmiş filtre malzemesinden yapılmış bir tabaka ile korunmalıdır. Filtre yapılmazsa drenler ince malzeme ile dolacaktır. Bu tip drenler açık dren ve hendeklerin trafik için tehlikeli olabileceği yerlerde faydalıdır. Fransız drenleri, zemini drene ederler ve kayma mukavemetini artırır. Çevre Drenleri [16]: Çevre hendekleri ekseriya tesviye eğrileri boyunca giderek veya dolmanın en yüksek noktalarını izleyerek sahayı çevreler ve oldukça uzun olabilir. Bunlar suyun, kurutulacak sahaya gelmesini önler ve böylece saha drenajının masrafını azaltır. Bu drenler aynı zamanda su dolu sahalardaki su seviyesinin indirilmesini ve böylece temel inşaatlarının kuruda yapılmasını sağlar.

Şekil 2.2. a’da görüldüğü gibi A ile gösterilen yerlerde yapılan çevre drenleri, kaynak sularını alacak ve daha alçak yamaçtaki drenaj sistemi sadece çevre sahaların yer üstü ve yeraltı sularını toplayacaktır [16].

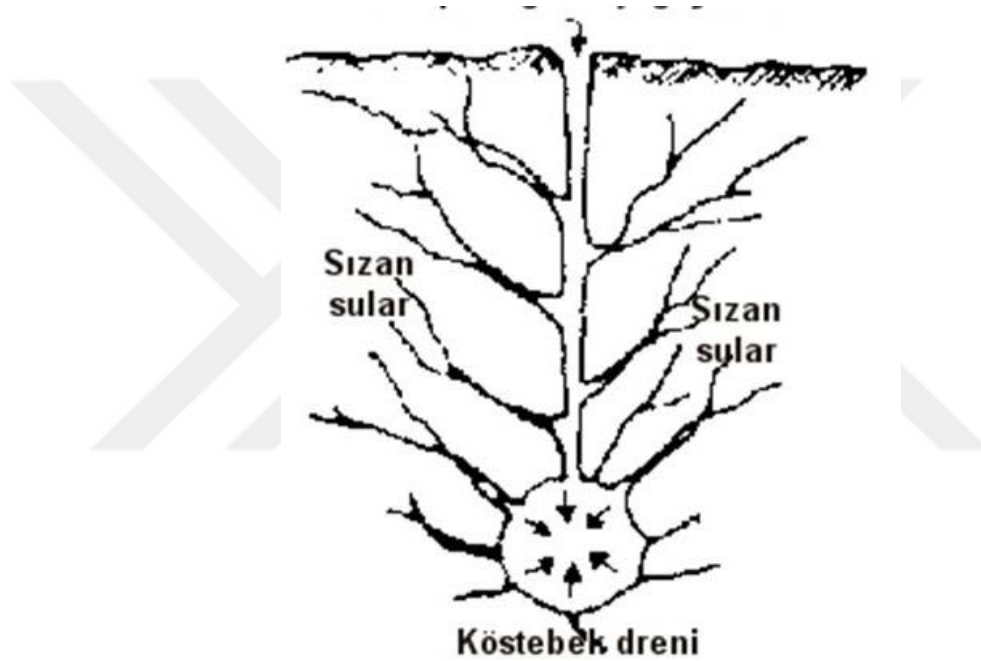


Şekil 2.2 Çevre drenler [16]



Şekil 2.3 Fransız dreni [16]

Köstebek Drenler: Killerde suyun büyük bir kısmı kapiler kuvvetlerle tutulduğundan su hareket edemez. Kil drenaja uygun değildir. Köstebek drenleriyle, kil içindeki su seviyesinin indirilmesi patentli yöntemler kullanılmaktadır. Köstebek sapanı mermi şekilli olup bir yatay kol üzerine monte edilmiştir. Bu kol vasıtasıyla sapan, zemin seviyesinin bir miktar altında tutulur. Traktör sapanı çektiği zaman, zemin seviyesi altında silindirik şeklinde bir kanal oluşur (Şekil 2.4). Ağır yüklere maruz kalmazsa bu kanal şeklini senelerce muhafaza eder ve kilde fazla suları drene eder. Köstebek drenler, zemin eğimi yönünde olmak üzere 3-5m ara ile konulmalı ve bir ana dren veya kanala bağlanmalıdır [16].



Şekil 2.4 Köstebek dreni [16]

Kuyu Drenler: Şekil 2.2. b'de geçirimli P tabakasından geçerek S geçirimli tabakasına kadar devam edecek şekilde açılan bir düşey sondaj kuyu sistemi fay hattının getirdiği memba sularının S tabakası içine drene eder. Kuyu ve sondaj kuyularının diğer bir kullanışı, bir temel yapısının tabii su seviyesi altında inşası için su seviyesinin geçici ve çabuk olarak indirilmesi içindir. İnşaat sahasının etrafında geniş çaplı kuyular veya ufak çaplı kuyular teşkil olunarak su çekilmeye başlanır. Su çekilmesi işi ya her kuyu için ayrı pompalarla veya bütün kuyulara ait müşterek bir pompa sistemi ile yapılır. Pompalar çalıştığı müddetçe su seviyesini indirmek

mümkündür. Daha büyük derinliklere kadar su seviyesi indirmek için kademeli pompa sistemi kullanılır [16].

2.2.1.2 Kompaksiyon

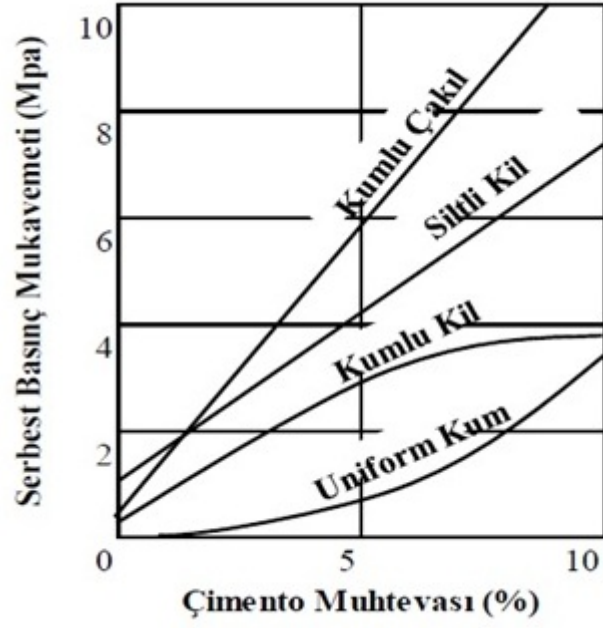
Kompaksiyon (sıkıştırma) zemin daneciklerinin birbirine yaklaştırılması ve aralarındaki hava boşluklarının azaltılması sonucu daha sıkı bir yerleşime sahip olmalarını sağlayacak şekilde mekanik araçlar kullanarak zeminin sıkıştırılmasıdır [17]. Zeminlerin sıkıştırılması sonucu birim hacim ağırlığı artmakta ve buna bağlı olarak mühendislik özellikleri iyileşmektedir. Danelerin birbirine yaklaşabilmesi ve sıkışmanın sağlanabilmesi ancak, uygulanan statik veya dinamik yükler altında mümkün olabilmektedir. Hareket yetenekleri ise, kompaksiyon enerjisine, zemin içindeki su miktarına bağlı olarak değişir [17].

Zeminin kompaksiyon (sıkışma) durumunun ölçüsü olarak kuru birim hacim ağırlığı esas alınır. Kuru zemine bir miktar su ilave edildiğinde daneler arası sürtünme azalarak yağlanma etkisi ile daneler daha kolay yerleşir ve sıkışır. Kuru birim hacim ağırlığıda artar. Zemine su ilavesine devam edildiğinde zemin boşluklarındaki su artışı kuru birim hacim ağırlığında artış yerine azalmaya yol açar. Zemin tamamen suya doymuş ise kompaksiyon mümkün değildir. Bir zemin cinsi için sabit sıkıştırma enerjisinde maksimum kuru birim hacim ağırlığının elde edildiği bir su muhtevası vardır. Bu su muhtevasına optimum su muhtevası denir. Zeminin en iyi ve en kolay sıkışabileceği su muhtevasıdır. Optimum su muhtevası değişik zeminler için farklı olduğu gibi aynı zemin içinde kompaksiyon enerjisine bağlı olarak değişiklik göstermektedir.

2.2.1.3 Çimento ile stabilizasyon

Çimento ile stabilizasyon 1920'lere kadar gitmektedir. İlk önce karayolu temellerinde zemin iyileştirme yöntemi olarak kullanılmıştır. Çimento, primer reaksiyonlarla zeminle bütünleşir, güçlü bağlar oluşturur. Bu reaksiyonlar ilk 6 saatte oluşur ve hidroliz olur. Sekonder reaksiyonlar zemindeki mineral yapısını ve amorf malzemelerin kimyasal değişimiyle oluşur. Çimento ile stabilizasyon organik zeminler dışında farklı zeminlerin iyileştirilmesi için kullanılabilir Çizelge 2.1'de zemin tipine göre uygulanması gereken çimento yüzdeleri verilmiştir. Zemin çimento oranı sahada uygulandıktan sonra veriminin düşeceği göz önüne alınarak belirli

labaratuvar deneylerinden sonra belirlenir. Şekil 2.5'te serbest basınç mukavemeti çimento muhtevası grafiği değişik zeminler için verilmiştir.



Şekil 2.5 Serbest basınç mukavemetinin çimento muhtevasına etkisi [18]

Çizelge 2.1 Çimento miktarları [17]

ZEMİN TİPİ	AĞIRLIK OLARAK ÇİMENTO YÜZDESİ
İnce Kırılmış Kaya	0,50-1
İyi Derecelendirilmiş Kumlu Kil Çakılları	2.00-4.00
İyi Derecelenmiş Kum	2.00-4.00
Kötü Derecelenmiş Kum	4.00-6.00
Kumlu Kil	4.00-6.00
Siltli Kil	6.00-8.00
Ağır Kil	8.00-12.00
Organik Zeminler	10.00-15.00

2.2.1.4 Kireç ile stabilizasyon

Zemin iyileştirme yöntemleri içinde bilinen en eskilerden biri kireç ile stabilizasyondur. Eski çağlarda Çin'de ve Romalılar zamanında yol inşaatında kullanılmıştır. Kil mineralleriyle uyumlu bir şekilde reaksiyona girebilen bir malzemedir. Hidratlı Silis içeren kil mineralleri ve diğer ince daneli malzemelerden sert ve suda erimez bir kalsiyum silikat jeli oluşturur. Kireç, kilde bolca bulunan silis ile reaksiyona girer. Ve bu jel kilin içerisindeki boşlukları doldurur. Zemin bu reaksiyonla birlikte mukavemet artışını bir yılda tamamlar. Zeminin serbest basınç mukavemeti kireç muhtevasıyla artar. İnce kumlarda ve löslü zeminlerde sönmemiş kireç hidrate edilmiş kireçten daha iyi sonuç vermektedir. Çünkü hidratasyon esnasında zemindeki su emilmekte ve belli bir ısı açığa çıkması sonucu, bu durum zeminin su çıkışına diğer bir deyişle konsolidasyonuna yardımcı olmaktadır. Kireç killi zeminler için oldukça uygundur. Diğer yandan kirecin reaksiyon hızı yavaş

olduğu için. Bu şekilde zemin iyileştirme daha duraylılık esaslı olur. Ağırlıkça zemindeki % 10 kil içeriği için %1 kireç ilave etmek uygundur [17].

2.2.1.5 Kireç – uçucu kül ile stabilizasyon

Uçucu kül, termik santrallerin bacalarından çıkan silt boyutundaki malzemedir. İri daneli zemin boşluklarının doldurulmasında etkilidir. Bu nedenle kireç ince daneli zeminlerde etkinen, kireç uçucu kül stabilizasyonu iri daneli zeminlerde kullanılmaktadır. Zemin taşıma kapasitesini ve dayanıklılığı arttırmaktadır. Genelde karayolu mühendisliği alanında kullanılır [17].

2.2.1.6 Bitüm ile stabilizasyon

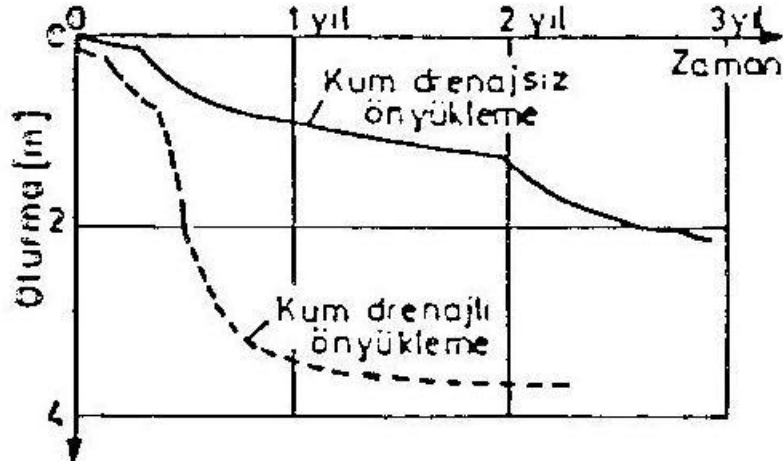
Bitümlü madde genelde zeminin kohezyonunun artırılması için kullanılır. Diğer yandan zeminin geçirimsizlik kazanmasına yardımcı olur. Bu yöntemle daneler asfaltla kaplanacağı gibi aynı zamanda daneleri birbirine tutturur. Bu malzeme ince danelerin suda yumuşamasını önleyici etki verir. Kohezyon etkisi neticesinde zemine su ve rüzgar erezyonuna karşı bir mukavemet kazandırır. Ortadoğu ve Amerika'nın bazı eyaletlerinde silt ve siltli kil ihtiva eden zeminlerin su muhtevaları sıcak mevsimlerde az olduğundan stabilize olarak trafik yükünü karşılayamazlar. Bu tarz yollara orta kürlü katbek bitümü püskürtülür. Bu madde zemine 1.25-2.50 cm girecek şekilde 5.40 lt/m² olarak tatbik edilir. Bu emülsiyonlar genel olarak kuru iklimlerde uygundur. [17].

2.2.2 Derin Zemin İyileştirme Yöntemleri

Çok sayıda zemin iyileştirme yöntemleri mevcuttur. Uygulanabilecek yöntem zeminin dane çapı ile yakından ilgilidir. Başlıca derin iyileştirme yöntemlerini ön yükleme, kum dren, plastik (kağıt) dren, vakumla su emme metodu, dinamik kompaksiyon, vibro kompaksiyon, kompaksiyon kazıkları, patlatma metodu, taş kolonlar, enjeksiyon teknikleri, jet grout, derin karıştırma, kireç kazıkları, elektro-osmoz ve ısıl işlemler olarak sıralayabiliriz.

2.2.2.1 Önyükeme

Yumuşak kil tabakalarının taşıma gücünü arttırmak ve yapılacak yapıdan önce oturmaları azaltmak için kullanılan metottur. Bu yöntem inşadan önce, saha belli yükteki kum ve çakıl dolgu ile yüklenmekte ve temel zeminin konsolidasyonuna yardımcı olmaktadır. Daha sonra bu dolgu kaldırılmakta ve inşaat başlamaktadır. Bu yöntem genellikle yumuşak permabilitesi düşük kil tabakaları için uygulanır. Konsolidasyonun tamamlanması için belli bir süre beklenmelidir. Bu süreyi kısaltmak için zemin içine düşey kum dren ve ya yapay drenaj şeritleri yerleştirilebilir. Böylece konsolidasyon hızlanmış olur. Oturmaların zamanla değişimi Şekil 2.6'da görülmektedir.

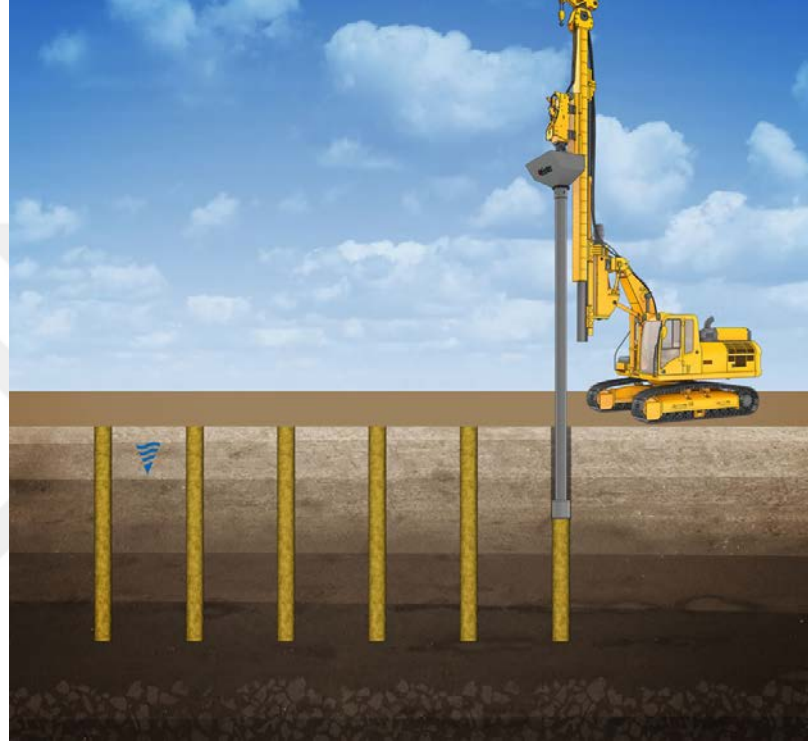


Şekil 2.6 Kum drenajsız ve kum drenajlı ön yüklemeler altındaki oturmaların-zaman eğrisi [17]

2.2.2.2 Kum drenleri

Kum dreni, zemine bir kazık çakarak veya burgu ile zemini çıkararak oluşturan temiz kum filtresi kolonudur(Şekil 2.7). Düşük permeabilite katsayısına haiz killerde konsolidasyon hızı, kum drenleri kullanılarak, kil içindeki drenaj yolunu kısaltmak suretiyle arttırılabilir. Konsolidasyon, fazla boşluk suyu basıncının hızla dağılması sonucu yatay radyal drenajla sağlanır. Düşey drenajın etkisi önemsizdir. Yüksek sıkışabilme özelliğine sahip kil tabakası üzerine dolgu yapılması halinde, kum drenleri yapının inşa süresini kısaltarak kayma mukavemetini arttırarak yapılan ek

harcamaların karşılığını fazlasıyla verirler. Kum drenleri ile konsolidasyonu hızlandırmak için gerekli durumlarda ek dolgu yapılabilir. Oturmalar arzu edilen değere ulaşıldığında ek dolgu kaldırılır [18]. Kum drenleri ilk olarak 1925’de ABD’de Oakland kentinde kullanılmıştır. Bu metot, kazık uzunluğu boyunca tam çapı muhafaza etmek gerekli bir teknik olduğundan kazık çakararak ve delerek kum drenleri teşkil etmek gerekir. [19].



Şekil 2.7 Kum dreni yerleştirme işlemi [18]

Kum drenlerin hesaplanabilmesi için öncelikle zeminin teorik konsolidasyon oranını bilmek gerekir,

$$n = \frac{r_e}{r_w} \quad (2.1)$$

n: teorik konsolidasyon oranı

r_e : Dren yarıçapı, r_w : Geçirgen çekirdeğin çevre yarıçapı, şeklinde göstermiştir. Dış sınır geçirgen değildir. Drenlerin üçgen şeklinde yerleştirilmesi durumunda bir drenin ıslah ettiği zemin alanı altıgendir. Hesap kolaylığı açısından bu tesir alanını, aynı alana sahip daire alanı şeklinde göstermek uygundur. Yapının inşası başlamadan, belirli bir süre içinde belirli bir oturma elde edebilmek için üçgen veya

kare düzende kum drenleri arasındaki aralıklar hesap etmek gerekmektedir [19]. Şekil 2.8’de üçgen veya kare dizimli kum drenler gösterilmiştir. Bu hesaplara göre ilgili kum dren projesi belirlenebilir. Zaman faktörü dren aralığının (r_e) fonksiyonu olarak

$$T_r = \frac{C_{vr} t}{4r_e^2} \quad (2.2)$$

T_r : Zaman Faktörü

C_{vr} : Radyal doğrultuda konsolidasyon katsayısı

Göstermiştir. Şekil 2.8.b’deki r_e ifadesi üçgen şekil için

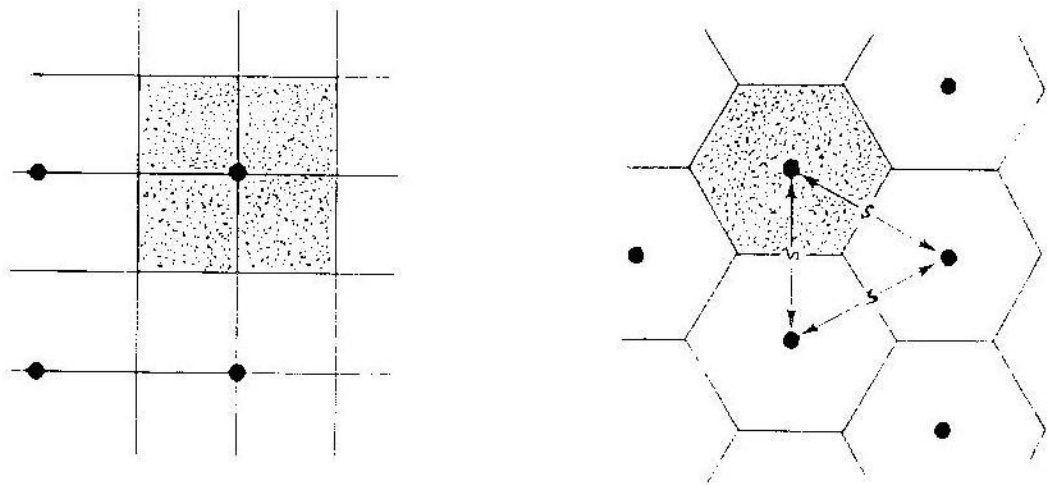
$$r_e = \sqrt[3]{\frac{\sqrt{3}S}{2\pi}} = 0,525S \quad (2.3)$$

S : Kum dren aralıkları

Şekil 2.8.a’deki kare düzen için

$$r_e = \frac{S}{\sqrt{2\pi}} = 0,564S \quad (2.4)$$

olarak verilmiştir.



□ Dren tarafından hizmet edilen alan

● Düşey dren

a. kare diziliş

b. üçgen diziliş

Şekil 2.8 Düşey drenlerin yerleştirilmesi, konsolidasyon yüzdesi zaman faktörünün fonksiyonu olarak

Çizelge 2.2’den doğrudan okunabilir [16]

Yapay drenler için;

$$t = \frac{r_e^2 \mu}{4C_{vr}} \ln \frac{1}{1-U} \quad (2.5)$$

Denklemden hesaplanır.

U:Ortalama Konsolidasyon Yüzdesi

$$\mu = \ln(n) - 0,75$$

ile verilmektedir.

Çizelge 2.2 Düşey drenlerde U-Tr bağıntısı [16]

Ort. Konsolidasyon Yüzdesi	D _e /D _w =5	10	15	20	25	30	40	50	60	80	100
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
5	0,005	0,010	0,012	0,015	0,017	0,018	0,019	0,020	0,021	0,023	0,025
10	0,012	0,021	0,026	0,030	0,032	0,035	0,039	0,042	0,044	0,048	0,051
15	0,019	0,032	0,040	0,046	0,050	0,054	0,060	0,064	0,068	0,074	0,079
20	0,026	0,044	0,055	0,063	0,069	0,074	0,082	0,088	0,092	0,101	0,107
25	0,034	0,057	0,071	0,081	0,089	0,096	0,106	0,114	0,120	0,131	0,139
30	0,042	0,070	0,088	0,101	0,110	0,118	0,131	0,141	0,149	0,162	0,172
35	0,050	0,085	0,106	0,121	0,133	0,143	0,158	0,170	0,180	0,196	0,208
40	0,060	0,101	0,125	0,144	0,158	0,170	0,188	0,202	0,214	0,232	0,246
45	0,070	0,118	0,147	0,169	0,185	0,198	0,220	0,236	0,250	0,291	0,288
50	0,081	0,137	0,170	0,195	0,214	0,230	0,255	0,274	0,290	0,315	0,334
55	0,094	0,157	0,197	0,225	0,247	0,265	0,294	0,316	0,334	0,363	0,385
60	0,107	0,180	0,226	0,258	0,283	0,304	0,337	0,362	0,383	0,416	0,441
65	0,123	0,207	0,259	0,296	0,325	0,348	0,386	0,415	0,439	0,477	0,506
70	0,137	0,231	0,289	0,330	0,362	0,389	0,431	0,463	0,490	0,532	0,564
75	0,162	0,273	0,342	0,391	0,429	0,460	0,510	0,548	0,579	0,629	0,668
80	0,188	0,317	0,397	0,453	0,498	0,534	0,592	0,636	0,673	0,730	0,775
85	0,222	0,373	0,467	0,534	0,587	0,629	0,697	0,750	0,793	0,861	0,914
90	0,270	0,455	0,567	0,649	0,712	0,764	0,847	0,911	0,963	1,046	1,110
95	0,351	0,590	0,738	0,844	0,926	0,994	1,102	1,185	1,253	1,360	1,444
99	0,539	0,907	1,114	1,298	1,423	1,528	1,693	1,821	1,925	2,091	2,219
100	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞

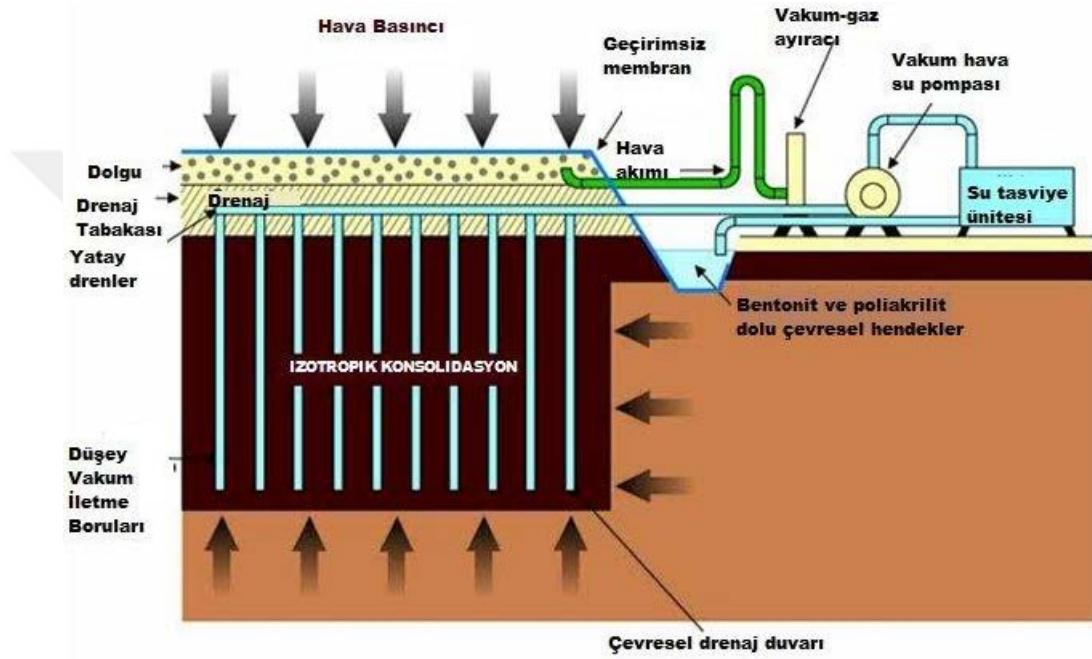
2.2.2.3 Prefabrik drenler

Kum drenlerle aynı mantıkta çalışarak düşey şeritler halinde uygulanırlar. Bu yöntem ilk olarak İskandinavya’da ortaya çıkmıştır. Geçirgenliği yüksek plastik malzeme ile uygulanır. Bu metodu ele alan Japon mühendisler uygulamayı bir adım daha ileri taşımışlardır. Plastik drenin kum drenlere göre avantajı şu şekildedir. Drenin içeriye sokulma hızı yüksektir. 20 m’lik derinlik için 3 dakikadır. Drenajın sürekliliği ve uygulama projesine yakınlığı kum drenlere göre daha kesindir. Plastik drenler 20 ile 25 m derinliğe kadar 1-2 m aralıklarla yerleştirilir. Bu aralıklar zemin iyileştirme

süresini 2-3 ay'a indirir. Diğer yandan konsolidasyon oranı aralıkların mesafeleriyle ayarlanabilir. Yani aralık ve derinlik istenen konsolidasyon oranına göre belirlenir.

2.2.2.4 Vakumla su emme metodu

Dolgunun iktisatlı olmadığı yerlerde tercih edilir. Şekil 2.9'da görüldüğü üzere bir kum tabakası üzerine geçirimsiz membran konur ve çevresi kapatılır. Plastik drenler şebekesi kum tabakasının içindedir. Bu sayede oluşturulan değişik boşluk suyu basıncı konsolidasyonu sağlar.



Şekil 2.9 Vakum tekniği [14]

2.2.2.5 Dinamik Kompaksiyon Metodu

Bu yöntem Almanya'da otopanların inşaatı sırasında 1930'lu yıllarda kullanılmaya başlanmıştır. 1950'li yıllarda Büyük Britanya'da uygulanmıştır [20]. Bu yöntem zeminin üzerine ağır kütleler düşürülerek şok dalgaları, sıvılaşma, yüzey çatlaması ve yoğunluğa karşı etkili olmayı amaçlar. Bu yöntemle gevşek iri daneli zeminler % 70-80 relatif sıkılığa getirilebilir. Dinamik kompaksiyon metodu iri daneli zeminlerde etkili olmuştur. 10-40 m yükseklikten serbest bırakılırlar ağırlık zemine çarpınca şok dalgaları zemini sıkıştırır. İstenen sıkışma ayarı enerji seviyesiyle doğrudan ilgilidir. Buna göre sıkıştırma derinliği belirlenir. Menard ve Boise [19] düşme ile elde edilen çarpma enerjisi ve sıkıştırma derinliği arasında

$$D = \sqrt{Mh} \quad (2.6)$$

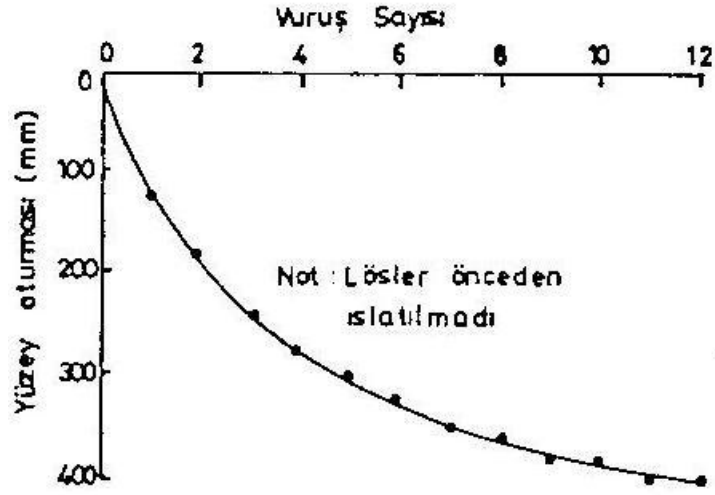
M: Düşürülecek ağırlığın (ton)

h: düşme yüksekliğinin (m)

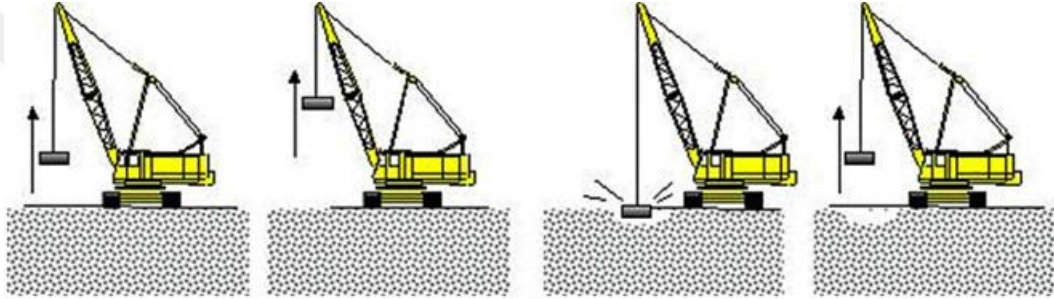
D: Sıkıştırılacak tabaka kalınlığı (m) bağıntısını vermişlerdir. (2.6.) eşitliğinin granüler zeminlerde, sıkıştırılacak tabaka kalınlığı olduğundan fazla hesapladığı tespit edilerek (2.7.) eşitliğini önermiştir. (Leonards ve ark. [21])

$$D = \frac{1}{2} \sqrt{Mh} \quad (2.7)$$

Braja [22] tarafından verilen bir uygulamada 4m kalınlıktaki bir gevşek kum tabakası dinamik kompaksiyon metoduyla sıkıştırılmıştır. Bu uygulamada 48 ton'luk bir ağırlık 3.70m yükseklikten düşürülerek sıkıştırılmıştır. Düşme noktaları ara uzaklığı 3.10m, bir noktadaki düşme sayısı ise 7-9 aralıkları arasında seçilmiştir. Dinamik kompaksiyon öncesinde ve sonrasında SPT deneylerinde, zemin yüzeyinde 2.0m'lik derinlik boyunca darbe sayılarında N30=20 dolayında artış sağlanmıştır. Gevşek kum tabakasında 4.5m'lik derinlik boyunca etkili olduğu ve etkinin derinlikle azaldığı görülmüştür. Dinamik kompaksiyon metodu, gevşek iri danelerin zemin tabakalarının geoteknik özelliklerinin iyileştirilmesinde pratik bir metot olarak kabul edilmektedir. Dinamik kompaksiyon metodunun diğer metotlar ile rekabet edebilmesi için, iyileştirilecek zemin alanının 5.000m²'den fazla olması gerekir. İnce daneli zeminler de bu alan 15.000m² olmalıdır [21]. 1957 yılında lösler üzerinde yapılan ilk dinamik kompaksiyon deneyi sonucunda oluşan vuruş sayısına göre yüzeyde meydana gelen oturmanın grafiksel gösterimi Şekil 2.10.'da verilmiştir. Grafikte 3.5-4m yükseklikten düşürülen kütlelerin lös zeminin kompaksiyonuna etkileri görülmektedir. Az miktarda zemin yüzeyinde sıkışma meydana gelmiştir. Yaklaşık olarak 10-12 düşüşten sonra zemin sıkışması 10mm iken, başlangıç düşüşlerinde sıkışma miktarı 100mm'dir.



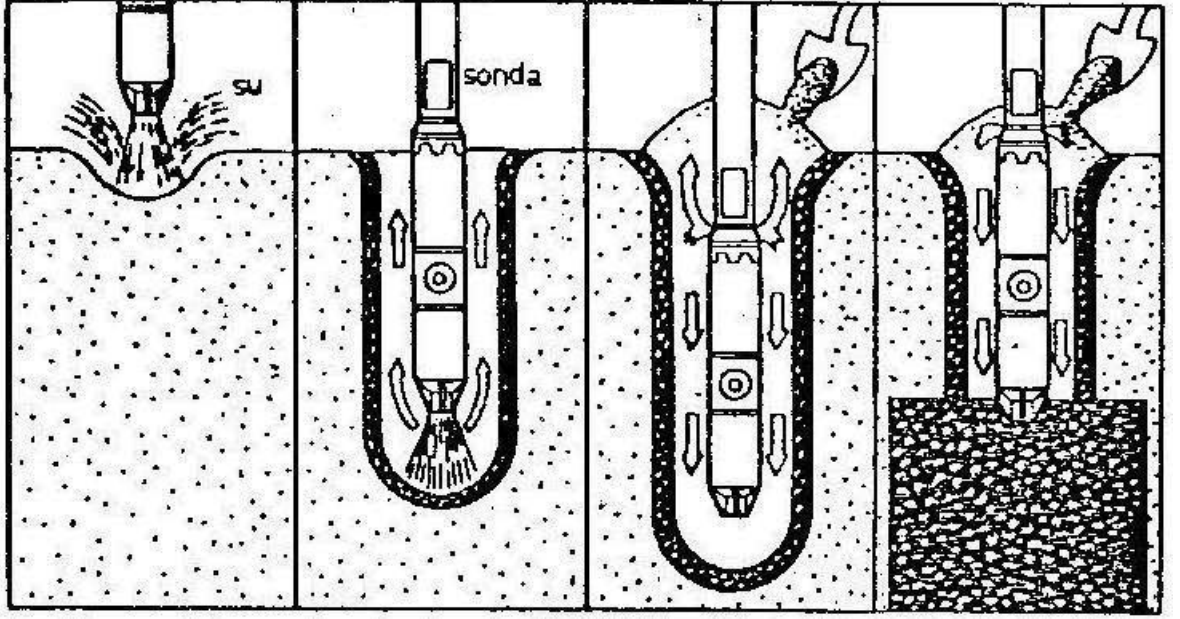
Şekil 2.10 Lösslerin dinamik kompaksiyonu [21]



Şekil 2.11 Dinamik kompaksiyon uygulaması [21]

2.2.2.6 Vibro kompaksiyon metodu

Derin, gevşek ve iri daneli kohezyonsuz zeminler, zemine yerleştirilen bir sondanın yüksek enerji titreşimleriyle sıkıştırılır. Vibroflotasyon tekniğinde 40cm çapında silindirik bir sonda vibrasyonla beraber titreşimle ve sondanın dibindeki deliklerden yüksek basınçlı su fişkırtarak zemine indirilir. İstenen derinlikte suyun akışı azaltılır ve bir kısım fişkırtmanın yönü sonda yukarısına doğru çevrilir. Suyun yukarı akışı dolgu malzemesi zeminin en uç noktasına inmesine sebep olur. Doldurma işlemi devam ettikçe zamanla sonda çevresinde 2.5~3m çapında bir bölge sıkıştırılmaktadır. Bu metotla 10-15m derinliğe kadar zemin sıkıştırılır (Şekil 2.12) [22].



Şekil 2.12 Vibroflasyon metodu [22]

Gevşek kum tabakaları ve yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu kohezyonsuz zemin tabakalarında vibroflasyon metodu ile zemin iyileştirilmesi daha etkili olmaktadır. Silt boyutlu danelerin miktarları arttıkça, kompaksiyonun etkisi azalır. Zemin enkesitinde fazla oranda çakıllı kum veya çimentolanmış kum varsa metodun verim oranı büyük ölçüde azalır ve bu metod ekonomik olmaktan çıkar. Dolgu malzemesi uygunluk sayısı;

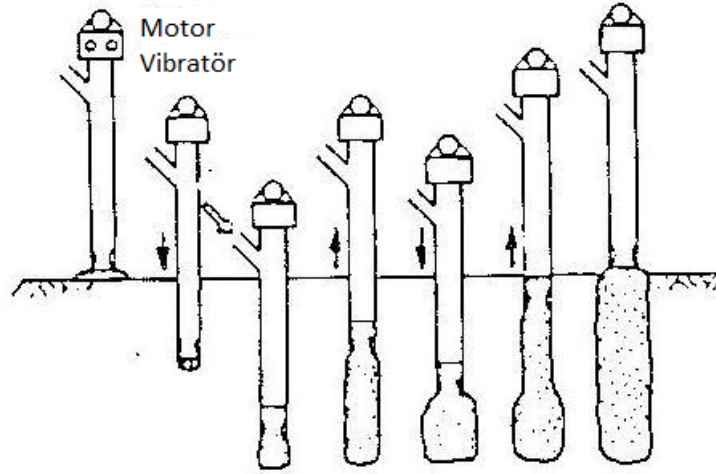
$$N_D = 1,70 \sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2} + \frac{1}{(D_{20})^2} + \frac{1}{(D_{10})^2}} \quad (2.8)$$

D50: Danelerin %50'nin daha küçük olduğu çap değeri (mm) D20: Danelerin %20'nin daha küçük olduğu çap değeri (mm) D10: Danelerin %10'un daha küçük olduğu çap değeri (mm) Brown'ın deneyinin sonuçlarına göre 0-20 iyi, 20-30 orta, 30-50 katsayısı malzeme ise düşük uygunluk durumunu gösterir. Çizelge 2.3'de dolgu değerlendirme ölçütleri gösterilmektedir.

Çizelge 2. 3 Dolgunun değerlendirme ölçütleri [22]

ND, Uygunluk Sayısı	0-10	20-10	20-30	30-50	>50
Sınırlama	Çok İyi	İyi	Orta	Kötü	Uygun Değil

Terra-probe olarak bilinen ikinci tip sonda 14m boyunda olup bir vibratörle zemine sokulmaktadır. Muntazam olarak zemine sokup çıkarma sırasında sürekli vibrasyonla sıkışma sağlanır. Çapı 76cm olan içi boş çelik sonda istenilen sıkıştırma derinliğinden 3-5m daha derine titreşimli çakıcı ile itilir. Birimin frekansı 15Hz'dir. Saatte 1-3m aralıklı 15 sondalama yapılabilir [22]. Sıkıştırma tekniğinin bir başka şekli ise direkt güç kompaksiyonudur. İstenen derinliğe bir ucu açık bir kaplama borusu vibratör yardımıyla indirilirken sonra dibine bir miktar kum yerleştirilmekte ve içeriye basınçlı hava verilirken kaplama borusu yukarı çekilmektedir. Sonra boru titreşimle tekrar geri itilip kum malzemesi sıkıştırılarak geniş bir ampüle dönüşmektedir. Bu işlemler tekrarlanarak yüzeye varıldığında 60-80cm çaplı bir kum kazığı elde edilmektedir [16] (Şekil 2.13).

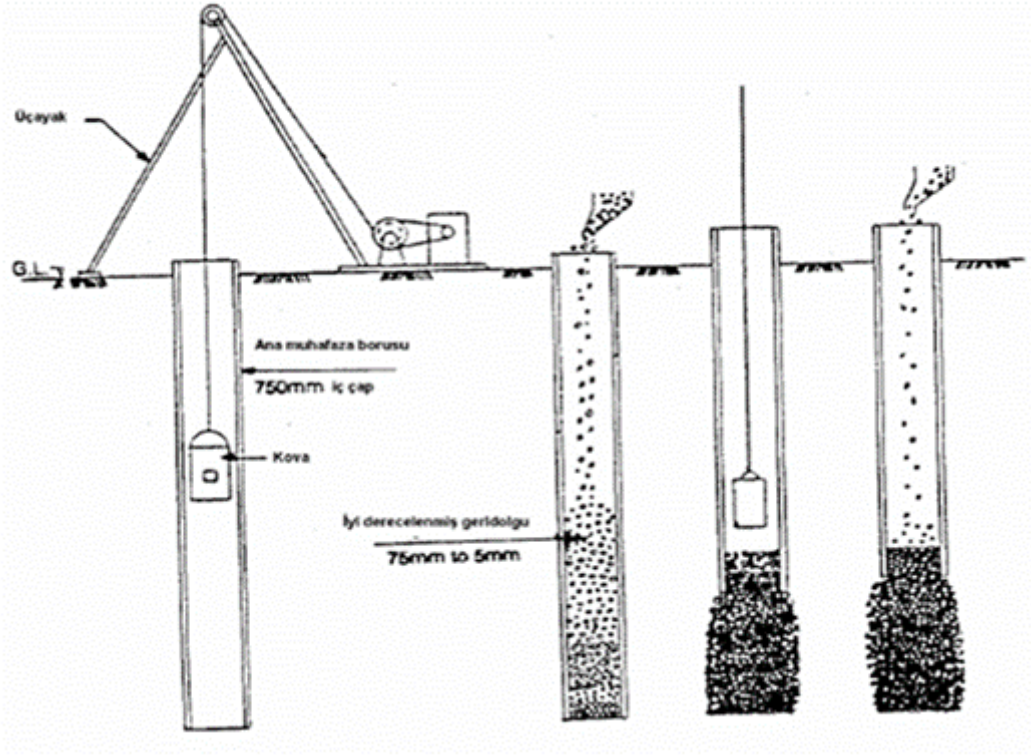


Şekil 2.13 Direk güç kompaksiyon metodu [16]

2.2.2.7 Kompaksiyon Kazığı

Bu yöntem genellikle gevşek kumlara uygulanır. Başlıca sağladığı faydalar arasında kumun sıvılaşma potansiyelini azaltma ve taşıma gücünü arttırmadır. Kullanılan bu metotta öncelikle ucu bir plaka ile kapatılan kaplama borusu çakılmakta, taban plakası bu borunun içinde olacak şekilde borunun içerisine konan iri daneli dolgu malzemesi sıkıştırılırken kaplama borusu yukarıya doğru yani yüzeye doğru çekilmektedir. Bu yöntemde genellikle Franki tipi kazıklar kullanılırlar. Bu kazıklar basınç ve çekme kuvvetlerini güvenle taşırlar. Zemin boru indirilirken ve dinamik etkiyle sıkıştırılır. Kompaksiyon kazığı etkisi kum tam doygunken ve ya tam

kuruyken olur. Kazıklar arası mesafe genelde 1.5 m civarındadır. Kompaksiyon kazığı yöntemi maliyet açısından uygun bir çözümdür.



Şekil 2.14 Kompaksiyon kazığı metodu [16]

2.2.2.8 Patlatma metodu

Eskiden beri uygulanan bu metotta, iyileştirilecek zemin tabakaları içerisine yerleştirilen sınırlı miktarda patlayıcılar ardışık ateşlemelerde patlatılmakta ve bu şekilde hızlı basınç dalgaları oluşturulmaktadır. Bu metodun en önemli avantajı etkili, kolay ve diğerlerine nazaran ucuz olması en büyük özelliği her zaman kullanılabilmesidir. Derin tabakada sıkıştırma elde edebilmek için patlayıcı maddeler, bu tabakaya yerleştirilebilir ve yüzeysel sıkıştırma, enerjinin tekrar zemine dönmesini sağlayacak biçimde yüzey patlamalarıyla elde edilebilir. Bu metot zemin yüzeyinin biraz üzerinde olacak şekilde yerleştirilen patlayıcı maddeleri kullanarak su altındaki zemin tabakalarında da uygulanabilir. Patlama sonucu, zemin içinde, yüksek hızda basınç dalgaları meydana gelir. Şok dalgaları, gevşek zeminin sıkışmasına sebep olur. Patlama kaynağından belirli uzaklıktaki mesafe şu formülle hesaplanır.

$$P_m = k_1 \left(\frac{\sqrt[3]{C}}{R} \right)^{\mu_1} \quad (2.9)$$

P_m : Max. Basınç (kPa) R: Belirli uzaklıktaki mesafe (m) C: Patlayıcı madde miktarı (kg) k_1 - μ_1 Sabitler. Şok dalgasının hızı, ses hızından yüksektir ve uzaklık arttıkça, bu şok dalgasının hızı 1500m/sn'ye iner. Hava miktarının %1'i aştığı durumlarda, şok dalgası önemli ölçüde değişmekte ve sıkıştırmanın etkisi azalmaktadır. Çizelge 2.4'de (k_1 ve μ_1) sabitleri gösterilmektedir.

Çizelge 2.4 Kum ve sudaki (T.N.T.) yükü için k_1 ve μ_1 değerleri [23]

HAVA MUHTEVASI	SU MUHTEVASI	k_1	μ_1
0	*	$5.90 \cdot 10^4$	1.05
0.05	*	$4.40 \cdot 10^4$	1.50
1	*	$2.50 \cdot 10^4$	2.00
4	*	$4.40 \cdot 10^3$	2.50
-	8.00-10.00	$7.35 \cdot 10^2$	3.00
-	2.00-10.00	$3.43 \cdot 10^2$	3.30
	100	$5.20 \cdot 10^4$	

*: Doyum Dengesi x: Kum zeminin hava muhtevası dengesi [23]'ye göre patlamadan dolayı meydana gelen gaz basıncı patlama kaynağında bir boşluk oluşturur. Bu boşluk hızla çöker. Şok dalgası bölgesindeki zeminde oluşan boşluk basıncı, danecikle daha sıkı bir yapı kurmak üzere dağılır.

Suya doymun gevşek kumlarda yapılan arazi deneylerinde,

$$C = 0,055h^3 \quad (2.10)$$

h: Patlayıcı maddenin yerleştirilme derinliği (m)

C: Patlayıcı madde miktarı (kg)

Bağıntısı sağlandığı takdirde

$$h_c = 1,50h$$

h_c : Etkili sıkışma derinliği (m)

olmaktadır. İnce ve orta daneli kumlu zeminlerde $h_c = 1.5h - 1.3h$ değerine kadar inmektedir.. Sıkıştırma genişliği formül olarak

$$R_C = k_3 \sqrt[3]{C} \quad (2.11)$$

k_3 =Zemin cinsine bağlı katsayı

R_C : Etkili sıkışma genişliği (m)

İfadesinden hesaplanmaktadır. Formüldeki k_3 değerleri Çizelge 2.5’de ince ve orta daneli kumlu zeminler için verilmiştir. Patlayıcı maddeler kare bir ağ oluşturacak şekilde aşağıdaki formülde bulunan aralıklarla yerleştirilebilir.

$$D = k_4 \sqrt[3]{C} \quad (2.12)$$

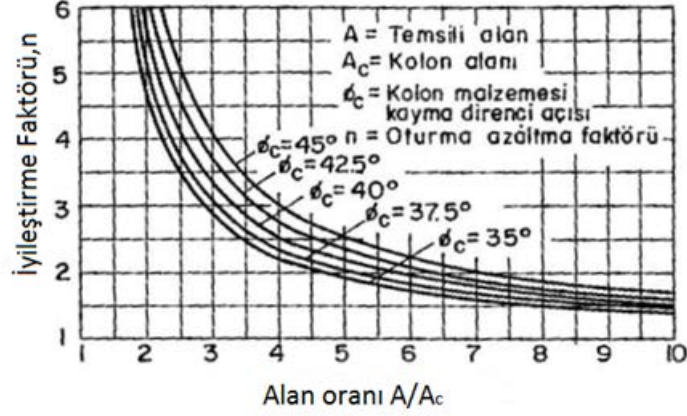
k_4 : Zemin cinsine bağlı katsayı k_3 ve k_4 değerleri Çizelge 2.5’de verilmiştir.

Çizelge 2.5 Kumdaki (T.N.T.) yükü için k_3 ve k_4 değerleri [23]

TİPİ	SIKILIĞI	k_3	k_4
İnce Daneli Kum	Gevşek	25.00-15.00	10.00-8.00
	Orta	9.00-8.00	6.00
	Sıkı	<7.00	<5.00
Orta Daneli Kum	Orta	8.00-7.00	6.00-5.00
	Sıkı	<6.00	<5.00

2.2.2.9 Taş kolonlar

Taş kolonlar genellikle yumuşak ve orta yumuşak zeminlerde kullanılırlar. Bunların fonksiyonu zemin üzerine gelen yükleri zeminle ortaklaşa taşımaktır. Hem taşıma gücünün artırılmasında, hem de oturmaların azaltılmasına katkıda bulunurlar ve aynı zamanda düşey dren gibi çalışıp oturmayı hızlandırır. Gevşek, ince kum zeminlerde sıvılaşmaya karşı önerilmektedir. Taş kolonlar vibroflotla açılan deliklerin dane çapı 20-75mm arası kırmataş veya çakıl agregası ile doldurulup sıkıştırılması ile teşkil edilir. Konvansiyonel olarak foraj yöntemleri ile delerek, agregası ile doldurulup sıkıştırılarak yapılır. Bu metotun güvenilirliği, inşaat ekibinin becerisine ve deneyimine bağlıdır. Tek büyük bir kolon taşıma gücünün geliştirilmesinde radyelerde ve akaryakıt tanklarının oturduğu zeminlerde ve baraj yapılarının iyileştirilmesinde daha sıkı bir alt yapı sağlayan taş kolonları kullanılmıştır. Kolonsuz ve kolonlu oturma oranları (iyileştirme oranı) 1.5-5 arasındadır. Grafik Şekil 2.15’te görülmektedir.



Şekil 2.15 Taş kolonlar ile zemin iyileştirme (oturma azaltma faktörü) [22]

Taş kolonlar ile iri daneli zeminlerin iyileştirilmesi:

Bu metotla iyileştirilecek iri daneli zeminler, inşaat sahasında gevşek haldeki tabii kumlar veya kohezyonsuz malzemeden oluşturulmuş dolgulardır. Dolguların sıklığı yapım metotlarına bağlı olarak değişebilir. Gevşek kohezyonsuz zeminler üzerine inşa edilecek temellerde farklı oturmalar olduğundan mütemadi temellerin hemen altında üniform ve iyi sıkıştırılmış bir temel zemini bölgesi sağlanır. Yapılacak iyileştirmenin derinliği ise;

Genellikle yapıldığı gibi tekil temelin minimum boyutunun iki katı,

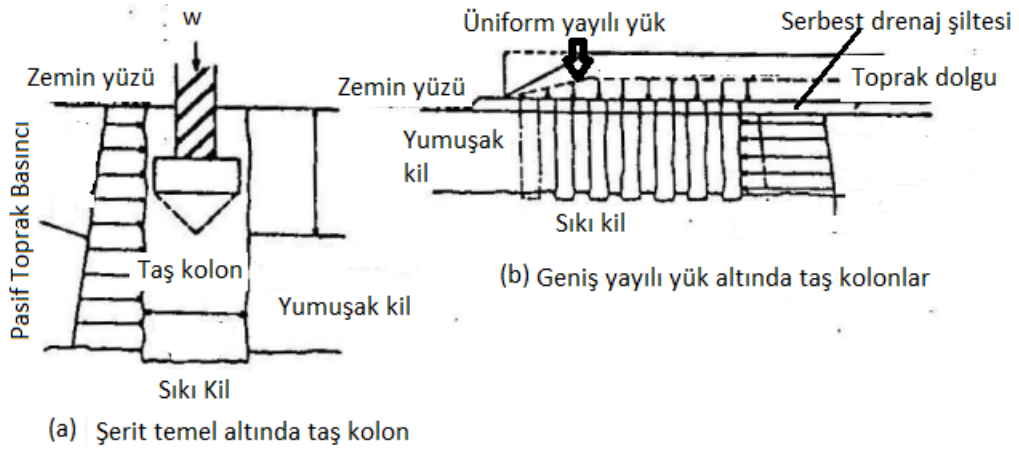
Mütemadi ve radye temeller altında pratik olarak derinlik 6-8m alınabilir.

Yalnız gevşek zeminlerde deprem ve suni vibrasyona uğramaları halinde, oturmayı ve sıvılaştırmayı önlemek için sıkıştırma derinliğini arttırmak gerekli olabilir.

Taş kolonlar ile ince daneli zeminlerin iyileştirilmesi:

İnce daneli zeminlerin iyileştirilmesinde (Şekil 2.16) doğrudan temellerin altına yerleştirilen taş kolonlar, daha aşağıdaki granüler zeminlere veya daha katı kil gibi taşıyıcı tabakalara kadar indirilir. Eğer taşıyıcı tabaka yoksa, mukavemetin derinlikle artımı sağlanmış olacaktır. Boşluk suyu basıncının sönmülmesi, taş kolonlar yardımıyla hızlanacağından kolon çevresindeki konsolidasyon ile ve zeminin kayma mukavemeti iyileşir. Mütemadi temelde, temelin hemen altındaki zemin temelden gelen yükten etkilenecek ve zeminin nihai taşıma gücü çok değişmeyecektir. Taş kolonun yanal desteği etrafındaki zemine doğru, dolgu malzemesinin sıkıca

yerleşmesini sağlamaktadır. Kolonun nihai taşıma gücü kolon taşıma gücüne bağlıdır.



Şekil 2.16 Yayılı yükler ve şerit temeller altındaki taş kolonlar [16]

2.2.2.10 Enjeksiyon teknikleri

Zeminin, kayma mukavemetini arttırmak ve permeabilitesini azaltmak amacıyla zemin içerisine basınç altında çeşitli bileşimdeki karışımların enjekte edilmesine "Enjeksiyon" denir. Enjeksiyon ile zemin iyileştirilmesi eskiden beri uygulanmaktadır. Genel olarak enjeksiyon metodunun uygulandığı yerler şunlardır; Aşırı oturmaların ve su kaçaklarının önlenmesinde, boşlukların doldurulmasında, Dinamit patlatmasıyla gevşeyen temel kayasının üst kısımlarının sağlamlaştırılmasında, yapı ile ana kaya arasında kalması muhtemel boşlukların doldurulmasında (Kontakt Enjeksiyonu) tünel inşaatında, tünel aynasında stabilitesinin sağlanmasında, komşu temellerinin takviyesinde, geçirimsizliklerinin teşkil edilmesinde (Perde Enjeksiyonu) gevşek kumlarda sıvılaşmanın önlenmesinde şeklinde özetlenebilir. En basit enjeksiyon harcı, su içinde çimento süspansiyonudur. Çimento harçları, büyük boşluklu gevşek iri daneli zeminlerin enjekte edilmesinde kullanılır. Bazen temel altına basınçlı çimento enjeksiyonu ile oturmuş hafif yapıya ait temelin kaldırılmasında kullanılabilir. Çimento harçları, çimento ağırlığının su ağırlığına oranı ile karakterize edilir. Bu harçlar önemli ölçüde çökmeye maruz kaldıklarından stabil sayılmazlar. Stabil olmayan harçların sulandırılrsa da kumlara ve çakıllara yapılan enjeksiyonlarda kullanılması doğru değildir. Kaba kumlarda veya kumlu çakıllarda çimento ve kimyasal enjeksiyon kullanılabilir. Böylece, temel altındaki zeminde istenilen seviyeye kadar bir blok oluşturulur. Yanında kazı

yapılacak temellerin emniyete alınması gibi hallerde kullanılmaktadır. Enjeksiyon harçları iki sınıfa ayrılabilir:

Daneli süspansiyonlar; çimento, kil, bentonit, bazen de kum ile hazırlanır, çökme hızına göre stabil veya stabil olmayan harçlardır.

Kimyasal harçlar da denilen solüsyonlar; Bunlar Newton sıvılarıdır. Organik monomerlerden (acrylomides, phenoplast ve aminoplast) yapılırlar. Viskoziteleri suyununkiye yakındır ve piriz yapana kadar da sabit kalır. Bunlara, “organik reçine”de denilmektedir. Kimyasal harçların yüzlerce çeşidi bulunmaktadır.

Gazların emülsifiye edilmesi ile elde edilen köpükler de enjeksiyon harcı olarak kullanılır. Bu köpükler, kabarma sayısı ile tanımlanır. Kabarma sayısı, gazın hacminin sıvının hacmine oranıdır. Bu sayı zeminin boşluk oranına eşdeğerdir.

Zeminin enjeksiyon kabul edip edemeyeceğini anlamak için en iyi gösterge, zeminin permeabilite katsayısıdır. Kimyasal enjeksiyon harçları taneli olmadığı için kullanılabilirlikleri doğrudan zeminin permeabilite katsayısına bağlıdır. Daneli enjeksiyon harçları için ise bazı alt sınırlar vardır. Bu sınırlar, çimento harcı için 5×10^{-4} m/sn kimyasal harcı için 1×10^{-6} m/sn'dir. Enjeksiyon karışımının cinsi, doğrudan ıslah edilecek zeminin dane çapı ile ilgilidir. Çimento, kireç ve bentonit gibi daneli karışımlar, çakıl dane boyutundan orta kum boyutuna kadar olan zeminlerde kullanılmaktadır. İnce kum ve siltlerin enjeksiyonunda kimyasal eriyikler kullanılmalıdır. Kil zeminlerinin enjeksiyonla iyileştirilmesi mümkün değildir. Alüvyonlu zeminler ve gözenekli kayalarda baraj güvenliğinin sağlanması için enjeksiyon yapılmaktadır. En çok kullanılan enjeksiyon malzemeleri, çimento, bentonit, silikatlar ve son yıllarda kullanılan lignin, akrilamid, rezorsinol formal gibi kimyasal bileşimlerdir. Zemin dane çapına bağlı olarak zeminlerin hangi tür enjeksiyon malzemesi ile enjekte edilebilirliği Şekil 2.17 'de gösterilmektedir.

ÇAKIL	KUM	SİLT	KİL
ÇİMENTO			
KIREÇ			
BENTONİT			
REÇİNELER			
LİGNİN			
AKRİLAMİDLER			
SİLİKATLAR			

Şekil 2.17 Enjeksiyon türleri [16]

Enjeksiyon tekniklerini çatlatma enjeksiyonu, sıkılama enjeksiyonu ve geçirimsizlik enjeksiyonu olarak üçe ayrılır.

2.2.2.11 Çatlatma enjeksiyonu (hydrofracture)

Yapıların oturmasını önlemek veya farklı oturma yapmış yapıları düzeltmek için uygulanan bir enjeksiyon türüdür. İlk önce zemin çatlatılıp sonra çatlaklara karışımın enjekte edilmesi şeklinde uygulanır. Düşey yönde açılan kuyudan yatay yönde verilen basınç ile zeminde çatlaklar oluşturulur. Bu çatlakların büyümesi ile zeminde sıkışmalar oluşur. Daha sonra aynı kuyudan basınç ile enjeksiyon edilen viskozitesi yüksek karışım zeminde oluşan çatlakları doldurur. Çatlatma enjeksiyonu, genelde alüvyon zeminlere uygulanır. Kontrolü güçtür. Çevredeki yapılara zarar verme riski büyüktür.

2.2.2.12 Sıkılama enjeksiyonu (kompaksiyon)

Zemin-çimento harcı oldukça büyük bir basınçla (35 kg/cm^2 gibi) zemine basılır. Gevşek veya örselenmiş zeminleri sıkıştırmak ve zeminin birim hacim ağırlığını artırmak için kullanılır. Böylece, yoğun, üniform bir kütle oluşturulur. Çatlatma enjeksiyonuna göre enjeksiyon noktasından çok uzağa gitmeyen bir enjeksiyondur. Zemin yüzüne yakın yerlerde kabarmalara yol açabilir.

Sıkılama enjeksiyonunun harcı çimentolu veya çimentosuz siltli kumdur. Bu harç gevşek zeminleri sıkıştırmakta başarı ile kullanılmaktadır. Sıkılama enjeksiyonunun kullanıldığı başlıca yerler,

Gevşek dolguların veya gevşek doğal zeminlerin sıkıştırılması, yapıların kaldırılması, ayakların takviye edilmesi olarak sıralanabilir.

2.2.2.13 Geçirimsizlik enjeksiyonu (permeasyon)

Enjeksiyon ile zeminin boşlukları, zeminin hacmi veya yapısı değiştirilmeden doldurulur. Kullanılan enjeksiyon harcı, zeminin dane çapı dağılımına bağlı olarak çok çeşitli olabilir. Permeabilite sayısı (k) 10^{-3} cm/sn olan zeminlerde silikat esaslı, 10^{-4} cm/sn olan zeminlerde reçine esaslı harçlar kullanılır. Enjeksiyon malzemesinin zeminin tipine uygunluğunu aşağıda yer alan 2.13 , 2.14, 2.15 ve 2.16 formülleri ile belirlenebilir.

$$\frac{D_{15}(Zemin)}{D_{85}(Enjeksiyon\ malzemesi)} > 25$$

(2.13)

$$< 11$$

(2.14)

$$\frac{D_{10}(Zemin)}{D_{95}(Enjeksiyon\ malzemesi)} > 11$$

(2.15)

$$< 5$$

(2.16)

Son yıllarda, ince daneli çimento ile oluşturulan süspansiyonlar, daha ince daneli zeminlere enjeksiyon yapılmasını mümkün kılmıştır [24].

2.2.2.14 Jet grout

Jet grout yöntemi, iyileştirme yapılacak derinliğe kadar bir delgi yapılması ve jet grout ekipmanı kullanılarak zemin içerisine ince püskürtme memelerinden yüksek basınçta (300-600 bar) çimento-su enjeksiyonu yapılarak, yerindeki zeminin koşullarına ve basınca göre belirlenecek çapta, zemin-çimento (soilcrete) kolonları oluşturulması şeklinde açıklanabilir. Böylece mevcut zeminin, mukavemeti ve deformasyon modülü artar; permeabilitesi azalır. Yüksek basınçlı enjeksiyonun mevcut doğal zemini kesmesi ile beraber zeminle karışan enjeksiyon şerbeti, oluşturduğu bu kolonlarla, homojen bir eleman olarak işlev görür. Jet grout gerek uygulandığı zeminlerin, kil, silt, kum, çakıl, alüvyon zemin gibi çok çeşitli olması,

gerekse kullanılma alanlarının genişliği açısından son yıllarda oldukça öne çıkan bir zemin iyileştirme yöntemidir. Başlıca kullanma alanları; derin temeller, istinat duvarları, batardolar, cutoff duvarlar, şev stabilitesi, zemin ankrajları, tüneller, geniş sahalarda zemin iyileştirmesi ve yapıların temel takviyesi olarak özetlenebilir. Ayrıca jet grout yöntemi, diğer yöntemlere göre aşağıdaki üstünlüklere sahiptir. Her türlü zemin cinsine uygulanabilir olması, önceden belirlenebilecek geometrik ölçüler çerçevesinde uygulanacağından ötürü malzeme sarfiyatının büyük bir yakışımla önceden hesaplanabilmesi, genelde çimento-su karışımı kullanıldığı için kimyasal enjeksiyon gibi çevre kirliliği oluşturmaması, dar sahalarda enjeksiyon işinin başarıyla gerçekleştirilebilmesi, temel takviyesi sırasında yapının deformasyonu çok az veya hiç olmaması, yüksek riskli inşaatlarda can güvenliği sağlanması, bu yöntemin avantajları olarak sayılabilir. Jet grout kolonları istenilen derinlikten başlanıp istenilen derinliğe kadar imal edilebilir. Jet grout yönteminin uygulama alanları ise şöyle özetlenebilir; temel takviyesi, sığ kazılarda şevlerin tutulması, kazı tabanından su gelmesinin önlenmesi, tünel zeminin iyileştirilmesi, şev stabilitesinin iyileştirilmesi, binalara ilave temel yapılması, geçirimsizlik perdesi, sıvılaşmanın önlenmesidir. Jet Grout yönteminin uygulamasında iki aşama bulunmaktadır. Bunlardan ilki delme aşamasında zeminin iyileştirilecek derinliğine kadar delme borusu indirilir. Borunun zeminin içerisinde ilerleyebilmesi için zemin cinsine bağlı olarak ya ucunda kesici bir uç ya da boru eksenine dik bir veya daha fazla ağızlığa sahip özel püskürtme valfi yani nozul vardır. Diğer çimento harıcının yüksek basınçla püskürtülmesi işlemidir. Püskürtmenin etkisini artırmak için boru bir yandan yukarı çekilirken bir yandan döndürülür. Böylece zemin içinde silindirik bir çimentolu zemin kütlesi elde edilir. Zeminlerin jet grout yöntemi ile iyileştirilmesi oldukça yenidir. Yöntem son yıllarda oldukça hızlı bir şekilde gelişmiştir. Önce Japonya'da ortaya atılmış, ardından Amerika ve Avrupa'da teknolojisi gelişmiş ülkeler tarafından benimsenmiştir. Jet grout yönteminin benimsenmesinin nedeni zeminin sağlamlaştırılması, geçirimsiz hale getirilmesi veya temellerin takviyesi için kullanılan geleneksel yöntemlerin yetersiz kaldığı durumlarda çözüm getirmesidir. Jet-grout yöntemi ilk kez Japonya'da uygulandı. 1970 yılında Japon bilim adamları tarafından "chemical churning plant (CCP) yöntemini önerildi. Bu yöntemde yüksek hızlı çimento harcı yatay olarak püskürtülmekte bu esnada harç püskürtülerek yukarı çekilmektedir.

Daha sonra yine Japonya'da "jet grout" yöntemi adıyla yeni bir metod geliştirildi. Daha sonraları, bu ve benzer yöntemler hep jet grout yöntemi olarak anıldı. Japon bilim adamları diyafram duvarın yapımını düşünmüşlerdi. Yüksek hızlı bir seti kullanarak zeminde bir yarık açılmakta sonra bu yarık aşağıdan başlanarak çimento harcı jeti kullanılarak taşlaştırılmaktaydı. 1972'de CCP grubu "jumbo jet special grout" yöntemini ortaya attı. Bu yöntemde çimento jetinin hızı artırılıyor, ayrıca çimento jeti bir hava jeti kılıfı içine alınıyordu. Böylece CCP yöntemi ile oluşturulan 40-70 cm'lik kolonlar yerine 80-160 cm'lik kolonlar imal edilmeye başlandı.

İkinci grup ya da Jet grout grubu, ince diyafram duvarları yaparken rekabetin zorlaması ile kolon yapımına başladı. Böylece, imalatçı firmanın ismine izafen Kajima veya Jet grout kolonu yöntemi ortaya çıktı. Yöntemin esası delmenin hızlı bir su püskürtülmesi ile sağlanması, çimento harcının ayrıca verilmesi idi. Su jetinin yayılma hızı daha büyük olduğu için etkisi çok uzağa gidemez. Oysa daha dar bir açı ile yayılan hava jeti kılıfı ile suyun etkisini daha uzağa taşımak mümkün olmaktadır. Daha sonra, 1980'de CCP Grubu, Super Soil Stabilizasyon Management (SSS-MAN) yönetimini ortaya attı. Bu yöntemde çok büyük çaplı kolonların yapımı amaçlanıyordu. Basınçlı hava ile zarflanmış yüksek hızlı su jeti zeminin oyulması amacı ile kullanılıyor, parçalanmış zemin su ile birlikte ayrı bir sirkülasyon devresi ile dışarı çıkarılıyor, zemin içinde meydana gelen boşluk çimento harcı ile dolduruluyordu. Böylece, özellikle iri daneli zeminlerde geniş çaplı kolonların oluşturulması mümkün oluyordu. Günümüzde bu yöntem hala geliştirilmektedir. Bir yandan iyileştirilen zeminin çeşidi artmakta bir yandan da verimlilik açısından önemli mesafeler alınmaktadır. Debi, hız, tulumba basıncı, harcın yoğunluğu ile ilgili ilerlemeler sağlanmıştır. Püskürtme deliklerinin sayısı, çapı ve şekli verim açısından önemlidir. Öte yandan, borunun dönme ve yukarı çekme hızının geoteknik değişkenlere bağlı olarak her iş ve yerde yeniden düzenlenmesi gerekmektedir. Son yıllarda teknolojiye önemli değişimler meydana gelmiştir. Yüksek basınçlı pompalar yapılmıştır. Böylece büyük debiler ve basınçlar elde edilmiştir. Su pompaları için 60 MPa, çimento harcı pompaları için 80 MPa değerlerine varılmıştır. Su çimento karışımı düzenekleri geliştirilmiştir. Elverişsiz koşullara uygun aletler yapılmıştır. Özetle, bu gelişmeler kullanılan araçların güvenilirliğini büyük ölçüde arttırmış, yapımda insan gücü gereksinimini azaltmış ve jetgrout imalinde gerekli yan çalışma

ve hazırlıkların daha çabuk yapılabilmesini sağlamıştır. Şekil 2.18’de çift akışkanlı yöntemle yapılan jet grout uygulaması görülmektedir.



Şekil 2.18 Çift akışkanlı jet grout uygulaması [18]

Jet grout yöntemi iyileştirilmesi istenilen derinliğe kadar bir delgi yapılması ve ekipmanlar kullanılarak zemin içerisine ince püskürtme deliklerinden “nozül” yüksek basınç yaklaşık 300-600 bar civarında çimento enjeksiyonu (çimento – su karışımı) yapılır. Nozul’un delik çapı ve dönme hızı iyileştirilecek zeminin cinsine ve arazinin kullanım amacına bağlı olarak değişir. Zeminin mukavemeti artar, deformasyon modülü artar ve permeabilitesi azalır. Yüksek basınçlı enjeksiyonun sabit hızla dönerek mevcut doğal zemini kesmesi ile zeminle karışan enjeksiyon şerbeti, zeminde kolon meydana getirir. Bu kolonlar zeminde homojen hem de sürekli bir yapısal eleman gibi çalışırlar.

Jet Grout yöntemi ülkemizde 1998 yılında İSKİ Atık Su Derin Tünelleri Projesi ile başlanmış olup 1998 yılından itibaren bu kullanım, yüksek kapasiteli ekipmanların

devreye girmesi ile birlikte yaygınlaşmıştır. Jet Grout kolonlar zemine yüksek basınçla (400-600 bar) çimento karışımı enjekte edilerek üretilmektedir. Genellikle, 60-120 cm çap aralığındaki kolonlar kullanılmaktadır. Gevşek granüler zeminlerdeki jet grout kolon imalatları daha yalın tekniklerle yapılabilmekte iken kohezyonlu katı sert zeminlerde ise özel uygulama teknikleri ile uygulanmaktadır. Özellikle bu tür uygulamalarda kapsamlı test ve kalite kontrol programları devreye girer. Bu yöntem yüksek basınç altında (700 kg/cm^2 'ye kadar) çok küçük deliklerden pompalanan enjeksiyon malzemesi zemini bıçak gibi keserek zemin içinde silindirik kolon oluşturmaktadır. Kazığa benzeyen bu kolonlar zeminin taşıma kapasitesini artırmakta ve sıkışabilirliğini azaltmaktadır. Birbirleri ile yan yana kesleştirildiğinde sızdırmazlık perdeleri oluşturabilmektedir. Zemin, enjekte edilen malzemeler ile karıştırılmakta bazı uygulamalarda ise karıştırılmayıp daimi devir sistemi ile tamamen veya kısmen dışarı çıkartılmaktadır. Jet grout yöntemi tekli, çiftli ve üçlü sistemleri bulunmaktadır. Tek bir boru hattından çimento ve su karışımından oluşan basınçlı enjeksiyon malzemesi verilebileceği gibi birbirinin içinden geçmeli üç borudan hava, su ve çimento karışımı ayrı ayrı ve değişik enjeksiyon basınçlarında verilebilmektedir. Su ve hava karışımları yüksek basınçlarda özellikle sert zemini gevşetmeye ve kazmaya yaramaktadır. Enjeksiyon basınçları ise aynı sistemin içinde daha düşük tutulmaktadır. Basınçlar arttıkça ve sistem çok borulu hava – su karışımlarına gittikçe zemin tipine göre jet enjeksiyon kolon çaplarında büyümektedir. Jet Grout uygulama tekniği çalışma mekanizması olarak üç ayrı gruba ayrılabilir.

1. Tek Akışkanlı Sistem: Delgi ve enjeksiyon işlemi su ile yapıldığı yöntemdir. Enjeksiyon basıncı 300-600 bar arasında değişir ve kolon çapları çakılda 60-100 cm diğer zeminlerde ise 60-80 cm arasında olmaktadır.

2. Çift Akışkanlı Sistem: Tek akışkanlı sisteme hava yastığı eklenir ve hava basıncı 8-12 bar arasındadır. Kolon çapları tek akışkanlı yöntemle göre %60-80 arasında artış göstermektedir.

3. Üç Akışkanlı Sistem: Delgi işlemi su ve hava ile yapıldıktan sonra enjeksiyon verilir. Su basıncı 300-600 bar, hava basıncı ise 8-12 bar ve enjeksiyon basıncı ise 30-80 bar arasındadır. Bu yöntemle 2.0-2.5 m çapında kolon oluşurken basınç dayanımı diğer iki yöntemle göre daha düşüktür.

2.2.2.15 **Derin karıştırma**

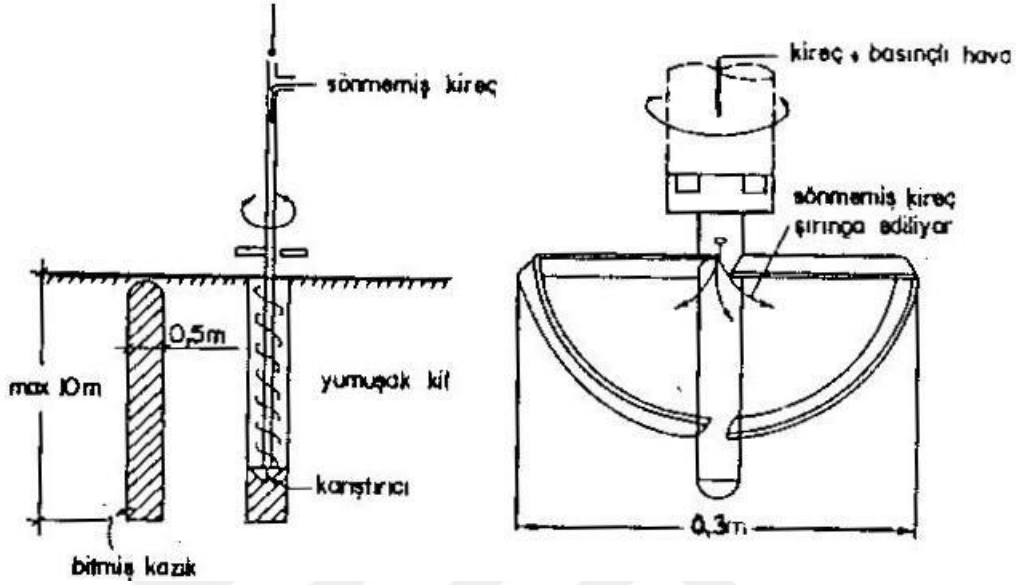
Derin karıştırma yöntemi, ince daneli zeminlerde kireç veya portland çimentosunun ortası delik burgular veya kanatlı karıştırıcılar aracı ile zeminle karıştırılıp kolonlar oluşturulması şeklinde uygulanmaktadır. Zeminle karıştırılan malzeme zamanla prizini alıp sertleşmektedir. Kireç kolonları, İsveç ve Japonya'da yaygın olup genellikle yumuşak killerde uygulanmaktadır. Kireç, sönmemiş (CaO) veya sönmüş (Ca(OH)₂) halde kullanılabilir. Her ikisinde toz halde kullanılabilir gibi sönmüş kireç bulamaç halinde de kullanılmaktadır. İmalatta zemin ile diğer malzemelerin iyi karıştırılması gerekmektedir aksi halde karışmamış kireç bantları kireç kolonun deplasmanına neden olabilmektedir. İskandinav Ülkelerindeki uygulamalarında karıştırıcı pervane kanat (genellikle 0.5 m çap) tasarım derinliğine kadar (10-15m) indirilmekte ve karışım borudan bulamaç şeklinde zemine pompalanırken kanat döndürülerek yavaşça yukarı çekilmektedir. Japonya'da uygulanan yöntemde uç ve kanatlar daha büyük çaplıdır. 1.80 m çapında ve 60 m derinliğe kadar uygulama yapılmıştır. Birden fazla sayıda burğu veya kanat döndürülebilmektedir. Kireç kolonlarında kuru zemin itibarıyla % 5-15 toplam karışım malzemeleri kullanılmaktadır. Killer ile karıştırıldıktan sonra 80 katına kadar mukavemet artışları 40 kata varan deformasyon modül artışları görülmüştür. Diğer taraftan Portland çimentosu ve bir miktar yüksek fırın külü ile çeşitli zeminlerin derin karıştırma ile daha avantajlı bir şekilde iyileştirileceği sonucuna ulaşmıştır [25].

2.2.2.16 **Kireç kazıkları**

Çin'de kullanılan kireç kazığı kuyulara sönmemiş kirecin (CaO) sıkıştırılarak doldurulmasıyla teşkil edilmektedir. Su muhtevası %50'den fazla olan siltli kil zemin ve ince siltli zeminler gibi ince daneli zeminlerin sağlamlaştırılmasında etkili olan bir tekniktir [26].

Zemin iyileştirilmesi işleminde iki aşama vardır. Sönmemiş kireç su ile karşılaştırıldığında CaO ağırlığının %32'sine eşit su emmektedir. Hidratasyon sonucu, kirecin hacmi artarak sondaj kuyusunun kenarlarına 1250 kPa'lık yüksek bir basınç etkiler bu da zeminin radyal konsolidasyonuna sebep olur. Günümüzde 10 m derinlik için yaklaşık 30 cm çapında kazık kullanılır. Kazıklar 1.0 m aralıklarla sınırlanır. İnşaat alanındaki kireç kazıklarını (bir kum, bir kireç kazığı) sırasıyla kum kazıklarıyla değiştirmek suretiyle verim kaybı önlenir ve daha ekonomik olur.

Böylece su kum kazıklarından dışarı atılır. Şekil 2.19’da kireç kazıklarının yapımı gösterilmektedir. Sönmemiş kirecin avantajı, hacim artışı çok büyüktür ve permeabilitesi yüksektir. Bu arada yüksek sıcaklıklar oluşacağından suyun viskozitesini azaltarak reaksiyonları hızlandırmaktadır.



Şekil 2.19 Kireç kazıklarının düzenlenmesi [16]

2.2.2.17 Elektro - osmoz

Elektro-Osmoz siltli zeminlerin drenajı ve konsolidasyonu için İkinci Dünya savaşından önce Almanya’da geliştirilen ancak başarısı uygulayıcının deneyimine bağlı bir metottür.

İnce daneli yumuşak zeminlerin mukavemet ve deformasyon özelliklerinin iyileştirilmesi amacıyla 50 yıldır kullanılmaktadır. Siltli ve siltli kil gibi ince daneli zeminlere doğru akım uygulandığında boşluk suyunun anottan (+) katot’a (-) doğru hareket ettirilmesine elektro-osmoz denir. Boru şeklindeki katotta toplanan su pompayla alınarak konsolidasyon sağlanır. Anottan özel sıvılar ilave edilir ise zemin ek stabilizasyon uygulanabilir. Anottan katota doğru su akımı sırasında negatif boşluk suyu basıncı meydana gelir. Toplam gerilme sabit kaldığından efektif gerilme artarak konsolidasyona sebep olur. Uygulanan doğru akım sonucu zeminden alınan debi;

$$q_h = k_e i_e A \quad (2.17)$$

Denklemlle ifade edilir. Burada

A: Akımın oluştuğu kesit alanı

k_e : elektroozmotik geçirgenlik katsayısı cm^2/snV

i_e : Elektriksel-hidrolik eğim (Volt/m)

Debi aynı zamanda zemine verilen akım (amper) ve buna bağlı olarak geçirimsizlik katsayısı

$$k_e = k_i \Omega \quad (2.18)$$

Fonksiyonu olarak ifade edilebilir. $k_i (\text{m}^3/\text{san}/\text{amp})$

Ω değeri düşük tuzlu ortamlarda 0.02. tuzlu zemin suyunda 0.30 arasında değişen özgül elektriksel iletkenliktir [19].

Mitchell [27] akım denklemini etkileyen değişkenlerinden elektroozmotik geçirgenlik katsayısı k_e 'nin %50-100 su muhtevalarında büyük değişiklik göstermediği, $1 \cdot 10^{-7} - 7 \cdot 10^{-7} \text{ cm}/\text{sn}$ dolaylarında bulunmuştur.

Mitchell [27]. K_e ve k_h 'in bir dizi zemin ve su muhtevasına göre değerlerini çıkarmıştır. Bu değerler Çizelge 2.6'da gösterilmiştir.

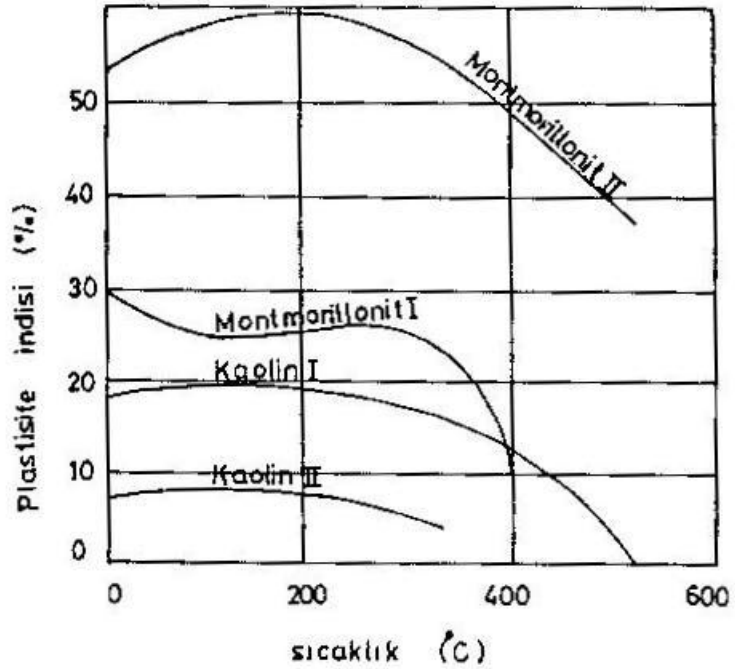
Çizelge 2.6 Elektro-osmoz geçirgenlik katsayıları [27]

Malzeme	Su Muhtevası(%)	$k_c \cdot 10^5 (\text{cm}^2/\text{sn.V})$	$k_h \cdot 10 (\text{cm}^2/\text{sn.V})$
Kuvartz Tuzu	23.5	4.3	10^4
İnce Kum	25	4.1	10^4
Mika Tozu	49.7	6.9	10^5
Kaya Tozu	27.2	4.5	10^7
Kaolin	67.7	5.7	10^7
Killi Silt	31.7	5	10^6
Boston Mavi Kil	50.8	5.1	10^8
Londra Kili	52.3	5.8	10^8
Akıcı Kil	31	2-2.5	$2 \cdot 10^8$
Na Montmorilant	170	2-0.1	10^9
Na Montmorilant 2	1000	12	10^8

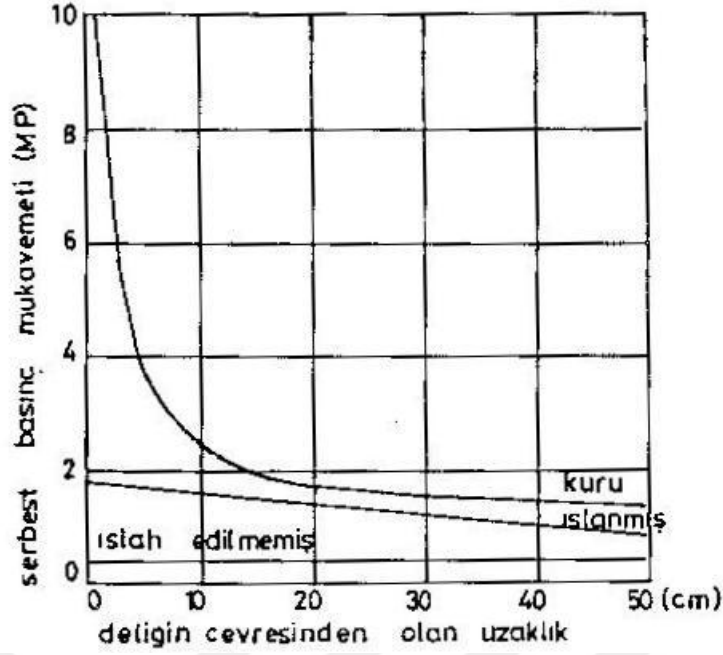
2.2.2.18 Isıl İşlemler

Lösler başta olmak üzere doygun olmayan silt ve killer ortam sıcaklığının artırılmasıyla mukavemetleri artırılır. Killi zemin, ısıtıldığında suyunu kaybederek katılaşır. Yeterli ısıya ulaştığında katılaşma kalıcı olur. 900°C 'nin üstündeki ısılarda killer tuğlaya dönüştürebilir. Ancak yerinde, zeminleri bu gibi ısılarla iyileştirme hem ekonomik hem de pratik değildir. Fakat edinilen deneyimler $400-600^\circ\text{C}$ 'de ısıtılan killerde önemli ölçüde mukavemet artışı olduğunu göstermiştir [19]. Isıtma

ile zemin iyileştirmesi birkaç istisna dışında doğu bloğu ülkelerinde kullanılmıştır. Zeminlerin yerinde iyileştirilmesi için Rusya’da ve Romanya’da bazı pratik teknikler geliştirilmiştir. Rus tekniği sondaj delikleri açıldıktan sonra sondaj kuyusunda basınç altında benzin veya gaz sıvı yakıtın yakılması ile yüksek sıcakla zeminin iyileştirilmesidir. Sondaj kuyuları 3 m’lik aralıklarla 15 m’ye varan derinliğe kadar yerleştirilir. Rusya’da yapılan çalışmalarda, termal sıcaklık işleminin 8 günlük bir ısıtmadan sonra, sondaj kuyusunun (150-200 mm) yarıçapının yaklaşık 10 misli genişliğe kadar etkili olduğu ölçülmüştür. Şekil 2.20’de sıcaklığın kilin plastisite indisi üzerinde termal etkisi, Şekil 2.21’de serbest basınç direncine etkisini görülmektedir [19].



Şekil 2.20 Sıcaklığın plastisite indisi üzerindeki etkisi [5]



Şekil 2.21 Termal işlemin mukavemete etkisi [16]

Arazi deneyleriyle sondaj aralığı, sondaj çapı ve ateşleme derinliğini belirlemek gereklidir. [28] birim hacimde kullanılan yakıt (F) ve aralıklar (S) için aşağıdaki bağıntılar vermişlerdir.

$$F(t/m^3) = \frac{100\gamma_k}{EC_f} (6,4W + 0,25T) \quad (2.19)$$

ve

$$S = 2\sqrt{\frac{d_c}{\Pi FH_c}} \quad (2.20)$$

Bu eşitlikte

γ_k : kuru yoğunluk (ton/m³)

C_f : Yakıtın ısıtma kapasitesi(kcal/kg°C)

W : Zeminin Su Muhtevası (%)

T : Zemin Yüzeyindeki Isı

d_c : Deliğin beher metresinin delme mahiyeti

H_c : Litre başına yakıt maliyeti

S : Min. Tüm maliyet için delik aralığı (m)

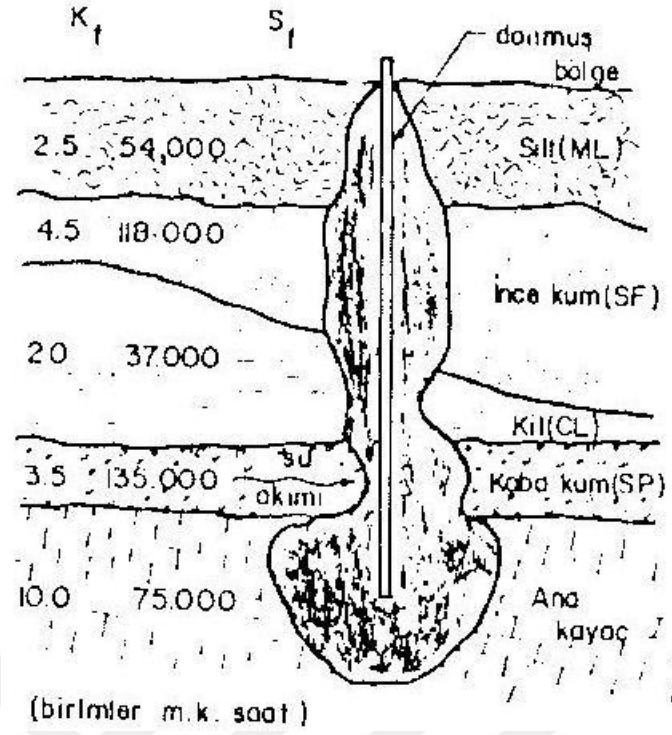
F : Kullanılan yakıt (ton/m³)

Π : Termal ısı verimi (%35 Açık yanma için -%70 Kapalı yanma için verilmektedir.)

2.2.2.19 Dondurma metodu

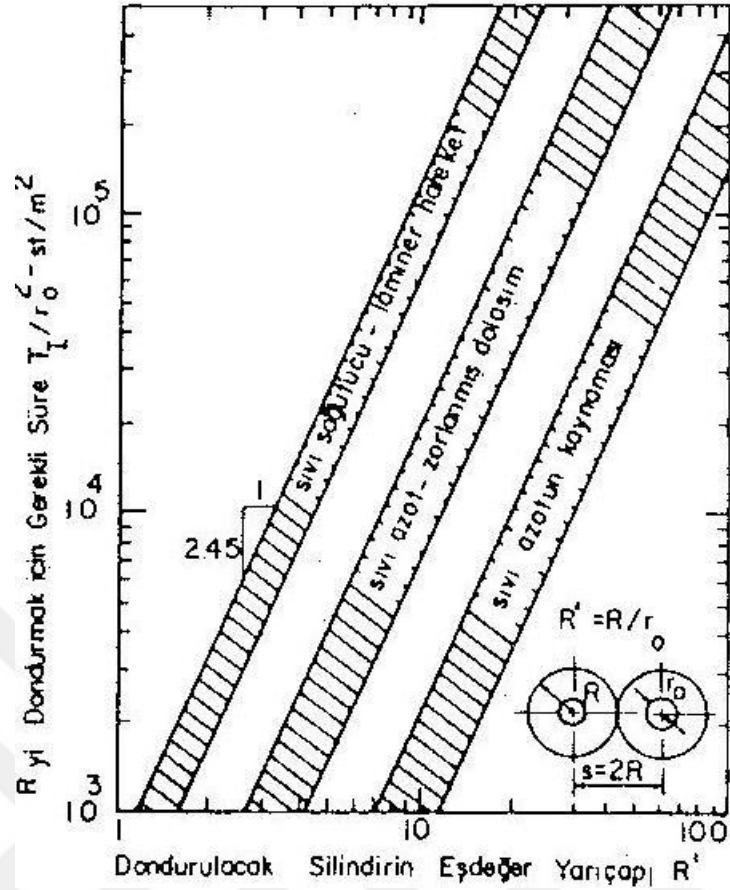
Dondurma metodu geçici olarak kullanılan zemin iyileştirme yöntemidir. Kendini kısa süre de olsa tutamayıp akma ve göçme eğilimi gösteren ortamlarda açık kazıların, tünellerin, yeraltı kazılarının yapımını kolaylaştırmak amacıyla boşluk suyunu dondurmak suretiyle zemini iyileştirmektedir. Böylece zemin boşluklarında bulunan buzun katılığı, zeminin katılığı ve kayma mukavemeti artırılmış olur [29]. Zemindeki sıcaklığın azaltılması, zemin içerisine yerleştirilen şebeke halindeki borulardan soğuk hava veya su geçirilmek suretiyle gerçekleştirilir. Yüzyıl kadar önce Almanya'da geliştirilen metotta (Pösch Metodu) amonyak veya freon'dan faydalanarak bir soğutucu tesisatta soğutulan kalsiyum kloridli su daha sonra borular içerisinde dolaştırılmaktadır. Sıvı nitrojen ve sıvı karbondioksit kullanarak çabuk dondurma metotları da geliştirilmiştir. Nitrojen -20°C ile -40°C olan tuzlu suyla karıştırıldığında nitrojenin kaynama noktası -196°C olduğundan daha alçak ısı ve daha hızlı soğutma elde edilir. Karbondioksitin kaynama noktası -79°C 'dir.

Genel kural olarak her ortamda dondurma işlemi uygulanabilir. Ancak maliyetler çok yüksektir. İdeal uygulama yumuşak zemin şartlarında yeraltı su düzeyinin altında ve 7-8 m derinliklerinde yapılır. Bu metotun kesinlikle uygulanamayacağı tek durum hareketli yeraltı suyunun bulunmasıdır. Yeraltı suyunun doğal olarak 2 m/gün'den fazla hareket ettiği ortamlarda zemin iyileştirme çalışmaları başarısız olur. Şekil 2.22' de hareketli suyun donmaya etkisi görülmektedir.



Şekil 2.22 Hareketli yeraltı suyunun donmaya etkisi [16]

Borular çevresinde donmayı sağlamak için gerekli ısı enerjisi ve zaman, hesaplanır. Hesapta en önemli değişkenler boruların çapı ve aralığıdır. Yatay boruların şebeke halinde yerleştirilmesini belirlemek amacı ile Şekil 2.22’de gösterilen diyagram hazırlanmıştır. Donma hızı ve şebeke yerleşim aralığı donma tekniğinin bir fonksiyonu olarak gösterilmiştir. Şekil 2.23’te farklı donma metodları için gereken süre gösterilmiştir.



Şekil 2.23 Değişik donma metotları için süreler [16]

2.2.3 Diğer İyileştirme Yöntemleri

Diğer iyileştirme yöntemleri olarak, mini kazık uygulamaları, geotekstil kullanılması ve akıllı zeminler olarak söyleyebiliriz. Mini kazıklar, sık bir şekilde uygulandıklarında kök kazıkları gibi çalışmakta ve zemin-kazık kompozit davranışı göstermektedir. Geotekstil uygulamaları son zamanlarda zemin iyileştirilmesinde çok kullanılan yöntemler arasına girmiştir ve giderek uygulamaları yaygınlaşmaktadır. Akıllı zeminler, en son geliştirilen zemin iyileştirme yöntemlerinden olup bio-enjeksiyon ve bio-geçirimsizlik olarak iki teknikten ibarettir.

2.2.3.1 Mini kazıklar

Mini kazıklar genelde 10-30 cm arasında çaplarda çimento şerbeti veya çimento harcı enjeksiyonu ile hazırlanmaktadır. Donatı olarak beton çeliği veya özel çelik profiller kullanılır.


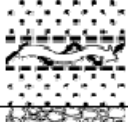

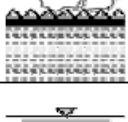
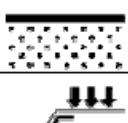
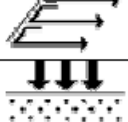
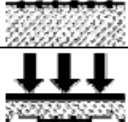

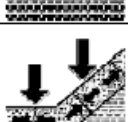

Kazığın zemine yükleri aktarması daima beton gövde sürtünme yüzeyinden olmaktadır. Yani yükler kayaya oturan kazıkların dışında, çevre sürtünmesi ile aktarılır. Kazık çapı olarak, delicinin veya kaplama borusunun dış çapı alınır. Mini kazıklar yatayla 10° eğimden, düşey doğrultuya kadar çeşitli eğimlerde imal edilmektedir.

2.2.3.2 Geosentetik malzemeler

İnşaat mühendisliğindeki yenilikler malzemelerde ve teknolojinin gelişimi ile paralel olarak ortaya çıkmıştır. Geoteknikte bu yeniliklere en iyi örnek hiç kuşkusuz donatılı zemindir. Donatılı beton, çelik ve polimerik malzeme, düşük veya hiç çekme kuvveti olmayan zeminlere çekme dayanımı kazandırmak amacıyla kullanılmaktadır. Geosentetikler, inşaat mühendisliğinde son yıllarda kullanım alanları ve miktarları en fazla artan malzemelerdir. 1970'lerde, yalnızca beş veya altı çeşit geosentetik varken, günümüzde dünyada 600 hatta daha fazla çeşit geosentetik ürün satılmaktadır [30]. 30 yıldan kısa bir sürede geosentetikler pek çok uygulamada denenmiş, kullanılmış ve hatta bazı uygulamalarda neredeyse geleneksel inşaat malzemelerine tercih edilmeye başlanmıştır. Birçok alanda geosentetiklerin kullanımı güvenlik sayısını arttırmakta, performansı iyileştirmekte, diğer inşaat alternatifleri ve tasarım yöntemleriyle kıyaslandığında daha ucuz ve daha hızlı imalat olanağı sağlamaktadır [30]. Geotekstillere, tekstil ürünü geçirimli geosentetik olarak tanımlanmaktadır. Geogridler zemin takviyesi uygulamaları için kullanılan yüksek mukavemetli, yüksek moleküler ağırlıklı bir malzemedir. Polyester ipliklerin örülmesi ve ardından boyut stabilitesi ve uygulama hasarlarına karşı koruma amaçlı polimer malzeme kaplanması ile imal edilir. Geomembranlar kimyasal maddelere karşı yüksek direnç gösterdiği, çekme mukavemeti yüksek, geçirgenliği düşük, delinme ve çatlamalara karşı dayanıklı olduğu için sızmaya karşı koruma amaçlı kullanılan bir geosentetik türüdür. Her elemanın en iyi özelliklerinden yararlanacak şekilde geosentetikler ve ağ (nets), ızgara (grids) gibi benzer ürünlerin geomembranlar ya da başka sentetik ürünlerle birlikte kullanılmasından oluşan geosentetik ürüne ise geokompozit denir. Geokompozitler geotekstil-geonet, geotekstil-geogrid, geotekstil-geomembran, geomembran-geonet ve hatta üç boyutlu polimerik hücre elemanlarından oluşabilir. Geosentetiklerin birçoğu polipropilen, polyester, polietilen, poliamid, PVC vs. gibi sentetik polimerlerden yapılmıştır. Bu ürünler biyolojik ve kimyasal bozulmaya karşı

yüksek dayanıma sahiptirler. Pamuk, keten ya da bambu gibi doğal liflerde, özellikle geçici uygulamalarda, geotekstil veya geogrid gibi kullanılmaktadır. Geosentetiklerin drenaj, ayırma, güçlendirme, filtrasyon, koruma ve yalıtım olmak üzere altı adet görevi vardır. Geosentetik uygulamalarında kullanılan malzeme bu görevlerden kimi zaman birini, çoğu zaman ise birden fazlasını yerine getirmektedir. Bu yüzden tasarım aşamasında hem birincil hem de ikincil görevler göz önüne alınarak seçim yapılması önemlidir. Geotekstillere birkaç metre genişliğinde ve birkaç milimetre kalınlığında şilteler, birkaç milimetre genişliğinde ve kalınlığı milimetreden az sonsuz uzunlukta şeritler ve milimetreden küçük çapta ve sonsuz uzunlukta silindirik lifler şeklinde oluşabilirler. Bunlardan meydana gelecek her geotekstil şiltesi farklı özelliğe sahip olacaktır. Uygulama en çok tercih edilenler örgülü ve örgüsüz tip geotekstillerdir. Çizelge 2.7’de fonksiyon ve kullanımı açısından geosentetik çeşitleri görülmektedir.

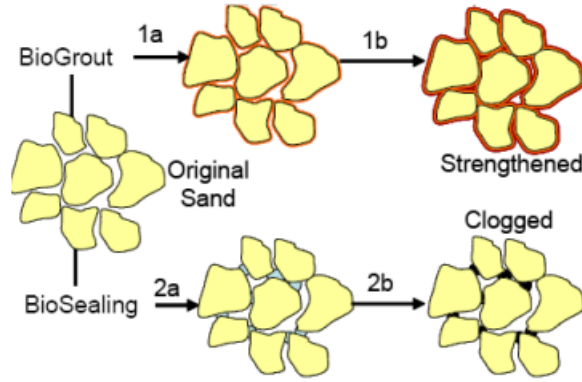
Çizelge 2.7 Fonksiyonlarına göre geosentetik çeşitleri [30]

FONKSİYON		ÇEŞİT	TANIM
Filtrasyon		Geokomposit, örgüsüz geotekstil	Sıvı geçişine izin verir, zemin danelerini geçirmemek
Drenaj		Geonet, geonet, geokomposit,	Sıvının taşınması
Ayırma		Geotekstil, geokomposit	İki malzemenin ya da zeminin karışmasını engellemek
Koruma		Örgüsüz geotekstil, geonet, geokomposit	Yapının zarar görmesini önlemek amaçlı
Geçirimsizlik		Geomembran, geokompozitler	Sıvı bariyeri
Donatılı duvar		Tek yönlü geogridler, örgülü geotekstiller	Zemine gelecek çekme kuvvetini karşılamak
Zemin iyileştirme		Çift yönlü geogrid, örgülü geotekstil, geokomposit	Taşıma gücünü arttırmak
Asfalt ve beton donatısı		Çift yönlü geogrid	Gelebilecek çekme kuvvetini karşılamak
Erozyon kontrolü ve yüzey stabilitesi		Geomat, geohücre, biomat, bionet	Rüzgâr, yağmur gibi etkilerden zeminin taşınmasını ve ayrılmasını önlemek
Sınırlama		Geohücre	Zemin kütlelerinin yanıl hareketlerini önlemek

2.2.3.3 Akıllı zeminler

Hollanda da (TU Delft)'te geliştirilen yeni akıllı zemin kavramı ile bio enjeksiyon (bio-grout) ve bio-geçirimsizlik (bio-sealing) teknikleri uygulanmaktadır [31]. Zemin yöntemlerinde, doğada jeolojik zaman sürecinde oluşan mekanizmaların daha kısa sürede oluşturulması sağlanmaktadır. Bio-enjeksiyon yönteminde laboratuvar ortamında oluşturulan bakteriler üre ve kalsiyum çözeltisi ile iri daneli (kohezyonsuz) kum ortamına enjekte edilmektedir. Bakteri üreyi karbonata çevirmekte, karbonat ile kalsiyum kalsit kristallerini oluşturmaktadır. Kalsit

kristalleri çökerek kum danelerini birbirine bağlayarak kumun mukavemetini artırmaktadır. Ancak permeabilitesini ise çok az etkilemektedir. Bio-geçirimsizlikte (bio-sealing) kum zeminde mevcut bakterilerin üremesi için zemin içine besleyici gıda enjeksiyonu yapılmaktadır. Büyüyen bakteri kolonileri kum daneciklerine yapışarak ve boşlukları doldurarak permeabiliteyi azaltmaktadır. Laboratuvar ve arazide yapılan deneylerde akıllı zemin teknolojisinin başarılı olduğu ve gelecek vaat ettiği görülmektedir (Şekil 2.24. , Çizelge 2.8.).



Şekil 2.24 Bio-enjeksiyon ve bio-geçirimsizlik yöntemleri prensibi [31]

Çizelge 2.8 Bio-enjeksiyon ve bio-geçirimsizlik uygulamalarının dayanım (σ), elastisite modülü (E50) ve permeabilite katsayısı (k) [31]

Terim	σ (kPa)	E50 (Mpa)	k (m/s)
Orjinal Zemin	460	80	$2.20 \cdot 10^5$
Bio-Enjeksiyon	2860	270	$1.00 \cdot 10^5$
Bio-geçirimsizlik	460	80	$2.00 \cdot 10^7$

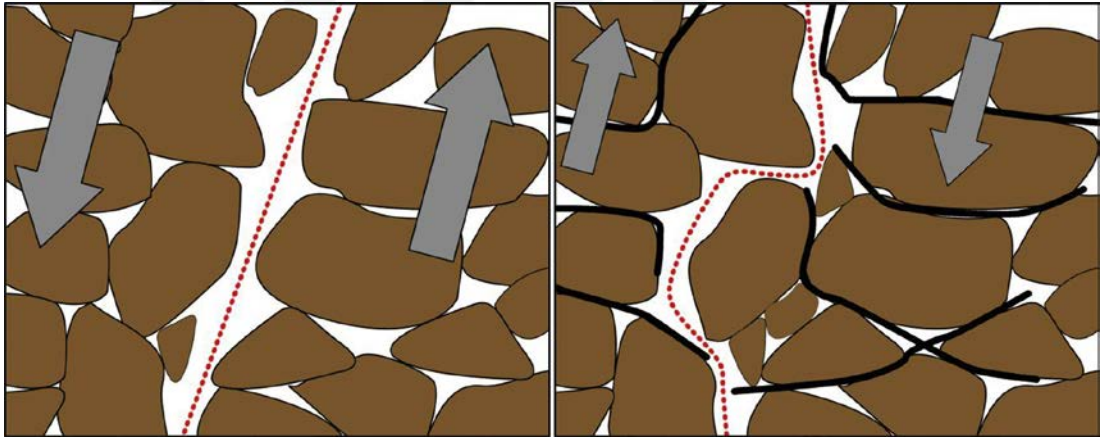
2.3 Literatür Özeti

Zemin doğal olarak basınca dayanıklı bir malzeme ancak çekme kuvveti konusunda pek iyi değildir. Bundan dolayı zemin inşaat malzemesi olarak düşünüldüğünde genellikle çekme kuvvetini tamamlayacak takviyeye ihtiyaç duyulmaktadır. Geosentetikler çekme kuvveti konusunda zemine göre oldukça dayanıklıdır. Zemin daneleriyle etkileşime giren geosentetikler hem çekme kuvvetine karşı zeminin

dayanımını arttırmakta hem de zeminin kayma gerilmelerine karşı direncine yardımcı olmaktadır.

Bu konuda çeşitli çalışmalar yapılmıştır. Mc Gown ve ark. [32] kesme kutusu üzerinde yoğunlaştığı deneylerde geotekstille donatılan kumun mekanik etkilerini incelemiştir. Bu deneylerin sonuçlarına göre donatılan zeminin dane çapı oranı, etkilerini incelemiştir. Krishnaswamy ve Isaac [43] dinamik üç eksenli deneylerle donatısız ve donatılı zeminlerin sıvılaşma potansiyelini karşılaştırmışlardır. Deneylerden elde edilen sonuçlara bakıldığında donatılan zeminde sıvılaşma potansiyeli azalmış ve daha güvenli bir zemin ortamı oluşmuştur. Chandrasekaran ve ark. [5] yaptığı üç eksenli basınç deneylerinde 100 ve 200 mm çaplı kuru zeminler denemiş, donatı olarak ta yünlü ve yünsüz geotekstiller kullanılmış ve sonuç olarak numune hazırlanırken kullanılan geotekstil tabakaları arasındaki mesafeyi azalttıkça dayanımlar yükselmiştir. Haeri ve ark. [6] yaptığı çalışmalarda kuru sahil kumu içerisine serilmiş geotekstille donatılan zeminin dilatasyon karakteristiğini incelemiş ve bu sonuçlara göre donatılı zeminde deviatör gerilmelerin ve zeminin sünekliğinin arttığını görmüştür. Latha ve Murthy [7] üç eksenli basınç deneyleri üzerine yoğunlaşmış geotekstil ve fiber katkılı donatı kullanarak deneylerini gerçekleştirmiş, aynı dizilime sahip geotekstil ve mikrogrid donatıyı karşılaştırmış ve ilgili deviatör gerilimi birim deformasyon grafikleri üzerinden farklı donatı malzemesinin sebep olduğu değişimleri incelemiştir. Bouazza ve ark. [41] göre donatı dinamik yükleme sırasında zemin'e büyük katkı sağlamış; zemin çatlaklarını azaltmış, taşıma kapasitesini arttırmış, basınç dayanımını geliştirmiş, erozyon ve toprak kaymasına karşı direnç oluşturmuş ve zemin hidrolik özelliklerinde artış sağlamıştır. Zeminde ki bu iyileşmeleri gözlemlemek için; fiber malzemeleri zemine ekleyerek gerilme şekil değiştirme grafikleri çizilmiştir. Gray ve Maher [8] üç eksenli basınç deneyiyle yapılan gözlemlerde düşük hücre basıncına rağmen fiber katkının zeminde ciddi iyileşmelere yol açtığı gözlemlenmiştir. Yapılan deneylerden alınan sonuçlara göre kesme kuvveti artışı fiberlerin miktarını ve gözenek açıklığını optimum olarak belirlemede rol oynamıştır. Fiberlerin tabakalandırılmasıyla ilgili yapılan ilk çalışma Gray ve Maher [8] tarafından yapılmıştır. Bu çalışmalar göstermiştir ki zemindeki ağırlıkça fiber içeriği %2 'yi aştığında zeminin mekanik performansında azalmalar görülmüştür. Maher ve Ho'ya [33] göre kesme kutusu ve üç eksenli basınç deneylerinde fiber malzemenin optimum

uzunluğu hakkında çalışmalar yapılmış buna göre zemin numunesine 2.5 mm ila 20 mm arasında parçalar atmak zemin sünekliğini arttırmış ancak çekme kuvvetini azaltmıştır. Daneler arası kenetlenme ve daneler arası yüzey sürtünmesi zemin donatılandırılmasıyla birlikte arttığı gözlemlenmiştir. Geogridlerin şev stabilitesinde ciddi artışlara sebep olmasının önemli faktörlerinden biride yine bu daneler arası kenetlenme ve daneler arası yüzey sürtünmesidir [34].Diğer yandan zeminde donatı yerleşimiyle ilgili çeşitli çalışmalar yapılmış; bu çalışmaların bazılarında fiber donatı zemine rastgele serpiştirilmiş [13], bazılarında ise katman olarak yerleştirilmiştir Dhawan ve ark. [12]. Yerleşim şeklinin zemin donatı ilişkisinde oldukça verimli rol oynadığı gözlemlenmiştir. Qian [36] yaptığı çalışmalarda aynı donatı özelliklerine sahip ancak farklı dane çapı dağılımındaki ince daneli zeminlerin üç eksenli kesme dayanımı sonuçlarıda farklı olacaktır kanısına varmıştır. Broms [35]'a göre donatıyı üç eksenli basınç deneylerinde yatay biçimde yerleştirmek nihai mukavetlerinde artışa sebep olmuştur. şekil 2.25'te Leschinsky ve ark. [13] tarafından yapılan çalışmada donatılı zemin ile donatısız zemin arasındaki kesme yenilmesi farkı gösterilmektedir.



şekil 2.25 Mikrogrid donatı ile takviye edimiş zeminin kesme yenilmesi [13]

şekil 2.25'te solda fibersiz zeminin çökme durumu, sağda ise mikrogridli zeminin kırılma durumu temsili olarak gösterilmiştir.

Ancak yapılan çalışmalarda kk gözenek açıklıklarına sahip mikrogrid donatının düzenli bir şekilde yerleştirilerek kullanıldığı gözlenmemiştir. Mikrogrid kavramı 4 mm 'den kk gözenek açıklığına sahip grid malzemeleri için kullanılmaktadır. Diğer geogrid donatılı zeminler gibi mikrogridle zemin donatılandırmasının zeminde içsel sürtünme açısı, rijitlik, süneklik, rezidüel direnç gibi temel kavramları arttırması

beklenmektedir. Mikrogrid donatılar boyutları ve gözenek açıklıkları gereği üç eksenli numune boyutlarına rahatlıkla sığabileceği düşünülerek uygulanmıştır.



3. MATERYAL VE METOD

3.1 Giriş

Bu bölümde, sahadan getirdiğimiz “ML (düşük plastisiteli silt)” tipi zemin üzerinde laboratuvarda yaptığımız deneyler ve sonuçları hakkında bilgi verilmiş, bulunan parametrelerle çizelgeler ve şekiller oluşturulmuştur. Diğer yandan zemin içerisinde kullanılan donatının bir takım özellikleri ile ilgili bilgi verilmiş ve deneysel çalışmanın nasıl yapıldığı açıklanmıştır.

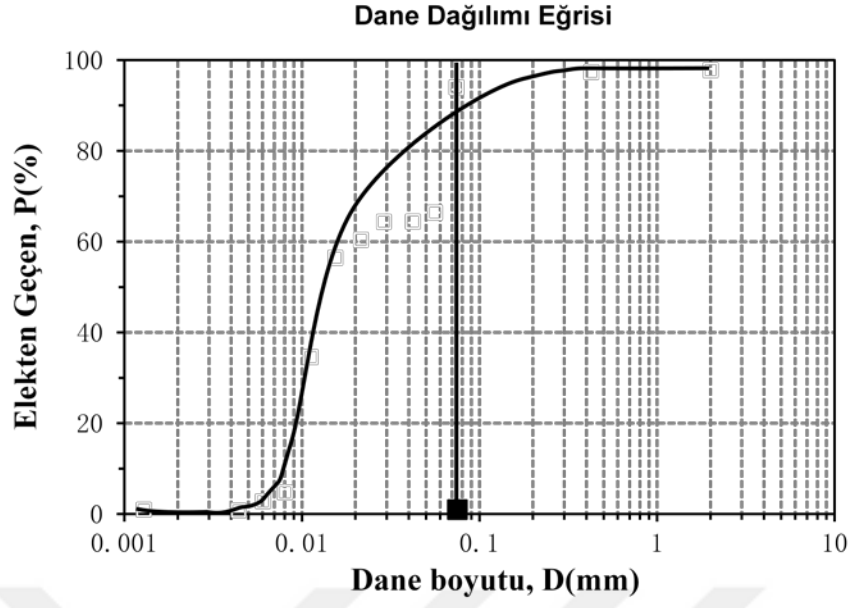
3.2 Deneysel Çalışmada Kullanılan Zemin Üzerinde Yapılan Deneyler

Tez çalışması için bütün deneyler Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir.

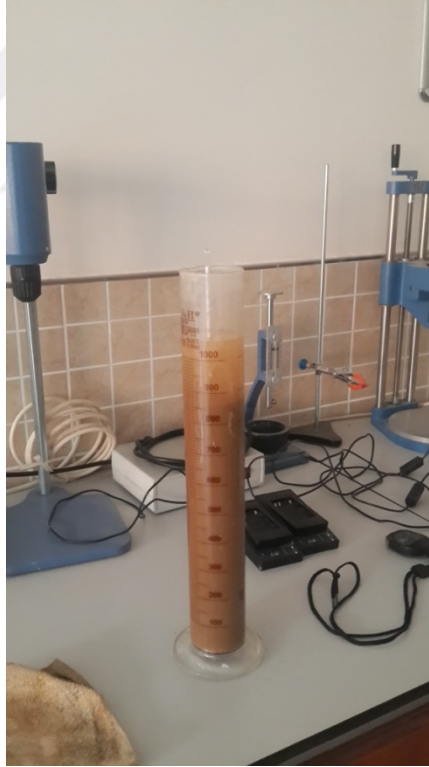
Deneysel çalışmada, Osmaniye'nin Fakiuşağı bölgesinden temin edilen zemin numunesi kullanılmıştır.

Zemin numunesi üzerinde laboratuvarda standart deneyler uygulanarak zeminin sınıflandırma ve mukavemet özellikleri tespit edilmiştir. Zeminin sınıflandırılmasında USCS (Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi) kullanılmıştır. Şekil 3.1’de zemin numunesine ait gradasyon eğrisi görülmektedir. Gradasyon eğrisi belirlenirken, zemin çok fazla ince dane içerdiği için elek analizi ile birlikte ıslak analiz ve hidrometre deneyi de yapılmıştır (Şekil 3.2).

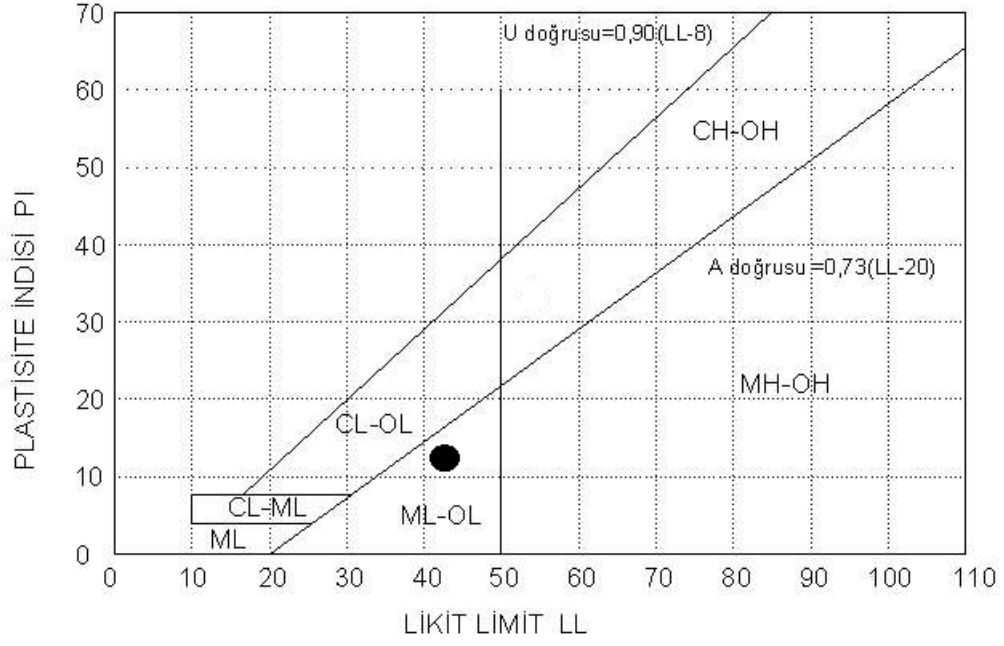
Gradasyon eğrisi belirlendikten sonra ince daneli zeminler için gerekli olan diğer bir sınıflandırma deneyi olan kıvam limitleri deneyi yapılmıştır. Likit limit ve plastik limit değerleri elde edildikten sonra zeminin plastisite kartındaki konumu Şekil 3.3’te gösterilmiştir. Zeminin optimum su muhtevasını belirlemek için standart proktor deneyi uygulanmıştır. Diğer yandan zemine üç eksenli basınç deneyi UU (konsolidasyonsuz drenajsız) yapılmış ve zemin örselenmemiş halde iken, kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerleri tespit edilmiştir.



Şekil 3.1 Zemin İçin Dane Dağılımı Eğrisi



Şekil 3.2 Hidrometre Deney Düzenegi



Şekil 3.3 Deneylerde kullanılan zeminin plastisite kartındaki gösterimi

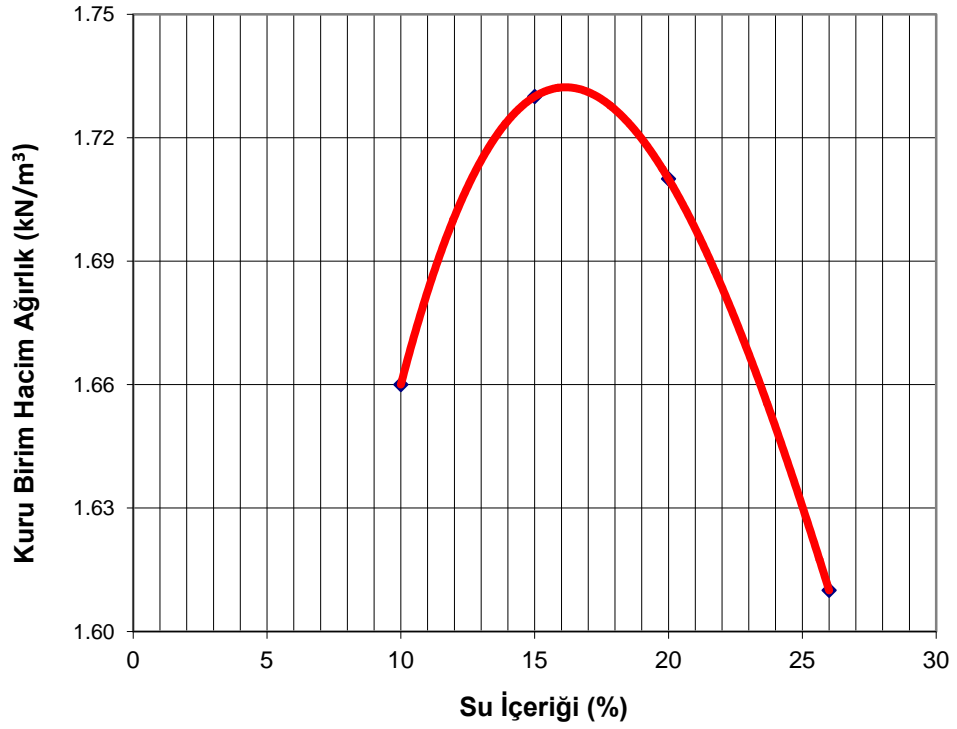
Yapılan sınıflandırma deneylerinin sonuçlarına göre zemin numunesinin sınıfı ML (düşük plastisiteli silt) olduğu tespit edilmiştir.

Zeminin doğal birim hacim ağırlığı ; $\gamma_n=2.03 \text{ kN/m}^3$ 'tür. Doğal su muhtevası; $\omega=\%21.6$ 'dır. Boşluk oranı $e=0.59$ ve porozitesi; $n=0.37$ $\gamma_k= 1.68 \text{ kN/m}^3$ 'tür Çizelge 3.1.'de zemin özellikleri ayrıntılı olarak gösterilmiştir.

Çizelge 3.1 Zemin numunesi özellikleri

Zeminin Numunesinin Özellikleri		
Terimler	Birim	Değer
Kohezyon (c)	kN/m ²	25.86
İçsel Sürtünme Açısı (Φ)	°	15
Üniformluk Katsayısı (C_u)	-	2.68
Eğrisellik Katsayısı (C_c)	-	0.55
D_{10}	(mm)	0.0082
D_{50}	(mm)	0.015
D_{60}	(mm)	0.022
D_{30}	(mm)	0.01
Su Muhtevası (ω)	%	21.6
γ_s	kN/m ³	2.68
γ_n	kN/m ³	2.03
n	-	0.37
e	-	0.59
γ_k	kN/m ³	1.68

Zeminin optimum su içeriği ile birlikte maksimum ve minimum kuru birim hacim ağırlıklarını belirlemek için kompaksiyon deneyi yapılmıştır. Deney sonucu elde edilen grafik Şekil 3.4'te gösterilmiştir.

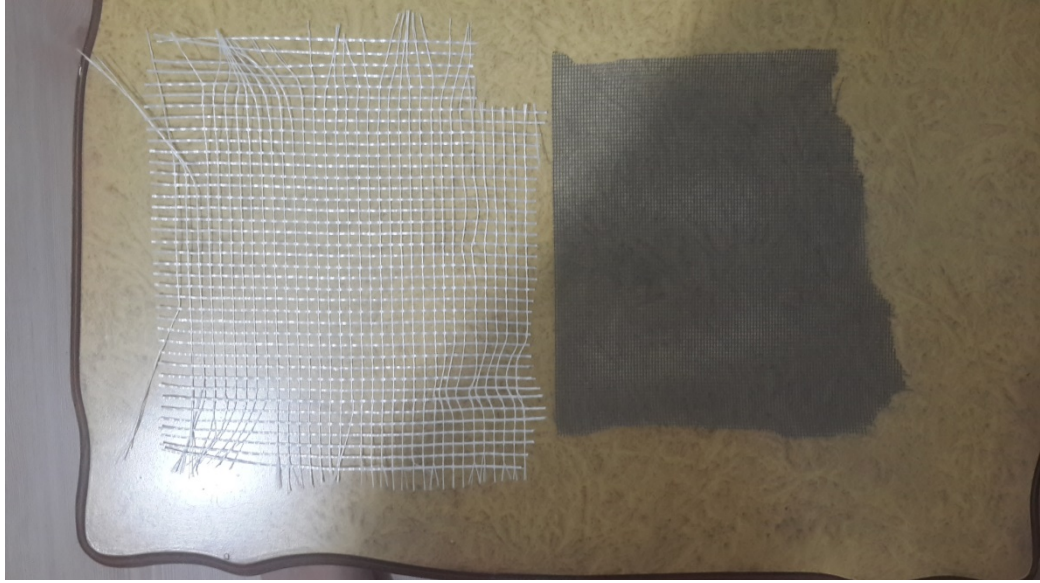


Şekil 3.4 Standart Proktor Deneyi Grafiği

Oluşturulan standart proktor deneyi grafiği Şekil 3.4'e göre zeminin optimum su muhtevası $\omega_{opt} = 18\%$ dir.

3.3 Mikrogrid Özellikleri

Deneylerde geogrid donatıyı temsilen 2 tip mikrogrid malzeme kullanılmıştır. Kullanılan mikrogrid malzemelerin özellikleri Çizelge 3.2'de verilmiştir. Aynı zamanda mikrogrid malzemeler Şekil 3.5'te gösterilmiştir. 2 mm gözenek açıklığına sahip piyasada fiber katkıli sineklik teli olarak isimlendirilen mikrogrid malzemenin markası Utlu tel'dir. Diğeri 4 mm gözenek açıklığına sahip piyasada sıva filesi olarak isimlendirilen mikrogrid malzemenin markası ise Starfix'tir. Her iki malzemede piyasada nalbur veya hırdavatçı diye tarif edilen dükkanlarda satılmaktadır.



Şekil 3.5 Solda 4 mm gözenek açıklıklı mikrogrid malzeme sağda 2 mm gözenek açıklıklı mikrogrid malzeme

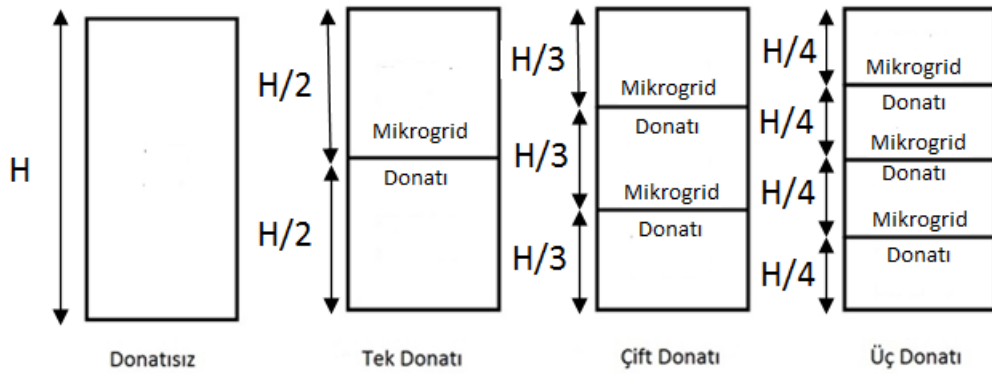
Çizelge 3.2 Mikrogrid özellikleri

Mikrogrid Özellikleri		
Ağırlık (g/m^2)	75	125
Kalınlık (mm)	0.3	0.2
Gözenek açıklığı (mm)	4	2
Çekme Kuvveti (N/m)	700	1200

3.4 Deneysel Çalışma

Toplamda 40 adet; tez için 28 adet olmak üzere, UU (konsolidasyonsuz,drenajsız) tipi üç eksenli basınç deneyi yapılmış, ilk 12 deney laboratuvardaki üç eksenli basınç deneyi aletini tanımak, ölçümlerin tutarlılığı ve sonuçlarda alınacak olan hassasiyeti arttırmak için yapılmıştır. Diğer 28 test, farklı donatı ve hücre basıncı konfigürasyonları için denenmiştir. Toplamda iki adet donatı tipi vardır. Bu donatılardan biri 2 mm gözenek açıklığına diğeri 4 mm gözenek açıklığına sahiptir. Deneylerde kullanılan bu mikrogrid donatı, çapı 50 mm yüksekliği 100 mm olacak şekilde hazırlanan üç eksenli basınç deneyi numuneleri Şekil 3.6'da gösterildiği gibi farklı katmanlarda yerleştirilmiştir. Donatıları yerleştirirken donatı çapı, zemin numunesinin içinde kalması gerektiği düşünülerek 49 mm olacak şekilde Ladd'in

[42] önerileri dikkate alınarak yerleştirilmiştir. Örneğin donatısız durum için yapılan yerleştirme şekline göre ilk önce sahadan UD tüpleri ile getirilen ve 60 mm çapında olan zemin, üç eksenli basınç deneyine girmeden önce numune çıkarıcı yardımıyla 50 mm çapa indirilmiş, ayırıcı spatül yardımıyla 33 mm uzunluğunda üç farklı katman haline getirilmiş, her bir katman ayırık mold'a yerleştirildikten sonra ayırık mold tokmağı ile 25'er vuruş yapılmış ve zemin nihai olarak 50*100 mm ebatlarına getirilmiştir. Tek donatı yerleştirilmesi durumunda ise farklı olarak zemin, ayırıcı spatül yardımıyla 50 mm uzunluğuna getirildikten sonra 49 mm çapında olan donatı yerleştirilip, tokmak ile 25 vuruş yapıp diğer 50 mm uzunluğundaki katman yerleştirilip tekrardan 25 vuruş yapılmıştır. Çift donatılı ve üç donatılı durum içinde benzer şekilde numune hazırlama işlemi yapılmıştır. Bu yöntemle yapılan numune hazırlama işleminde örselenmemiş zemine en yakın sonuçlar alınmaktadır [42].



Şekil 3.6 Donatı konfigürasyonlarını gösterir şekil

Herbir donatı konfigürasyonu 50, 100, 150, 200 kPa hücre basıncına maruz kalacak şekilde deneyler yapılmış ve deviatör gerilme birim deformasyon eğrisi grafikleri oluşturulmuştur. Deneyleri yaparken sahadan sondaj yoluyla getirilen örselenmemiş zemin % 21.6 doğal su içeriğinde kullanılmıştır. Sahadan getirilen numune uygun boyutlarda uygun donatıyla hazırlanıp numuneye latex membran geçirilip vakumlandıktan sonra üç eksenli basınç aletine yerleştirilmiş ve sonra hücre basıncı verilerek, ELE firması DS7 programından yararlanılarak üç eksenli basınç deneyleri UU (konsolidasyonsuz, drenajsız) tipi deneyler yapılmış, ve zemin, deviatör gerilme birim deformasyon grafiklerinde tepe noktasına ulaşırsa dahi deneye devam edilmiştir. Her bir numune için yaklaşık 40 okuma alınmaya çalışılmıştır. Her okumada hücre

basıncı, deviatör gerilme ve birim deformasyon değerleri kaydedilmiştir. Tüm testlerin aksenel deformasyon hızı 1 mm/dk'dır. Testten hemen sonra kırılmaya uğramış zemin ile mikrogrid donatısı elle birbirinden ayrılmış donatının hasara uğrayıp uğramadığı kontrol edilmiştir. Deneyler esnasında numunede oluşan çapsal değişim kaydedilmemiştir. ELE firmasının DS7 programı her okumada hazır olarak birim deformasyon ve deviatör gerilmeyi hesaplamıştır. Deneylerde başvuru olan bu yöntemdeki amaç, mikrogrid katkılı zeminin mekanik ve kesme mukavemeti özelliklerine yaptığı artışı gözlemlemektir. Bu anlamda donatılandırılmış ve donatılandırılmamış zemin aynı koşullar altında üç aksenli basınç deneyine tabi tutulmuştur. Şekil 3.7'de kullanılan deney aleti gösterilmiştir.

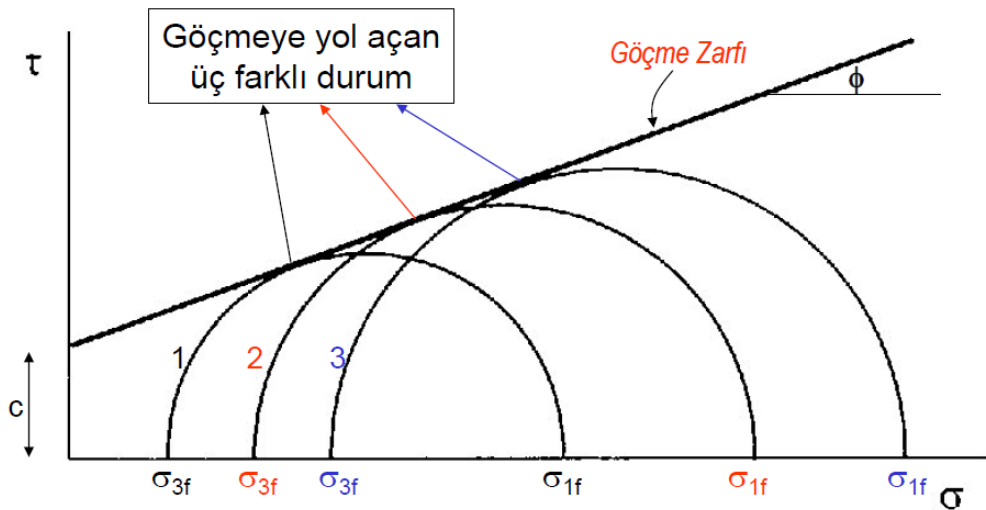


Şekil 3.7 Çalışmada kullanılan üç aksenli basınç deneyi aleti

4. BULGULAR VE TARTIŞMA

4.1 Giriş

Bu bölümde, üç eksenli basınç deneyi neticesinde gerilme deformasyon grafikleri oluşturulmuş, toplamda 4 farklı hücre basıncı ve 4 adet farklı katman dizilimli donatı kullanılmıştır. Öncelikli olarak DS7 programı yardımıyla deviatör gerilimi birim deformasyon grafikleri oluşturulmuş. Zeminin deney esnasında kırıldığı noktalardaki değerler alınarak Mohr daireleri oluşturulmuştur. Buna göre zeminin farklı donatı katmanları, farklı donatı tipleri ve farklı hücre basıncına göre meydana gelecek olan içsel sürtünme açısı ve kohezyon değeri değişimleri belirlenmiştir (Şekil 4.1.).



Şekil 4.1 Kayma-Normal Gerilme Göçme Zarfı

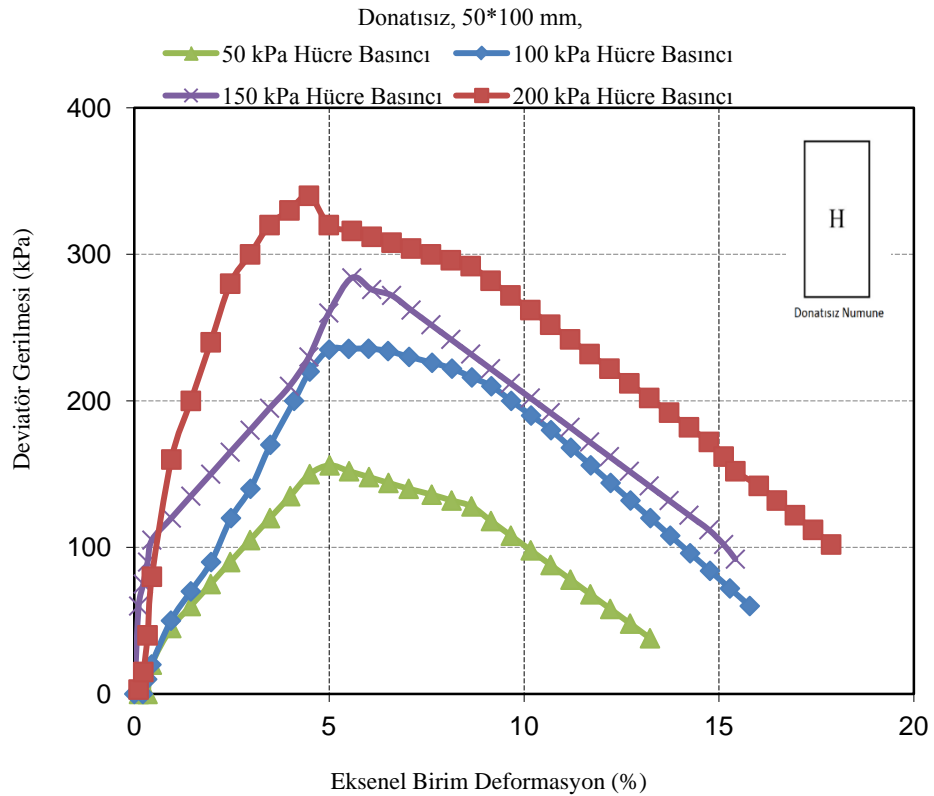
4.2 Deney Sonuçlarının Öncül Olarak Değerlendirilmesi

Deviatör gerilme birim deformasyon grafikleri ve mohr daireleri tezin ilerleyen kısımlarında ayrı ayrı olarak gösterilecek ve yorumlanacaktır. Bu başlıkta deney sonuçlarından hemen sonra bir takım önemli terimler anlatılmıştır. Buna göre donatı sayısı arttıkça kırılmaya maruz tutulan zeminin deviatör gerilme değerleri artmaktadır. Benzer şekilde zeminin kaymaya bağlı içsel sürtünme açısı ϕ' de artmaktadır. Bu artışın temel sebebi mikrogrid katmanlarının zeminde sebep olduğu içsel sıkılaşmadır. Bu donatıya bağlı sıkılaşma Qian [36]'ın yaptığı çalışmalarda detaylı olarak açıklanmıştır. Tezin ilerleyen kısmında da gösterileceği üzere donatı katmanı artışı zeminde daha fazla sünekliğe sebep olmuştur. Düşük birim deformasyonlarda donatı etkisi pek görülmezken, birim deformasyon yükseldikçe

donatı etkisi deviatör gerilme değerleri ile ciddi şekilde görülmektedir. Hatta bazı yerlerde düşük birim deformasyonda fazla donatı katmanlı zemin donatısız veya kendisinden az sayıda donatı katmanlı zemine göre daha düşük deviatör gerilme vermiştir. Tafreshi ve Asakereh'e göre [37] bunun sebebi düşük birim deformasyonlarda fazla donatılandırılmış zeminin daha az rijitliğe sahip olmasıdır, zeminin rijitliği ile ilgili çalışma özellikle Leshchinsky ve ark. [13] tarafından yapılmıştır. Buna göre üst yapı yüklemesi neticesinde yüksek birim deformasyona sahip zeminlerde donatı kullanmak daha verimli olacaktır. Üst yapı yüklerinin zeminde nasıl ve ne kadar birim deformasyona sahip olacağını bilmek toprakarme yapılar için önemli tasarım kriterlerinden biri, hatta yapıda geogrid kullanılıp kullanılmaması gerektiği hakkında ön bilgi vermesi açısından önemlidir.

4.2.1 Donatısız Durumda, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği

Şekil 4.2'yi elde etmek için toplamda 4 adet deney yapılmış her bir numune donatısız olarak hazırlanmıştır. 4 farklı hücre basıncı etkisi grafikte görülmektedir. Hücre basıncı arttıkça sabit eksenel birim deformasyon değerinde, deviatör gerilmenin arttığı görülmüştür.

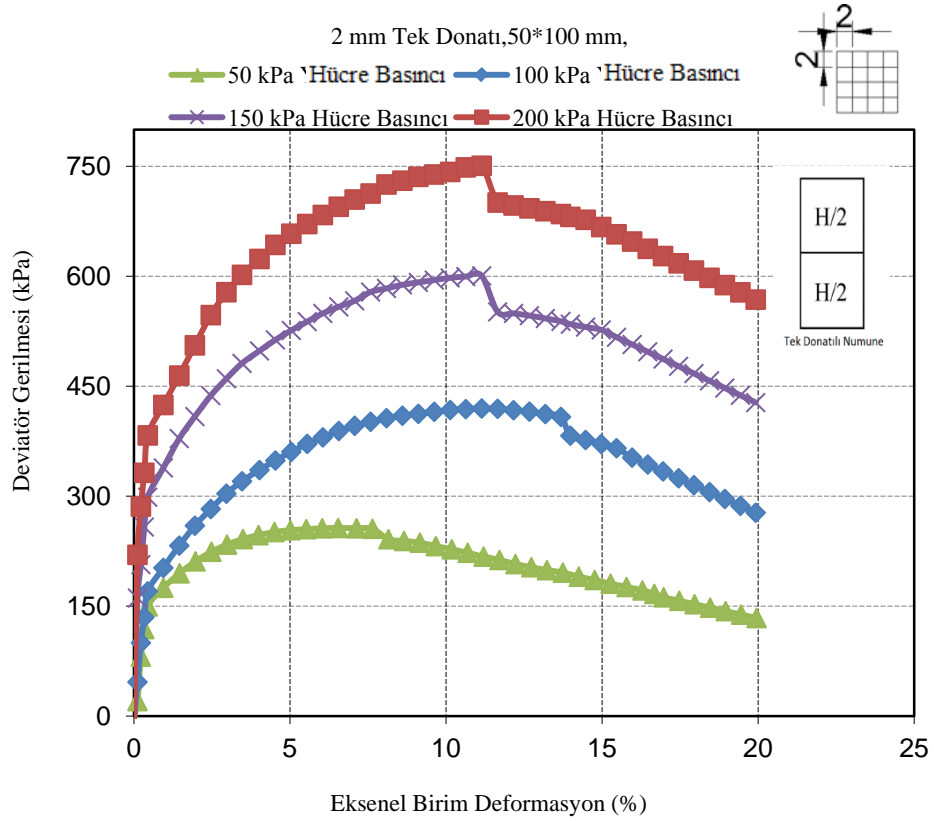


Şekil 4.2 Farklı hücre basınçlarına maruz donatısız numunelerin gerilme deformasyon eğrileri

Donatısız numunelerin tepe noktası değerleri sırayla; 156, 235, 284, 340 kPa değerindedir.

4.2.2 2 mm Gözenek Açıklıklı Mikrogrid Donatının Kullanımıyla Tek Donatılı Zeminde, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği

Bu grafiği elde etmek için 2 mm gözenek açıklığına sahip tek donatı kullanılmıştır. Donatı etkisi ve 4 farklı hücre basıncı değeri Şekil 4.3'te görülmektedir. Donatısız durumda olduğu gibi tek donatı kullanılması durumunda da hücre basıncının artmasıyla sabit eksenel birim deformasyon değerinde deviatör gerilmenin arttığı görülmüştür. Ayrıca donatısız duruma göre donatılı zeminde, zemin daha yüksek eksenel birim deformasyon değerlerinde yenilmiştir.



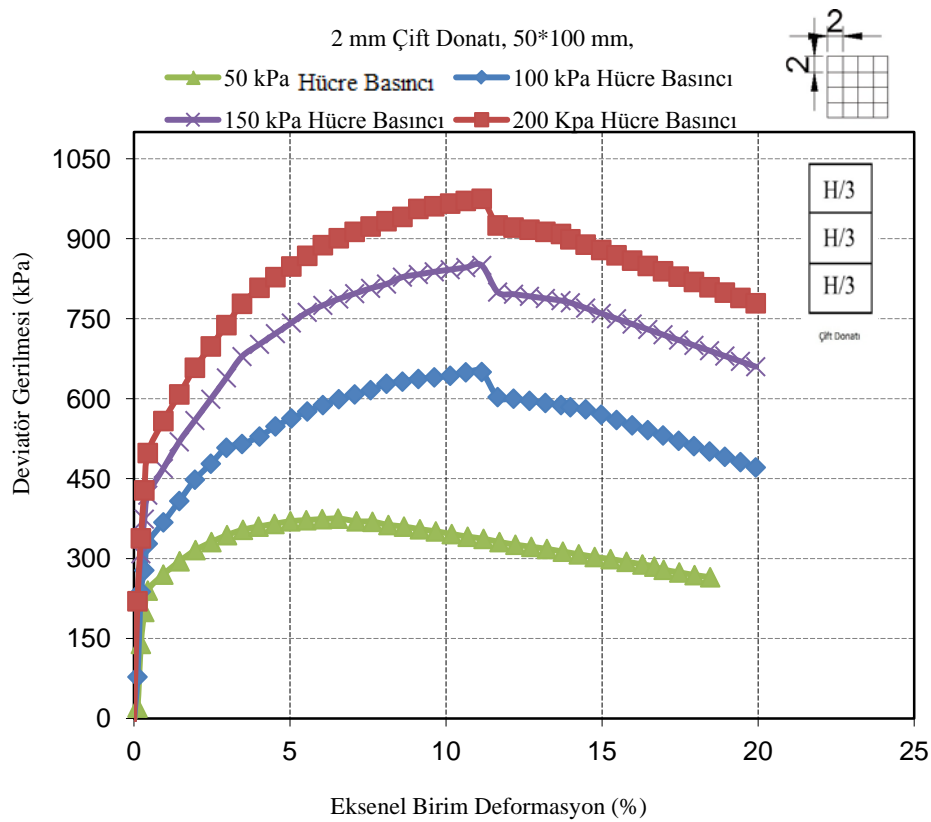
Şekil 4.3 Farklı hücre basınçlarına maruz, 2 mm gözenek açıklıklı tek donatılı numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri

Donatısız durumda, zemin 50 kPa hücre basıncına maruz iken, tepe deviatör gerilme 156 kPa'dır, tek donatılı durumda bu gerilme 256 kPa'ya çıkmıştır. Ancak şekil 4.3'de yer alan nihai değerler, donatısız durumun tepe değerleriyle karşılaştırıldığında en büyük katsayısal olarak gelişme 200 kPa hücre basıncı altında

elde edilmiştir. Bu durum daha sonra çizelgeler ile açıklanacaktır. Tek donatılı numunelerin tepe noktası değerleri sırayla; 256, 420, 605, 750 kPa'dır.

4.2.3 2 mm Gözenek Açıklıklı Mikrogrid Donatının Kullanımıyla Çift Donatılı Zemin, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği

Şekil 4.4'ü elde etmek için 2 mm gözenek açıklığına sahip 4 farklı hücre basıncı altında çift katmanlı donatı kullanılmıştır. Tek donatılı durumda olduğu gibi çift donatı kullanılması durumunda da hücre basıncının artmasıyla sabit eksenel birim deformasyon değerinde deviatör gerilmenin arttığı görülmüştür.

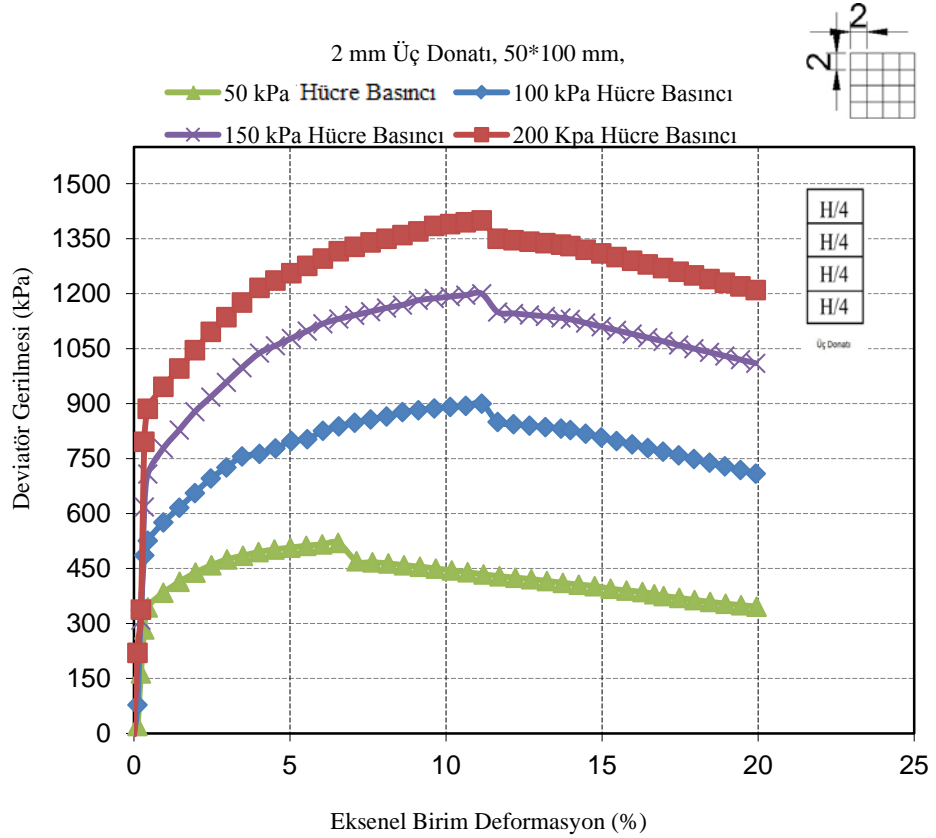


Şekil 4.4 Farklı hücre basınçlarına maruz, 2 mm gözenek açıklıklı çift donatılı numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri

Numune 100 kPa hücre basıncına maruz iken, çift donatılı durumda tek donatılı duruma göre en büyük katsayısal gelişimi vermiştir. Diğer yandan donatılı zeminde yapılan deneylerde, tüm hücre basınçlarında yenilme sonrası meydana gelen deviatör gerilmesindeki azalma daha uzun sürdüğü Şekil 4.4 ve Şekil 4.2 karşılaştırıldığında görülmektedir. Çift donatılı numunelerin tepe noktası değerleri sırayla; 375, 650, 850, 975 kPa'dır.

4.2.4 2 mm Gözenek Açıklıklı Mikrogrid Donatının Kullanımıyla Üç Donatılı Zemin, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği

Bu grafiği elde etmek için 2 mm gözenek açıklığına sahip toplamda 4 adet farklı hücre basıncı altında 3 katmanlı donatıyla deney yapılmıştır. Şekil 4.5'te görüldüğü üzere çift donatılı durumda olduğu gibi üç donatı kullanılması durumunda da hücre basıncının artmasıyla sabit eksenel birim deformasyon değerinde deviatör gerilmenin arttığı görülmüştür.

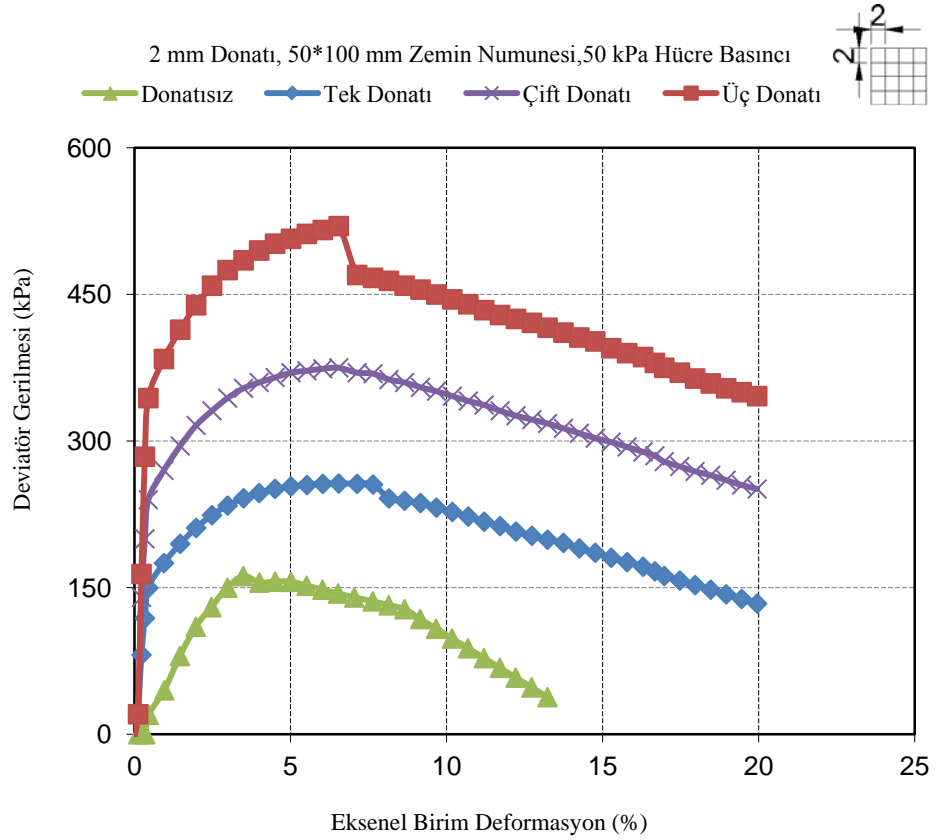


Şekil 4.5 Farklı hücre basınçlarına maruz, 2 mm gözenek açıklıklı üç donatılı numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri

Numune 200 kPa hücre basıncına maruz iken, çift donatılı duruma göre en büyük katsayısal gelişimi vermiştir. Yani kayma gerilmesi bu karşılaştırma durumunda 975 kPa'dan 1400 kPa mertebesine ilerlemiş ve en büyük sıçramayı yapmıştır. Üç donatılı numunelerin tepe noktası değerleri sırayla; 520, 900, 1200, 1400 kPa'dır. Örneğin tüm hücre basınçlarında bir önceki donatı dizilimine göre tepe noktaları oranlandığında yüzdesel değişim, hücre basınçlarında sırayla şu şekilde olmaktadır. % 139, % 138, % 141, % 144.

4.2.5 50 kPa Hücre Basıncı, Deviator Gerilme Birim Deformasyon Grafiği

Şekil 4.6'yı elde etmek için hücre basıncı sabit tutulmuş, 2 mm gözenek açıklıklı donatı sayısının artırılmasıyla meydana gelecek olan deviator gerilimi artışı gösterilmeye çalışılmıştır.



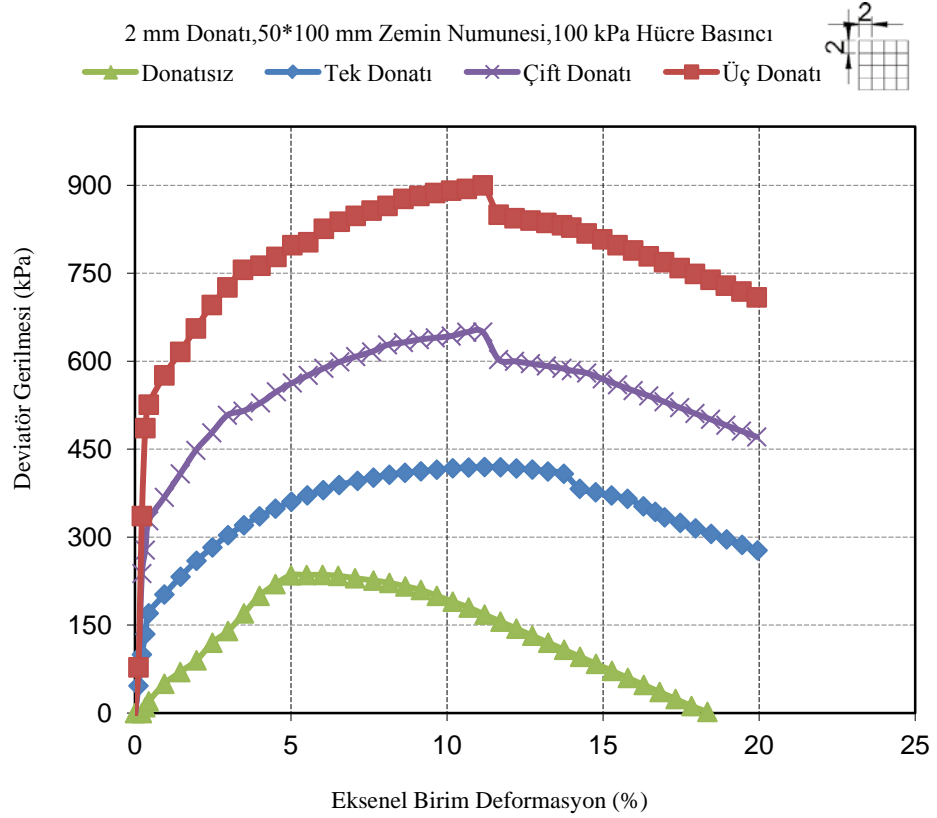
Şekil 4.6 50 kPa hücre basıncı altında, farklı sayıda donatı dizilimine sahip numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri

Sabit hücre basıncı altında, farklı donatı dizilimindeki numuneler arasında en büyük katsayısal sıçrama, donatısız numune ile tek donatılı numune arasında olmuştur.

50 kPa hücre basıncı sabit numunelerin tepe noktası değerleri sırayla; 156, 256, 375, 520 kPa'dır. Yani hücre basıncı sabit tutulup donatı sayısı artırıldığında zemin yüksek donatı sayılarında düşük donatı sayısı kadar verimli bir kırılmaya uğramamaktadır.

4.2.6 100 kPa Hücre Basıncı, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği

Şekil 4.7'yi elde etmek için 100 kPa hücre basıncı sabit tutulmuş, 2 mm gözenek açıklıklı donatının sayısının artırılmasıyla meydana gelecek olan deviatör gerilimi artışı gösterilmeye çalışılmıştır.



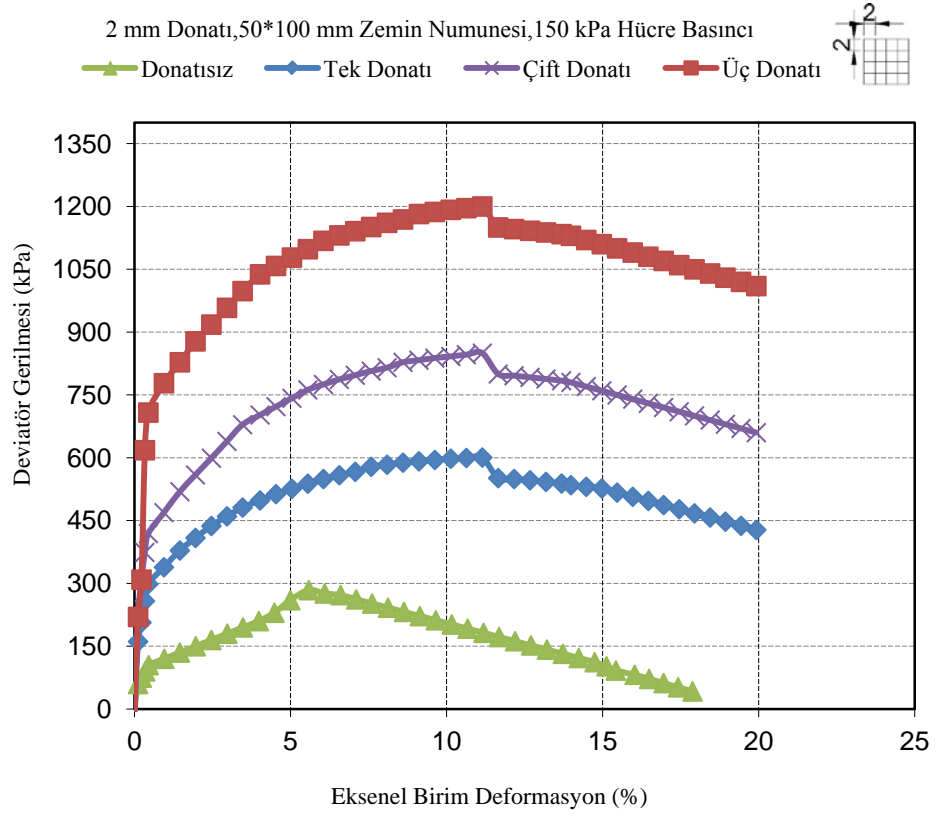
Şekil 4.7 100 kPa hücre basıncı altında, farklı sayıda donatı dizilimine sahip numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri

Sabit hücre basıncı altında, farklı donatı dizilimindeki numuneler arasında en büyük katsayısal sıçrama, donatısız numune ile tek donatılı numune arasında olmuştur.

100 kPa hücre basıncı sabit numunelerin tepe noktası değerleri sırayla; 235, 420, 650, 900 kPa'dır.

4.2.7 150 kPa Hücre Basıncı, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği

Şekil 4.8'i elde etmek için 150 kPa hücre basıncı sabit tutulmuş 2 mm gözenek açıklıklı donatı sayısının arttırılmasıyla meydana gelecek olan deviatör gerilimi artışı gösterilmeye çalışılmıştır.



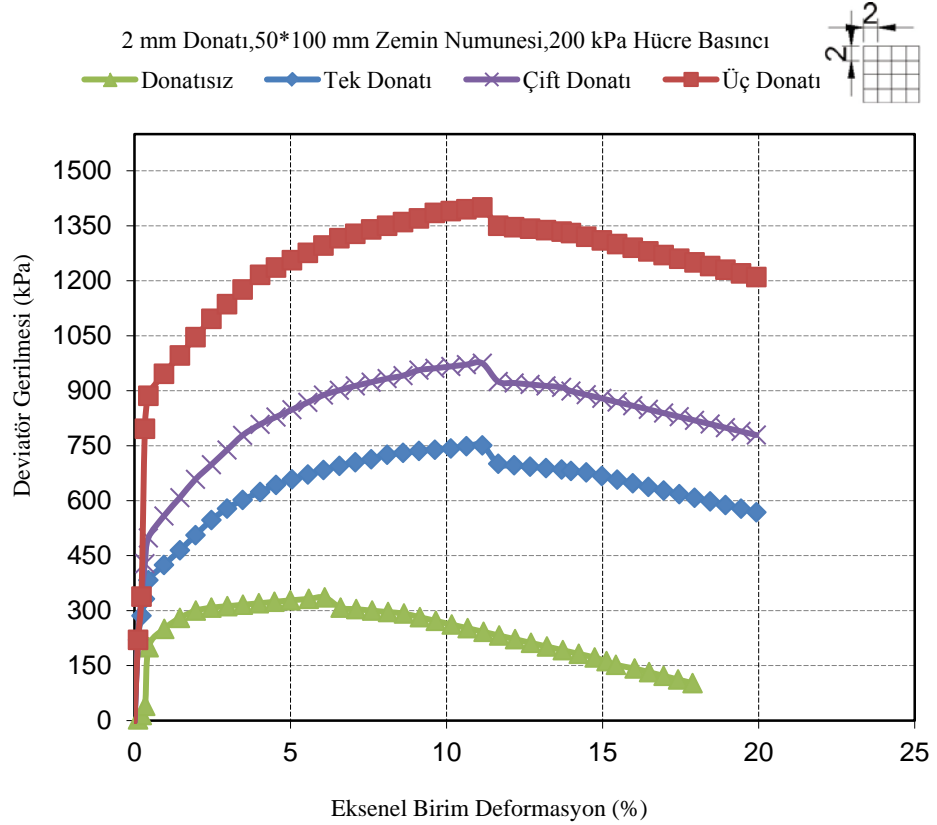
Şekil 4.8 150 kPa hücre basıncı altında, farklı sayıda donatı dizilimine sahip numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri

Sabit hücre basıncı altında, farklı donatı dizilimindeki numuneler arasında en büyük katsayısal sıçrama, donatısız numune ile tek donatılı numune arasında olmuştur.

150 kPa hücre basıncı sabit numunelerin pik noktası değerleri sırayla; 284, 605, 850, 1200 kPa'dır. Hücre basıncının 150 kPa'da sabit tutulduğu durumda sırayla donatısızdan teke, tek donatıdan çifte, çift donatıdan üç donatı durumunda karşılaştırma yaptığımızda, yüzdesel olarak artışlar şu şekildedir, % 213, % 140, % 141.

4.2.8 200 kPa Hücre Basıncı, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği

Şekil 4.9’u elde etmek için 200 kPa hücre basıncı sabit tutulmuş 2 mm gözenek açıklıklı donatı sayısının arttırılmasıyla meydana gelecek olan deviatör gerilimi artışı gösterilmeye çalışılmıştır.



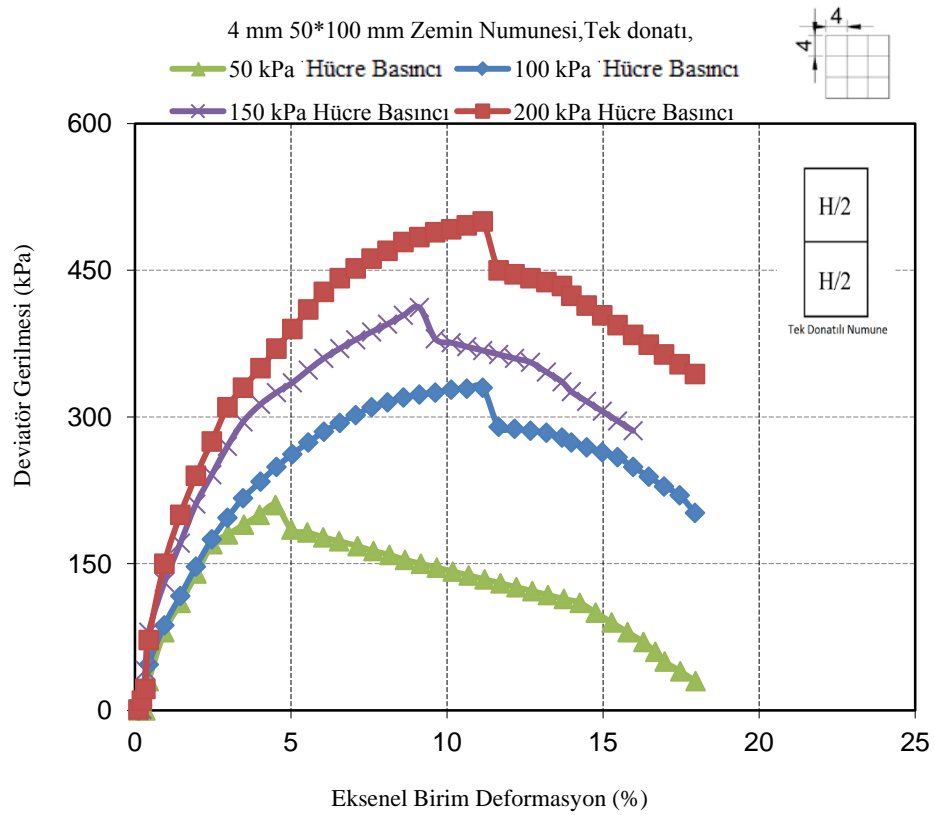
Şekil 4.9 200 kPa hücre basıncı altında, farklı sayıda donatı dizilimine sahip numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri

Sabit hücre basıncı altında, farklı donatı dizilimindeki numuneler arasında en büyük katsayısal sıçrama, donatısız numune ile tek donatılı numune arasında olmuştur.

200 kPa hücre basıncı sabit numunelerin pik noktası değerleri sırayla; 340, 750, 975, 1400 kPa'dır

4.2.9 4 mm Gözenek Açıklıklı Mikrogrid Donatının Kullanımıyla, Tek Donatılı Zemin, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği

Şekil 4.10'u elde etmek için 4 mm gözenek açıklıklı donatı kullanılmış ve donatı tek katman olacak şekilde 50, 100, 150, 200 kPa hücre basınçları altında deneyler yapılmıştır. Donatısız durumda olduğu gibi 4 mm gözenekli tek donatı kullanılması durumunda da hücre basıncının artmasıyla sabit eksenel birim deformasyon değerinde deviatör gerilmenin arttığı görülmüştür. Ayrıca donatısız duruma göre 4 mm gözenek açıklıklı tek donatılı zeminde, zemin daha yüksek eksenel birim deformasyonda yenilmiştir.

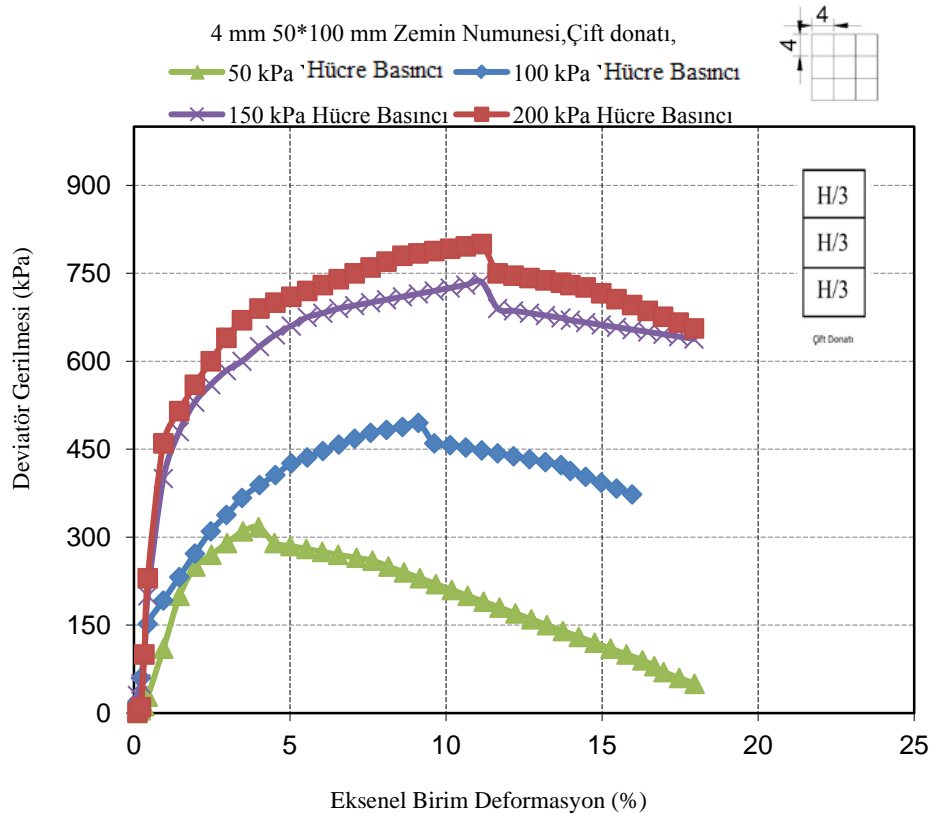


Şekil 4.10 Farklı hücre basınçlarına maruz, 4 mm gözenek açıklıklı tek donatılı numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri

4 mm gözenek açıklıklı tek donatılı zemin, donatısız zemine göre en büyük deviatör gerilmesi sıçramasını 200 kPa hücre basıncı altında yapmıştır. Yani hücre basıncı arttıkça deviatör gerilimi katsayısal olarak artmaktadır. Tek Donatılı numunelerin tepe noktası değerleri sırayla; 210, 329, 412, 500 kPa'dır. Diğer yandan gözenek açıklığının büyümesiyle, zemin numuneleri tek donatılı 2 mm gözenek açıklıklı duruma göre daha kırılkan haldedir.

4.2.10 4 mm Gözenek Açıklıklı Mikrogrid Donatının Kullanımıyla, Çift Donatılı Zemin, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği

Şekil 4.11'i elde etmek için 4 mm gözenek açıklıklı donatı kullanılmış ve donatı çift katman olacak şekilde 50, 100, 150, 200 kPa hücre basınçları altında deneyler yapılmıştır. Tek donatılı durumda olduğu gibi 4 mm gözenekli çift donatı kullanılması durumunda da hücre basıncının artmasıyla sabit eksenel birim deformasyon değerinde deviatör gerilmenin arttığı görülmüştür.

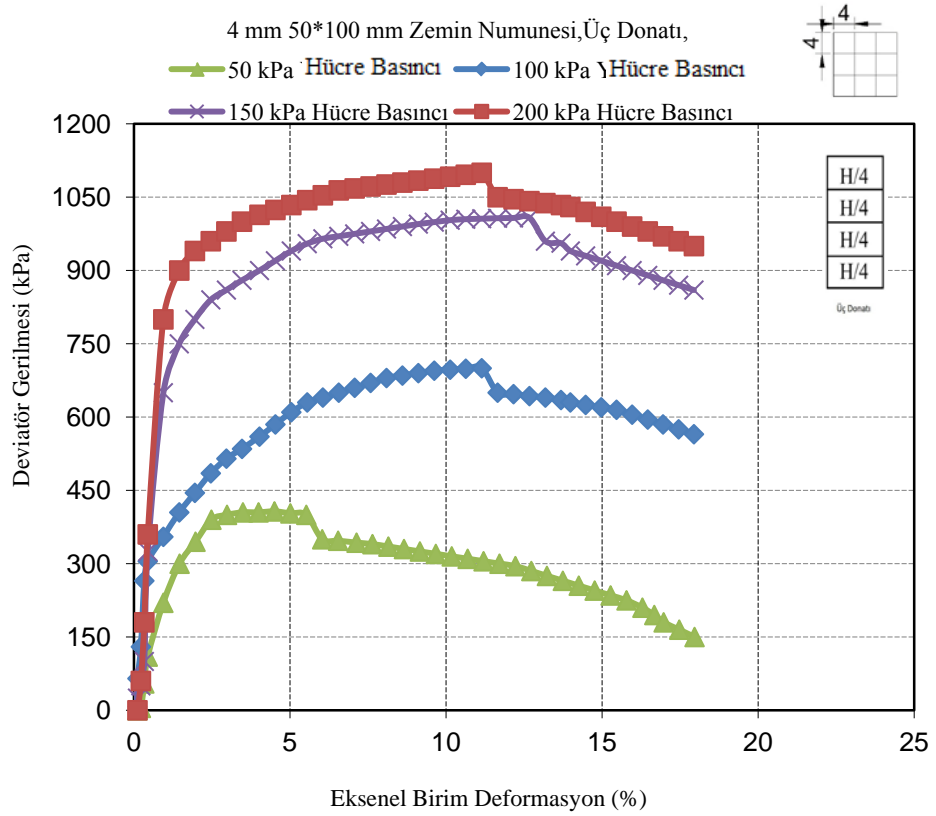


Şekil 4.11 Farklı hücre basınçlarına maruz, 4 mm gözenek açıklıklı çift donatılı numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri

4 mm gözenek açıklıklı çift donatılı zemin, tek donatılı zemine göre en büyük deviatör gerilmesi sıçramasını 150 kPa hücre basıncı altında yapmıştır. Yani daha büyük gözenekli donatının tek yerine çift donatı olarak kullanılması durumunda da, hücre basıncı belli bir değerden sonra verimli olmamaktadır. Çift donatılı numunelerin tepe noktası değerleri sırayla; 317, 495, 730, 800 kPa'dır.

4.2.11 4 mm Gözenek Açıklıklı Mikrogrid Donatının Kullanımıyla, Üç Donatılı Zemin, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği

Şekil 4.12'yi elde etmek için 4 mm gözenek açıklıklı donatı kullanılmış ve donatı üç katman olacak şekilde 50, 100, 150, 200 kPa hücre basınçları altında deneyler yapılmıştır. Çift donatılı durumda olduğu gibi 4 mm gözenekli üç donatı kullanılması durumunda da hücre basıncının artmasıyla sabit eksenel birim deformasyon değerinde deviatör gerilmenin arttığı görülmüştür.

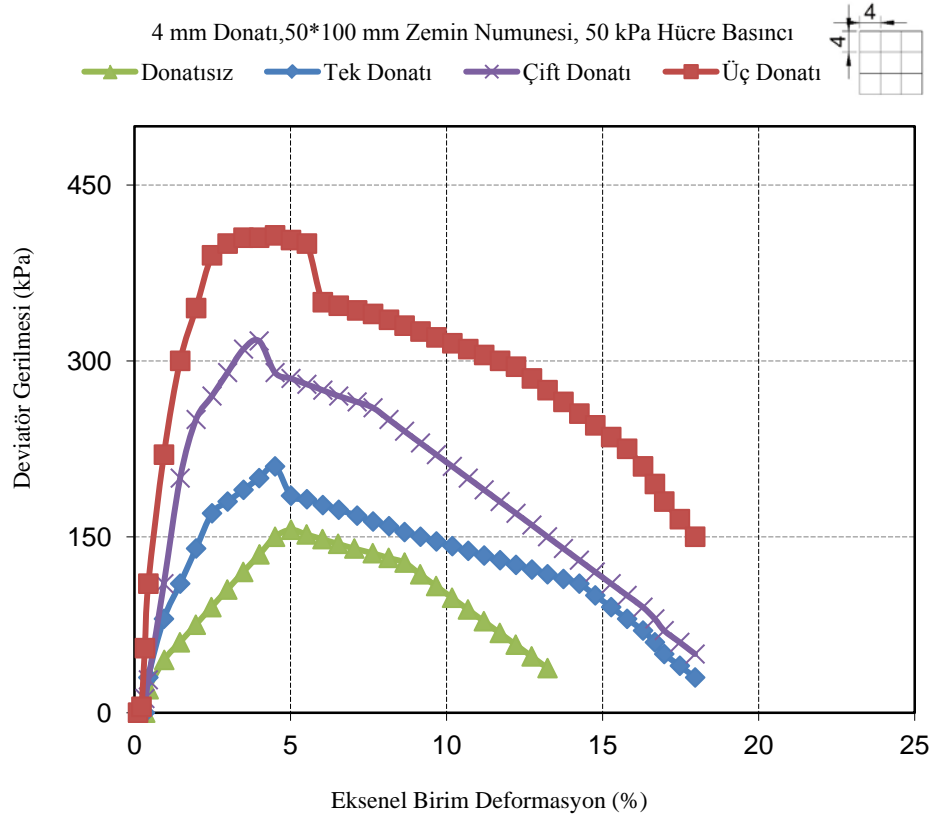


Şekil 4.12 Farklı hücre basınçlarına maruz, 4 mm gözenek açıklıklı üç donatılı numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri

4 mm gözenek açıklıklı üç donatılı zemin, çift donatılı zemine göre en büyük deviatör gerilmesi sıçramasını 100 kPa hücre basıncı altında yapmıştır. Yani daha büyük gözenekli donatının çift yerine üç donatı olarak kullanılması durumunda da, hücre basıncı belli bir değerden sonra verimli olmamaktadır. Üç donatılı numunelerin tepe noktası değerleri sırayla; 407, 700, 1008, 1100 kPa'dır. Örneğin tüm hücre basınçlarında bir önceki donatı dizilimine göre tepe noktaları oranlandığında yüzdesel değişim, hücre basınçlarında sırayla şu şekilde olmaktadır. % 128, % 141, % 138, % 137

4.2.12 50 kPa Hücre Basıncı, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği

Şekil 4.13'ü elde etmek için 50 kPa hücre basıncı sabit tutulmuş 4 mm gözenek açıklıklı donatı sayısının arttırılmasıyla meydana gelecek olan deviatör gerilimi artışı gösterilmeye çalışılmıştır.



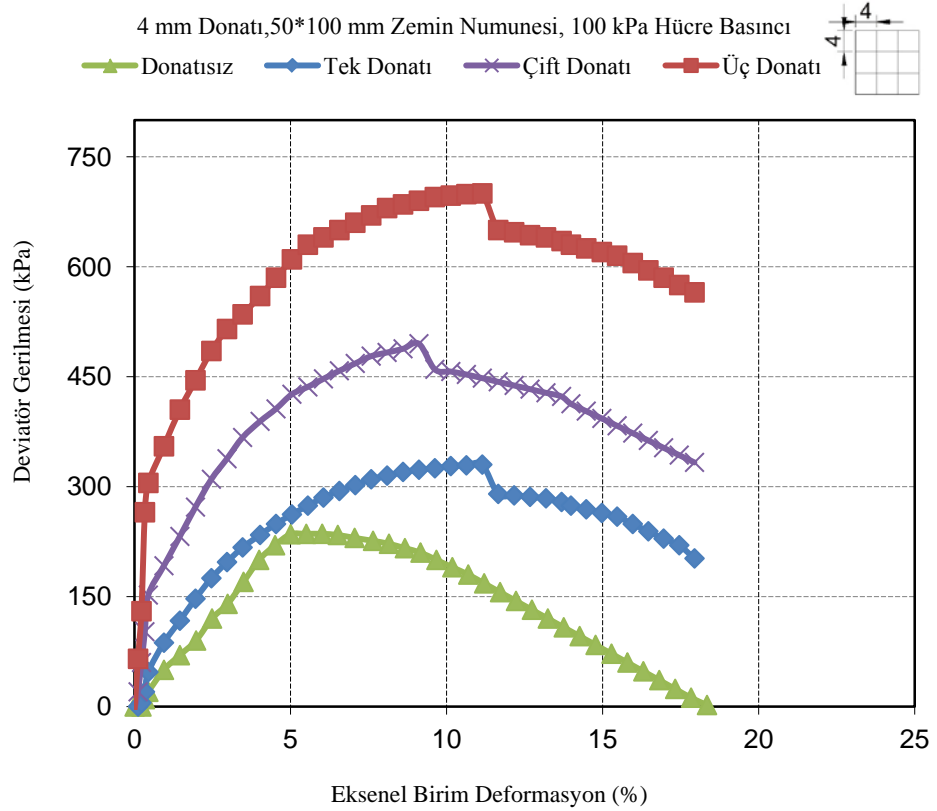
Şekil 4.13 50 kPa hücre basıncı altında, farklı sayıda donatı dizilimine sahip numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri

Sabit hücre basıncı altında, farklı donatı dizilimindeki numuneler arasında en büyük katsayısal sıçrama, tek donatılı numune ile çift donatılı numune arasında olmuştur.

50 kPa hücre basıncı sabit numunelerin tepe noktası değerleri sırayla; 156, 210, 317, 405 kPa'dır.

4.2.13 100 kPa Hücre Basıncı, Deviatör Gerilme Birim Deformasyon Grafiği

Şekil 4.14'ü elde etmek için 100 kPa hücre basıncı sabit tutulmuş 4 mm gözenek açıklıklı donatı sayısının arttırılmasıyla meydana gelecek olan deviatör gerilimi artışı gösterilmeye çalışılmıştır.



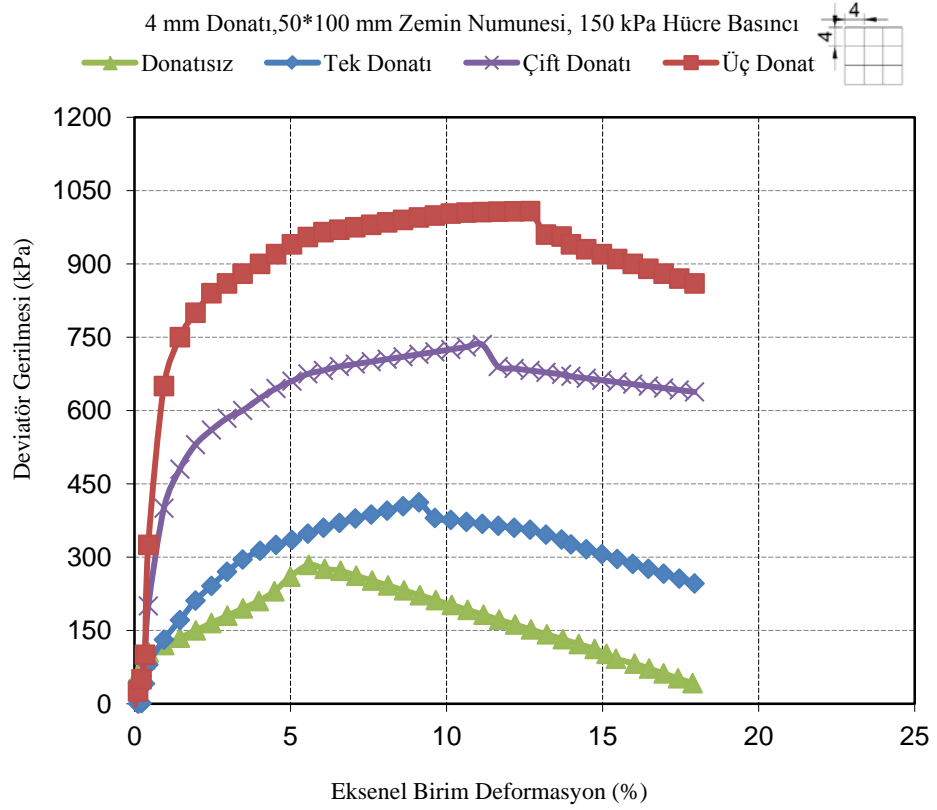
Şekil 4.14 100 kPa hücre basıncı altında, farklı sayıda donatı dizilimine sahip numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri

Sabit hücre basıncı altında, farklı donatı dizilimindeki numuneler arasında en büyük katsayısal sıçrama, tek donatılı numune ile çift donatılı numune arasında olmuştur.

100 kPa hücre basıncı sabit numunelerin tepe noktası değerleri sırayla; 235, 330, 495, 700 kPa'dır. Hücre basıncının 100 kPa'da sabit tutulduğu durumda sırayla donatısızdan teke, tek donatıdan çifte, çift donatıdan üç donatı durumunda karşılaştırma yaptığımızda, yüzdesel olarak artışlar şu şekildedir, % 140, % 150, % 141

4.2.14 150 kPa Hücre Basıncı, Deviator Gerilme Birim Deformasyon Grafiği

Şekil 4.15'i elde etmek için 150 kPa hücre basıncı sabit tutulmuş 4 mm gözenek açıklıklı donatı sayısının arttırılmasıyla meydana gelecek olan deviator gerilimi artışı gösterilmeye çalışılmıştır.



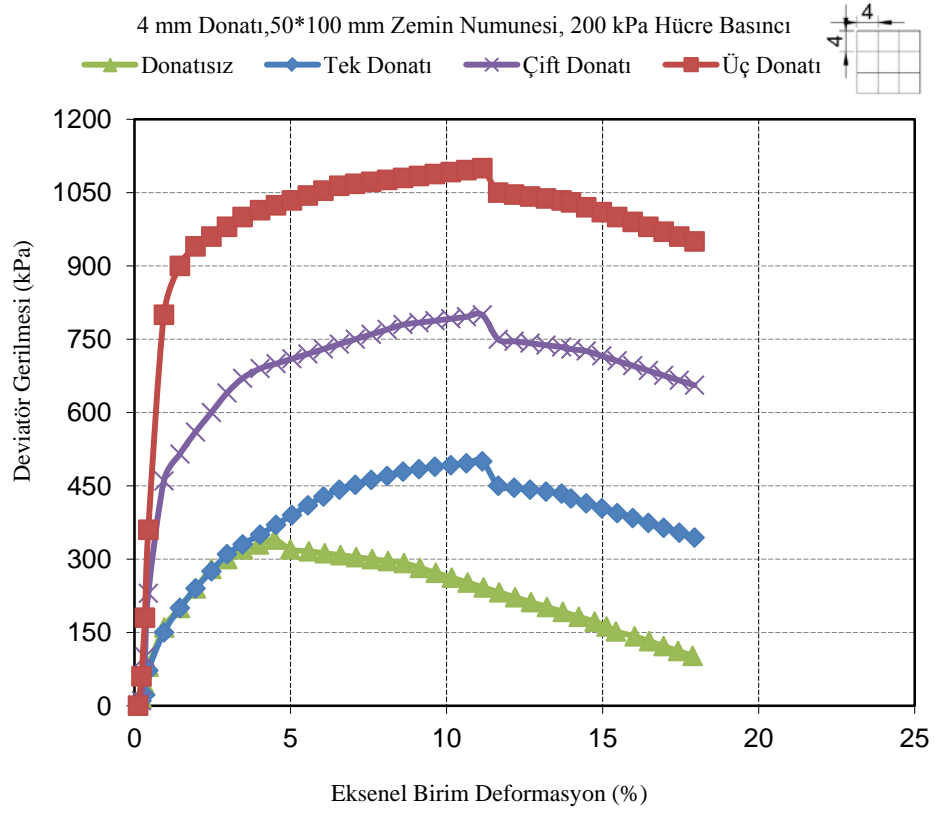
Şekil 4.15 150 kPa hücre basıncı altında, farklı sayıda donatı dizilimine sahip numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri

Sabit hücre basıncı altında, farklı donatı dizilimindeki numuneler arasında en büyük katsayısal sıçrama, tek donatılı numune ile çift donatılı numune arasında olmuştur.

150 kPa hücre basıncı sabit numunelerin tepe noktası değerleri sırayla; 284, 412, 735, 1008 kPa'dır.

4.2.15 200 kPa Hücre Basıncı, Deviator Gerilme Birim Deformasyon Grafiği

Şekil 4.16'yı elde etmek için 200 kPa hücre basıncı sabit tutulmuş 4 mm gözenek açıklıklı donatı sayısının arttırılmasıyla meydana gelecek olan deviator gerilimi artışı gösterilmeye çalışılmıştır.



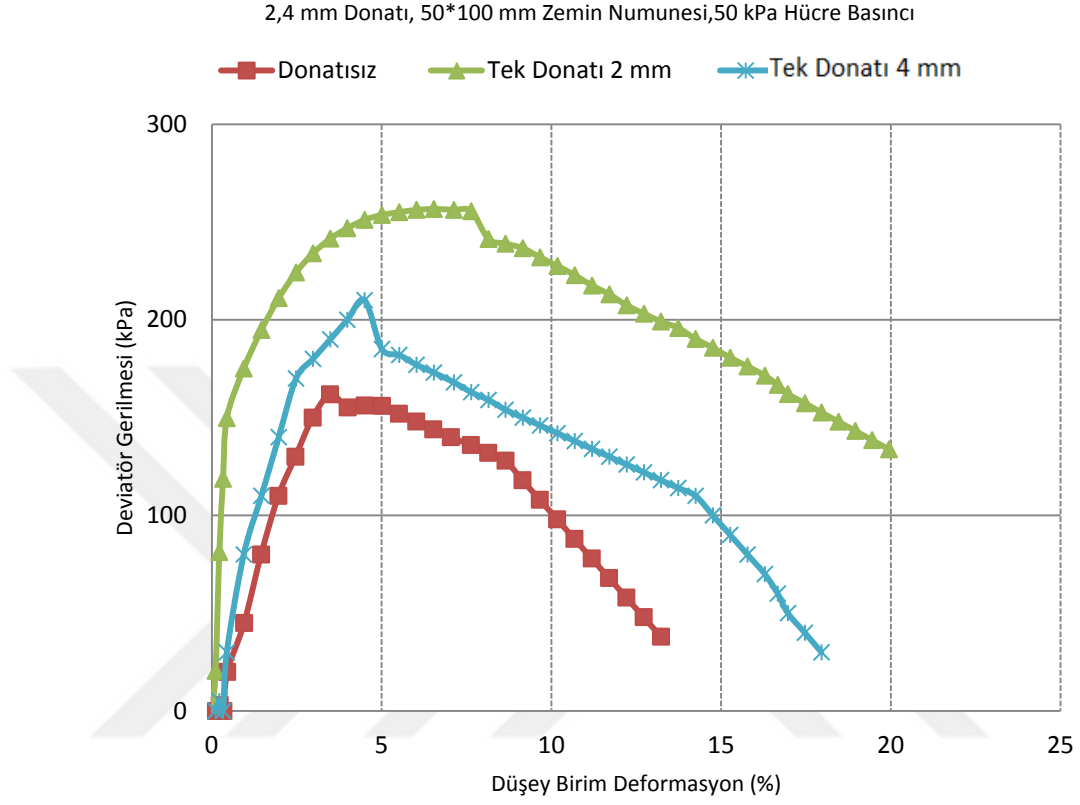
Şekil 4.16 200 kPa hücre basıncı altında, farklı sayıda donatı dizilimine sahip numunelerin, gerilme deformasyon eğrileri

Sabit hücre basıncı altında, farklı donatı dizilimindeki numuneler arasında en büyük katsayısal sıçrama, tek donatılı numune ile çift donatılı numune arasında olmuştur.

200 kPa hücre basıncı sabit numunelerin tepe noktası değerleri sırayla; 350, 500, 800, 1100 kPa'dır.

4.2.16 50 kPa Hücre basıncına Maruz 2,4 mm Donatı Karşılaştırması Birinci Grafiği

50 kPa hücre basıncı altında, donatısız ve tek donatılı olarak iki farklı donatının (2 mm ve 4 mm gözenek açıklıklı) karşılaştırması Şekil 4.17 üzerinde gösterilmiştir.

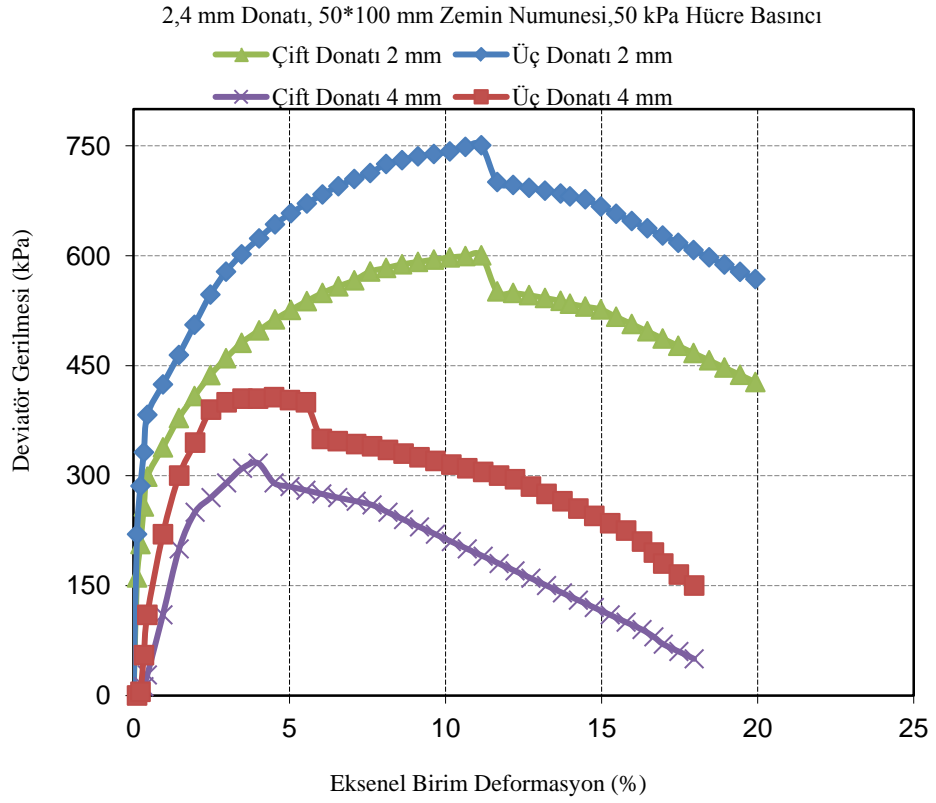


Şekil 4.17 50 kPa hücre basıncı altında, farklı gözenek açıklığı ve dizilime sahip donatıların gerilme deformasyon karşılaştırma grafiği

Grafik üzerinde karşılaştırılan değerlere göre, en büyük sıçrama 4 mm gözenekli tek donatılı numune ile donatısız numune arasındadır. 50 kPa hücre basıncı sabit numunelerin donatı karşılaştırması tepe noktası değerleri sırayla 161, 210, 256 kPa'dır.

4.2.17 50 kPa Hücre basıncına Maruz 2,4 mm Donatı Karşılaştırması İkinci Grafiği

50 kPa hücre basıncı altında, çift donatı ve üç donatılı olarak iki farklı donatının (2 ve 4 mm gözenek açıklıklı) karşılaştırması Şekil 4.18 üzerinde gösterilmiştir.



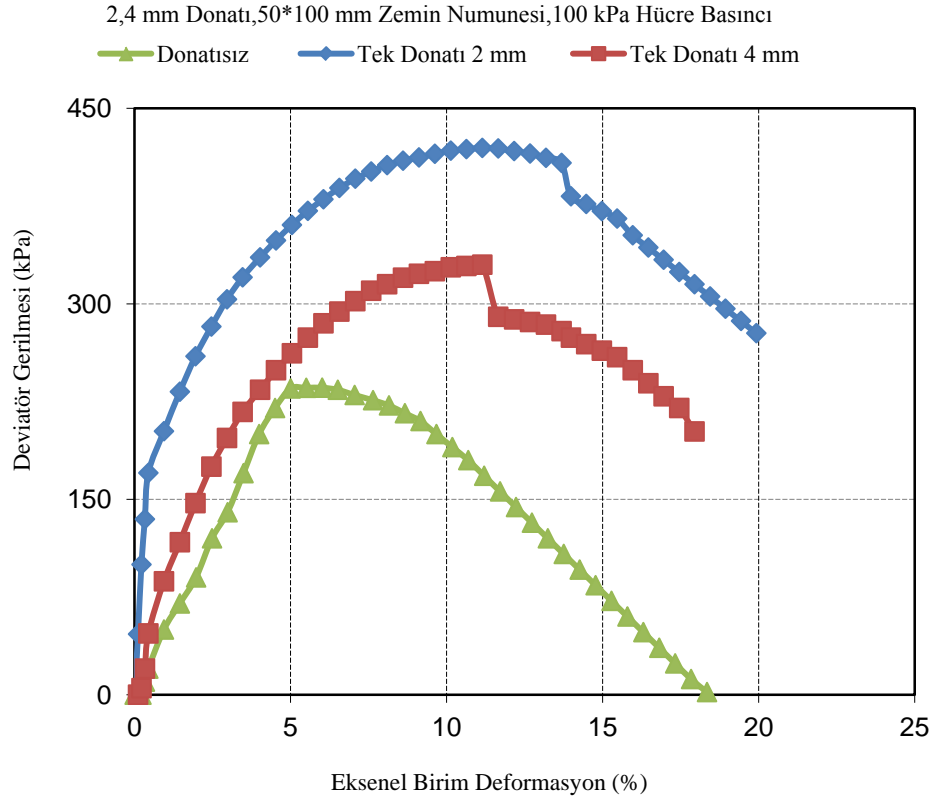
Şekil 4.18 50 kPa hücre basıncı altında, farklı gözenek açıklığı ve dizilime sahip donatıların gerilme deformasyon karşılaştırma grafiği

Grafik üzerinde karşılaştırılan değerlere göre, en büyük sıçrama 4 mm gözenekli üç donatılı numune ile 2 mm gözenekli çift donatılı numune arasındadır.

50 kPa hücre basıncı sabit numunelerin donatı karşılaştırması tepe değerleri sırayla 317, 405, 600, 750 kPa'dır.

4.2.18 100 kPa Hücre basıncına Maruz 2,4 mm Donatı Karşılaştırması Birinci Grafiği

100 kPa hücre basıncı altında, donatısız ve tek donatılı olarak iki farklı donatının (2 mm ve 4 mm gözenek açıklıklı) karşılaştırması Şekil 4.19 üzerinde gösterilmiştir.



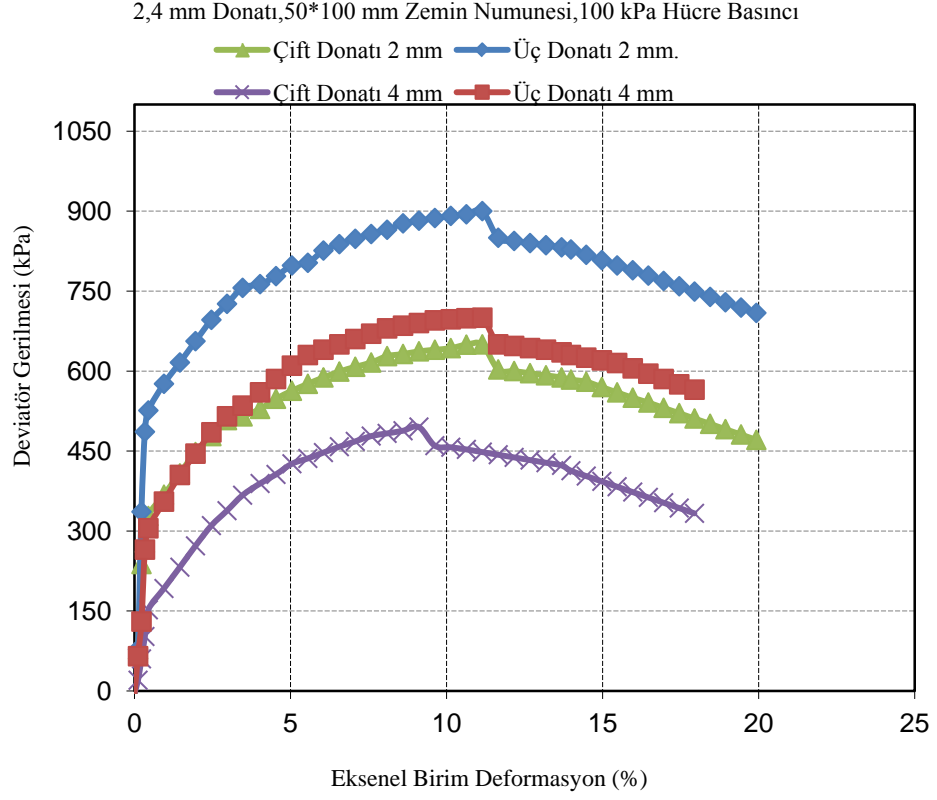
Şekil 4.19 100 kPa hücre basıncı altında, farklı gözenek açıklığı ve dizilime sahip donatıların gerilme deformasyon karşılaştırma grafiği

Grafik üzerinde karşılaştırılan değerlere göre, en büyük sıçrama 4 mm gözenekli tek donatılı numune ile donatısız numune arasındadır.

100 kPa hücre basıncı sabit numunelerin donatı karşılaştırması tepe değerleri sırayla 235, 330, 420 kPa'dır. Zemine büyük gözenekli donatı yerleştirildiğinde, donatısız duruma göre en büyük katsayısal gelişim verilmekte, bu durum aslında zeminin oluşan çekme kuvvetlerine karşı koyabilecek bir malzemeye ne kadar ihtiyaç duyduğunu göstermektedir.

4.2.19 100 kPa Hücre basıncına Maruz 2,4 mm Donatı Karşılaştırması İkinci Grafiği

100 kPa hücre basıncı altında, çift donatı ve üç donatılı olarak iki farklı donatının (2 ve 4 mm gözenek açıklıklı) karşılaştırması Şekil 4.20 üzerinde gösterilmiştir.



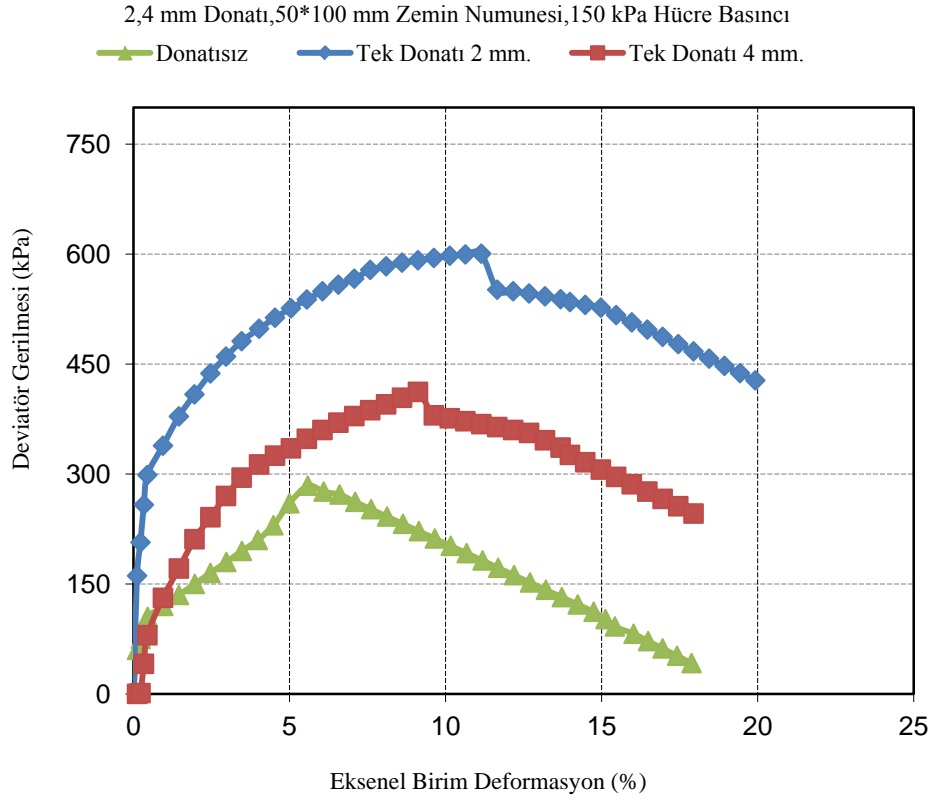
Şekil 4.20 100 kPa hücre basıncı altında, farklı gözenek açıklığı ve dizilime sahip donatıların gerilme deformasyon karşılaştırma grafiği

Grafik üzerinde karşılaştırılan değerlere göre, en büyük sıçrama 4 mm gözenekli çift donatılı numune ile 2 mm gözenekli çift donatılı numune arasındadır.

100 kPa hücre basıncı sabit numunelerin donatı karşılaştırması tepe değerleri sırayla 495, 650, 700, 900 kPa'dır.

4.2.20 150 kPa Hücre basıncına Maruz 2,4 mm Donatı Karşılaştırması Birinci Grafiği

150 kPa hücre basıncı altında, donatısız ve tek donatılı olarak iki farklı donatının (2 mm ve 4 mm gözenek açıklıklı) karşılaştırması Şekil 4.21 üzerinde gösterilmiştir.



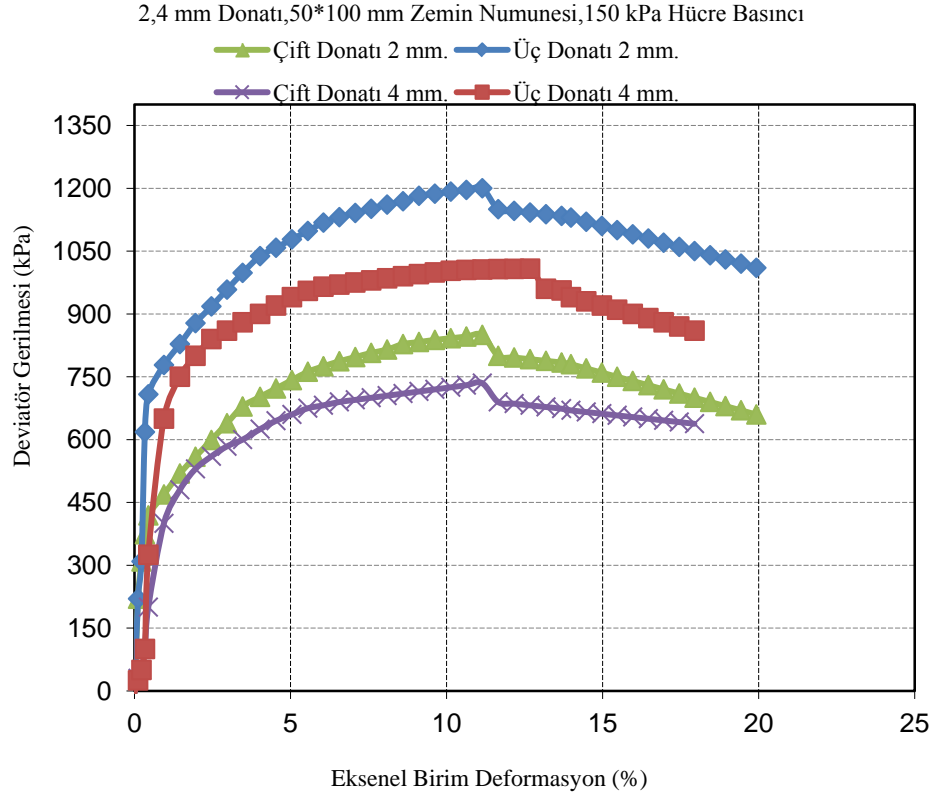
Şekil 4.21 150 kPa hücre basıncı altında, farklı gözenek açıklığı ve dizilime sahip donatıların gerilme deformasyon karşılaştırma grafiği

Grafik üzerinde karşılaştırılan değerlere göre, en büyük sıçrama 4 mm gözenekli tek donatılı numune ile donatısız numune arasındadır.

150 kPa hücre basıncı sabit numunelerin donatı karşılaştırması tepe değerleri sırayla 276, 412, 600 kPa'dır.

4.2.21 150 kPa Hücre basıncına Maruz 2,4 mm Donatı Karşılaştırması İkinci Grafiği

150 kPa hücre basıncı altında, çift donatı ve üç donatılı olarak iki farklı donatının (2 mm ve 4 mm gözenek açıklıklı) karşılaştırması Şekil 4.22 üzerinde gösterilmiştir.



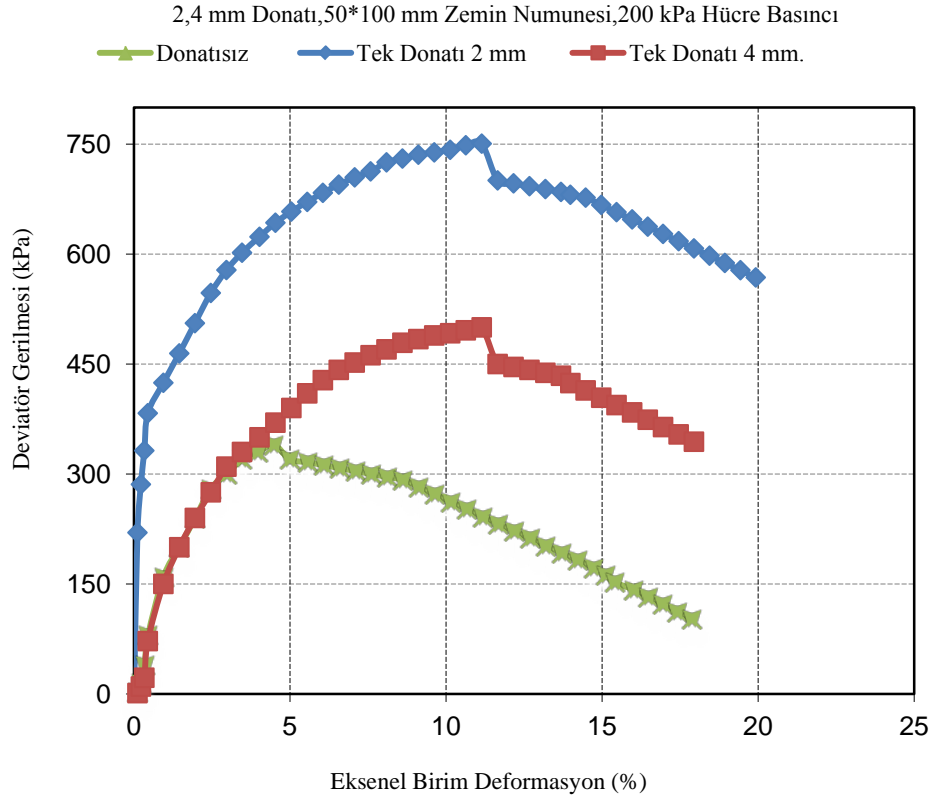
Şekil 4.22 150 kPa hücre basıncı altında, farklı gözenek açıklığı ve dizilime sahip donatıların gerilme deformasyon karşılaştırma grafiği

Grafik üzerinde karşılaştırılan değerlere göre, en büyük sıçrama 4 mm gözenekli üç donatılı numune ile 2 mm gözenekli üç donatılı numune arasındadır.

150 kPa hücre basıncı sabit numunelerin donatı karşılaştırması tepe değerleri sırayla 735, 850, 1008, 1200 kPa'dır. Hücre basıncının 150 kPa'da sabit tutulduğu durumda sırayla 4 mm çift donatıdan, 2 mm çift donatıya, 2 mm çift donatıdan, 4mm üç donatıya, 4 mm üç donatıdan 2 mm üç donatıya, durumunda karşılaştırma yaptığımızda, yüzdesel olarak artışlar şu şekildedir, % 116, % 118, % 119.

4.2.22 200 kPa Hücre basıncına Maruz 2,4 mm Donatı Karşılaştırması Birinci Grafiği

200 kPa hücre basıncı altında, donatısız ve tek donatılı olarak iki farklı donatının (2 mm ve 4 mm gözenek açıklıklı) karşılaştırması Şekil 4.23 üzerinde gösterilmiştir.

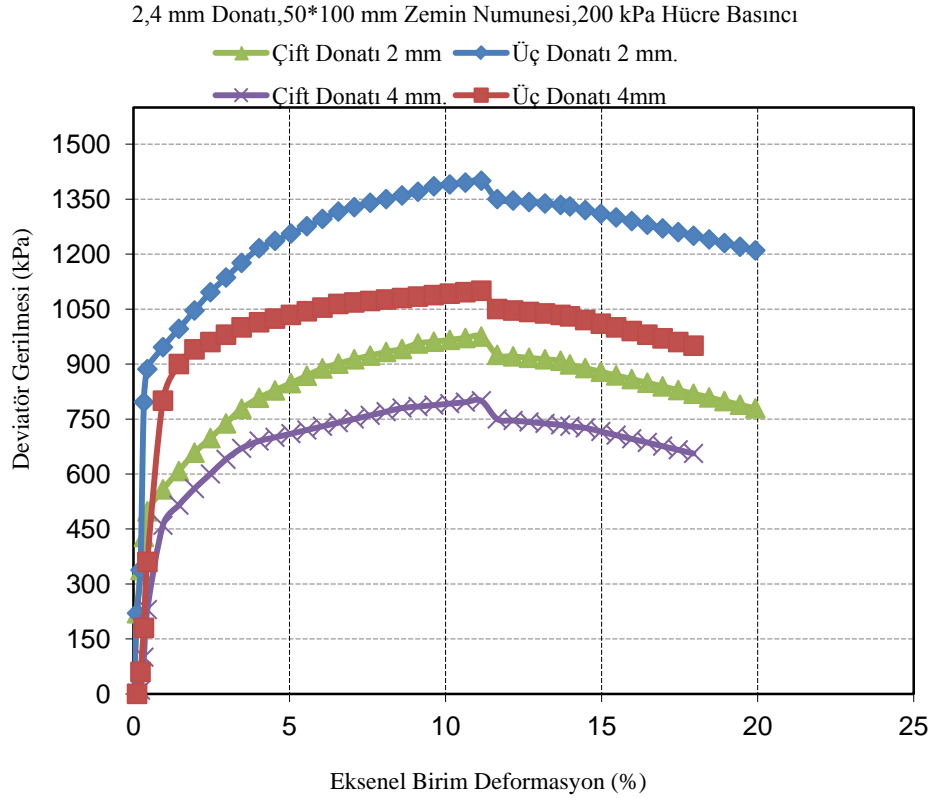


Şekil 4.23 200 kPa hücre basıncı altında, farklı gözenek açıklığı ve dizilime sahip donatıların gerilme deformasyon karşılaştırma grafiği

Grafik üzerinde karşılaştırılan değerlere göre, en büyük sıçrama 4 mm gözenekli tek donatılı numune ile 2 mm gözenekli tek donatılı numune arasındadır. 200 kPa hücre basıncı sabit numunelerin donatı karşılaştırması tepe değerleri sırayla 340, 500, 750 kPa'dır. Hücre basıncının 200 kPa'da sabit tutulduğu durumda sırayla donatısız durumdan 4 mm tek donatıya, 4 mm tek donatıdan, 2 mm tek donatıya geçildiği durumda yüzdesel artışlar şu şekildedir, % 147, % 150. Hücre basıncı değeri yükseldikçe donatı zemin arasındaki katsayısal gelişim ilişkisi düşük hücre basıncındaki durum gibi olmamaktadır.

4.2.23 200 kPa Hücre basıncına Maruz 2,4 mm Donatı Karşılaştırması İkinci Grafiği

200 kPa hücre basıncı altında, çift donatı ve üç donatılı olarak iki farklı donatının (2 mm ve 4 mm gözenek açıklıklı) karşılaştırması Şekil 4.24 üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 4.24 200 kPa hücre basıncı altında, farklı gözenek açıklığı ve dizilime sahip donatıların gerilme deformasyon karşılaştırma grafiği

Grafik üzerinde karşılaştırılan değerlere göre, en büyük sıçrama 4 mm gözenekli üç donatılı numune ile 2 mm gözenekli üç donatılı numune arasındadır.

200 kPa hücre basıncı sabit numunelerin donatı karşılaştırması tepe değerleri sırayla 800, 975, 1100, 1400 kPa'dır.

4.2.24 Gerilme- Deformasyon Davranışı

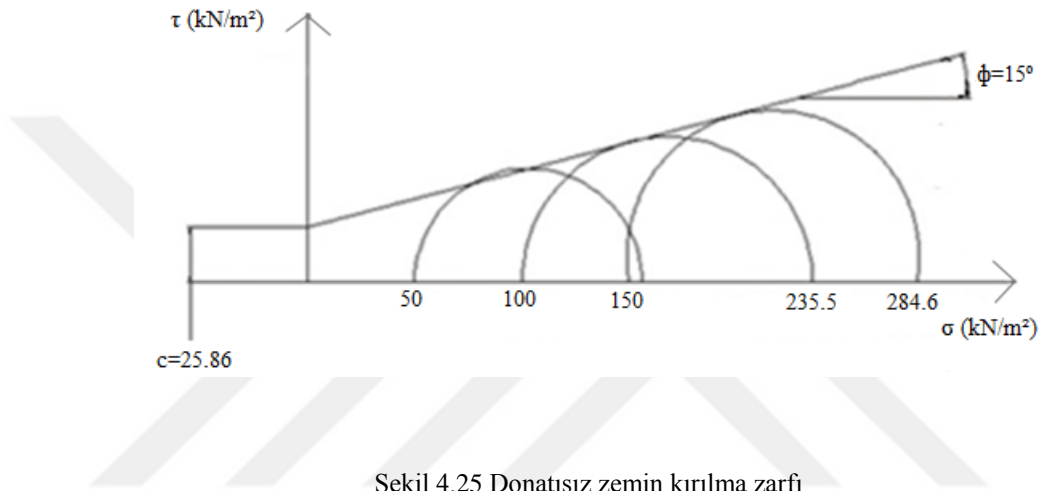
Üç eksenli basınç deneyi neticesinde ortaya çıkan gerilme-deformasyon eğrilerini gösterildi. Buna bağlı olarak donatılandırılmış siltli zeminin mekanik davranışının yorumlanması önem taşımaktadır. Donatılandırılmamış zeminin farklı hücre basınçları altında davranışı Şekil 4.2'de gösterilmiştir. Öncelikli olarak şu söylenebilir ki hücre basıncı ve donatı katmanı arttıkça deviyatör gerilme yani kayma gerilmesi artmaktadır. Bunun en temel sebebi mikrogrid katmanı ile zemin arasındaki

sürtünmedir. Çünkü zemin ve mikrogrid katmanı arayüzeyi arasında sürtünmeden dolayı mikrogrid katmanı zemin matrisince kayamamaktadır. Bu da normal gerilme ve hücre basıncı arttıkça zeminin gerilmeye karşı dayanımını arttırmaktadır. Bu davranış zemin mukavemetinde ve zeminin mekanik davranışında iyileşmeye sebep olmaktadır. Donatı katmanının sağladığı diğer bir önemli davranış ise tepe noktası yani kırılma sonrası meydana gelen gerilme azalmasında ciddi yavaşlama görülmektedir. Bu davranış donatılı ve donatısız olarak yapılan grafiklerden anlaşılabilir. Bu davranışın literatürdeki ismi olan kalıcı kayma direnci, kesme kutusu deneylerinde daha spesifik bir şekilde anlatılabilir. Donatı sayesinde zeminin kalıcı kayma direncinin artması zeminde ciddi şekilde süneklik artışına sebep olmaktadır. Şekil 4.2 ve Şekil 4.4 karşılaştırıldığında görüleceği üzere siltli zeminde donatı katmanı artışı tepe mukavemet değeri ve kalıcı kayma gerilmesi artışına sebep olmuştur. Mikrogrid donatının zeminde yaptığı en önemli davranışlardan biri süneklikte yaptığı iyileşmedir. Ek olarak donatılandırılmış zemin donatılandırılmamış zemine göre rijitlik azalmasına sebep olmaktadır. Bu davranış zeminin basınca donatının ise çekmeye karşı dayanıklı olması ile yakından ilgilidir. Çünkü donatısız zeminde üç eksenli basınç deneyi neticesinde çekme kuvvetleri donatılandırılmış zemin kadar iyi karşılanamayacak dolayısıyla zemin daha düşük birim deformasyon değerinde yenilecek ve oluşacak olan gerilme deformasyon grafiği daha lineer olacaktır. 2 mm ve 4 mm gözenek açıklığına sahip, iki donatı ile yapılan deneylerde her iki donatıyı üç katmanlı şekilde zemine yerleştirmek tüm hücre basınçları için en yüksek deviator gerilme artışı ile sonuçlanmıştır. Diğer yandan zemin üzerinde hücre basıncının sebep olduğu iyileştirmeleri anlatabilmek için şekiller (örneğin, 4.10.) çizilmiştir. Aynı donatı diziliminde, düşük hücre basınçlarında gerilme artışlarının yani sıçramanın yüksek olana nazaran daha fazla olduğu görülmüştür. McGown ve ark. [32] yaptığı araştırmalarda zemin ve donatı arasındaki sürtünme direncinin hücre basıncına bağlı artışının sebeplerini incelemiştir. Bu araştırmalardan yola çıkan Noorzad ve Mirmoradi [38] belli bir limitten sonra hücre basıncını arttırmak donatılı zemin için pik mukavemetinde pek verim teşkil etmeyecektir, sonucunu bulmuşlardır. Şekil 4.10'da görüldüğü üzere hücre basıncı arttıkça her iki hücre basıncı arasındaki sıçrama azalmaktadır. Ancak hücre basıncı yönünden donatılı zemin ile donatısız zemin arasındaki sıçrama karşılaştırıldığında donatısız zeminde hücre basıncı değeri arttıkça sıçramanın arttığı gözlemlenmiştir. Bu durum daha sonra çizelgeler ile tezin ilerleyen kısımlarında

açıklanacaktır. Donatı gözenekleri yönünden bakıldığında 2 mm gözeneğe sahip donatının zemin daneleri ile yaptığı sürtünme yüzeyi ve daneler arası kenetlenme daha fazla olacağından tepe noktası değeri de artmaktadır.

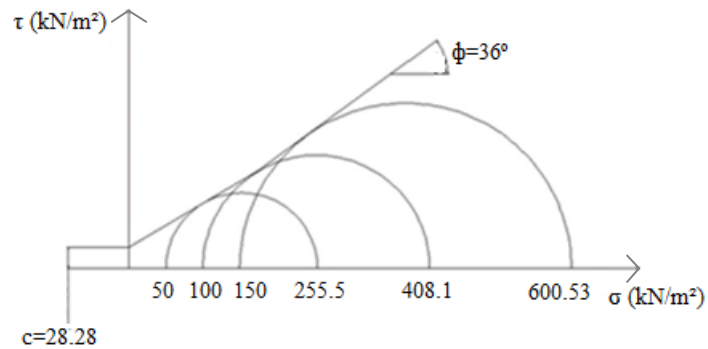
4.2.25 Donatısız Zemin Mohr Dairesi Grafiği

Kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) değerlerini saptamak için donatısız zemin üzerinde 50, 100, 150 kPa hücre basıncı altında yapılmış deneylerde elde edilen Mohr Dairesi grafiği Şekil 4.25'te gösterilmiştir. Deney sonuçlarına göre kohezyon değeri $c=25.86$, ve içsel sürtünme açısı değeri $\phi=15^\circ$ bulunmuştur.



4.2.26 2 mm Tek Donatılı Zemin Mohr Dairesi

Kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) değerlerini saptamak için 2 mm gözenek açıklıklı tek donatılı zemin üzerinde 50, 100, 150 kPa hücre basıncı altında yapılmış deneylerde elde edilen Mohr Dairesi grafiği Şekil 4.26'da gösterilmiştir. Deney sonuçlarına göre kohezyon değeri $c=28.28$, ve içsel sürtünme açısı değeri $\phi=36^\circ$ bulunmuştur.

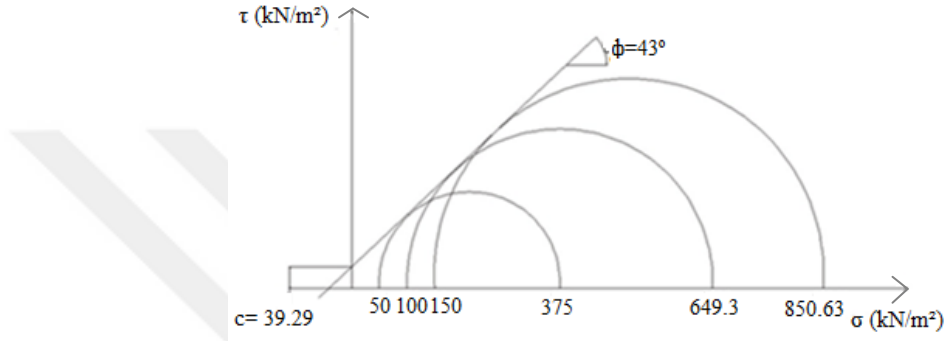


Şekil 4.26 2 mm. gözenek açıklıklı tek donatılı zemin kırılma zarfı

Donatısız durumda kohezyon değeri 25.86 kN/m^2 iken, tek donatılı durumda bu değer 28.28 kN/m^2 'ye çıkmıştır. Diğer yandan içsel sürtünme açısı değeri de benzer şekilde 15° 'den 36° 'ye çıkmıştır.

4.2.27 2 mm Çift Donatılı Zemin Mohr Dairesi

Kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) değerlerini saptamak için 2 mm çift donatılı zemin üzerinde 50,100,150 kPa hücre basıncı altında yapılmış deneylerde elde edilen Mohr Dairesi grafiği şekil 4.27'de gösterilmiştir. Deney sonuçlarına göre kohezyon değeri $c=39.29$ ve içsel sürtünme açısı değeri $\phi=43^\circ$ bulunmuştur.

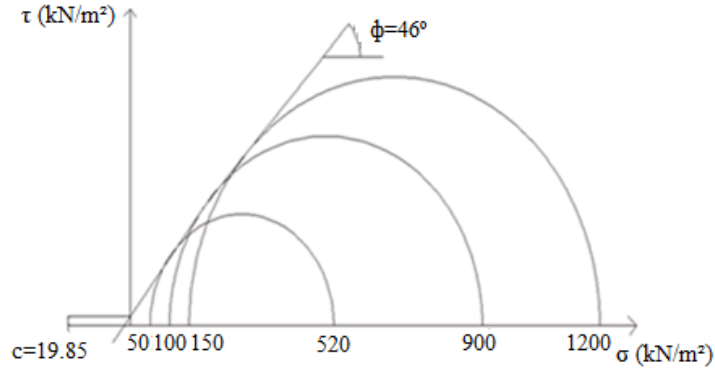


Şekil 4.27 2 mm. gözenek açıklıklı çift donatılı zemin kırılma zarfı

Tek donatılı durumda kohezyon değeri 28.28 kN/m^2 iken, çift donatılı durumda bu değer 39.29 kN/m^2 'ye çıkmıştır. Diğer yandan içsel sürtünme açısı değeri de benzer şekilde 36° 'den 43° 'ye çıkmıştır.

4.2.28 2 mm Üç Donatılı Zemin Mohr Dairesi

Kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) değerlerini saptamak için 2 mm üç donatılı zemin üzerinde 50, 100, 150 kPa hücre basıncı altında yapılmış deneylerde elde edilen Mohr Dairesi grafiği Şekil 4.28'de gösterilmiştir. Deney sonuçlarına göre kohezyon değeri $c=19.85$, ve içsel sürtünme açısı değeri $\phi=46^\circ$ bulunmuştur.

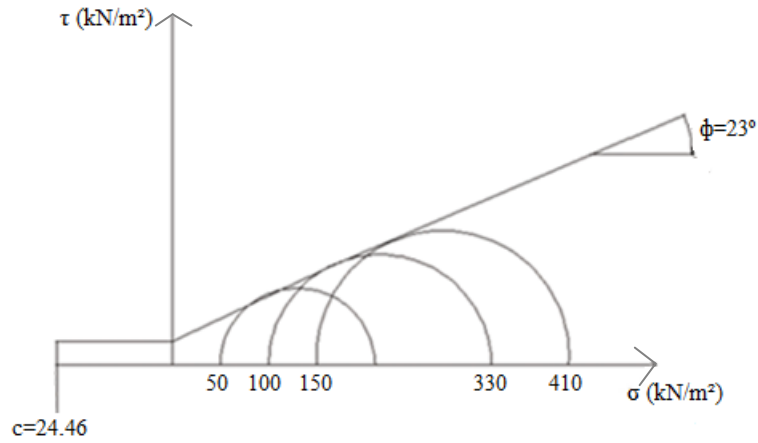


Şekil 4.28 2 mm. gözenek açıklıklı üç donatılı zemin kırılma zarfı

Çift donatılı durumda kohezyon değeri 39.29 kN/m^2 iken, üç donatılı durumda bu değer 19.95 kN/m^2 'ye inmiştir. Diğer yandan içsel sürtünme açısı değeri 43° 'den 46° 'ye çıkmıştır.

4.2.29 4 mm Tek Donatılı Zemin Mohr Dairesi

Kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) değerlerini saptamak için 4 mm tek donatılı zemin üzerinde 50, 100, 150 kPa hücre basıncı altında yapılmış deneylerde elde edilen Mohr Dairesi grafiği Şekil 4.29'da gösterilmiştir. Deney sonuçlarına göre kohezyon değeri $c = 24.46$, ve içsel sürtünme açısı değeri $\phi = 23^\circ$ bulunmuştur.

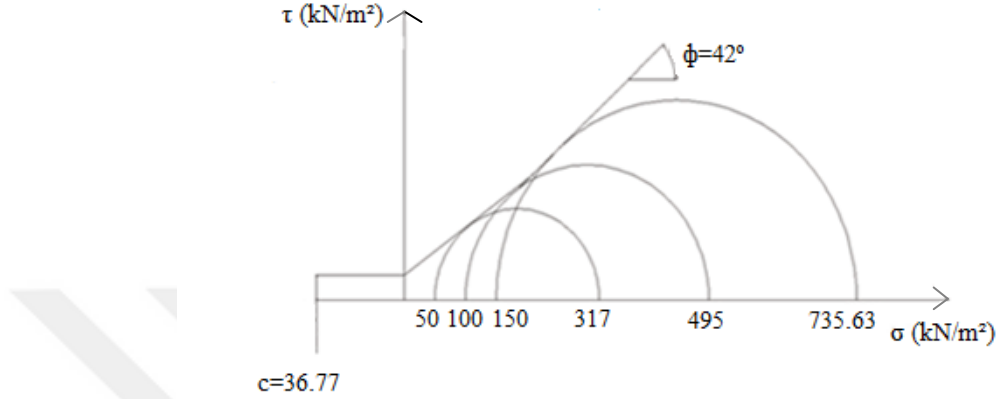


Şekil 4.29 4 mm. gözenek açıklıklı tek donatılı zemin kırılma zarfı

Donatısız durumda kohezyon değeri 25.86 kN/m^2 iken, tek donatılı durumda bu değer 24.46 kN/m^2 'ye inmiştir. Diğer yandan içsel sürtünme açısı değeri 15° 'den 23° 'ye çıkmıştır.

4.2.30 4 mm Çift Donatılı Zemin Mohr Dairesi

Kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) değerlerini saptamak için 4 mm çift donatılı zemin üzerinde 50, 100, 150 kPa hücre basıncı altında yapılmış deneylerde elde edilen Mohr Dairesi grafiği Şekil 4.30'da gösterilmiştir. Deney sonuçlarına göre kohezyon değeri $c=36.77$ ve içsel sürtünme açısı değeri $\phi=42^\circ$ bulunmuştur.

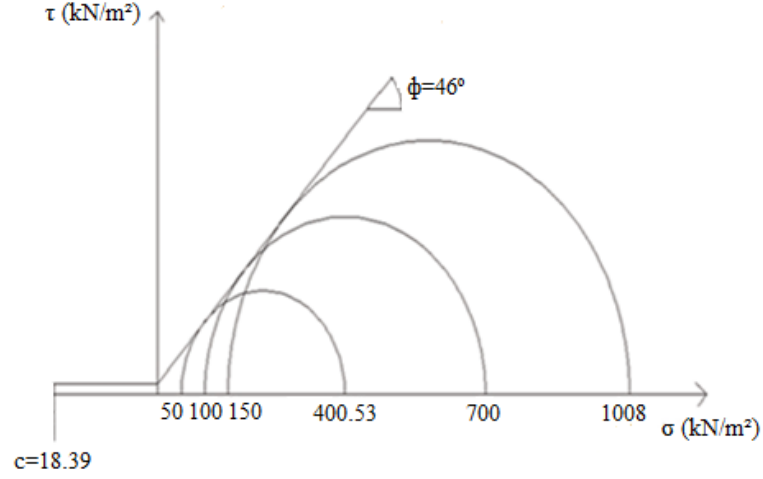


Şekil 4.30 4 mm. gözenek açıklıklı çift donatılı zemin kırılma zarfı

Tek donatılı durumda kohezyon değeri 24.46 kN/m^2 iken, çift donatılı durumda bu değer 36.77 kN/m^2 'ye çıkmıştır. Diğer yandan içsel sürtünme açısı değeri de benzer şekilde 23° 'den 42° 'ye çıkmıştır.

4.2.31 4 mm Üç Donatılı Zemin Mohr Dairesi

Kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) değerlerini saptamak için 4 mm üç donatılı zemin üzerinde 50, 100, 150 kPa hücre basıncı altında yapılmış deneylerde elde edilen Mohr Dairesi grafiği Şekil 4.31'de gösterilmiştir. Deney sonuçlarına göre kohezyon değeri $c=18.39$ ve içsel sürtünme açısı değeri $\phi=46^\circ$ bulunmuştur.

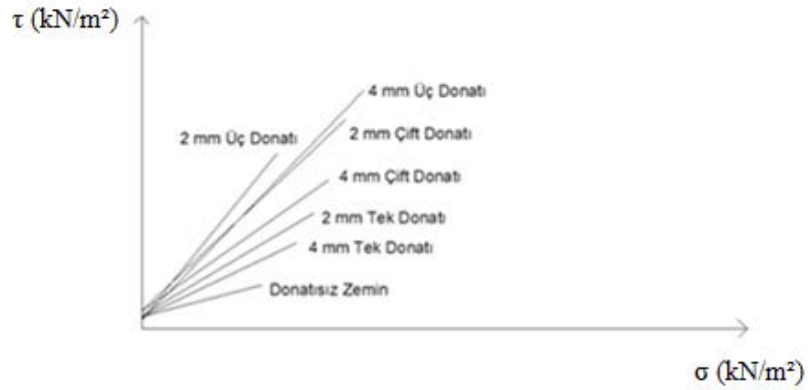


Şekil 4.31 4 mm. gözenek açıklıklı üç donatılı zemin kırılma zarfı

Çift donatılı durumda kohezyon değeri 36.77 kN/m^2 iken, üç donatılı durumda bu değer 18.39 kN/m^2 'ye inmiştir. Diğer yandan içsel sürtünme açısı değeri 42° 'den 46° 'ye çıkmıştır.

4.2.32 Tüm Donatı Konfigürasyonlarının Kırılma Zarfları

Bahsedilen Mohr dairelerinin kırılma zarfları, donatı etkisinin daha rahat anlaşılabilmesi açısından tek grafikte gösterilmiştir.



Şekil 4.32 Tüm donatı konfigürasyonları kırılma zarfları

En büyük içsel sürtünme açısı değeri 2 mm gözenek açıklıklı üç donatılı zeminde iken, en büyük kohezyon değeri 2 mm gözenek açıklıklı çift donatılı zeminedir.

4.3 Karşılaştırma Tabloları

Donatı katman sayısının zemin üzerinde yaptığı iyileşmeleri daha iyi tahlil edebilmek için, mukavemet oranı kavramı kullanılmıştır. Benzer şekilde zeminin

kayma mukavemeti parametreleri için $IF(\phi)$, ve $IF(c)$ oranları kullanılarak zemin donatı ve hücre basıncı arasında bir takım ilişkiler tespit edilmeye çalışılmıştır.

$$\text{Mukavemet oranı} = \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_d} \right)_{\text{Donatısız}}^{\text{Donatılı}} \quad (4.1)$$

$$\dot{I}O(\phi) = \left(\frac{\phi_d}{\phi_d} \right)_{\text{donatısız}}^{\text{donatılı}} \quad (4.2)$$

$$\dot{I}O(c) = \left(\frac{c_d}{c_d} \right)_{\text{donatısız}}^{\text{donatılı}} \quad (4.3)$$

4.3.1 Hücre Basıncına Bağlı 2 mm Gözenek Açıklıklı Donatı Mukavemet

Oranı

Oluşturulan çizelgede, 2 mm gözenek açıklığına sahip donatı dizilimleri ile donatısız olan zeminin tepe noktaları oranlanmış ve Çizelge 4.1'de belli bir korelasyon oluşturulmuştur.

$$\text{Mukavemet oranı} = \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_d} \right)_{\text{Donatısız}}^{\text{Donatılı}} \quad (4.1)$$

Denklem 4.1 ile oluşturulan çizelge 4.1 değerleri, donatılı zeminin o hücre basıncındaki, maksimum deviator gerilmesinin, donatısız zemin maksimum deviator gerilimine oranlanarak bulunmasıdır.

Çizelge 4.1 2 mm gözenek açıklıklı donatı tepe noktası mukavemet oranı

2 mm Donatı Tepe Mukavemet Oranı			
Hücre Basıncı kPa	Tek Donatı	Çift Donatı	Üç Donatı
50	1.64	2.40	3.33
100	1.79	2.76	3.82
150	2.11	2.99	4.22
200	2.21	2.87	4.12

Çizelge 4.1'de görüldüğü üzere donatı sayısı arttıkça mukavemet oranı artmış, benzer şekilde hücre basıncı arttıkça da mukavemet oranı artmıştır. Ancak yüksek

donatı diziliminde (2 ve daha fazla) ve yüksek hücre basıncında (200 kPa) mukavemet oranı azalmıştır. Bunun temel sebebi hücre basıncının yüksek mertebelere ulaşmasıyla birlikte donatı ve zemin arasındaki etkileşimin daha düşük hücre basınçlarına göre, yüksek hücre basınçlarında daha az etkin olmasıyla ilgilidir.

4.3.2 Hücre Basıncına Bağlı 4 mm Gözenek Açıklıklı Donatı Mukavemet Oranı

Oluşturulan çizelgede, 4 mm gözenek açıklığına sahip donatı dizilimleri ile donatısız olan zeminin pik noktaları oranlanmış ve Çizelge 4.2’de belli bir korelasyon oluşturulmuştur.

$$\text{Mukavemet oranı} = \left(\frac{\sigma_d^{\text{Donatılı}}}{\sigma_d^{\text{Donatısız}}} \right) \quad (4.1)$$

Denklem 4.1 ile oluşturulan çizelge 4.2 değerleri, donatılı zeminin o hücre basıncındaki maksimum deviatör gerilmesinin, donatısız zemin maksimum deviatör gerilimine oranlanarak bulunmasıdır.

Çizelge 4.2 4 mm gözenek açıklıklı donatı pik mukavemet oranı

4 mm. Donatı Tepe Mukavemet Oranı			
Hücre Basıncı kPa	Tek Donatı	Çift Donatı	Üç Donatı
50	1.35	2.03	2.56
100	1.40	2.10	2.97
150	1.45	2.59	3.67
200	1.47	2.35	3.23

Çizelge 4.2’de görüldüğü üzere donatı sayısı arttıkça mukavemet oranı artmış, benzer şekilde hücre basıncı arttıkça da mukavemet oranı artmıştır. 2 mm gözenek açıklığına sahip donatıyla oluşturulan çizelge 4.2’de olduğu gibi yüksek donatı

diziliminde(2 ve daha fazla) ve yüksek hücre basıncında(200 kPa) mukavemet oranı azalmıştır. Bunun temel sebebi hücre basıncının yüksek mertebelere ulaşmasıyla birlikte donatı ve zemin arasındaki etkileşimin daha düşük hücre basınçlarına göre daha az etkin olmasıyla ilgilidir. Diğer yandan donatı dizilimi ve hücre basıncının artması 4 mm gözenek açıklığına sahip deneyler için oluşturduğumuz çizelge 4.2'deki mukavemet oranları, 2 mm gözenek açıklığına sahip olan donatı için oluşturduğumuz çizelge 4.1'deki kadar fazla değildir. Bunun temel sebebi gözenek açıklığının artmasıyla birlikte donatı zeminde daha az oranda olacağından mukavemeti ve mukavemet oranı sıçramalarında daha fazla donatı ağırlığına sahip zemine göre daha az olacaktır.

4.3.3 Hücre Basıncına Bağlı 2 ve 4 mm Gözenek Açıklıklı Donatı Mukavemet Oranı Karşılaştırması

$$\text{Mukavemet Oranı} = \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_d} \right)^{\frac{2\text{mmDonatili}}{4\text{mmDonatili}}} \quad (4.1)$$

Oluşturduğumuz çizelgede, 2,4 mm gözenek açıklığına sahip donatı dizilimleri arasında mukavemet oranlarına göre bir korelasyon saptanmaya çalışılmıştır.

Denklem 4.1 ile oluşturulan çizelge 4.3 değerleri, 2 mm donatılı zeminin o hücre basıncındaki, maksimum deviyör gerilmesinin, 4 mm donatılı zeminin maksimum deviyör gerilimine oranlanarak bulunmasıdır.

Çizelge 4.3 2 ve 4 mm gözenek açıklıklı donatı tepe mukavemet oranının karşılaştırılması

2,4 mm. Donatı Karşılaştırması Tepe Mukavemet Oranı			
Hücre Basıncı kPa	Tek Donatı	Çift Donatı	Üç Donatı
50	1.21	1.18	1.30
100	1.28	1.31	1.29
150	1.45	1.15	1.15
200	1.50	1.22	1.27

Çizelge 4.3'te görüldüğü üzere, donatı karşılaştırması üzerinden mukavemet oranına bağlı korelasyon bulunmaya çalışıldığında ciddi bir netice elde edilememektedir.

4.3.4 Donatı ve Hücre basıncının Tepe Mukavemet oranına etkisi

Üç eksenli basınç deneyi sonucunda donatı ve hücre basıncı etkisinin mukavemet oranları Çizelge 4.1, 4.2 ve 4.3'de verilmiştir. Çizelgeden de (4.1) görüleceği üzere ince daneli zeminlerde, hücre basıncı ve donatı katmanı arttıkça genel olarak mukavemet oranında artış göstermiştir. Ancak yüksek hücre basınçlı ve yüksek donatı katmanlı (2 ve 3) zeminlerde mukavemet oranı Çizelge 4.1 ve 4.2'de görüldüğü üzere azalmaktadır. Bu konuyla ilgili yorum Noorzad ve Mirmoradi [38]'nin yaptığı çalışmada ortaya çıkmaktadır. Bu çalışmada, bu tezde yapılan çalışmaya göre daha yüksek hücre basıncı ve daha yüksek sayıda donatı katmanı kullanılmış ve ilgili yorum şu şekilde ortaya çıkmıştır. Temel sebep olarak, donatısız veya donatı katmanı düşük sayıdaki, ince daneli zeminin yüksek hücre basınçlarında kendince yüksek dayanıma sahip olmasıdır. Yani bu noktadan sonra hücre basıncı arttıkça donatı ile zemin arasındaki etkileşim daha düşük hücre basınçlarında ki kadar kuvvetli olamamakta ve hücre basıncı etkisi ön plana çıkmaktadır. Çizelgelerden de (4.1 ve 4.2) görüleceği üzere mukavemet oranının donatı karşılaştırmasından ziyade hücre basıncı ve donatı katmanlarının yapmış olduğu artış için kullanılması daha uygundur. Çünkü bu konuda çok ciddi bir korelasyon görülememektedir (Çizelge 4.3).

4.3.5 Donatı Tipine Bağlı Kayma Mukavemeti ve İyileştirme Parametreleri

Donatı etkisini

$$\text{İO(İyileşme Oranı)}(\phi) = \left(\frac{\phi_d}{\phi_d} \right)_{\text{donatısız}}^{\text{donatılı}} \quad (4.2)$$

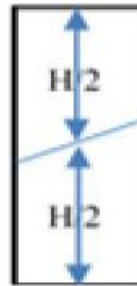
$$\text{İO(İyileşme Oranı)}(c) = \left(\frac{c_d}{c_d} \right)_{\text{donatısız}}^{\text{donatılı}} \quad (4.3)$$

Oluşturduğumuz çizelge 4.4'de donatılı zemin ve donatısız zemin arasında sıçrama oranlarıyla, içsel sürtünme açısı ve kohezyon değerleri arasında bir takım korelasyon belirlenmeye çalışılmıştır.

Çizelge 4.4 Donatı konfigürasyonuna bağlı parametreler

Numune Tipi		Kayma Mukavemeti Parametreleri		Kayma Mukavemeti İyileştirme Oranları	
Gözenek Açıklığı	Donatı Katman Sayısı	İçsel Sürtünme Açısı(ϕ), °	Kohezyon (c), kPa	$iO(\phi)$, °	$iO(c)$, kPa
2 mm	Donatısız	15	25.86	1	1
	Tek Donatı	36	28.28	2.4	1.09
	Çift Donatı	43	39.29	2.87	1.52
	Üç Donatı	46	19.85	3.07	0.77
4 mm	Donatısız	15	25.86	1	1
	Tek Donatı	23	24.46	1.53	0.95
	Çift Donatı	42	36.77	2.8	1.42
	Üç Donatı	46	18.39	3.07	0.71

Zeminin kırılma anındaki mukavemet parametrelerini saptamak amacıyla Mohr daireleri çizilmiş ve bu daireler sayesinde zeminin kırılma anındaki içsel sürtünme açıları ve kohezyon değerleri saptanmıştır. Yine bu içsel sürtünme açısı ve kohezyon değerlerini daha iyi değerlendirebilmek adına $iO(\phi)$, $iO(c)$ oranları çizelge haline getirilmiştir. Çizelge 4.4'de görüleceği üzere içsel sürtünme açısı ve kohezyon iyileşme oranı değerleri donatı sayısı arttıkça artmaktadır. Bu artış özellikle 2 mm tek mikrogrid katmanlı zemin için oldukça verimlidir. Bunun sebebi ise zemin bu donatı yerleşiminde ani olarak çapraz şekilde kırıldığı için Dhawan ve ark. [12] yaptığı çalışmayla benzer şekilde numunenin kırılma yüzeyinin doğrudan içinde olması, verimliliği ciddi şekilde arttırmıştır(Şekil4.33).



Şekil 4.33. Donatının zeminin kırılma yüzeyine yerleştirilmiş hali [12]

Benzer şekilde literatüre göre; donatı yapışma özelliği dane çapı, su muhtevası ve donatı tipiyle doğrudan ilgilidir. Kohezyon miktarı sırayla donatısız, tek ve çift donatıya kadar olan bölümde artmış ancak, her iki donatı için üç donatılı kısımda içsel sürtünme açısı artış göstermesine rağmen kohezyon miktarı azalmıştır. Laman ve Keskin'in [39] yaptığı çalışmalarda belli bir donatı miktarından sonra zemin ile donatı arasındaki etkileşim kohezyon açısından efektif olamamakta ve kohezyon miktarında azalma meydana gelmektedir. Sonuç olarak yapılan deneylerle belirlenen şekilde gözenekli üç farklı donatı katmanı kullanmak verimli değildir.



5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

5.1 Sonuçlar

Bu çalışmada mikrogridle donatılan zemin numunelerinin iyileşmelerini gözlemek amacıyla deneyler yapılmıştır. Geogrid donatının boyutları üç eksenli basınç deneyi için kullanılan 50*100 mm boyutlarındaki numune için oldukça büyük olduğundan, geogrid yerine, mikrogrid malzeme kullanılmıştır. Literatürden yararlanılarak 2 mm ve 4 mm gözenek açıklığına sahip iki farklı donatı üç eksenli basınç deneyi (UU) ile farklı donatı konfigürasyonlarındaki zemin ile donatısız zemin durumları karşılaştırılmıştır.

1. Bütün donatı konfigürasyonları, donatısız zemine göre gerilme-deformasyon grafiklerinde artışa sebep olmuştur.
2. Mukavemet parametrelerinin iyileşmesi, donatı diziliminden doğrudan etkilenmiştir. Özellikle 2 tabakalı donatı katmanı her iki gözenek tipi için çok etkili olmuştur. Çünkü bu konfigürasyonda donatı-zemin ilişkisine bağlı süneklik kavramı ve donatı zemin daneleri arasındaki kenetlenme etkileşimi en verimli noktadadır. Bundan daha fazla donatı artık zeminde kohezyon değerinin düşmesine ve kırılma direncinin artmasına sebeptir.
3. Maksimum kayma gerilmelerinden sonra mukavemet kaybı donatılı zeminde donatısız zemine göre daha azdır. Bu durum kalıcı kayma gerilmesi değeri açısından daha iyi sonuç vermektedir. Yani zeminin sünekliği açısından olumlu sonuçlanmaktadır. Bu etki 2 mm gözenek açıklıklı donatıda daha belirgin olarak bellidir. Çünkü normal gerilmenin artmasıyla birlikte, maksimum kayma gerilmelerinden sonra kalıcı kayma gerilmesindeki azalma direnci sınırlanmaktadır. Diğer bir deyişle maksimum kayma gerilmelerinden sonra donatı zemin matrisi üzerinde kaymaya elverişli halde değildir.
4. Hücre basıncı ve donatı katman sayısının artması zeminde sünekliği arttırırken, rijitliği ve kırılma direncini azaltmaktadır.
5. Kırılma noktalarındaki birim deformasyon değerleri, donatısız numunelere göre donatılı numunelerde daha büyüktür.
6. Zeminin kayma mukavemeti değerleri yani içsel sürtünme açısı (ϕ) ve kohezyon değeri (c), tablo halinde gösterilmiştir. İçsel sürtünme açısı donatı arttıkça artmıştır. Ancak kohezyon değeri iki donatı katmanından sonra

azalmıştır. Bunun sebebi normal basınçla birlikte zemin daneleri arasında gerçekleşen tersinir adezyon etkisidir.

7. Donatı katman sayısını veya hücre basıncını arttırmak mukavemet oranları ve iyileştirme faktöründen de (IF) görüleceği üzere belli bir limitten sonra verimsizdir (özellikle üç donatıdan sonrası için).
8. Maksimum kayma gerilmesi değerlerinin artması donatı zemin sürtünme etkileşimiyle doğrudan ilgilidir. Donatı zemin sürtünmesi ve kenetlenmesi arttıkça maksimum kayma gerilmesi değerleri de artmaktadır.
9. Daha önceden de belirtildiği gibi donatı-zemin konfigürasyonu verimlilik esasına dayandırılarak yapılmalıdır. Bu esaslardan biri de donatı katmanının zemin kırılma düzlemi içinde yer almasıdır. Kırılma düzleminde maksimum çekme kuvveti oluşmaktadır. Bu durum zeminin basınca donatının çekmeye karşı dayanıklı olması gerektiği esasını sağlamaktadır.
10. Donatısız zemin deviatör gerilimi birim deformasyon grafikleri, donatılı zemine göre lineerdir. Lineer olmayan veya parabolik olan kırılmalar zemin için daha iyi süneklik daha az kırılma ve daha iyi kalıcı kayma gerilmesi direnci ile sonuçlanmaktadır.
11. Donatılı numune ile yapılan deneylerde, deviatör gerilme değeri %1-2 birim deformasyon değerini geçtikten sonra donatısız olana göre daha yüksektir. Ancak daha düşük birim deformasyonlarda daha azdır. Bunun sebebi donatının kendisinin sağlayacağı çekme direncini arz edebilmesi için yeterli deformasyon miktarına gelmesi gerekmektedir. Çünkü bu birim deformasyondan önce donatısız zemin, donatılı olana nazaran daha rijit olacağından daha iyi kayma mukavemeti değeri verebilmektedir.

5.2 Öneriler

- 1- Yüksek hücre basıncına maruz kalan zeminlerde donatı verimliliği düşmektedir. Tasarımcının bunu bilerek hareket etmesi önemlidir.
- 2- Fazla sayıda kullanılan donatı, zeminin maksimum kayma gerilmesi değerlerinde verimsizliğe yol açmaktadır. Donatı kullanımının optimum donatı esasına göre belirlenmesi fayda-maliyet açısından önemlidir.
- 3- Yüksek sayıda kullanılan donatı zemin daneleri arasındaki çekim kuvvetini etkilemekte, yani belli bir noktadan sonra kohezyonun düşmesine sebep olmaktadır. Donatının belli bir sınırdan kullanılması kohezyon değerinin düşmemesi için önemlidir.

- 4- Birim alan başında daha sık gözeneğe sahip malzeme olan mikrogrid, geogridlerle benzer tasarım ve uygulama özelliklerine sahiptir. Bu özellikler başlıca mikrogrid kalınlığı, zemin dane çapı dağılımı, gözenek açıklığı, gözenek tipi ve çekme kuvveti gibi mikrogrid niceliklerine göre değişmekte ve zeminde katmanlandırılması neticesinde üç eksenli basınç deneyiyle rahatça sonuçlar elde edilebilir.
- 5- Donatılı numune belli bir deformasyondan sonra, donatısız olana göre maksimum kayma gerilmesi mukavemeti değerlerinde artışa sebep olmaktadır. Birim deformasyonun bu değer altında kalacağı yapılarda donatı kullanmakta uygun olmayacaktır.
- 6- Zeminin gerçek ortamda karşılaşacağı başlıca kuvvetlere en yakın sonuçlar verebilen üç eksenli basınç deneyi düzeneğidir. Buna göre son yıllarda sahada sıkça uygulama alanı olan geogrid malzemenin adeta minyatürü olan mikrogrid, üç eksenli basınç deneyi düzeneğinde rahatlıkla uygulanabilir ve ilgili parametreler belirlenebilir.
- 7- Kullanılan geogrid malzeme veya mikrogrid malzenin plastik içerikli olduğu düşünülerek, ilgili çevre testlerinden geçmiş ve doğaya zarar vermeyecek nitelikte olmasına özen gösterilmelidir.

KAYNAKLAR

- [1] Yılmaz, H., R., Eskisar, T., Geosentetik Ürünlerin Geoteknik Mühendisliği Sorunlarının Çözümünde Kullanımı ve Sağlanan Faydalar, 2. Geoteknik Sempozyumu, 22-23 Kasım, Adana, 2007.
- [2] Şenol, A., Gümüşer, C., Bostancıoğlu M., Kaplamasız Yollarda Geotekstil ve Geogrid Kullanılması Durumunda Oluşan Fayda-Maliyet İlişkisinin incelenmesi, Üçüncü Ulusal Geosentetikler Konferansı, 13-14 Kasım, Bogaziçi Üniversitesi, İstanbul, 2008.
- [3] Üçüncü Ulusal Geosentetikler Konferansı, B.Ü., İstanbul, 13-14 Kasım, 2008.
- [4] Athanasopoulos, G., A., Effect of Particle Size on the Mechanical Behaviour of Sand-Geotextile Composites, *Geotextiles and Geomembranes*, 12(3), 255-273, 1993.
- [5] Chandrasekaran, B., Broms, B., B., Wong, K., S., Strength of fabric reinforced sand under axisymmetric loading, *Geotextiles and Geomembranes*, 8(4), 293–310, 1989.
- [6] Haeri, S., M., Noorzad, R., Oskoorouchi, A., M., Effect of geotextile reinforcement on the mechanical behavior of sand, *Geotextiles and Geomembranes*, 18(6), 385–402, 2000.
- [7] Latha, G., M., Murthy, V., S., Effects of reinforcement form on the behavior of geosynthetic reinforced sand, *Geotextiles and Geomembranes*, 25(1) 23–32, 2007.
- [8] Gray, D., H., and Maher, M., G., Admixture stabilization of sands with random fibers, *Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, 2, 1363–1366, 1989.
- [9] Michalowski, R., L., Zhao, A., Failure of fiber-reinforced granular soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 122, 226–234, 1996.
- [10] Consoli, N., C., Salvagni, Heineck, K., Dal Toé Casagrande, M., Richard Coop, M., Shear strength Behavior of Fiber-Reinforced Sand Considering Triaxial Tests under Distinct Stress Paths, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 133, 1466–1469, 2007.
- [11] Tang, C., H., Shib, Zhaol, Z., Interfacial shear strength of fiber reinforced soil, *Geotextile and Geomembranes*, 28, 54– 62, 2010.

- [12] Dhawan, S., Niraj, S., P., Rajesh, P., S., Performance of geotextile reinforced soil, *Discovery*, 40(184), 279-285, 2015.
- [13] Leshchinsky, B., Evans, T., M., Vesper, J., Microgrid inclusions to increase the strength and stiffness of sand Geotextiles and Geomembranes 44, 170-177, 2016.
- [14] Sağlamer, A., Zemin Islah Metotları, Dolgu Barajlar Yönünden Zemin Mekaniği Semineri, DSİ Genel Müdürlüğü, Adana, 1985.
- [15] Uzuner, B., A., Temel Mühendisliğine Giriş, Derya Kitabevi, Trabzon, 1995.
- [16] Önalp, A., Geoteknik Bilgisi, Cilt 2, K.T.Ü., Trabzon, 1983.
- [17] Özaydın, K., Zemin Mekaniği, Birsen Yayınevi, İstanbul, 1997.
- [18] Ayan, E., Derin Zemin İyileştirme Yöntemleri ve Uygulamadan Örnekler İ.T.Ü., Yüksek Lisans Tezi, 2009.
- [19] Menard, L., and Boise, Y., Theoretical and Practical Aspects of Dynamics Consolidation, *Geot*, 25(1), 3-18, London, 1975.
- [20] Loos, W., Comparative Studies of the Effectiveness of Different Methods for Compacting, *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 3, 174-179, 1936.
- [21] Leonards, G., A., Gutter, W., A., and Holts, R., D., Dynamic Compaction of Granuler Soils, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 106, 35-44, 1980.
- [22] Braja, M., D., Principles of Foundation Engineering 4th Edition, PWS Publishing, USA, 1999.
- [23] Inanov, P., L., Compaction of Non Cohevive Soils by Explosion, Translated From Russian, Published for U. S. Dept of the Interior, Bureou of Reclamation and National Science Foundation, Washington, 1972.
- [24] İncecik, M., Dinamik Kompaksiyon Uygulamasına Bir Örnek Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Türk Milli Komitesi, 2. Ulusal Kongresi Cilt 2, 349-360, Bebek, İstanbul, 1987.
- [25] Ergun, U., Bir Önyükleme Uygulaması Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 5. Ulusal Kongresi, 3, 834 - 835, Ankara, 1996.
- [26] Chao, K., H., and Chin, K., Y., The Study of Improving Bearing Capacity of Tapei Silt by Using Quickline Piles, *Proceedings of the 2nd Asian Regional Conference in Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, 387-389, Tokyo, 1963.

- [27] Mitchell, J., K., In Place Treatment of Foundation Soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 96, 73-110, 1970.
- [28] Ingles, O., G., Metcalf, J., B., *Soil Stabilization*, Butuworths, Sydney, 1973.
- [29] Maag, E., *Über Die Verfestigung und Dichtung des Baugrundes*, Lecture to Federal Technical University, Zurich, 1938.
- [30] Koerner, R., M., *Designing with Geosynthetics*, 4th Edition, Prentice Hall, 1997.
- [31] Meurs, V., “The challenge to adapt soil properties” Erişim adresi: http://www.smartsoils.nl/files/2006_SmartSoil.pdf, Erişim Tarihi: 19.5.2016.
- [32] McGown, A., Andrawes, K., Z., Al-Hasani, M., M., Efect of inclusion properties on the behavior of sand, *Geotechnique* 28 (3), 327-347, 1978.
- [33] Maher, M., H., and Ho, Y., C., Mechanical properties of kaolinite fiber soil composite, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 120(8), 1387-1393, 1994.
- [34] El Sawwaf, M., A., Behaviour of strip footing on geogrid-reinforced sand over a soft clay slope, *Geotextiles and Geomembranes*, 25 (1), 50-60, 2007.
- [35] Broms, B., B., Triaxial tests with fabric-reinforced soil, *Proceedings of the International Conference on the Use of Fabric in Geotechnics*, 3, Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, Paris, 129-134, 1977.
- [36] Qian, Y., Characterization of geogrid reinforced balast behaviour at different levels of degradation through triaxial shear strength test and discrete element modeling, *Geotextiles and Geomembranes*, 43, 393-402, 2015.
- [37] Tafreshi, S., N., M., and Asakereh, A., Strength evaluation of wet reinforced silty sand by triaxial test, *International Journal of Civil Engineering*, 5, 274–283, 2007.
- [38] Noorzad, R., and Mirmoradi, S., H., Laboratory evaluation of the behavior of a geotextile reinforced clay, *Geotextiles and Geomembranes*, 28(4), 386–392, 2010.
- [39] Laman, M., Keskin S., Çukurova Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi, 27(2), 27-35, Aralık, 2012.
- [40] Warren, K., A., Christopher, B., Howard, I.,L., *Geosynthetic Strain Gage Installation Procedures and Alternative Strain Measurement Methods for Roadway Applications*, *Geosynthetics International*, 17(6), 403-430, 2010.

- [41] Bouazza, A., Zornberg, J., G., McCartney, J., S., and Singh, R., M., Unsaturated Geotechnics Applied to Geoenvironmental Engineering Problems Involving Geosynthetics, Engineering Geology, Elsevier, 165(4), 143- 153, October 2013.
- [42] Ladd, R., Preparing Test Specimens Using Undercompaction, Geotechnical Testing Journal, 1, 16-23, 1978.
- [43] Krishnaswamy, N., R., and Isaac, N., T., Liquefaction potential of reinforced sand Geotextiles and Geomembranes, 13(1), 23-41, 1994



ÖZGEÇMİŞ

1. Adı Soyadı: Ercan Egemen BAŞAR

2. Doğum Tarihi: 06/09/1989

3. Ünvanı: İnşaat Mühendisi

4. Öğrenim Durumu:

Derece	Alan	Üniversite	Yıl
Lisans	İnşaat Mühendisliği A.B.D.	Süleyman Demirel Üniversitesi	2007 - 2013
Yüksek. Lisans	İnşaat Mühendisliği A.B.D.	Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi	2013 -

5. Akademik Ünvanlar

6. Yönetilen Yüksek Lisans ve Doktora Tezleri

6.1. Yüksek Lisans Tezleri

6.2. Doktora Tezleri

7. Yayınlar

7.1. Uluslararası Science Citation Index (SCI) ve Social Citation Index (SSCI) Tarafından Taranan Dergilerde Yayınlanmış Makaleler

7.2. Diğer Bilimsel Dergilerde Yayınlanmış Makaleler (SCI veya SSCI'ya Girmeyen)

7.3. Uluslararası Bilimsel Toplantılarda Yayınlanmış Bildiriler

7.4. Ulusal Bilimsel Toplantılarda Yayınlanmış Bildiriler

7.5. Yazılan uluslararası kitaplar veya kitaplarda bölümler

7.6. Uluslararası atıflar

8. Sonuçlandırılmış Projeler

9. İdari Görevler

10. Bilimsel ve Mesleki Kuruluşlara Üyelikler

11. Ödüller

