

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**TAŞ KOLON İLE ŞEV İYİLEŞTİRMESİNİN  
DENEYSEL VE SAYISAL OLARAK İNCELENMESİ**

**DOKTORA TEZİ**

**İnş. Yük. Müh. Mustafa VEKLİ**

**HAZİRAN 2009  
TRABZON**

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

TAŞ KOLON İLE ŞEV İYİLEŞTİRMESİNİN  
DENEYSEL VE SAYISAL OLARAK İNCELENMESİ

İnş. Yük. Müh. Mustafa VEKLİ

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde  
"Doktor (İnşaat Mühendisliği)"  
Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 25.05.2009  
Tezin Savunma Tarihi : 25.06.2009

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Mustafa AYTEKİN

Jüri Üyesi : Prof. Dr. Bayram Ali UZUNER

Jüri Üyesi : Prof. Dr. Temel YETİMOĞLU

Jüri Üyesi : Prof. Dr. Fikri BULUT

Jüri Üyesi : Yrd. Doç. Dr. Zekai ANGIN

Enstitü Müdürü : Prof. Dr. Salih TERZİOĞLU

Trabzon 2009

## ÖNSÖZ

Taş kolon ile şev iyileştirmesinin deneysel ve sayısal olarak incelenmesi konulu bu çalışma, Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda, doktora tezi olarak gerçekleştirilmiştir.

Doktora tez danışmanlığımı üstlenerek, çalışmalarım süresince bilgi ve tecrübelerinden yararlandığım danışman hocam Sayın Prof. Dr. Mustafa AYTEKİN'e teşekkür eder, saygılarımı sunarım.

Tez izleme komitesinde yer alıp çalışmamı başından itibaren takip eden, K.T.Ü. Mühendislik Fakültesi öğretim üyeleri, Sayın Prof. Dr. Fikri BULUT'a ve Sayın Yrd. Doç. Dr. Zekai ANGIN'a katkılarından dolayı teşekkürü bir borç bilirim.

Çalışmamı değerlendiren ve katkılarını esirgemeyerek çalışmamın çok daha verimli bir şekilde tamamlanmasını sağlayan Sayın Prof. Dr. Bayram Ali UZUNER'e ve Prof. Dr. Temel YETİMOĞLU'na sonsuz teşekkürlerimi sunarım. Öğrenimim boyunca bana emeği geçen tüm bölüm hocalarıma saygılarımı sunarım.

Tezimin hazırlanması ve deneysel çalışmalarım sırasında çok değerli yardımlarından dolayı Uzman Ali SEMERCİ, Arş. Gör. D. Mehmet ÖZCAN, Arş. Gör. Ümit ÇALIK, İnş. Yük. Müh. Fehime AKCANCA, Uzman Dr. S. Banu İKİZLER ve Teknisyen Fikret BÜLBÜL'e teşekkür ederim.

Özellikle her konuda bana göstermiş oldukları destek, sabır ve anlayışlarından ötürü annem Feride VEKLİ'ye, babam İbrahim VEKLİ'ye, kardeşlerim Asuman DAĞTEKİN'e ve Mehmet VEKLİ'ye, babaannem Hanım VEKLİ'ye ve doktora tezim boyumca, hayatımın her alanında bana göstermiş olduğu hoşgörü, güler yüz, dostluk ve sabrından ötürü nişanlım Arş. Gör. Gülşah SEZEN'e müteşekkir olduğumu belirtir, çalışmamın yararlı olmasını içtenlikle dilerim.

Mustafa VEKLİ  
Trabzon 2009

## İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ.....	II
İÇİNDEKİLER.....	III
ÖZET.....	VII
SUMMARY .....	VIII
ŞEKİLLER DİZİNİ .....	IX
TABLolar DİZİNİ.....	XIV
SEMBOLLER DİZİNİ .....	XV
1. GENEL BİLGİLER.....	1
1.1. Giriş .....	1
1.2. Çalışmanın Amacı .....	2
1.3. Konu ile İlgili Bazı Çalışmalar .....	2
1.4. Şev Hareketlerinin Tanımlanması .....	13
1.5. Şev Kayma Tipleri.....	14
1.6. Şev Stabilite Problemleri .....	20
1.6.1. Drenajsız Durum.....	21
1.6.2. Drenajlı Durum.....	23
1.6.3. Kısmen Drenajlı Durum .....	23
1.7. Güvenlik Sayısı.....	24
1.8. Güvenlik Sayısının Hesaplanması .....	27
1.8.1. Limit Gerilme Yaklaşımı.....	27
1.8.2. Limit Denge Yaklaşımı .....	28
1.8.3. Toplam ve Efektif Gerilme Analizi .....	29
1.9. Şev Hareketlerinin Nedenleri .....	31
1.10. Şev Stabilitesi İyileştirme Metotları .....	32
1.11. Taş Kolonlar .....	34
1.11.1. Yapım Metotları .....	36
1.11.1.1. Vibroflatasyon Metodu.....	36
1.11.1.1.1. Vibroflot .....	37
1.11.1.1.2. Vibro Yerdeğiştirme Metodu (Islak Metot) .....	38
1.11.1.1.3. Vibro Öteleme Metodu (Kuru Metot) .....	39

1.11.1.2.	Tokmıklama Metodu.....	40
1.11.1.3.	Diğer Metotlar .....	41
1.11.1.3.1.	Dinamik Yerdeğiştirme Metodu.....	41
1.11.1.3.2.	Tampon Metodu. ....	42
1.11.1.4.	Yapım Metotlarının Karşılaştırılması.....	42
1.11.2.	Taş Kolonların Özellikleri .....	43
1.11.2.1.	Taş Kolonun Çapı.....	43
1.11.2.2.	Taş Kolonun Boyu .....	43
1.11.3.	Taş Kolon Malzemesinin Dane Çapı Dağılımı .....	44
1.11.3.1.	Taş Kolon Malzemesinin İçsel Sürtünme Açısı .....	44
1.11.3.1.1.	Taş Kolon Yerleşim Aralıkları .....	45
1.11.3.2.	Taş Kolonlar ile İlgili Temel Kavramlar ve Bağlıntılar .....	45
1.11.3.2.1.	Eşdeğer Çap .....	45
1.11.3.2.2.	Alan Değişim Oranı.....	46
1.11.3.2.3.	Gerilme Konsantrasyon Oranı .....	47
1.11.3.2.4.	Oturma Azaltım Oranı .....	49
1.11.4.	Taş Kolon Davranışını Etkileyen Faktörler.....	50
1.11.4.1.	İmalat Metodu.....	50
1.11.4.2.	Konsolidasyon Etkisi ve Zemin Tipi .....	50
1.11.4.3.	İmalatta Kullanılan Taş Kolon Malzemesi.....	51
1.11.4.4.	Yerdeğiştirme Oranı .....	52
1.11.4.5.	Gurup Etkisi .....	52
1.11.5.	Taş Kolonları Tasarım Kriterleri ve Tasarım Metotları .....	52
1.11.5.1.	Taş Kolonların Yük Transfer Mekanizmaları .....	52
1.11.5.1.1.	Uç Mukavemetli Taş Kolon .....	52
1.11.5.1.2.	Yüzen Taş Kolon .....	53
1.11.5.2.	Taş Kolonların Göçme Mekanizması .....	54
1.11.5.2.1.	Tekil Taş Kolon Göçme Mekanizması.....	54
1.11.5.2.2.	Gurup Taş Kolon Göçme Mekanizması. ....	55
1.11.6.	Taş Kolon Taşıma Gücü .....	57
1.11.6.1.	Tekil Taş Kolon Taşıma Gücü.....	57
1.11.6.2.	Gurup Taş Kolon Taşıma Gücü.....	62
1.11.6.3.	Kısa Taş Kolon Taşıma Gücü.....	65
1.11.7.	Taş Kolon Oturma Analizi .....	66

1.11.7.1.	Denge Metodu .....	67
1.11.7.2.	Greenwood Metodu .....	68
1.11.7.3.	Priebe Metodu .....	69
1.11.7.4.	Hughes Metodu .....	69
1.11.7.5.	Goughnour ve Bayuk Metodu. ....	70
1.11.7.6.	Oturma Tahminlerinin Arazi Ölçümleri ile Karşılaştırılması .....	71
1.11.7.7.	Konsolidasyon Hızı .....	71
1.11.8.	Taş Kolon ile Şev ve Dolguların Stabilitesi .....	73
1.11.8.1	Profil Metodu .....	74
1.11.8.2	Ortalama Kayma Mukavemeti Metodu .....	76
1.12.	Çözümde Kullanılan Sayısal Yöntem .....	82
1.12.1.	Analiz Metodu .....	82
1.12.2.	Sonlu Elemanlar Modeli .....	83
1.12.3.	Plaxis Sonlu Elemanlar Programı .....	85
1.12.3.1.	Model .....	86
1.12.3.2.	Eleman Tipi .....	87
1.12.3.3.	Mesh (Ağ) .....	87
1.12.3.4.	Zemin Davranışının Modellenmesi .....	88
1.12.3.5.	Stabilite Analizi .....	89
1.13.	Taş Kolon Yönteminin Avantajları ve Dezavantajları .....	91
1.13.1.	Taş Kolon Yönteminin Avantajları .....	91
1.13.2.	Taş Kolon Yönteminin Dezavantajları .....	91
2.	YAPILAN ÇALIŞMALAR VE BULGULAR .....	92
2.1.	DeneySEL Çalışmada Kullanılan Malzemelerin Özellikleri .....	92
2.1.1.	Kil .....	92
2.1.1.1.	Fiziksel Özellikler .....	93
2.1.1.2.	Kıvam Limitleri .....	94
2.1.1.3.	Zeminin Sınıflandırılması .....	94
2.1.1.4.	Kompaksiyon Özellikleri .....	96
2.1.1.5.	Geçirimsizlik Özellikleri .....	96
2.1.1.6.	Dayanım Özellikleri .....	97
2.1.2.	Çakıl .....	97
2.2.	Deney Düzenegi .....	98
2.3.	Şev Geometrisi ve Şevin Oluşturulması .....	101

2.4.	Taş Kolonların Oluşturulması .....	102
2.5.	Deneyin Yapılışı ve Sonuçlar .....	104
2.6.	Deney Düzenliğinin Plaxis ile Modellenmesi.....	120
2.6.1.	Sonlu Elemanlar Ağı .....	120
2.8.2.	Model Temel.....	121
2.8.3.	Malzeme Özellikleri .....	122
2.7.	Sonlu Elemanlar Analiz Sonuçları .....	123
2.7.1	Taş Kolonsuz Durum.....	123
2.7.2	s/D= 2 Olması Durumu.....	124
2.7.3	s/D= 3 Olması Durumu.....	125
2.7.4	s/D= 3.5 Olması Durumu.....	126
2.7.5	s/D= 4 Olması Durumu.....	127
2.7.6	Oturma-Ortalama Temel Taban Basıncı İlişkisi.....	128
2.7.7	Sınır Taşıma Gücündeki Değişim.....	129
2.7.8	Oturmalar .....	130
2.7.9	Şev Güvenliği .....	131
2.8.	DeneySEL ve Sayısal Sonuçların Karşılaştırılması .....	132
3.	PARAMETRİK ÇALIŞMALAR .....	136
3.1.	Bir Tabakalı Zemin Durumu .....	136
3.2.	İki Tabakalı Zemin Durumu .....	142
3.3.	Rezervuarda Su Bulunması Durumu .....	145
4.	SONUÇLAR.....	150
5.	ÖNERİLER .....	153
6.	KAYNAKLAR.....	154
7.	EKLER .....	161
ÖZGEÇMİŞ		

## ÖZET

Yumuşak zeminlerde taş kolonların kullanımı son otuz yılda önemli bir zemin iyileştirme tekniği olarak ortaya çıkmıştır.

Bu çalışmada, şev içerisine farklı aralıklarla yerleştirilen taş kolonların, şev stabilitesine etkisi, şevli zemin üzerine yerleştirilen temelin taşıma kapasitesi ve oturma özellikleri laboratuvar ortamında küçük ölçekli model deneyler yapılarak araştırılmıştır. İlk olarak taş kolonsuz halde, kil şevin taşıma gücü ve oturma özellikleri incelenmiştir. Daha sonra şevli zemin içerisine taş kolonlar farklı  $s/D$  (Taş kolonların merkezleri arası mesafe/ Taş kolon çapı) oranlarında yerleştirilerek taşıma gücü ve oturma özellikleri incelenmiştir. Deneyler  $s/D= 2, 3, 3.5$  ve  $4$  oranları için yapılmıştır. Yapılan deneyler, sonlu elemanlar yazılımı olan Plaxis bilgisayar programı kullanılarak modellenmiş ve sayısal çözüm yapılmıştır. Deneysel sonuçlar ve sayısal analiz sonuçları değerlendirildiğinde, taş kolonlarla iyileştirme yapıldıktan sonra şevli yumuşak zemin üzerine inşa edilecek yapıların taşıma güçlerinin arttığı, oturmaların ise azaldığı görülmüştür. Ayrıca  $s/D$  oranı azaldıkça taşıma gücünde artma, oturmada ise azalma meydana gelmiştir.

Taş kolonların şev stabilitesine etkisinin araştırılması amacı ile tek tabakalı zemin durumu, iki tabakalı zemin durumu ve şev rezervuarında su bulunmasını inceleyen parametrik çalışma yapılmıştır. Çalışmada analizler farklı şev açıları, farklı  $c/(\gamma H)$  oranları ve farklı  $s/D$  oranları için Plaxis ile yapılmıştır. Yapılan analizlerden taş kolonların şevlerin stabilitesini, farklı parametrelerin etkisine bağlı olarak  $1.18\sim 1.62$  kat artırdığı bulunmuştur. Analizler sonucunda taş kolonla iyileştirilmiş şevlerin güvenlik sayıları ve güvenlik sayıları iyileştirme faktörleri (GIF) grafikler ve tablolar halinde verilmiştir. Çalışmada verilen tablo ve grafiklerin, kısa süre içerisinde başlanıp bitirilmesi gereken uygulamalarda ve ön projelendirme aşamasında mühendisler için oldukça yararlı olacağı düşünülmektedir.

**Anahtar Kelimeler:** Taş kolon, Şev stabilitesi, Zemin iyileştirmesi, Sonlu elemanlar, Laboratuvar modeli



## SUMMARY

### **Experimental and Numerical Investigation of Slope Stabilization by Stone Column**

Use of stone columns in soft soils has emerged as a major ground improvement technique for the last three decades.

In this study, an investigation has been performed to see effect of stone columns placed in a slope in soft soil with a ratio of distance between stone column axis to their diameters ( $s/D$ ) on slope stability, ultimate bearing capacity, settlement of the foundation rested on top of slope on a small scale laboratory model. Firstly, ultimate bearing capacity and settlement properties of soil were determined with no stone columns. Then, some values of soil were determined after the installation of stone columns with various ratios of  $s/D$  (distances between stone column centers/columns diameters). The ratios of ( $s/D$ ) were 2, 3, 3.5 and 4. Tests carried out in the laboratory were simulated and numerically analyzed using Plaxis computer code which is software uses finite elements. From results of the tests and numerical analyses, bearing capacities of structure constructed on the soft soil with slope were increased; settlements were decreased after improvement with stone column. Furthermore, some increment at the bearing capacity, and some reduction at the settlements were occurred with the reduction of  $s/D$  ratios.

To investigate effect of stone columns on the slope stability, a parametric study was carried out examining cases with single layer, double layer and presence of water in the reservoir side of the slope. Analyses in the study were performed by Plaxis for various slope angles, ratios of  $c/(\gamma H)$  and ratios of  $s/D$ . From the analyses performed, it was found that the stone columns redoubled 1.18~1.62 fold stability of slope as relative effect of different parameters. Factor of safety and improvement factor of safety (GIF) of slopes improved with stone column are given in Tables and Figures. It is thought of that tables and figures given in this study are helpful for engineers at the applications where required promptly to be begun and to be completed.

**Key Words:** Stone column, Slope stability, Soil improvement, Finite elements, Laboratory model

## ŞEKİLLER DİZİNİ

	<b><u>Sayfa No</u></b>
Şekil 1.1.	Varnes'in üç boyutlu sınıflandırması (Varnes, 1958). .....18
Şekil 1.2.	Blong sınıflandırması (Blong, 1973). .....19
Şekil 1.3.	Vibroflotun önemli kısımları (URL-1, 2009). .....37
Şekil 1.4.	Vibro-yerdeğiştirme metodu ile taş kolonların imali (URL-2, 2008). .....38
Şekil 1.5.	Vibro-öteleme metodu ile taş kolonların imali (URL-2, 2008). .....39
Şekil 1.6.	Tokmaktama metodu ile taş kolonların imali .....40
Şekil 1.7	Dinamik yerdeğiştirme metodu ile taş kolonların imali (Liasu, 1984).....41
Şekil 1.8.	Taş kolon eşkenar üçgen dizilimi (Barksdale ve Bachus, 1983). .....45
Şekil 1.9.	Tekil taş kolon göçme mekanizması (Juran vd, 1988). .....54
Şekil 1.10.	Tabakalı zeminde taş kolon göçme mekanizması (Bachus ve Barksdale 1983). .....55
Şekil 1.11.	Birim hücre modeli (Bachus ve Barksdale 1983). .....56
Şekil 1.12.	Silindirik boşluk genişleme faktörleri (Vesic 1972 ). .....60
Şekil 1.13.	Taş kolon taşıma kapasitesi (Greenwood ve Kirsch, 1984). .....62
Şekil 1.14.	Gurup taş kolon taşıma gücü kapasitesi (Bachus ve Barksdale 1983). .....63
Şekil 1.15.	Kısa taş kolon taşıma gücü katsayıları (Madhav ve Vitkar, 1978). .....66
Şekil 1.16.	Radyal yönde konsolidasyon yüzdesi (Bachus ve Barksdale 1983). .....73
Şekil 1.17.	Eşdeğer taş kolon şeriti (Bachus ve Barksdale 1983). .....75
Şekil 1.18.	Ortalama kayma mukavemeti metodu ile stabilite analizinde gerilmeler ..76
Şekil 1.19.	Doğal şevin taş kolon ile stabilizasyonu (Tunç, 2002). .....80
Şekil 1.20.	Analiz metotları (Rao 2005). .....83
Şekil 1.21.	Sonlu elemanlar yöntemi mekanizması .....84
Şekil 1.22.	Plane strain model örneği (Plaxis 2006). .....86
Şekil 1.23.	Axisymmetry model örneği .....86
Şekil 1.24.	6-node ve 15-node elemanlar (Plaxis,2006) .....87
Şekil 2.1.	Söğütlü yöresinin jeolojik haritası .....93
Şekil 2.2.	Kilin granülometri eğrisi .....94
Şekil 2.3.	Kilin birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine göre .....95
Şekil 2.4.	Kilin kompaksiyon eğrisi.....96

Şekil 2.5.	Çakılın granülometri eğrisi.....	98
Şekil 2.6.	Deney kutusu .....	99
Şekil 2.7.	Raylı sistem .....	99
Şekil 2.8.	Model temel.....	100
Şekil 2.9.	Deney düzeneği .....	101
Şekil 2.10.	Şev geometrisi .....	101
Şekil 2.11.	Şev profili ve $s/D = 2$ için çelik boru yerleşimi.....	102
Şekil 2.12.	Taş kolonların oluşturulması .....	103
Şekil 2.13.	Farklı $s/D$ oranları için taş kolonların uygulamaları.....	104
Şekil 2.14.	Taş kolonsuz şevin hazırlanması .....	105
Şekil 2.15.	Taş kolonsuz hal için deney sonrası .....	105
Şekil 2.16.	Taş kolonsuz şevin ortalama temel taban basıncı- oturma eğrisi .....	106
Şekil 2.17.	$s/D = 2$ için şevin oluşturulması .....	107
Şekil 2.18.	$s/D = 2$ için deney sonrası şevin durumu.....	107
Şekil 2.19.	$s/D = 2$ için ortalama temel taban basıncı- oturma eğrisi .....	108
Şekil 2.20.	$s/D = 2$ için deney sonrası taş kolon yerleşimi .....	109
Şekil 2.21.	Taş kolon su muhtevası .....	109
Şekil 2.22.	$s/D = 3$ için deney öncesi ve sonrası şevin durumu.....	110
Şekil 2.23.	$s/D = 3$ için ortalama temel taban basıncı- oturma eğrisi .....	111
Şekil 2.24.	$s/D = 3$ için deney sonrası taş kolon yerleşimi .....	112
Şekil 2.25.	$s/D = 3.5$ için deney öncesi ve sonrası şevin durumu.....	112
Şekil 2.26.	$s/D = 3.5$ için ortalama temel taban basıncı- oturma eğrisi .....	113
Şekil 2.27.	$s/D = 3.5$ için deney sonrası taş kolon yerleşimi .....	114
Şekil 2.28.	$s/D = 4$ için deney öncesi ve sonrası şevin durumu.....	115
Şekil 2.29.	$s/D = 4$ için ortalama temel taban basıncı- oturma eğrisi .....	115
Şekil 2.30.	$s/D = 4$ için deney sonrası taş kolon .....	116
Şekil 2.31.	Farklı $s/D$ oranları için ortalama temel taban basıncı - $S/B$ (%) ilişkisi...	117
Şekil 2.32.	Farklı $s/D$ oranları için ortalama temel taban basıncı artış oranı ve $S/B$ (%) oranı değişimi.....	118
Şekil 2.33.	Farklı $s/D$ oranları – sınır taşıma gücü ilişkisi.....	118
Şekil 2.34.	$s/D$ - sınır taşıma gücü artış oranı.....	119
Şekil 2.35.	Farklı $s/D$ oranları ve oturma ilişkisi .....	119
Şekil 2.36.	$s/D$ - oturma azaltım oranı ilişkisi .....	120

Şekil 2.37.	Deney düzeneği geometrisinin Plaxis' de oluşturulması.....	121
Şekil 2.38.	Geometri koordinat noktaları.....	121
Şekil 2.39.	Taş kolonsuz şev analiz sonrası deformasyonları .....	123
Şekil 2.40.	Taş kolonsuz şev analiz sonrası ortalama temel taban basıncı- oturma eğrisi .....	124
Şekil 2.41.	$s/D = 2$ analiz sonrası deformasyonları .....	124
Şekil 2.42.	$s/D = 2$ analiz sonrası ortalama temel taban basıncı- oturma eğrisi .....	125
Şekil 2.43.	$s/D = 3$ analiz sonrası deformasyonları .....	125
Şekil 2.44.	$s/D = 3$ analiz sonrası ortalama temel taban basıncı- oturma eğrisi .....	126
Şekil 2.45.	$s/D = 3.5$ analiz sonrası deformasyonları .....	126
Şekil 2.46.	$s/D = 3.5$ analiz sonrası ortalama temel taban basıncı- oturma eğrisi .....	127
Şekil 2.47.	$s/D = 4$ analiz sonrası deformasyonları .....	127
Şekil 2.48.	$s/D = 4$ analiz sonrası ortalama temel taban basıncı- oturma eğrisi .....	128
Şekil 2.49.	Farklı $s/D$ oranları için ortalama temel taban basıncı - $s/B$ (%) ilişkisi ...	129
Şekil 2.50.	Farklı $s/D$ oranları ve sınır taşıma gücü ilişkisi.....	129
Şekil 2.51.	$s/D$ –sınır taşıma gücü artış oranı .....	130
Şekil 2.52.	Farklı $s/D$ oranları ve oturma ilişkisi.....	131
Şekil 2.53.	$s/D$ - oturma azaltım oranı ilişkisi .....	131
Şekil 2.54.	$s/D$ - güvenlik sayısı ilişkisi.....	132
Şekil 2.55.	$s/D$ – sınır taşıma gücü sonuçlarının karşılaştırılması .....	133
Şekil 2.56.	$s/D$ – sınır taşıma gücü artış oranı sonuçlarının karşılaştırılması .....	133
Şekil 2.57.	$s/D$ - oturma sonuçlarının karşılaştırılması .....	134
Şekil 2.58.	$s/D$ - oturma azaltım oranının karşılaştırılması .....	135
Şekil 3.1.	Bir tabakalı zemin şev geometrisi .....	136
Şekil 3.2.	İki tabakalı zemin şev geometrisi .....	142
Şekil 3.3.	Rezervuarda su bulunması durumu .....	145
Ek Şekil 1.	Deney kili dayanım parametreleri .....	161
Ek Şekil 2.1.	$\phi_s = 35$ ve $s/D = 2$ için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi.....	161
Ek Şekil 2.2.	$\phi_s = 35$ ve $s/D = 3$ için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi.....	162
Ek Şekil 2.3.	$\phi_s = 35$ ve $s/D = 4$ için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi.....	162
Ek Şekil 2.4.	$\phi_s = 40$ ve $s/D = 2$ için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi1 .....	163
Ek Şekil 2.5.	$\phi_s = 40$ ve $s/D = 3$ için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi.....	163
Ek Şekil 2.6.	$\phi_s = 40$ ve $s/D = 4$ için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi.....	164

Ek Şekil 2.7.	$\phi_s = 45$ ve $s/D = 2$ için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi.....	164
Ek Şekil 2.8.	$\phi_s = 45$ ve $s/D = 3$ için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi.....	165
Ek Şekil 2.9.	$\phi_s = 45$ ve $s/D = 4$ için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi.....	165
Ek Şekil 3.1.	$\phi_c = 5$ ve $s/D = 2$ için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi.....	166
Ek Şekil 3.2.	$\phi_c = 5$ ve $s/D = 3$ için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi.....	166
Ek Şekil 3.3.	$\phi_c = 5$ ve $s/D = 4$ için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi.....	167
Ek Şekil 3.4.	$\phi_c = 10$ ve $s/D = 2$ için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi.....	167
Ek Şekil 3.5.	$\phi_c = 10$ ve $s/D = 3$ için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi.....	168
Ek Şekil 3.6.	$\phi_c = 10$ ve $s/D = 4$ için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi.....	168
Ek Şekil 3.7.	$\phi_c = 15$ ve $s/D = 2$ için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi.....	169
Ek Şekil 3.8.	$\phi_c = 15$ ve $s/D = 3$ için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi.....	169
Ek Şekil 3.9.	$\phi_c = 15$ ve $s/D = 4$ için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi.....	169
Ek Şekil 4.1.	$s/D=2$ için $c_2/c_1$ -güvenlik sayısı ilişkisi (3:1) .....	170
Ek Şekil 4.2.	$s/D=3$ için $c_2/c_1$ -güvenlik sayısı ilişkisi (3:1) .....	170
Ek Şekil 4.3.	$s/D=4$ için $c_2/c_1$ -güvenlik sayısı ilişkisi (3:1) .....	171
Ek Şekil 4.4.	$s/D=2$ için $c_2/c_1$ -güvenlik sayısı ilişkisi (2:1) .....	171
Ek Şekil 4.5.	$s/D=3$ için $c_2/c_1$ - güvenlik sayısı ilişkisi (2:1) .....	171
Ek Şekil 4.6.	$s/D=4$ için $c_2/c_1$ - güvenlik sayısı ilişkisi (2:1) .....	172
Ek Şekil 4.7.	$s/D=2$ için $c_2/c_1$ - güvenlik sayısı ilişkisi (3:2) .....	172
Ek Şekil 4.8.	$s/D=3$ için $c_2/c_1$ - güvenlik sayısı ilişkisi (3:2) .....	173
Ek Şekil 4.9.	$s/D=4$ için $c_2/c_1$ - güvenlik sayısı ilişkisi (3:2) .....	173
Ek Şekil 5.1.	$s/D=2$ ve $c / (\gamma.H) = 0.1$ için güvenlik sayısı- şev açısı-rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi .....	174
Ek Şekil 5.2.	$s/D=2$ ve $c / (\gamma.H) = 0.05$ için güvenlik sayısı- şev açısı-rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi .....	174
Ek Şekil 5.3.	$s/D=2$ ve $c / (\gamma.H) = 0.025$ için güvenlik sayısı- şev açısı-rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi .....	175
Ek Şekil 5.4.	$s/D=2$ ve $c / (\gamma.H) = 0.01$ için güvenlik sayısı- şev açısı-rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi .....	175
Ek Şekil 5.5.	$s/D=3$ ve $c / (\gamma.H) = 0.1$ için güvenlik sayısı- şev açısı-rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi .....	176
Ek Şekil 5.6.	$s/D=3$ ve $c / (\gamma.H) = 0.05$ için güvenlik sayısı- şev açısı-rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi .....	176

Ek Şekil 5.7.	$s/D= 3$ ve $c / (\gamma.H) = 0.025$ için güvenlik sayısı- şev açısı-rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi .....	177
Ek Şekil 5.8.	$s/D= 3$ ve $c / (\gamma.H) = 0.01$ için güvenlik sayısı- şev açısı-rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi .....	177
Ek Şekil 5.9.	$s/D= 4$ ve $c / (\gamma.H) = 0.1$ için güvenlik sayısı- şev açısı-rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi .....	178
Ek Şekil 5.10.	$s/D= 4$ ve $c / (\gamma.H) = 0.05$ için güvenlik sayısı- şev açısı-rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi .....	178
Ek Şekil 5.11.	$s/D= 4$ ve $c / (\gamma.H) = 0.025$ için güvenlik sayısı- şev açısı-rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi .....	179
Ek Şekil 5.12.	$s/D= 4$ ve $c / (\gamma.H) = 0.01$ için güvenlik sayısı- şev açısı-rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi .....	179

## TABLolar DİZİNİ

	<b><u>Sayfa No</u></b>
Tablo 1.1. Doğal şev kaymaları (Varnes, 1958) .....	17
Tablo 1.2. Farklı hareket tiplerine göre D/L oranları (Skempton, 1953).....	18
Tablo 1.3. Varnes'in sınıflandırma sistemi (Varnes, 1978).....	20
Tablo 1.4. Yamaç ve şevlerde güvenlik sayıları (TS 8853,1991).....	26
Tablo 1.5. Toplam ve efektif gerilme analizlerinin seçimi (Lambe, 1969) .....	30
Tablo 1.6. Taş kolonlarda gözlemlenen gerilme yoğunluğu faktörleri (Barksdale ve Bachus, 1983). .....	49
Tablo 1.7. Oturma tahmin yöntemlerinin karşılaştırılması .....	71
Tablo 2.1. Kilin fiziksel özellikleri .....	93
Tablo 2.2. Çakılın fiziksel özellikleri .....	97
Tablo 2.3. Model parametreleri .....	122
Tablo 3.1. Farklı $\phi_s$ değerleri için GİF değerleri.....	138
Tablo 3.2. Farklı $\phi_s$ değerleri için taş kolon uygulaması güvenlik sayıları .....	139
Tablo 3.3. Farklı $\phi_c$ değerleri için taş kolon uygulaması güvenlik sayıları .....	141
Tablo 3.4. Farklı $\phi_c$ değerleri için GİF değerleri.....	142
Tablo 3.5. Farklı $c_2/c_1$ oranları için GİF değerleri.....	143
Tablo 3.6. Farklı $c_2/c_1$ oranları için taş kolon uygulaması güvenlik sayıları.....	144
Tablo 3.7. Farklı şev rezervuarı doluluk oranları için GİF değerleri.....	146
Tablo 3.8. $\beta=18.40$ (3:1) için rezervuar doluluk yüzdesine göre taş kolon uygulaması güvenlik sayıları .....	147
Tablo 3.9. $\beta=26.60$ (2:1) için rezervuar doluluk yüzdesine göre taş kolon uygulaması güvenlik sayıları .....	148
Tablo 3.10. $\beta=33.70$ (3:2) için rezervuar doluluk yüzdesine göre taş kolon uygulaması güvenlik sayıları .....	149

## SEMBOLLER DİZİNİ

A	Birim hücrenin toplam alanı
B	Temel Genişliği
c	Kohezyon
CH	Yüksek plastisiteli kil
D	Taş kolon çapı
GİF	Güvenlik sayısı iyileştirme faktörü
H	Şev yüksekliği
L	Potansiyel kayma yüzeyinin uzunluğu
n	Gerilme konsantrasyon oranı
N	Taş kolon taban yüzeyine etkiyen normal kuvvet
Nq, Nc, Nq	Kısa taş kolon taşıma gücü parametreleri
s	Taş kolon merkezleri arası mesafe
S	Zemin oturması (Deplasman)
V	Doygunluk derecesi parametresi
q	Göçme bölgesindeki ortalama normal gerilme
t	Süre
U	Kohezyonlu zemin düşey ve radyal yöndeki konsolidasyon yüzdesi
u	Boşluk suyu basıncı
x	D, l, m eksenini ile kayma dairesi arasındaki mesafe
W	Taş kolon diliminin toplam ağırlığı
z	Zemin yüzeyinden itibaren derinlik
a <sub>c</sub>	Alan değişim oranı
A <sub>c</sub>	Zeminin kesit alanı
A <sub>s</sub>	Taş kolon kesit alanı
c <sub>az</sub>	Azaltılmış kohezyon
c <sub>u</sub>	Drenajsız kohezyon
C <sub>c</sub>	Sıkışma indisi
C <sub>1</sub>	Taş kolonların dizilimine göre belirlenen katsayı
C <sub>v</sub>	Düşey yöndeki konsolidasyon katsayısı



$C_{vr}$	Radyal yöndeki konsolidasyon katsayısı
$D_e$	Eşdeğer çap
$D_f$	Temel derinliği
$e_0$	Başlangıç boşluk oranı
$E_s$	Zeminin Elastisite Modülü
$F_c', F_q'$	Boşluk genişleme katsayıları
$H_d$	Drenaj boyu
$H_n$	Tabaka kalınlığı
$H_w$	Su yüksekliği
$H'$	Fiktif tabaka kalınlığı
$I_r$	Rijitlik indisi
$K_0$	Sükunetteki toprak basıncı katsayısı
$K_p$	Pasif toprak basıncı katsayısı
$l_c$	Taş kolon taban genişliği
$l_e$	Ağ boyu
$m_v$	Hacimsel sıkışma katsayısı
$M_r$	Taş kolonsuz kaymaya karşı koyan moment
$M_d$	Taş kolonsuz kaymaya çalışan moment
$n_c$	Dane büyüklüğü faktörü
$N_{cf}$	Şev açısı ve boşluk suyu parametrelerine bağlı katsayı
$N_{sc}$	Taş kolon için taşıma gücü faktörü
$p''$	Zemin suyunda emme veya basınç değişikliği
$SF$	İyileştirilmiş zeminin emniyet faktörü
$S'$	İyileştirilmemiş zemin oturması
$T_r$	Radyal yöndeki zaman faktörü
$u_a$	Boşluktaki gaz fazın basıncı
$u_w$	Boşluktaki sıvı fazın basıncı
$u^*$	Eşdeğer boşluk suyu basıncı
$U_z$	Düşey yöndeki ortalama konsolidasyon yüzdesi
$U_r$	Radyal yöndeki ortalama konsolidasyon yüzdesi
$z_s$	Kayma yüzeyinin taş kolonu kestiği nokta ile taş kolonun üst noktası arasındaki düşey derinlik
$\alpha$	Göçme yüzeyinin eğimi

$\beta$	Şev açısı
$\beta'$	Oturma azaltım oranı
$\Delta c$	Konsolidasyondan dolayı kohezyondaki artış
$\Delta M_d$	Taş kolondan oluşan kaymaya çalışan moment
$\Delta M_r$	Taş Kolondan oluşan kaymaya karşı koyan moment
$\delta_{rn}$	Her bir tabakanın yatay ötelenmesi
$\delta_n$	Her bir tabakanın oturması
$\phi$	İçsel sürtünme açısı
$\phi_{az}$	Azaltılmış içsel sürtünme açısı
$\phi_u$	Drenajsız şartlarda içsel sürtünme açısı
$\phi'$	Efektif içsel sürtünme açısı
$\phi_c$	Kilin içsel sürtünme açısı
$\phi_{ort}$	Kompozit içsel sürtünme açısı
$\phi_s$	Taş kolon malzemesi içsel sürtünme açısı
$\gamma_s$	Kohezyonlu zeminin doygun veya ıslak birim hacim ağırlığı
$\gamma_c^f$	Fiktif tabaka kalınlığının zemin üzerindeki yoğunluğu
$\gamma_s^f$	Fiktif tabaka kalınlığının taş kolonlar üzerindeki yoğunluğu
$\mu_c$	Zemin içerisindeki gerilme oranı katsayısı
$\mu_s$	Taş kolon içerisindeki gerilme oranı katsayısı
$\mu'_s$	Kil gerilme azaltma katsayısı
$\nu$	Poisson Oranı
$\sigma$	Toplam düşey gerilme
$\sigma_c$	Zemin içerisindeki gerilme
$\sigma_h$	Taş kolonun silindirik yüzey üzerindeki yanıl çevre gerilmesi
$\sigma_s$	Taş kolon içerisindeki gerilme
$\sigma_u$	Kil zeminin üst akma gerilmesi
$\sigma_0$	Birim hücreye etki eden gerilme
$\sigma'$	Efektif gerilme
$\sigma'_0$	Zeminin başlangıç efektif gerilmesi

$\sigma_1$	DüŖey gerilme
$\sigma_3$	Yanal çevre gerilmesi
$\sigma_{ro}$	Kolon imalatından sonraki toplam radyal gerilme
$\sigma_z^s$	Taş kolonun kayma yüzeyine etkiyen düŖey efektif gerilme
$\sigma_z^c$	Kohezyonlu zemindeki düŖey efektif gerilme
$\sigma_v$	İzole edilmiş taş kolonun düŖey yükleme kapasitesi
$\sigma_f$	Kayma gerilmesi
$\sigma_s$	Taş kolonun kayma gerilmesi

## 1. GENEL BİLGİLER

### 1.1. Giriş

Son yıllarda nüfus yoğunluğundaki hızlı artış, gelişen ekonomik ve sosyal koşullar kullanılabilir iyi temel zemini özelliği gösteren alanların azalmasına neden olmuştur. Bundan dolayı mühendislik özellikleri yeterli olmayan zeminlerde inşaat yapılması zorunlu hale gelmiştir. Uygun olmayan zeminlerdeki yapılaşma beraberinde birçok mühendislik problemini de gündeme getirmiştir. Bu nedenle inşaat yapılamayacak durumdaki zeminlerin iyileştirilmesi özellikle 1950'li yıllardan sonra geoteknik mühendisliğinin en önemli uygulama alanlarından biri haline gelmiş, birçok iyileştirme tekniği ortaya çıkmıştır.

Zemine katkı maddesi ilave edilerek gerçekleştirilen zemin iyileştirme yöntemlerinden birisi olan taş kolon tekniği, inşası planlanan yapı için mühendislik özellikleri yeterli olmayan gevşek ve yumuşak zeminlerin taşıma güçlerinin, oturma özelliklerinin iyileştirilmesini, sıvılaşma riskinin azaltılmasını ve şevlerin stabilitesinin artırılmasını amaçlayan bir iyileştirme yöntemi olarak tanımlanabilir.

Bu yöntemde ilk olarak bir vibroflot veya muhafaza borusu yardımıyla zeminde istenilen derinliğe kadar inilir. Daha sonra oluşturulan boşluğa granüler malzeme zemin yüzeyine kadar titreşim ile sıkıştırılarak doldurur ve zemin içerisinde kolonlar oluşturulur.

Taş kolonlar ilk olarak 1830'lu yıllarda Fransa'da doğal zeminlerin iyileştirilmesi için kullanılmıştır (Osmanoğlu, 1999). Ancak, bu yöntem Avrupa'da 1950'den sonra, Amerika'da ise 1972'den sonra yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır. Özellikle son otuz yıldır tüm dünyada taş kolon tekniği yaygın olarak kullanılır olmuş ve birçok saha probleminde oldukça iyi sonuçlar elde edilmiştir.

Ülkemizde ise taş kolon tekniği son on yılda tanınmaya başlamış ve kendisine uygulama alanı bulmuştur. Türkiye'de bu teknik ile daha çok zeminlerin taşıma kapasitelerinin artırılması ve oturma özelliklerinin azaltılması amaçlanmış ve Sakarya bölgesinde 1999 depremi sonrasında sıvılaşma riskinin azaltılmasını amaçlayan birkaç uygulama gerçekleştirilmiştir.

Taş kolon tekniği son yıllarda saha çalışmaları, deneysel çalışmalar ve teorik çalışmalarda oldukça sık kullanılmasına karşın doğal ve insan yapımı şevlerin stabilitesinde ve şev kenarına inşa edilebilecek yapıların taşıma kapasitelerinin incelenmesi konusunda oldukça geri kalmıştır.

şev stabilitesi konusunda yapılan çalışmalar daha çok dolgu şevleri altındaki doğal zeminlerin mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesi ve bunun sonucu şev stabilitesinin artırılması amacı ile yapılmıştır. Uygulamada doğal şevler içine taş kolon imalatı sınırlı da olsa yapılmış fakat deneysel ve onu destekleyen teorik çalışmalar oldukça yeni araştırılmaya başlanmıştır.

## **1.2. Çalışmanın Amacı**

Taş kolonların şevlerde kullanılmalarını inceleyen bu çalışma ile;

- şev içerisine farklı aralıklarla yerleştirilen taş kolonların şev stabilitesine etkisinin deneysel ve parametrik olarak incelenmesi,
- Elde edilen bulgular doğrultusunda şevlerin stabilitesinde taş kolonların tasarımında etkili olacak parametrelerin ortaya konulması,
- Taş kolon ile iyileştirilmiş şevler üzerine yapılmış temellerin taşıma gücünü ve oturma özelliklerinin farklı taş kolon aralıkları için değişiminin araştırılması,
- Deneysel sonuçların sonlu elemanlar modeli ile uyumunun araştırılması hususları amaçlanmıştır.

## **1.3. Konu ile İlgili Bazı alışmalar**

Baumann ve Bauer (1974) zeminlerin dane çapı dağılıma bağlı olarak vibroyerdeğiştirme, vibro-öteleme yöntemlerine uygunluğunu inceleyen bir çalışma yapmışlardır. Yapılan çalışmanın sonucunda taş kolon tekniğinin gevşek zeminlerde CPT test sonuçlarına bağlı olarak kullanılabilirliği grafik halinde verilmiştir.

Hughes vd. (1975) taş kolonların yük taşıma mekanizmasını açıklamıştır. Çalışmada tekil taş kolon ile grup içinde yer alan taş kolonların sınır koşullarının genellikle farklı

olduğu ortaya konmuştur. Taş kolon gruplarında sınır koşulları birim hücre kavramı ile açıklanmıştır. Kolon ve onu çevreleyen zemini içeren birim hücrenin sınır koşulları, odömetre deneyindeki sınır koşullarına benzetilmiştir. Yani birim hücrenin sınırları tam pürüzsüz ve rijit kayma yüzeyi olarak kabul edilmiştir. Suya doygun yumuşak zeminlerde yapılan hızlı yükleme süresince ani oturmaların düşük mertebede kaldığı görülmüş ve kolon ile zemin arasındaki gerilme dağılımı üniform olmuştur. Ancak kolonun oluşturduğu drenaj sebebiyle killi zemin konsolide olup taş kolona aktarılan yükün zamanla artabileceği belirtilmiştir. Uygulanan yükün seviyesine ve konsolidasyon sırasında zemin tarafından uygulanan çevre basıncına bağlı olarak kolon plastik denge durumu kazanabileceği belirtilmiştir. Çalışmada taş kolonlu kompozit sistemin karakteristikleri, zemin ve kolonun süperpoze edilmesi şeklinde gösterilmiştir.

Kanematsu (1980) taş kolon zemin etkileşiminin genel esaslarını ele almıştır. Çalışmada, taş kolonların yerini aldıkları zeminden daha sağlam olduğu, kolon malzemesinin kohezyonsuz olması sebebiyle kolonun sıklığı, rijitliğinin kolona zemin tarafından sağlanan yanıl desteğe bağlı olduğu belirtilmiştir. Ayrıca bu desteğin yeterli olmadığı durumda kolonun aşırı yanıl genişleme yaparak göçeceği dile getirilmiştir. Zemin-kolon kompozit sisteminin stabilitesi, kolon ve onu çevreleyen zemin arasındaki kayma etkisinin oluşup oluşmadığına bağlı olduğu açıklanmıştır. Geniş yükleme alanı altında kolonun kendini çevreleyen zeminle eşit olmayan oturma yapması temel yükünün tamamen kolon tarafından taşınması durumunda zemin-kolon arakesitinde kolon boyunca kayma gerilmesi oluşacağı da belirtilmiştir. Bu gibi durumlarda taş kolonların, çevre sürtünmesi ve uç mukavemetinin aşılması ile kazıklarda görünen göçmeye benzer bir mekanizma ile göçeceği bu sebepten dolayı taş kolonlar hem göçme-şişme hem de kayma yönünden analiz edilmesi gerektiği belirtilmiştir.

Barksdale ve Bachus (1983), hassas zeminler ile organik madde veya turbalık tabakaları içeren zeminlerde taş kolon imalatında özel dikkat gerektiğini belirtmişlerdir. Bu tür zeminlerin yüksek sıkışabilirlikleri sebebiyle taş kolona sağlayabildikleri yanıl çevre basınçlarının düşük olduğunu ve kolonlarda büyük yanıl deformasyonlar olabileceği vurgulanmıştır. Organik zemin tabakasının kalınlığının taş kolonun çapının iki katından fazla olması durumunda vibro-yerdeğiştirme metodu kullanılmamalıdır. Kalın organik tabakalarla karşılaşılması durumunda, iki hatta gerekiyorsa dört sonda veya vibrasyon makinesi birleştirilerek tabaka kalınlığı ile kolon çapının oranı (tabaka kalınlığı/kolon çapı < 2) ile ilgili kriterin sağlanmaya çalışılması gerekmektedir.

Munfakh (1984) yaptığı çalışmada taş kolonları imalat yöntemleri üzerinde durmuştur. Taş kolonların vibro-yerdeğiştirme ve vibro-öteleme yöntemleri hakkında bilgi vermiştir. Çalışmada vibro-yerdeğiştirme metodunun başarı ile uygulanabilmesi için en önemli etkenin, yerel zeminin ince danelerinin çepere sıvanarak taş kolonu geçirimsiz hale getirmesini engelleyen ve delik çeperinin imalat sırasında stabilitesini sağlayan su jeti olduğu belirtilmiştir. Vibro-öteleme metodunda ise imalat yapılan zeminin delik açılmasından malzemenin delik içerisine yerleştirilmesine kadar geçen süre içerisinde zeminin kendini tutabilecek özellikte olması gerektiği vurgulanmıştır. İmalatta bu kriterin sağlanabilmesi için vibro-öteleme metodu, ıslak yönteme göre daha sağlam hassaslığı düşük ve yeraltı su seviyesinin daha derinlerde olduğu zemin koşullarında uygundur sonucuna varılmıştır.

Greenwood ve Kirsch (1984) taş kolonların temel uygulama alanlarını belirtmişlerdir. Çalışmada taş kolonların, zeminlerin taşıma gücünü artıracığı, toplam ve farklı oturmaları azaltacağı, oturmaları hızlandıracağı, dolguların ve şevlerin stabilitesini artıracığı, sıvılaşma riski olan zeminlerde bu riskin azaltılması gibi alanlarda kullanılabileceği belirtilmiştir. Taş kolonlar uygulanmaya başladığı ilk tarihlerden itibaren taşıma gücünün artırılması, toplam ve farklı oturmaların azaltılması, oturmaların hızlandırılması gibi alanlarda kullanılmıştır. Taş kolonların şevlerin stabilitesinin artırılması amacıyla kullanımı daha sonradan ortaya çıkmıştır. Bu tekniğin en yeni uygulama alanı ise sıvılaşma potansiyeline sahip gevşek kum zeminlerde sıvılaşma riskinin azaltılmasını amaçlayan uygulamalar olduğu bildirilmiştir.

Besancon vd. (1984) taş kolonların etkili çapları ile kayma mukavemetleri arasındaki ilişkiyi ortaya koymak için bir çalışma yapmışlardır. Taş kolonların etkili çaplarının belirlenmesi zordur ancak yaklaşık yöntemlerle tahmin edilebilirler. Taş kolonların çapları genellikle imal edilmiş olan birkaç kolonun kazılarak açığa çıkarılıp gözlenmesi ile belirlenir. Ayrıca taş kolon çapı kullanılan taş miktarından da tahmin edilebilir. Çalışmada bazı uygulamaların kayıtları derlenmiş etkili kolon çapı ile kayma mukavemeti arasındaki ilişki ortaya konmuştur.

Welsh (1986) taş kolonların genel prensipleri üzerinde durmuştur. Taş kolonun rijitliğinin kendisini çevreleyen zeminden oldukça yüksek olması sebebiyle uygulanan yükün büyük miktarı kolona transfer olur. Taş kolon tekniği ile iyileştirilen zemin üzerine çoğunlukla kum-çakıldan oluşan granüler bir dolgu yada yarı rijit donatılı zemin tabakası serilir. Bu örtü tabakası zemin üzerinde bir kemerlenme oluşturarak yükün

kolonlara aktarılmasını kolaylaştırır. Zamanla yumuşak zeminde meydana gelen oturma, oluşan negatif çevre sürtünmesi sayesinde daha fazla yükün zeminden kolona transfer olmasını sağlar ki buda zeminin yapacağı toplam oturmada ilave bir azalma meydana getirir. Hassaslığı yüksek killerde imal edilen taş kolonun verimliliği imalat yönteminin yerel zemin kayma mukavemeti üzerinde oluşturduğu yoğurma etkisi ile tam olarak açıklığa kavuşmamıştır. Genellikle hassaslığı 5'den yüksek olan zeminlerde bu sebepten dolayı taş kolon yöntemi ile iyileştirme yapılması tavsiye edilmemektedir.

Juran vd. (1988) yaptıkları çalışmada zeminlerin iyileştirilmesini karşılaştırılmalı olarak incelemişler ve taş kolonların birçok özelliği hakkında bilgi vermişlerdir. Taş kolonların yerleşim aralıkları ve alan yerdeğiştirme oranları üzerinde de durulmuştur. Genellikle taş kolon uygulamalarında alan oranının kaba bir yaklaşımla %20- %40 arasında değerler aldığı söylenebilir. Alan oranın % 15'den küçük olduğu uygulamalar genellikle düşük yükleme oranlarında konsolidasyonu hızlandırmak ve farklı oturmaları azaltmak amacıyla yapılmaktadır.

Priebe (1991) genel kayma kırılmasının taş kolonlar ile iyileştirilmiş zeminlerde de meydana geldiğini belirtmiştir. Priebe eşdeğer zemin kabulüne dayalı iki metot geliştirmiştir. Birinci metotta zemin etrafındaki ortalama eşdeğer kohezyon ve kayma mukavemeti açısı düşünülmüş ve iyileştirilmiş zemin için temel maksimum taşıma gücü teorik yolla hesaplanmıştır. İkinci modelde ise temel için ortalama genişlik kabul edilmiş ve taşıma kapasitesi toplam bloğun malzeme özellikleri dikkate alınarak hesaplanmıştır.

Lee ve Pande (1994) Mohr-Coulomb modelini kullanarak taş kolon malzemesi için homojen bir model geliştirmiş ve ortamdaki zemin için de kritik durum modeline eklemeler yapmıştır. Bu model axisymmetric sonlu elemanlar modelinin içine alınmıştır. Elde edilen deney sonuçları Stewart ve Wu (1993)'un teorik sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

Hu (1995) taş kolonlar ile oluşturduğu fiziksel modelden elde ettiği laboratuvar deney sonuçlarını, Lee ve Pande'nin homojen modeli ile karşılaştırmış ve homojen metodun taşıma kapasitesini %20 daha fazla verdiğini belirtmiştir. İyileştirilmiş zeminin sıklığı büyük bir oranda fazla tahmin edilmiştir. Bununla birlikte fiziksel modelde gözlenen non-lineer davranış sayısal çözümlerde gösterilememiştir.

Christoulas vd. (1997) yaptıkları çalışmada dolgu altındaki yumuşak zeminlerin taş kolon ile iyileştirilmesini incelemişlerdir. Çalışmada, Dimaggio yaklaşımı ile taş kolonların yol dolgularındaki iyileştirme etkisini parametrik olarak incelenmiştir. Farklı



dolgu geometrileri, farklı zeminler ve taş kolon elemanları için stabilite analizleri yapılmış ve sonuçlar karşılaştırmalı olarak incelenmiştir.

Poorooshab ve Meyerof (1997), taş kolon ve kireç kolonların temel sistemlerinde oturmalara karşı indirgeyici etkilerini incelemişlerdir. Poorooshab ve Meyerof çalışmada zayıf olan zemin tabakasının çok sayıda ve düzenli olarak yerleştirilmiş taş kolonla rijitleştirilerek temel sistemi yapıldığını varsaymışlardır. Analizlerde taş kolon aralığı, zayıf zemin özellikleri, taş kolonda kullanılan granüler malzeme özellikleri, yerleştirme tekniği ile buna bağlı olarak arazide oluşan gerilmelerin etkisi de incelenmiştir. Çalışma sonucunda kolon elemanların rijitlik, dayanım ve genişleme gibi özelliklerinin etkisi ortaya konulmuştur. Ayrıca taş kolon aralığı (yada alan oranı) ve kompaksiyon derecesinin taş kolonların performansında ciddi şekilde etkili olduğuda belirtilmiştir.

Connor ve Gorski (2000), Santa Barbara'da Nojogui diye bilinen mevkide meydana gelen heyelan nedeniyle kapanan yolun El Nino yağmurlarından önce tamir edilip en kısa sürede yeniden ulaşım açılması için birçok alternatif önermişlerdir. Önerilen bu alternatifler arasında California Ulaşım Birimi vibro taş kolon yöntemini kabul etmiştir. 5 Mart 1998'de başlayan yapım 24 Mart 1998'de bitirilmiş ve trafiğe açılmıştır. Tercih edilen çözüm, proje sınırları içerisinde iki ayrı bölümden oluşmaktadır. İki iyileştirme bölgesi arasına taş kolon inşa edilmemiştir. Taş kolonlar 90 cm çapında seçilmiş, taş kolon aralıkları merkezden merkeze 180 cm olarak alınmıştır. İyileştirme yapıldıktan sonra yolda izleme devam etmiş 4 Mart 1999'da yol üst yapısında bir çatlama rastlanılmış fakat bunun taş kolonla güçlendirilen yerin dışında meydana geldiği gözlenmiş ve Eylül 1999'da izlemeye son verilmiştir.

Christoulas vd. (2000) killerde taş kolon ile iyileştirme yaparak laboratuvar deneyleri yapmışlardır. Zemindeki boşluk suyu basıncını ve yatay gerilmeleri bulmak için piyozemetreler ve basınçölçer kullanmışlardır. Hughes ve Withers' in yaklaşımını doğrulayan tarzda taş kolonlarda kabarmalar gözlemlemişlerdir. Çalışmada, kabarmanın taş kolon boy/çap oranının 2.5-3 olması durumunda ortaya çıktığı ifade edilmiştir.

Han ve Ye (2002) çalışmalarında, taş kolon kuyusunun direncinin ve zeminin kolon malzemesine bulaşma etkisinin konsolidasyona etkisini hesaplamak için teorik bir çözüm geliştirmişlerdir. Çalışmada kuyu içerisinde taş kolon ve zeminin bir boyutlu deformasyon yaptığı düşünülmüş ve taş kolonun etrafını saran zemine göre daha yüksek drenajlı elastik modüle sahip olduğu kabul edilmiştir. Modifiye edilmiş konsolidasyon katsayısı, taş kolon zemin arasındaki gerilme konsantrasyon etkisinin nedeninin açıklanmasında yol gösterici

olmuştur. Yapılan parametrik çalışmada, konsolidasyon oranı üzerindeki 6 önemli faktörün etkisi üzerinde durulmuştur. Çalışmada bu faktörler, taş kolonun etki alanı, taş kolonun permabilitesi, gerilme konsantrasyon oranı, bulaşma alanının büyüklüğü, bulaşma alanının permabilitesi ve zeminin kalınlığı olarak sayılmıştır. Önerilen yeni çözümün taş kolonların tasarımında geoteknik mühendislerine yardımcı olacağı bildirilmiştir.

Mc Kelvey (2002) rijit temel altındaki kısa taş kolonların performansını deneysel olarak incelemiştir. Çalışmada iki seri deney yapılmıştır. İlk seri deneylerde kil tabakası yerine şeffaf bir malzeme kullanılmıştır. İkinci seri deneylerde ise kaolin kili kullanılmıştır. Her iki deneyde de taş kolonlar arasında grup etkileşimi gözlemlenmiştir.

Bae vd. (2002) yaptıkları çalışmada grup taş kolonların davranışını belirlemek için model deney yapmışlardır. Deneysel çalışmadan elde ettikleri sonuçları daha önce yapılmış sonlu elemanlar modelleri ile karşılaştırmışlar, taş kolon gruplarının davranışlarını konik biçimli genel kayma gerilmesi için başarısız bulmuşlardır.

Kirsch ve Sondermann (2003) yaptıkları çalışmada taş kolonlarla desteklenmiş dolguların gerilme dağılışını ve stabilitesini alan ölçümleri ve sayısal metotlarla incelemiştir. Taş kolonlar yapılan dolgu altındaki zeminin özelliklerini iyileştirmek için de kullanılır. Yumuşak zeminler üzerine inşa edilmiş dolguların stabilize eğilimini artırma hususunda taş kolonlar önemli rol oynar. Taş kolon modelinin çalışma prensibinin gerçekçi olarak modellenebilmesi için taş kolonlar ve zemin arasındaki gerilme dağılışının hesaba katılması gerekir. Çalışmada problemin çözümü için sayısal analiz yöntemleri kullanılmış ve sonuçlar gerçek ölçümlerle karşılaştırılmıştır. Sayısal analizler, taş kolonlar ve çevresindeki zeminler arasında gerilme dağılışını doğru olarak vermiştir. Ayrıca tahmini güvenlik faktörleri ve kırılma mekanizmaları hakkında da benzer sonuçlar elde edilmiştir.

Adalier vd. (2003), taş kolonların plastik olmayan siltli zeminlerde sıvılaşmaya önlem olarak kullanılması ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Çalışmada santrifüj testi sıvılaşmaya karşı performansını değerlendirmek için uygulanmıştır. Çalışmada ilgili zeminin drenaj etkilerinden çok, taş kolonların yerleşimlerinden kaynaklanan sıkılaştırma etkisine odaklanılmıştır. Dört ayrı örnek testin bir serisinde, önce taş kolonsuz zemin tabakası için sonra taş kolonlu zemin tabakası için yüzeyde sürşarj yükü varken ve sürşarj yükü olmaksızın deneyler yapılmıştır. Taş kolonların boşluk suyu basıncı ve deformasyonlar üzerindeki etkisi analiz edilmiş ve karşılaştırılmıştır. Sonuçta taş kolonların sığ temeller altındaki plastik olmayan siltli zeminlerde oturma ve sıvılaşmaya

karşı 45 kPa'dan büyük efektif gerilmelerde iyileştirmede etkili bir teknik olduğu ortaya çıkmıştır.

Özkeskin ve Erol (2004) taş kolonlarda gerilme deformasyon faktörlerinin arazi deneyleri ile belirlenmesi ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Çalışmada 3x3,5 m<sup>2</sup> alana sahip rijit çelik sömeller altına sıkışabilir killer içerisinde tokmaktama yöntemi ile 0,65m çaplı taş kolonlar yapılmış ve sömeller 250 kPa yüklere kadar yüklenmiştir. Deneyler sonucunda değişik kolon boyları uygulanarak ve büyük ölçekli yükleme deneyleri ile ölçülen taş kolon davranışında elde edilen deneysel bulgular yük konsantrasyon faktörlerinin 2,1 ile 5,6 arasında değiştiği faktörün kolon boyuna bağlı olmadığı ve değer artan düşey gerilmelerle belirgin bir azalma gösterdiği sonucuna ulaşılmıştır.

Adalier ve Elgamal (2004) sıvılaşmanın, son yıllardaki depremlerde meydana gelen hasarların önemli bir kısmının nedeni olduğunu belirtmişler ve sıvılaşma riskinin azaltılmasında taş kolonlar ile zemin iyileştirmenin etkisi üzerinde durmuşlardır. Çalışmada şu anki taş kolon yöntemlerinin sıvılaşmaya karşı etkileri karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. Bu kapsamlı karşılaştırmanın amaçlarını ise, taş kolon kullanımının sıvılaşmadaki anahtar rolünü belirlemek, taş kolon dizayn ve imalatı için temel bir anlayış sağlamak, son araştırma ve gelişmeleri derleme ve faydalı bilgi kaynaklarını belirlemek olarak sıralamışlardır. Çalışmada gelecekte ne tür çalışmalar yapılması gerektiği ve bu çalışmalarda yoğunlaşılacak alanların nereler olduğu belirlenmiştir.

Nalçakan (2004) yaptığı çalışmada problemlili zeminlerde geoteknik çözümler üzerinde durmuştur. Çalışmada mevcut olan iyileştirme yöntemlerini sıralamış ve devam eden bir mühendislik yapısında taş kolonlarla iyileştirme yönteminden bahsetmiştir. Alanı yaklaşık 27.000 m<sup>2</sup> olan terminal binasında yapılan üst yapı çözümleri sonrasında bina yüklerinin 7-12 t/m<sup>2</sup> mertebesinde hesaplanmıştır. Zemin yapısı 7 m'ye kadar problemlili olduğu ve arazideki SPT değerlerinin 3-25 arasında değiştiği görülmüştür. Zeminin 7 m kadar olan kısmında taşıma gücü ve oturma problemlerinin taş kolon yöntemi ile çözümlmesine karar verilmiştir. Çalışmada 60 cm çapında ve 120 x 120 cm kare yerleşimi ile 80 cm çapında üçgen yerleşimli taş kolon imal edilmiştir. Sonuçta taş kolonlar sayesinde zeminlerin taşıma gücünde 3 kat artış görülmüş, oturmalar % 50 oranında azalmış ve oturmaların tamamlanma süreleri kısalmıştır.

Plomteux ve Porhaba (2004) yaptıkları çalışmada derin temel sistemlerinin yol dolgularının stabilitesini sağlamak amaçlı olarak sık sık kullanıldığından bahsetmişler ve Fransa'da kontrollü modül kolonların bu amaçlı yol dolgularında kullanıldıklarını dile

getirmişlerdir. Çalışmada da oturmaları azaltmak amaçlı yol dolgusunun altında kullanılan 202 adet CMC kolonlardan oluşan alan çalışması dile getirilmiştir. Dizayn edilen modelin ilk olarak kontrolü ise Plaxis programı kullanılarak yapılmıştır.

Clemente vd. (2005) yaptıkları çalışmada taş kolonla iyileştirilmiş zeminlerin performans tahminleri ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Çalışmada taş kolonla iyileştirilmiş zeminlerin performansının belirlenmesinde üç boyutlu sayısal analiz programı olan FLAC-3D kullanılmıştır. Çalışmada, taş kolonsuz ve farklı zemin profilleri kombinasyonu için kare şeklinde boyutlandırılmış alanlar modellenmiştir. Farklı zemin profilleri içinde s/D oranları farklı kare yerleşimli taş kolonlar kullanılmıştır. Çalışma ile taş kolon aralığının etkisi, iyileştirme derinliği ve yükleme alanı altındaki taş kolon sayısına bağlı olarak analiz sonuçlarından belirlenmiş, ayrıca çalışmanın bulgularını genişletmek için ilave analizler kullanılarak daha geniş taş kolon konfigürasyonları gerektiği sonucuna ulaşılmıştır.

Heitz vd. (2005) dolgu altında bulunan yumuşak alt zemin tabakasının harçlı taş kolon ve geogridler ile iyileştirilmesi ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. 1993-1995 yılları arasında Berlin Hamburg arasındaki 150 yıllık otoyolun 200 km/h hıza izin verecek hale gelmesi için otoyolun zemininde bir takım iyileştirmeler yapılması gereği ortaya çıkmıştır. Berlin otoyolunun 13 km. batısında bulunan organik zeminde, taş kolon ve geogrid kullanılarak iyileştirme yapılmıştır. Dolgu altındaki bu organik zemine çimentolanmış taş kolon üzerine bir tabaka geogrid serilerek ilk iyileştirme yapılmıştır. Yapılan iyileştirmeden kısa bir süre sonra oturmalar ve kırma taştaki deformasyonlar başlamıştır. Bu nedenden ve diğer bir takım genel ihtiyaçlardan dolayı ikinci bir iyileştirme aşaması planlanmıştır. Yapılan bir takım araştırmalardan sonra (üç boyutlu sayısal çalışmalar, geogrid kesme deneyi vb. ) imal edilebilirlik ve optimum sistem davranışına göre en uygun kesite karar verilmiş ve ikincil iyileştirme çalışmasına geçilmiştir. Çalışmada, ikinci iyileştirmenin ilk arazi ölçümleri sonuçları da verilmiştir.

Maurya vd. (2005) yaptıkları çalışmada tekil taş kolon ve grup taş kolonlara yükleme deneyi yapmışlardır. Hindistan'ın batı sahili boyunca uzanan termik santraller altında kalan zemin için iyileştirme yöntemi olarak, tokmaklama yöntemi ile imal edilmiş taş kolonlar kullanılmıştır. Bu çalışmada bir grup yükleme testleri ve onun sonuçları sunulmuştur. İyileştirme sonucunda elde edilen yük oturma davranışları ortaya konmuş ve grup ve tekil taş kolonun davranışları, güvenlik faktörleri ve izin verilebilir oturma değerleri temel alınarak karşılaştırılmıştır.

Tan ve Khine (2005) yaptıkları çalışmada taş kolonları sonlu elemanlar metodu ile modellemiş ve durum analizi yapmışlardır. Sonlu eleman analizine, taş kolonlarla iyileştirilmiş temellerdeki oturmaların tahmini ve taş kolon davranışının daha iyi anlaşılması için ihtiyaç duyulur. Bu çalışmada düzlem şekil değiştirme modeli asimetrik model gibi eşleştirilmiştir. Sonlu elemanlar modelinin sonuçları 2001 yılında Han-Lee tarafından belirtilen birim hücre metodu ile karşılaştırılmıştır. Daha sonra bu sonlu elemanlar yöntemi Malezya'da bulunan Pantai ekspres otoyolunda uygulamaya konulmuştur. Projede taş kolonlar, kare yerleşimli olarak dolgu altındaki zayıf zeminin iyileştirmesi için kullanılmıştır. Arazide ölçülen oturma değerleri sonlu elemanlar modeliyle analiz edilen sonuçlar ile karşılaştırılmış ve taş kolonlar ile iyileştirilmiş arazide elde edilen sonuçlar ile sonlu eleman sonuçları birbirine oldukça yakın bulunmuştur.

Patel ve Shroff (2005) yumuşak kaolinit killerde kompozit taş kolonlar ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Bu çalışma kapsamında yumuşak kaolin kil tabakasında, tamamen taş kolon, kompozit taş kolon ve yüzen taş kolondan oluşan deney modelleri geliştirilmiştir. Çalışmada, 1. model olarak 80 mm çapında, 590 mm uzunluğunda tamamıyla taş kolon, 2. model olarak birinci kısmı 80 mm çapında, 340 mm uzunluğunda ikinci kısmı 60 mm çapında, 150 mm uzunluğunda taş kolon kullanılmıştır. 3. model olarak 80 mm çapında, 340 mm uzunluğunda taş kolon ve 60 mm çapında 150 mm boyunda kum kolon, 4. model olarak da 80mm çapında 340mm boyunda yüzen taş kolon kullanılmıştır. Çalışma sonuçları taşıma gücü, oturmalar ve kesme dayanımları olarak grafik ve tablo halinde sunulmuştur.

Murugesan ve Rajagopal (2006) geosentetik ile çevrelenmiş taş kolonların sayısal çözümlerini belirlemek amacı ile bir çalışma yapmışlardır. Taş kolonların yumuşak zeminlere yerleştirildikten sonra, zeminin yatay yönde taş kolonları desteklemediği ve bununla taş kolonların taşıma gücünü önemli derece azalttığı düşünülmüş ve zemin içerisine yerleştirilen taş kolonların etrafı geosentetik ile çevrelenmiştir. Çalışma sonucunda taş kolon içindeki sınırlandırılmış gerilmenin geosentetik çevrelemesi ile daha yüksek olduğu görülmüştür. Taş kolon çapının iki katı kadar bir uzunluğu taş kolonun üstünden itibaren sarılması ile elde edilen iyileştirmenin, taşıma gücünde de aynı sonuçları verdiği görülmüştür. Bu durum normal taş kolonlar ile karşılaştırıldığında geosentetik sargılı taş kolonlarının taşıma kapasitelerinin taş kolon çevresindeki zeminin yatay yönde desteklemesi ile ilgisi olmadığını ortaya çıkarmıştır.

Al-Homoud ve Degen (2006) çalışmalarında Marine Double-Lock Gravel Pump adı verilen limanlarda kullanılan taş kolon imalat tekniğini tanıtmışlardır. Bu yeni sistemde deprem için gerekli olan yüksek kaliteli ve güvenli taş kolon imalatı hızlı ve oldukça etkili bir şekilde yapılabilmektedir. Su altında taş kolon imalatında oldukça önemli olan kalite kontrol teknikleri bu sistemde yol gösterici ilkeler olarak uygulamada çalışacak mühendislere sunulmuştur. Bu kadar yüksek standartların normalde daha büyük maliyetler gerektirebileceği, fakat tersine bu yöntemde doğru bir düzenleme ile daha az dikkat ile daha güvenli imalatlar yapılabileceği vurgulanmıştır.

Malarvizhi ve Ilamparuthi (2006) yaptıkları çalışmada, Geogrid sarılmış taş kolonları modellenmiştir. Taş kolonlar genellikle taşıma gücünü artırmak amaçlı kullanılırlar ve zemini güçlendirme rolü üstlenirler. Fakat zemin çok yumuşak kil olduğu durumda göçme meydana gelebilir. Zemin içinde taş kolonların çok yumuşak zeminde dağılmaması için taş kolonların etrafı geogrid ile çevrilmiştir. Çalışmada geogrid sarılmış taş kolon sonlu eleman modeli Plaxis ile modellenmiş ve deneysel koşullarda simule edilmiştir. Çalışmada sadece çekmeye çalışan geogrid kullanılmıştır. Kil ve taş kolon Mohr Coulomb model ve Soft soil model ile modellenmiştir. Çalışmada farklı çaplarda taş kolon uygulamaları modellenmiş ve her seferinde geogrid örtülü taş kolonlardan daha yüksek performans elde edilmiştir.

Ambiliy ve Ganhi (2007) yedi kolondan oluşan grup taş kolon ve tekil taş kolonların davranışlarını sayısal ve deneysel olarak incelemişlerdir. Deneysel çalışmalarda taş kolon aralığı, kilin kayma mukavemeti ve yükleme koşulları gibi değişen parametreler kullanılmıştır. Tekil taş kolonların yüklemesi sadece taş kolon ve tüm alan üzerinde olmak üzere iki farklı şekilde yapılmıştır. Grup taş kolonların yüklemesi ise tüm alan üzerinde 7 adet taş kolonu kapsayacak biçimde ve farklı taş kolon aralıkları için yapılmıştır. Deneyler sonucunda yük deplasman ilişkileri belirlenmiştir. Ayrıca tüm deney sonuçları için sıklık iyileştirme faktörleri de belirlenmiştir. Yapılan tüm deneyler Plaxis sonlu elemanlar programı ile modellenmiş ve sonuçlar arasında yakın bir ilişki bulunmuştur.

Deb vd. (2007) yaptıkları çalışmada taş kolon ile iyileştirilmiş kil zemin üzerinde bulunan granüler dolguya serilmiş geosentetik malzemenin ve oluşturulan modelin davranışını incelemişlerdir. Doygun haldeki kilin konsolidasyon davranışı Kelvin-Voight modeline göre idealleştirilmiştir. Çalışmada kilin ve taş kolonun doğrusal olmayan davranışı göz önünde bulundurulmuştur. Çalışmaya taş kolonların konsolidasyon üzerindeki etkide dahil edilmiştir. İlk etapta iki farklı durum için modelleme yapılmıştır.

Birinci modellemede sadece taş kolon ile iyileştirme yapılmıştır. İkinci modellemede ise geosentetikte iyileştirmeye dahil edilmiş ve farklı B/L (Temel genişliği/Geosentetik uzunluğu) oranları için deneyler tekrarlanmıştır. Deneyler sonucunda geosentetik kullanımının oturmaları azalttığı görülmüştür. Ayrıca sonlu farklar metodu kullanılarak oluşturulan sayısal çözüm model sonuçları karşılaştırılmıştır. Çalışma sonucunda sayısal ve deneysel model arasında yakın sonuçlar bulunmuştur.

Black vd. (2007) turba gibi zayıf zeminlerde taş kolon yönteminin performansını belirlemek amacı ile deneysel bir çalışma yapmışlardır. Oluşturulan deney düzeneği ile üç tabaka halinde farklı yüksekliklerde zemin ortamı oluşturulmuştur. Bu ortamda ilk önce taş kolonsuz halde deneyler yapılmıştır. Daha sonra yine zemin ortamı için taş kolonlar ile iyileştirme yapılarak deneyler yapılmıştır. Son seri deneylerde ise taş kolonlar, boru şeklinde tel kafes ile mantolama, çimento başlık ve çubuklar ile güçlendirilmiştir. Çalışma sonucunda çeşitli metotlar ile güçlendirilmiş taş kolonların yük deplasman ilişkilerindeki iyileşme gözle görülür şekilde ortaya çıkmıştır.

McCabe vd. (2007) yaptıkları çalışmada taş kolonlar hakkında genel bilgi vermişlerdir. Ayrıca son yıllarda İrlanda da bu yöntem kullanılarak yapılan zemin iyileştirmeleri hakkındaki uygulamaların hangi tip zeminlerde ve ne amaçla uygulandıklarından bahsetmişlerdir. İrlanda'nın farklı bölgelerinde uygulan bu yöntemle genellikle zeminlerin taşıma gücü artırılmış ve oturmalar hızlandırılmıştır. Yapılan çalışmalar incelendiğinde sayısal hesaplarda Plaxis programının sıklıkla kullanıldığı görülmüştür.

Guetif (2007) vd. tarafından yapılan çalışmada, yumuşak kile vibro-yerleştirme metodu ile yerleştirilmiş taş kolonlarda Young modülü ile iyileştirmenin değerlendirileceği bir model önerilmiştir. Yumuşak killerde birincil konsolidasyon oturması formuna izin veren sayısal kompozit hücre modeli Plaxis programı ile gerçekleştirilmiştir. Çalışmada sayısal modelleme için Mohr-Coulomb modelinin plastik davranış için oldukça iyi sonuç verdiği, iyileştirilmiş zemin karakteristiklerini tam olarak yansıttığı belirtilmiştir. Ayrıca sayısal modellemeden yumuşak zemindeki Young modülünün iyileşme derecesi tahmin edilmiştir.

Deb vd. (2008) taş kolon ile iyileştirilmiş kil zemin üzerinde bulunan granüler dolguya tabakalar halinde serilmiş geosentetik malzemenin ve oluşturulan modelin davranışını incelemiştir. Taş kolon ile iyileştirme yapıldığı zaman tek şerit halinde serilen geosentetikten elde edilen iyileştirme tabakalar halinde serilerek yapılan

iyileştirmeden daha iyi sonuçlar vermiştir. Ayrıca taş kolon ile iyileştirme yapılmadan tabakalar halinde geosentetik serildiğinde oturma değerlerinin oldukça azaldığı görülmüştür.

Elshazly vd. (2008) taş kolon aralıkları ve vibro-yerdeğiştirme metodu ile ortaya çıkan zemin gerilmesi ilişkisinin ilginç sonuçlarını göstermişlerdir. Bu ilişki farklı plaka yükleme deneyleri sonucu elde edilen oturma değerleri ve farklı taş kolon aralıkları sonucunda elde edilen performansların incelenmesi ile ortaya çıkarılmıştır. Bulguların doğrulanması için saha çalışmalarından laboratuvar deney ve sonuçlarından yararlanılmıştır. Ayrıca zamana bağlı zemin deformasyonlarını ve boşluk suyu basınçlarını dikkate alan sonlu elemanlar yöntemi de çalışmada kullanılmıştır. Zemin içindeki gerilme değişimi yatay gerilmenin düşey gerilmeye oranı olarak tarif edilmiş ve taş kolon aralığının bir fonksiyonu olarak tanımlanmıştır. Çalışmada bu oranın taş kolonlar arası mesafenin artması ile arttığı görülmüştür.

Hammouri vd. (2008) şevlerin stabilite analizlerini sonlu elemanlar programı ve limit denge yaklaşımı kullanarak yapmışlardır. Analizler Plaxis 8.0 ve SAS-MCT 4.0 kullanılarak yapılmıştır. Çalışmada rastgele seçilen 3 farklı düzenli ve düzensiz şev geometrisinde analizler yapılmıştır. Analizler sonucunda her iki yöntem ile şevlerin güvenlik sayıları bulunmuş ve bunlar tablo halinde sunulmuştur. Bulunan güvenlik sayıları arasındaki farkın birbirine yakın olduğu görülmüştür. Ayrıca her iki metotta da kritik kayma yüzeylerinin birbirine benzediği görülmüştür. Bu çalışma daha önceki çalışmaları destekler biçimde sonuçlar yakın olsa da her iki metodun güvenlik sayıları farklı olarak bulunmuştur. Bu göz önüne alınarak çalışma sonunda kritik şevlerin güvenlik sayıları hesaplanırken her iki yöntemle de çözüm yapılması tavsiye edilmiştir.

#### **1.4. Şev Hareketlerinin Tanımlanması**

Zemin mekaniği literatüründe heyelanlar ile şev kaymaları aynı anlamda kullanıldığı gibi çok farklı anlamlarda da kullanılmaktadır. Skempton ve Hutchinson (1969), zemin ve kaya kütlelerinde bir veya birkaç yüzey boyunca kesme mukavemetinin azalmasından doğan tüm şev hareketlerini, heyelan olarak nitelendirmişlerdir. Varnes (1978) ise, heyelanlarla şev hareketlerini aynı anlamda kullanarak, bunları kayma olarak nitelendirmiştir. Bir grup Japon araştırmacı da; dik şevlerdeki hızlı hareketleri şev



kaymaları, yatık şevlerdeki yavaş hareketleri de heyelan olarak tanımlamışlardır (Walker vd., 1987). Türkiye’de ise diğerlerinden farklı olarak, yamaç ve heyelan terimlerini daha çok doğal yamaçlar için kullanırken şev, kayma ve göçme terimlerini de yapay olanlar için kullanmışlardır (Önalp 1983).

Yamaçlarda denge; deprem, sel ve çığ gibi doğal afetlere benzer olarak ciddi sorunlara neden olmaktadır. Yamacın dayanıklılığı zeminin mekanik özellikleri yanında, iklim ve bitki örtüsü gibi çevre koşullarıyla da ilgilidir. Uzun süre dengede kalan doğal yamaçlar kazı, drenaj koşullarının değiştirilmesi, bitki örtüsünün kaldırılması gibi müdahalelerle dengesini yitirebilmektedir.

Mühendislik tekniklerinin ilerlemesiyle doğal şevler yanında yapay şevlerdeki stabilite kayıpları, önem kazanmıştır. Yapılan çalışmalarla da, şev hareketleri sonucu meydana gelen can ve mal kaybı en aza indirilmeye çalışılmıştır. Her ne kadar doğal şevlerin meydana getirdiği zararlar Türkiye’de istatistiklere dökülme de A.B.D.’de yamaç hareketlerinin, doğal afet giderlerinin önemli bir bölümünü teşkil ettiği görülmektedir (Shuster ve Krizek, 1978). Sismik açıdan Türkiye’ye benzeyen Japonya’da heyelan sonunda ölenlerin sayısı tüm afetler sonunda ölenlerin % 45 ini oluşturmaktadır (Aytekin, 2004).

Yamaç hareketlerinin gün geçtikçe daha önemli hale gelmesi sonucunda, mühendislik yapılarındaki yapay dolgu ve yarma şevlerinin projelendirilmesi, stabilitesi bozulmuş şevlerde hasarın giderilmesi ve şev hareketlerinin meydana gelemeden önce gerekli önlemlerin alınması zemin mekaniğinin oldukça önemli konuları arasında yer almayı sürdürmektedir.

### **1.5. Şev Kayma Tipleri**

Şev, mevcut arazi yüzeyi ile veya yatayla belirli bir açı yapan zemin kütlesi olarak tanımlanabilir. Şev kayması veya heyelan nasıl başlarsa başlasın, hareketi meydana getiren etken, yerçekimi kuvveti etkisi altında şevi aşağıya doğru harekete zorlamaktadır. Şev hareketleri, yamacın ilk geometrisinin belirli bir zaman içerisinde gözle görülür bir şekilde değişmesine, üzerinde veya önünde bulunan mühendislik yapılarının güvenliğinin kaybolmasına veya işlevini yitirmesine neden olan kütle hareketleridir. Çeşitli zemin cinslerine göre ve çok sayıda faktörün neden olduğu karmaşık problemler sınıflandırma

kriterlerini değiştirmektedir. Sınıflandırma kriterleri genellikle aşağıdaki esaslara dayandırılır.

- Kayma yüzeyinin ve etkilenen sahanın morfolojisi
- Hareketin tipi, boyutu, nedenleri ve miktarı
- Hareketin hızı
- Kayan zeminin yerini aldığı kütlelerin yer değiştirme derecesi
- Yukarıda sayılan esasların değişik kombinezonları

Bu konuda yapılan çalışmalara bakıldığında, şev hareketi sınıflandırma kriterlerinin de çok çeşitli olduğu görölür. Bu konuda ilk çalışmalardan birini yapan Sharpe (1938), şev hareketlerinin sınıflandırılabilmesi için;

- Hareketin tipi, boyutu, nedenleri ve miktarı
- Zeminin su muhtevası
- Malzeme cinsi
- Kayma mukavemeti özellikleri ve hareket eden kütledeki malzemelerin dizilişi
- Hareket eden kütle ile alttaki kütleler arasındaki bağlantının göz önüne alınması gerektiğini belirtmiştir.

Varnes (1958), yaptığı çalışmada, řev kayma tiplerini sınıflandırmak için, yavaş sayılabilecek 6 mm/yıl hareketten, çok hızlı sayılabilecek 3 m/sn 'lik harekete kadar olan şevleri incelemiş ve řev hareket tiplerini dūřme, devrilme, kayma, yanal yayıma ve akma gibi beř ana gruba ayırmıştır.

Dūřme, dik bir řevde, bölünmüř blok ve kütlelerin ana kayaya göre hareketleri sonucunda, yüzey bölgesinde oluřan çatlak ve formasyonların neden olduđu, ihmal edilebilecek kadar küçük olan kesme kuvvetinden meydana gelen hareket tipidir (Whitlow, 1983). Kaya dūřmeleri, genellikle kimyasal ayrıřma, donma özölmeleri, ısı deđiřiklikleri ve su basınçları nedeniyle olur. Hareketin yerçekimi etkisiyle dūřey olması yanında, çok hızlı oluřması da belirgin özelliđidir.

Devrilme; yamaç içine eğimli olan süreksizliklerde görölen bir denge kaybı sınıfı olarak tanımlanmaktadır. Hareket, birim veya blokların ağırlık merkezlerinden dönerek, öne doğru yuvarlanmaları ve yanal sürtünme direncinin yenilmesi sonucu meydana gelmektedir. Ayrıca, blokların genişlik/yükseklik oranı da devrilmeyi etkilemektedir.

Kaymalar; bir veya birkaç yüzey boyunca, kütle içindeki kayma mukavemetinin azalması sonucu oluşan, düzlemsel veya dairesel özellikli gömelerdir. Düzlemsel

kaymalar sağlam katmanlar arasındaki kil tabakası gibi zayıf yüzeyler boyunca yada ortamdaki fay, çatlak gibi süreksizlik düzlemleri boyunca meydana gelmektedir. Dairesel kaymalar ise kaya ve zemin ortamlarda konkavlığı olan göçme yüzeyleri boyunca oluşmaktadır. Tüm kütlede oluşabileceği gibi, belli birkaç yüzey boyunca da oluşabilen kayma hareketi; kayma gerilmelerinin, kayma mukavemetinden fazla olmasının bir sonucudur. Şayet kayma tek bir düzlem boyunca oluşuyorsa, kayan kütledeki deformasyonlar çok fazla olmamakta, yüzey eğri olduğunda da kayma sonucu kütlede büyük şekil değişiklikleri görülmektedir.

Yanal yayılma; çekme ve kayma deformasyonlarının birlikte izlendiği heyelan türüdür. Belirgin bir kayma yüzeyi yada bölgesinin bulunmaması yanal yayılmayı kaymadan ayıran belli başlı özelliklerdendir. Bu denge kaybı kayaçta, altta oluşan kilin kayma direncinin azalmasıyla birlikte, üstteki kayaç tabakalarının yanlara doğru hareket etmesini, hassas killerde ise, titreşim, su etkisi gibi ortamın sıvılaştırarak yayılması gibi aşırı etkiler meydana getirmektedir.

Arazide oluşan şev hareketleri, bazı durumlarda kayma yada yanal yayılma gruplarına sokulamayacak kadar farklı özellikler göstermektedir. Zeminde yavaş veya hızlı, kuru yada yaş akma olayında, belirli bir kayma yüzeyi tanımlanamamakta, malzeme çok değişik deformasyon özellikleri göstermekte ve kütle kaymasından çok dairesel bir hareketin hakim olduğu sonucuna varılmaktadır. Akmalarda; yer değiştiren kütle içerisindeki hareket, malzemenin aldığı şekil ve görünen hız dağılımı, yüksek viskoziteli sıvılardaki harekete benzerlik göstermektedir. Hareket eden kütle içinde de kayma yüzeyleri çoğunlukla görülmemekte ve kısa ömürlü olmaktadır. Sonuçta bu belirtilere bakılarak akmanın süneklik ile aynı süreç olduğu öne sürülmektedir. Malzeme bilminde sünmenin tanımı, sabit bir gerilme altında şekil değiştirme yada uzama-kısalma şeklinde yapılmakta ve üç aşamadan oluşmaktadır. Bu açıdan süneklik olayının sadece akma değil diğer tüm dengesizlik belirtilerine de uygulanabilir bir terim olduğu savunulabilir (Önalp, 1983).

Çok ayrılmış kayaçlarda, yumuşak ve gevşek zeminlerde çok yavaştan çok hızlıya kadar değişen akmalarda meydana gelir. Hareketin bu şekilde değiştiği şev kaymalarını, düşmeler ve akmalarda arasındaki sınırları ve geçişleri tanımlamak zordur. Bu konudaki önemli çalışmalardan birini gerçekleştiren Varnes (1958), akmalara;

- Kaya parçaları akmaları
- Kum akması

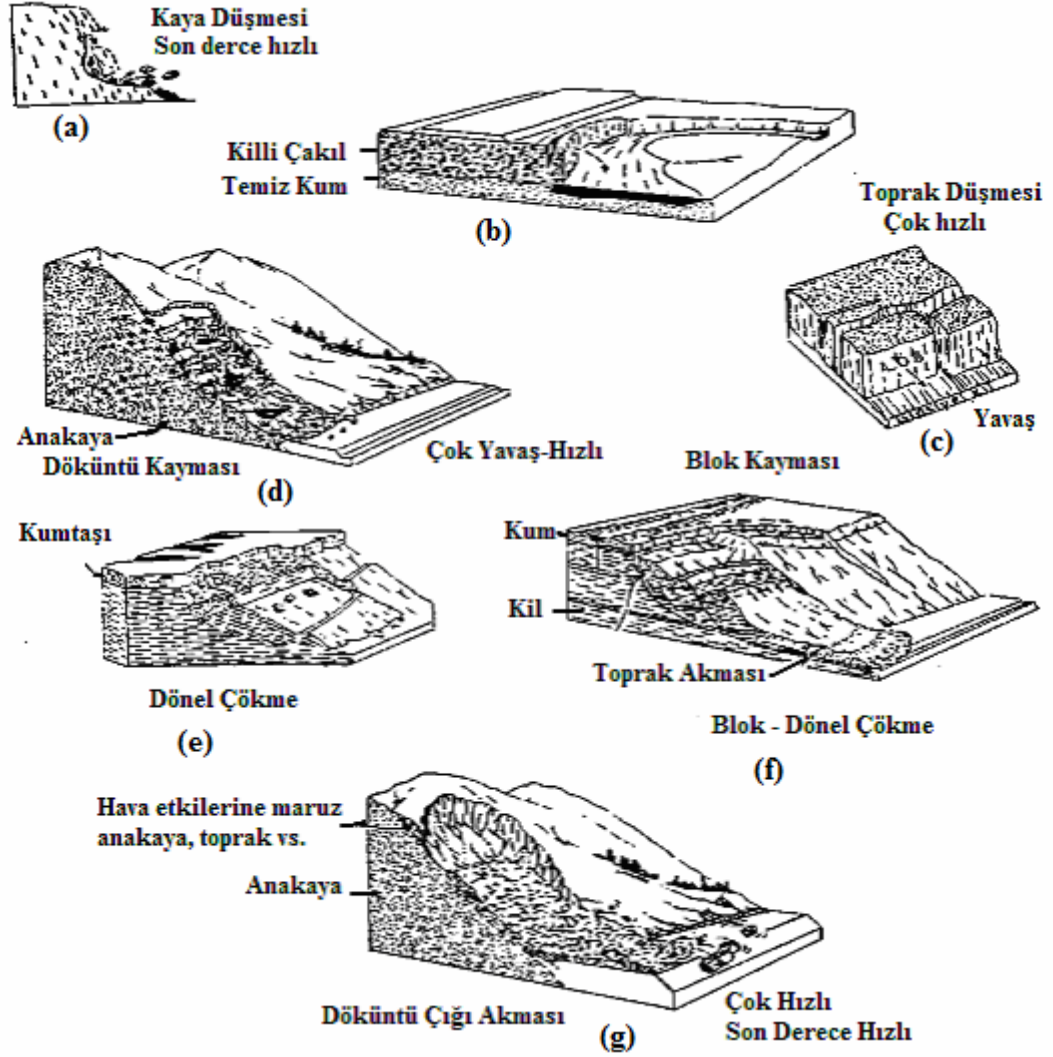
- Lös akması
- Kum ve silt akması
- Yavaş toprak akması
- Hızlı toprak akması
- Moloz çığı
- Moloz akışı

şeklinde, şev hareketlerinin de hareket tipi, malzeme cinsi, hareket hızı, göçme alanının geometrisi, yaş, hareket nedenleri, zarar görme derecesi, oluşum biçimi bakımından sınıflandırılabilceğini belirtmiştir. Gene aynı çalışmada Varnes, sınıflandırmada öncelikle göz önüne alınması gereken kriterlerin hareket tipi ve daha sonra malzeme tipi olması gerektiğini belirtmiş ve sonuç olarak Tablo 1.1’de verilen sınıflandırmayı hazırlamıştır.

Tablo 1.1. Doğal şev kaymaları (Varnes, 1958).

Hareket Tipi	Malzeme Özelliği		
	Ana Kaya	İri	İnce
<b>Düşme</b>	Kaya Düşmesi	Moloz Düşmesi	Zemin Düşmesi
<b>Devrilme</b>	Blok Devrilmesi	Moloz Devrilmesi	Zemin Düşmesi
<b>Dönel Kayma</b>	Kaya Çökmesi	Moloz Çökmesi	Zemin Çökmesi
<b>Düzlemsel Kayma</b>	Blok Kayma	Moloz Kayması	Zemin Kayması
<b>Yanal Yayılma</b>	Kayma Yayılması	Moloz Yayılması	Zemin Yayılma
<b>Akma</b>	Kaya Akması	Moloz Akması	Zemin Akması

Zemin ve kayadaki şev kaymalarını, hareket tiplerine göre değişik isimlerle sınıflandırmak, olayın doğasının anlaşılması, stabilite analizinin ve yöntemlerin seçimi açısından önem taşımaktadır. Şekil 1.1’de Varnes’in üç boyutlu sınıflandırması verilmiştir.



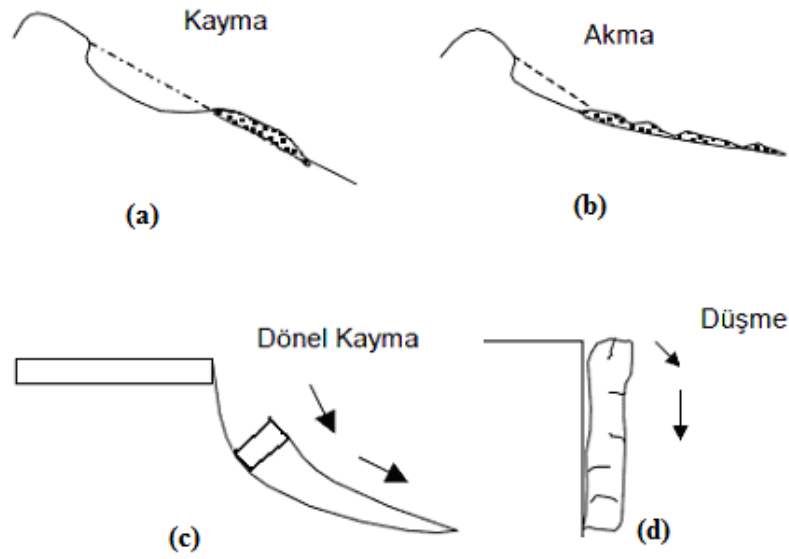
Şekil 1.1. Varnes'in üç boyutlu sınıflandırması (Varnes, 1958).

Skempton (1953), kayma sırasında hareket eden kütlelerin boyutlarıyla kayma tipi arasında önemli bir ilişki saptamıştır. Arazide yapılan ölçmelere göre belirli kayma türlerinin, farklı kayma derinliği (D), kayan kütlelerin yamaç uzunluğu (L) oranları verilmiş ve bu orana göre sınıflandırma yapılmıştır. Bu D/L oranına göre bulunan hareket tipleri de Tablo 1.2'de gösterilmiştir.

Tablo 1.2. Farklı hareket tiplerine göre D/L oranları (Skempton, 1953)

Hareket Tipi	D/L (%)
Kaymalar	5-10
Akmalar	0.5-3.0
Çökmeler	15-30

Şev kayma tipleri konusunda oldukça basit ve kullanışlı bir sınıflandırmada Blong (1973) tarafından önerilmiştir. Şekil 1.2’de verilen bu sınıflandırmaya göre, şev hareketlerini kaymalar, dönel kaymalar, akmalar ve düşmeler olmak üzere dört gruba ayrılmaktadır. Sınıflandırmanın bir değişik yolu da kayma hızlarını incelemektir. Varnes’a (1978) göre, 0.3 m/dak. ve daha yüksek hızla hareket, çok hızlı; 1.5 m/gün ve üstü, hızlı; 1.5 m/ay - 1.5 m/gün orta ve 1.5 m/ay - 60 m/yıl arası yavaş hareketleri yansıtmaktadır. Bu sınıflandırmanın üst limitini kaya düşmesi ve hareket mesafesi büyük, akma-kaymalar, alt limitini ise kayada sünme oluşturur.



Şekil 1.2. Blong sınıflandırması (Blong, 1973).

Daha önce anlatılan tüm sınıflandırmalar bir basitlik içermelerine rağmen, çözüm için detaylı araştırma gerektiren ve birçok faktör tarafından etkilenen heyelanlar için kullanılamamaktadır. Bu amaçla eldeki tüm bilgileri toplayan Varnes (1978), geniş uygulama alanı bulan bu sistemi önermiştir. U.S. Transportation Research Board ve National Academy of Sciences tarafından da kabul edilen ve yayınlanan bu sınıflandırma, Tablo 1.3’de gösterilmiştir.

Tablo 1.3. Varnes'in sınıflandırma sistemi (Varnes, 1978).

Hareket Tipi	Zemin Cinsi			
	Ana Kaya		Toprak	
Düşmeler	Kaya Düşmesi		Toprak Düşmesi	
Az Üniteli Kaymalar	Dönel Çökme	Düzlemsel Blok Kayması	Düzlemsel Blok Kayması	Dönel Blok Çökmesi
Çok Üniteli Kaymalar	Kaya Kayması		Döküntü Kayması	Yanal yayılmadan dolayı kırılma-kayma
Kuru	Kaya Parçaları Akması	Kum ve silt	Karışık çok Plastik	
Yaş	Kum Akması	Lös Akması	Döküntü Akması	Yavaş Toprak Akması Çamur Akması
Karmaşık	Çeşitli malzeme veya hareket tiplerinin kombinezonları			

Hutchinson (1978), ise sınıflandırmada,  $c$  ve  $\phi$ 'den etkilenen zemin bünye durumlarına göre heyelanları önceden hiç kayma görülmemiş zeminlerde kısa dönem heyelanlar ve önceden kaymış zeminlerdeki heyelanlar olmak üzere 2'ye ayırmıştır. Ayrıca boşluk suyu basıncından etkilenen bünyeye göre kısa dönem drenajsız, orta uzun dönem drenajlı olmak üzere 3'e ayırmıştır. Şev hareketleri veya heyelanların sınıflandırılması konusu oldukça geniştir. Yapılan sınıflandırmanın en önemli yanı, araştırmacının amacına uygun olmasıdır. En basit sınıflandırma Blong (1973) tarafından verilmiştir. Yapılan bu sınıflandırmada şev hareketleri kaymalar, düşmeler, çökmeler ve akmalar olarak dört grupta incelemiştir. Bu sınıflandırma basit olmasına rağmen, çoğu amaçlar için de yeterli olmaktadır. Ancak, daha detaylı bir sınıflandırma gerekiyorsa Varnes (1978) tarafından geliştirilen sınıflandırma kullanılabilir.

### 1.6. Şev Stabilite Problemleri

Bir şevin kullanımı süresince, meydana gelebilecek göçme mekanizmalarına göre, yükleme hızı ve drenaj koşullarının da birlikte düşünülmesi gerektiği, farklı sızma ve yükleme durumları ile karşılaşılabılır. Stabilite analiz koşullarında en önemli etken, şevi oluşturan zeminin geçirgenliğidir. Geçirimsizliği yüksek zeminlerde su çabuk drene

olacağından, yükleme sırasında zemin konsolide olma olanağı bulacaktır. Bu durumda stabilite analizi drenajlı koşullarda bulunan parametrelerle yapılmalıdır. Geçirimsizliği düşük zeminlerde ise yükleme sırasında su drene olma imkanı bulamayacağından analiz, drenajsız koşullarda bulunan parametrelerle yapılacaktır. Kısa süreli stabilite problemlerinde, yani inşaat ve kazı sırasında, drenajsız koşullar geçerli olurken uzun süreli stabilite incelemelerinde, drenajlı durumu ele almak uygun olacaktır. Uygulamada çok farklı koşullar ile karşılaşmakta ve bunların hepsini tek bir deney yöntemi ile kontrol etmek mümkün olamamaktadır. Bu nedenle, durumları sınıflandırmak ve kayma mukavemeti parametrelerini ona göre bulmak gerekmektedir. Faktörler, zeminlerin kayma mukavemetini etkilediğinden, şevde potansiyel göçme ve yapım sırasında oluşabilecek kritik durumlar ve aşamalar göz önüne alındığında stabilite problemleri, drenajsız durum, drenajlı durum ve kısmen drenajlı durum olmak üzere üç grupta incelenebilir.

### 1.6.1. Drenajsız Durum

Bir zeminin kayma mukavemeti efektif gerilmelere bağlıdır. Boşluk suyu hareketlerine getirilen kısıtlamalar, su basıncında artışa neden olurlar. Boşluk suyu basıncındaki değişimler de doğrudan efektif gerilmeleri ve dolayısıyla da kayma mukavemetini etkiler. Toplam gerilme analizinin kullanıldığı ve yükleme-boşaltma sırasında drenajın oluşmadığı arazi koşullarında, drenajsız kayma mukavemeti ile hesap yapılmalıdır. Zeminde konsolidasyon olayının gerçekleşmediği yani suyun drene olmadığı duruma en güzel örnek kil şev üzerinde inşa edilen yapılarıdır. Killi zeminlerdeki şevlerde kısa süreli stabilite hesaplarında ve bu gibi şevlerde oluşan kaymaların incelenmesinde drenajsız olarak yapılan deneylerden alınan, efektif veya toplam gerilmeye göre bulunmuş, mukavemet parametreleri kullanılmaktadır. Şev stabilite problemlerinde kullanılan kayma mukavemeti parametreleri değişik yükleme ve drenaj şartları altında laboratuarda yapılan üç eksenli deneylerden elde edilmektedir. Analizde zeminin doğal su muhtevasına, aşırı konsolidasyon oranına, zemin cinsine, yükleme ve yeraltı suyu koşullarına, deney tekniğine dikkat ederek, uygun kayma mukavemeti parametreleri seçmek gerekir. Zeminlerde kırılma şartı genellikle;

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (1.1)$$



şeklinde Mohr-Coulomb ifadesi ile verilir. Bu kırılma kriterinde, zeminlerdeki kayma mukavemetinin olası göçme yüzeyi boyunca kaymaya karşı oluşan dirençten kaynaklandığı kabul edilmektedir. Bu direncin,  $\sigma \tan \phi$  sürtünme direnci ve  $c$  kohezyon direnci olmak üzere iki terimden oluştuğu görülmektedir. Burada  $\phi$  kayma mukavemeti açısı, sadece dane yüzeyleri arasındaki sürtünmeden oluşan direnci değil, aynı zamanda danelerin birbirine göre hareketine engel olan kilitlenme etkisini de içeren toplam direnci temsil etmektedir. Bahsedilen yükleme koşullarının etkileri göz önüne alınacak olursa, kayma mukavemeti parametreleri çabuk ve drenajsız deneylerden yani konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) deneylerden elde edilen parametreler olarak düşünülmelidir.

Zeminin, yük altında sıkışması, şekil değiştirmesi gibi ölçülebilen bütün davranışları efektif gerilmeler tarafından kontrol edilmektedir. Efektif gerilme de, zemin içindeki herhangi bir nokta üzerine etkiyen toplam asal gerilmeler ile hidrostatik boşluk suyu basıncı arasındaki farka eşittir. Bu tanıma göre tamamen suya doymuş bir zeminde efektif veya daneler arası gerilme, Terzaghi (1936) tarafından

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1.2)$$

eşitliği ile verilmektedir. Zeminlerin daneli bir yapıya sahip olmalarından dolayı toplam yükün belli bir kısmını daneler arası değme noktalarında oluşan gerilmeler, diğer kısmını da boşluklardaki basınçla karşılamaktadır. Efektif gerilme hesaplarında kullanılan toplam gerilmenin, zemin iskeleti tarafından taşınan bileşeni olduğu kabul edilirse Mohr-Coulomb kırılma kriteri,

$$\tau_f' = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (1.3)$$

şeklini alır. Kilin drenajsız kayma mukavemeti laboratuvar veya arazi deneylerinden bulunabilmektedir. Fakat pratikte drenajsız kayma mukavemeti deney tipine bağlı olduğundan, deney sonuçları dikkatlice kullanılmalıdır.

### 1.6.2. Drenajlı Durum

Geçirimsizliği yüksek olan kum ve çakıl gibi zeminlerde, bir çok yükleme hızı için zemin içindeki su oldukça çabuk dışarı çıkmakta ve konsolidasyon olayı da oldukça hızlı gelişmektedir. Bazı durumlarda da, yükün uygulanması sırasında konsolidasyon sona ermektedir. Bu gibi koşullar dikkate alındığında, geçirimsizliği yüksek olan zeminlerdeki kayma mukavemeti parametreleri, arazideki koşullara karşı gelen efektif gerilmelere göre bulunan kayma mukavemeti parametreleridir. Efektif kayma mukavemeti parametreleri boşluk suyu basıncı artışlarına imkan tanımadan, çok yavaş, yani drenajlı durumda, kayma mukavemeti parametreleri konsolidasyonlu drenajlı (CD) deneyler ile belirlenebildiği gibi boşluk suyu basıncı ölçülen konsolidasyonlu drenajsız (CU) deneyler ile de belirlenebilmektedir.

### 1.6.3. Kısmen Drenajlı Durum

Bazı yükleme durumlarında, zemin cinslerine göre oluşan boşluk suyu basınçlarının, kısmen sönmüldüğünü kabul etmek daha gerçekçi bir yaklaşım olmaktadır. Bu tip problemlerde, efektif kayma mukavemeti parametreleri kullanılmaktadır. Burada geçirimsizliğe bağlı olarak boşluk suyu basıncının sönmülmesinin etkisi hesaba katılır ve konsolidasyonlu-drenajsız deneylerden elde edilen parametreler kullanılır. Deneyler sırasında, zeminin ilk gerilme durumunu verecek konsolidasyon basıncı ve kesme sırasında ani su çekilmesinden doğan gerilmelere karşılık gelecek normal basınçlar seçilmelidir. Yapım sırasında, su muhtevası azaldığı ve yükleme nedeniyle pozitif boşluk suyu basınçlarının oluştuğu, kademeli yükleme durumlarında bu analizi kullanmak doğru olur. Aitchison ve Donald (1956), efektif gerilme prensibinin geçerliliği üzerinde araştırmalar yapmışlar ve zemin suyundaki,  $p''$  değişikliklerinin (emme veya basınç), efektif gerilmelere katılması gerektiğini savunarak,

$$\sigma' = \sigma + p'' \quad (1.4)$$

eşitliğini önermişlerdir. Aitchison, boşluklara hava girmesi durumunda boşluk suyu basıncının tüm kesitte etkili olmamasından dolayı, 1.4 bağıntısının geçerliliğinin kalmayacağını, bu durumda

$$\sigma' = \sigma + V(u_a - u_w) - u_a \quad (1.5)$$

eşitliğinin dikkate alınması gerektiğini belirtmiştir. Burada  $u_a$  boşluktaki gaz fazın basıncını,  $u_w$  boşluklardaki sıvı fazın basıncını,  $V$  ise çeşitli zemin cinsleri için doygunluk derecesinin bir fonksiyonu olarak seçilebilen bir parametreyi göstermektedir. Buna göre kısmen doygun zeminlerde efektif gerilme,

$$\sigma' = \sigma - u^* \quad (1.6)$$

bağıntısı ile tanımlanabilir. Burada eşdeğer boşluk suyu basıncı

$$u^* = [Vu_w + (1 - V)u_a] \quad (1.7)$$

olarak verilmiştir. Kısmen doygun zeminlerde,  $\sigma'$  efektif gerilmesi, uygulanan toplam gerilme  $\sigma$ 'dan, eşdeğer boşluk suyu basıncının çıkarılması ile elde edilmektedir.

### 1.7. Güvenlik Sayısı

Mühendislik uygulamalarında yapıların, göçmeye karşı yeterli güvenlikte tasarlanmış olması gerekmektedir. Zemin yapısının güvenliği ise çoğu kez güvenlik sayısı denilen bir parametre ile kontrol edilir. Güvenlik sayısı, dengeyi koruyan kuvvet ve momentlerin, dengeyi bozacak kuvvet ve momentlere oranı olarak tanımlanmaktadır.

Tüm mühendislik yapılarında olduğu gibi stabilite analizinin sonuçları da güvenlik sayısı terimleri ile açıklanırlar. Güvenlik sayısı, yapının stabilitesini temsil eden matematiksel bir oran olduğundan, kayma mukavemeti ve gerilmelere göre değişmektedir. Birçok basitleştirici varsayımın yapıldığı, yarı ampirik analiz yöntemlerinde, hangi metodun uygulanacağına projeci kendi deneyimleri ile karar verir. Böylece güvenlik sayısı gerçekte, projeciye bir proje ile diğerini kıyaslama imkanı tanıyan bir deneyim faktörü

olarak ortaya çıkar (Kezdi, 1979). Geoteknik mühendisliğinde yapılan çeşitli güvenlik sayısı tanımları aşağıdaki gibidir.

- Potansiyel kayma yüzeyi boyunca direnen kuvvetlerin, kaydıran kuvvetlere oranı
- Bir noktada direnç gösteren momentlerin, kaydıran momentlere oranı
- Potansiyel kayma yüzeyi boyunca zemindeki mevcut kayma mukavemetinin, ortalama kayma gerilmelerine oranı

Morgenstern ve Sangrey (1978), güvenlik faktörünü, belli bir kayma yüzeyi boyunca, sevi limit denge durumuna getirebilmek için, kayma mukavemeti parametrelerinin azaldığı bir faktör olarak tanımlamıştır. Bu tanımda güvenlik sayısı, kayma mukavemeti parametrelerine bağlıdır ve kayma yüzeyi boyunca üniform kabul edilir. Potansiyel kayma dairesi merkezine göre moment alındığında; güvenlik sayısı tanımı, karşı koyucu momentlerin, kaydırıcı momentlere oranı olarak yapılmaktadır. Şevlerde gerilme dağılımının detaylı hesaplandığı durumlarda güvenlik sayısı; bir noktada hesaplanan gerilmenin, müsaade edilen gerilmeye oranından bulunmalıdır. Stabilitiyi bozan kuvvete, kayma yüzeyi üzerindeki mevcut kayma mukavemeti, direnç gösterir. Kaydırıcı kuvvet, kayma mukavemetine ancak blok kayma sınırına geldiğinde eşit olur. Bu durumda; harekete karşı direnen kuvvet, stabilitiyi bozan kuvvete eşit olur. Buna mobilize olmuş (uyan) kayma mukavemeti denir. Gerçek mukavemet ile mobilize olmuş mukavemet arasındaki oran da güvenlik sayısını verir. Hareketi sağlayan kuvvet, aşağıya doğru hareket eden bloğun ağırlık bileşenidir. Bu kuvvet yapı, sismik atalet yükleri ve diğer kuvvetler ile artabilir. Direnç gösteren kuvvetler de ağırlık bileşeninden bulunur. Bunların en önemli özelliği zeminin sürtünme ve kohezyon bileşenlerine bağlı olmalıdır.

Chugh (1986), limit denge yöntemine dayanan şev stabilite analiz yöntemlerinde, zeminin kayma mukavemetindeki belirsizlik ve değişimleri hesaba katmayan, tüm kayma yüzeyi boyunca sabit olan bir güvenlik sayısı kabulü yapmaktadır. Güvenlik sayısının sadece kayma mukavemeti parametrelerine değil, aynı zamanda özel göçme mekanizmalarına da bağlıdır. Suyun etkisinin olmadığı şevin, ani su çekilmesi halinin, sızma etkisinde olan şevin, topuk kayması, derin kayma, düzlemsel kayma gösteren şevlerin hepsinin değişik güvenlik sayılarının olması gerektiğini belirtmiştir. De Mello (1977), küçük jeolojik detayların, gerçek boşluk suyu basıncının, zeminin gerilme-şekil değiştirme özelliklerinin, başlangıç gerilmelerinin ve diğer faktörlerin güvenlik sayısını önemli derecede etkilediğini ve güvenlik sayısı hesabında her değişkenin hesaba katılması gerektiğini ileri sürmüştür.

De Mello'ya göre güvenlik sayısının 1.0 olması, şev göçmesinin çok yakında olduğunu göstermemektedir. Problemin tüm stabilitesi için eşitlik,

$$G.S.=\text{Direnen kuvvetler/Harekete geçiren kuvvetler} \quad (1.8)$$

şeklinde tanımlanmıştır. O günden beri bu bağıntı, mobilize olmuş kayma mukavemeti denklemi ile birlikte, lokal veya tüm stabilite eşitliklerinde kullanılmaktadır. Bu denkleme göre seçilen bir potansiyel kayma yüzeyi boyunca, yalnızca göçmede değil, dengede olma durumunda da güvenlik sayısı 1.0'den büyük olmalıdır. Özel olarak şev stabilite analizlerinde bu güvenlik sayısının 1.5'dan büyük olması tercih edilir. Stabilite analizlerinde değişik şartlarda sağlanması gereken güvenlik sayıları Tablo 1.4'de verilmektedir (TS 8853,1991).

Tablo 1.4. Yamaç ve şevlerde güvenlik sayıları (TS 8853,1991).

Şart	Güvenlik Sayısı G.S.		
	Toplam Gerilme	Efektif Gerilme	Deprem
Dolgularda yapım sonu	1.50	-	-
Yarmalar	1.50	1.25	1.0
Barajda sızıntı	1.50	1.25	-
Barajda ani su düşmesi	1.50	1.10	-
Laboratuar maksimum direnç parametreleri kullanımı (peak) ile	1.50	1.35	1.0
Kalıcı dirence göre	-	1.20	1.0
Uzun vadede duraylık	-	1.20	-
Yamaç üzerinde yapı bulunması	1.80	1.50	1.2
Fisürlü killer	-	1.50	-

Şev tasarımında güvenlik sayısının rolünü iyice anlamak gerekmektedir. Yapılan projelerde belirsizlikler dikkate alınmalı ve analize giren birimlerin (boşluk suyu basıncı dağılımı, mukavemet parametreleri ve tabakalaşma) güvenilirliği bir anlamda bunda etkili olmalıdır. Şev tasarımı yapılırken, tasarımcının zemin parametreleri hakkındaki bilgileri ve arazi çalışmaları ne kadar az ve kalitesiz ise güvenlik sayısı da o derecede büyük olmaktadır.

## 1.8. Güvenlik Sayısının Hesaplanması

Mühendislik açısından, hemen her problemde denge, sayısal olarak ifade edilir ve sonuçta bir güvenlik sayısının hesaplanması istenir. Bu hesaplar sırasında da, limit gerilme ve limit denge olmak üzere iki ana yaklaşım yapılır.

### 1.8.1. Limit Gerilme Yaklaşımı

Sürekli ortam mekaniğinde bir yapıyı analiz etmek için; sistemin belirlenmesi, uygulanan gerilmelerin saptanması, malzemenin mekanik özelliklerinin belirtilmesi gerekir. Ortamdaki gerilme dağılışının hesaplanmasından sonra bunlar, malzemenin gerilme-deformasyon karakteristikleri ile karşılaştırılarak sistemin uzama-kısalmaları ve direncinin aşılp aşılmadığı bulunur. Son yıllarda geliştirilen analiz yöntemlerinden olan sonlu elemanlar tekniği ile, verilen şev kesiti ve malzeme özellikleri için deformasyonları analiz etmek ve şevdeki güvenliği, şevdeki gerilme-şekil değiştirmelerle bulmak kolay olmaktadır. Bir şevde en kolay ölçümün uzama-kısalma olduğu göz önüne alınırsa, sürekli sayısal analizin arazi ölçümleri ile karşılaştırılması olanağı da ikinci faydalı yön olarak belirir. Limit gerilme yaklaşımı gerçekçi bir yaklaşım olup, dış yükler ve kendi ağırlığı altındaki ortamın, hangi ölçüde hareket edeceği, gerilmelerin hangi noktalarda yoğunlaştığı ve bunun sonucunda göçmenin olup olmayacağına incelenmesi esasına dayanmaktadır. Ancak bu yaklaşım, gerilme analizini yapacak yöntem ve araçların bulunmasını ve ortamın özelliklerinin her noktada doğru olarak belirlenmesini gerektirir. Sonlu elemanlar yöntemi ve sayısal analiz tekniklerinin gelişmesiyle birinci zorluk büyük ölçüde kaldırılmıştır. Ortam özelliklerini tarifte karşılaşılan güçlükler, yapılan birçok aşamaya rağmen henüz tümüyle çözülememiştir. Ortam özelliklerinin yetersiz olarak bulunmasının en önemli nedenleri;

- Temel malzemesinde, gerilme-deformasyon modelinin saptanması, başka bir deyimle rijitliğin verilememesi
- Malzeme özelliklerinde yersel, yönsel değişimin olasılığı
- Üniform olmayan boşluk ve çatlak suyu basınçlarının varlığı
- Özellikle kayada yönü ve şiddeti belli olmayan doğal gerilmelerin varlığıdır (Anderson ve Richards, 1982).

Bu sakıncalardan dolayı, limit gerilme analizi, yamaç stabilitesinde geniş uygulama alanı bulamamaktadır. Karşılaşılan teknik güçlüklerin yanında, limit gerilme çözümüne gelen eleştiriler, yamaçların büyük bir çoğunluğunda kaymanın, önceden mevcut süreksizlik yüzeyleri boyunca oluştuğu veya tek kayma yüzeyinin, sonradan belirmesi nedeniyle genel deformasyon analizinin gereksiz olduğu şeklinde yapılmıştır.

### 1.8.2. Limit Denge Yaklaşımı

Limit gerilme yaklaşımının, çözümde yarattığı zorluklardan dolayı başka yaklaşımların geliştirilmesi ihtiyacı duyulmuştur. Bu yaklaşım, ölçülmüş veya seçilmiş yüzeyler boyunca stabilitenin hesaplanmasına dayanır. Bu basitleştirme, hesapların elle yapılmasına olanak sağlaması açısından tercih edilir olmuştur. Diğer taraftan, limit denge prensiplerine dayanan basit yöntemlerle, gerilme altında yapıların deformasyonları hesaplanamasa bile, yapıların güvenliği hakkında karşılaştırmalı sonuçlar bulmak mümkün olmaktadır. Göçen şevler için, geriden yapılan hesaplardan bulunan mukavemet parametreleri, laboratuvar deney sonuçlarına benzemekte bu da limit denge yaklaşımına karşı güven vermektedir. Limit denge yaklaşımının dayandığı ana fikir; göçme olasılığı olan bir yüzey varsaymak ve bu yüzey boyunca göçmeye yol açacak gerilme durumunu bulmaya çalışmaktır. Bunun için kayma yüzeyinin yeri ve şekli önceden kabul edilir. Sonra kayma bölgesindeki kütle için dengede kalması için gerekli olan kayma direnci hesaplanır. Bu analize göre güvenlik sayısı, denge için gerekli kayma direnci ile kayma yüzeyinde gerçekte var olan veya uyanan (mobilize) kayma direncinin karşılaştırılması ile bulunan bir katsayıdır. Kritik güvenlik sayısını bulmak için işlem, değişik şekil ve yerdeki kayma yüzeylerine göre iterasyon ile tekrarlanmalı ve en düşüğü seçilmelidir. Limit denge yaklaşımı klasik elastisite teorisi ile incelendiğinde hesaplanacak dengenin, gerçek değerinden daha düşük olacağı saptanmıştır. Bu yaklaşımın kullandığı yöntemlerin hepsi güvenlik sayısı, malzemenin kayma direnci ve dengeden oluşan üç ortak noktayı içermektedir.

Denge denklemleri iki ana koşulda uygulanmıştır. Geliştirilen ilk metotlarda kayan kütle için uygulama yapılmış, sonradan ortamın heterojenliği, su basınçlarındaki farklılıklar gibi nedenler ve tek gövde analizinin getirdiği hataların önlenmesi amacıyla dilim yöntemleri geliştirilmiştir (Baikie,1985). Kısaca limit denge yaklaşımı yamacı

hiperstatik bir problem olarak kabul ederek, bilinmeyen kuvvet ve momentleri hesaplamaktadır.

### 1.8.3. Toplam ve Efektif Gerilme Analizi

Şev stabilite analizi yapılmadan önce, toplam ve efektif gerilmelerden hangisinin kullanılacağına karar verilmelidir. Şev göçmeleri genellikle yüklemdeki değişimden oluşuyor ve hızlı meydana geliyor ise, kısa dönemde stabilite hesabına gereksinim vardır. Bu özellikle, bir zemin kütlelerinde yüklemdeki değişime bağlı, boşluk suyu basıncı değişimi, zeminin konsolidasyon süresi ile kıyaslandığında, daha hızlı ise önemlidir. Şayet yüklemdeki değişim, zeminin konsolidasyonu ile kıyaslandığında oldukça yavaş ise (doğal şevlerde yeraltı suyu seviyesinin değişimi), problem uzun dönem stabilite problemi olarak ele alınmalıdır. Uygulamada kısa dönem problemlerine uygulanan toplam gerilme analizi, her zaman daha basit ve uygundur. Çünkü boşluk suyu basınçlarının tahmini oldukça zor olmaktadır. Toplam gerilme analizinde kullanılan kayma mukavemeti parametreleri, toplam gerilmelere göre bulunur. Boşluk suyu basıncı oluşumunun etkisini içeren efektif gerilme analizinde ise, efektif gerilme parametreleri  $c'$  ve  $\phi'$  kullanılır. Temellerde ve yumuşak zeminlerin üzerindeki dolgularda kısa dönem stabilite yaklaşımı oldukça kritiktir. Doğal şevlerdeki göçmeler, küçük gerilme değişikliklerine bağlı meydana gelse bile, problem uzun dönem olarak ele alınmalıdır. Potansiyel göçme yüzeylerinde, mevsimlere göre değişen boşluk suyu basınçlarına ve aşınmalara bağlı kayma mukavemeti değişimleri olmaktadır. Bundan dolayı doğal şevlerde, efektif gerilme yaklaşımı kullanılmalıdır (Anderson ve Richards, 1982).

Zemin içindeki herhangi bir düzlem boyunca kaymaya karşı oluşan maksimum direnç, düzlem üzerindeki toplam normal gerilme ile boşluk suyu basıncı arasındaki farkın bir fonksiyonudur. Stabilite analizlerinin birçoğu, Mohr-Coulomb kırılma denkleminin, ilk olarak Terzaghi tarafından suya doymuş zeminler için geliştirilen efektif gerilme kavramıyla birleştirilmesiyle elde edilen bağıntısıyla bulunur.

Stabilite hesaplarında genellikle  $\sigma$  toplam gerilme, bir kayma yüzeyi üzerinde yeter bir doğrulukta hesaplanabilir. En büyük belirsizlik,  $u$  boşluk suyu basıncı değerlerinin tahmin edilmesindedir. Boşluk suyu basınçları problemin cinsine ve önemine bağlı olarak yerinde ölçümlerle, laboratuvar deneyleriyle veya akım ağları ile belirlenir (Bishop ve



Bjerrum, 1960). Genel olarak suya doygun olan zemin şartları, suya doygun olmayan zemin şartlarına göre daha iyi anlaşılmaktadır. Aynı zamanda bir şevde stabilitenin bozulmasına yol açacak büyük pozitif boşluk suyu basınçları, suya doygunluk derecesinin büyük olduğu durumlarda ortaya çıkmaktadır. Bu yüzden çoğu stabilite analizlerinde, suya doygun olmayan tabakadaki kayma gerilmesi ihmal edilmektedir. Şev stabilitesi problemlerinde, toplam ve efektif gerilme analizlerinin kullanılabilceği durumların bilinmesi önemlidir. Tablo 1.5'de çeşitli yükleme şartlarını belirleyen durumlar ve her durum için uygun görülen yaklaşım metotları verilmektedir (Lambe, 1969).

Tablo 1.5. Toplam ve efektif gerilme analizlerinin seçimi (Lambe, 1969).

Durum	Uygun Metot	Tavsiyeler
1. Doygun killerde inşaat sonu stabilite durumu, yapım süresi konsolidasyon süresine göre kısa	$\phi_u=0$ , $\tau_u=c$ olarak toplam gerilme analizi	$c'$ , $\phi'$ , analizi, arazide ölçülen boşluk suyu basıncı değerleri ile kullanılarak, yapım sırasında kontrol imkanı verir.
2. Uzun dönem stabilitesi	Dengede bulunan yeraltı suyu şartlarına göre, bulunan boşluk suyu basıncı değerini kullanarak $c'$ , $\phi'$ , analizi	
3. Yarı doygun killerde inşaat sonu stabilite durumu, yapım süresi konsolidasyon süresine göre kısa	UU deneylerinden elde edilen $c_u$ , $\phi_u$ analizi veya $c'$ , $\phi'$ deneyleri ile, hesaplanan boşluk suyu basınçları beraberce	$c'$ , $\phi'$ analizi, ölçülen boşluk suyu basıncı değerleri ile kullanılıncaya, yapım sırasında kontrol imkanı verir
4. Yapım çalışması sırasında stabilite	Hesaplanan boşluk suyu basınçları ile beraber $c'$ , $\phi'$ analizi	Hesaplanan boşluk suyu basıncı değerlerinin arazide ölçülen değerlerle uygunluğu kontrol edilmeli

Suya doygun zeminlerde görünen kohezyon  $c_u$ , drenajsız basınç mukavemetinin yarısına eşit olup, örselenmemiş numuneler üzerindeki drenajsız deneylerden veya Vane deneylerinden elde edilir.  $c_u$  değeri genellikle derinlikle değiştiğinden, stabilite analizinde kullanılacak değeri, seçilen deneme kayma yüzeyi civarındaki değerler olacaktır. Bu metodun kullanımının doğru olması arazideki şartların laboratuardaki deney şartlarına uygun bulunması ile mümkün olur. Yani göçmeye sebep olan kayma gerilmesi, drenajsız

şartlar altında uygulanmalıdır. Bu nedenle  $\phi_u=0$  metodu; suya doymuş zeminlere ve gerilmedeki değişimlerin, su muhtevasında bir azalma veya çoğalma meydana getirecek kadar zamanın geçmediği problemlere uygulanabilir. Efektif gerilme analizi, genellikle herhangi bir stabilite probleminin çözümü için geçerlidir. Bu analizde, stabilitenin toplam gerilme metodu ile görülemeyen eğilimi görülebildiğinden, daha da önemlidir. Boşluk suyu basınçlarının doğrulukla tahmin edilebileceği veya tam olarak bilindiği durumlarda uygulanabilir. Bunlar sıkışmaz zeminlerin uzun süreli veya su yüzeyinin düşmesi ile beliren problemlerdir. Ayrıca yarmalarda güvenlik sayısı zamanla azaldığından, bu gibi hallerde uzun süreli stabilite de kullanılır.

### 1.9. Şev Hareketlerinin Nedenleri

Şev hareketleri, başlangıçtan sonuna kadar sürekli bir olaylar dizisi olarak karşımıza çıkmaktadır. Birçok hallerde, şev hareketlerinin ana nedeni önlenemediğinden, etkileri sürekli veya aralıklı olarak azaltmak daha ekonomik olacaktır. Bazı şev hareketleri birkaç saniye içerisinde oluşup tamamlanarak tek bir bölgeye has kalırlar. Bazı şev hareketlerinin fiziksel özellikleri bilinen bazı kabuk hareketleri, erozyon ve aşınmanın meydana geldiği kaya şevlerde, kaymanın oluşumu ve gelişimi tek bir nedene bağlanamayabilir. Sonuç olarak bazı kuvvetler önemsenmeseler de şevin aşağıya doğru hareketini başlatabilirler. Burada hareketi doğuran son kuvvet yalnızca tek bir nedene bağlı değildir, bir sürü etkenin oluşturduğu zincirin bir halkasıdır. Sowers ve Sowers (1970), şevi kaydıran etmenlerin, eş zamanlı olduğunu ve sonuçta hangisinin etkin olduğuna karar vermenin zor olduğu kadar yanlış da olacağını savunmuştur. Yani kayma sınırında olan bir zemin kütle için sonuç faktör bir başlatıcı olmaktan öteye gidememektedir. Zeminlerin stabilitesinin bozulması ile ilgili belli başlı etkenler aşağıda verilmektedir.

- Gerilme artışından dolayı oluşan stabilite bozulması;
  - Yamaç üstünde yük artışı
  - Topuğa yakın bölgeden malzeme kaybı
  - Deprem ve diğer titreşim ivmeleri
  - Çatlak suyu basınçlarındaki artış
  - Çekme çatlaklarına su dolması
  - Giderek kırılma olayı

Yamaç dışındaki su düzeyinde düşme

- Dirençte azalmadan dolayı oluşan stabilite bozulması;

Aşınma, yıpranma

Süreksizlik yüzeylerinde su basıncı

Kuru ortamda ani ıslanma ve yapının bozulması

Zaman ve hareket sonucu dirençte maksimumdan kalıcıya düşme

Killi matrisin şişmesi

Çatlak ve boşluklarda bulunan buz merceklelerinin erimesi

Çimentolayıcı malzemenin yıkanması

Boşluk suyu basınçlarının artması

Şev hareketlerinin ortaya çıkışında, bir takım çevresel faktörlerin etkisi olduğu açıktır. Bu faktörlerin ne derece etkili olduğunun bilinmesi, hareketin boyutu ve süresi hakkında sağlıklı tahmin yapılarak, gerek projelendirme, gerekse inşaat esnasında birçok yararlar sağlanmaktadır (Haliloğlu, 97).

### 1.10. Şev Stabilitesi İyileştirme Metotları

Şev kayma nedenlerinin ve bunun önüne geçmenin yöntemlerinin araştırılmaya başlanması, zemin mekaniğindeki çalışmalara paralel olarak gelişmiştir. Bugünkü bilgilerimizin başlangıcını ortaya çıkaran çalışmalar 18. yüzyılın sonlarından itibaren ortaya çıkmaya başlamıştır. 1773'te Coulomb'un daneli ve kohezyonlu zeminler için geliştirdiği önemli kavramlardan ikisi kohezyon ve sürtünme katsayısıdır. Bugün bile bu kavramlarda pek fazla bir değişiklik yapılmış değildir. Fakat uygulamada  $c$  ve  $\phi$ 'ye verilen anlamlar çok farklıdır. Coulomb'un zemin mekaniğine getirdiği yeniliklerden biri de zemin kütlesi içindeki bir noktadaki gerilme durumunu incelemeyip, doğrudan doğruya kayma kamasının dengesini incelemiş olmasıdır. Buradaki denge, zemin ağırlığı, kayma yüzeyine etkiyen kuvvetler ve duvardan gelen tepki ile sağlanmaktadır. 1856'da Rankine zemin kütlesi içinde denge sorununu ele almış ve elde ettiği sonuçları pratik problemlere uygulamıştır. Ayrıca 1866'da Culmann aynı konulara ilişkin grafik bir metot geliştirmiştir. Şev stabilite ve heyelan problemleri, büyük yol ve kanal yapımlarında, çok önem kazanmıştır. Yirminci asır başlarında, Almanya'da ve İsveç'te yol ve demiryolu yapımında büyük kaymalar, Amerika'da baraj yıkılmaları ile Panama kanalında kaymalar olmuş ve bu

olaylar mühendislerin konuya ilgilerini artırmıştır. Maddi zararların büyük boyutlara ulaşması sonucunda, heyelan sorununu incelemek üzere çeşitli kuruluşlar oluşturulmuştur. 1913 yılında İsveç'te kurulan Stetaus Jarnagas, Geotekniska Comission ile Amerika'da kurulan American Society of Civil Engineers kuruluşları bunlar arasında sayılabilir. Bu kuruluşlar, heyelan sorununu incelemişler ve sonuç olarak uygulamada geçerli olan bir takım yöntemler önermişlerdir. Bu araştırmalardan, K.E. Peterson'un kayma yüzeyinin dairesel silindir olduğu yönündeki raporu önemli bir çalışma olarak görülmektedir. Aynı konuda Fellenius önemli çalışmalar yapmış, uygulamada çok geçerli olan sonuçlara varmıştır. Fellenius, Erdstatische Berechnungen adlı eserinde, kohezyon ve içsel sürtünme açısını içeren bir "Şev Stabilite Analizi" yöntemi geliştirmiştir. Daha sonraları Terzaghi'nin zemin mekaniğine kazandırdığı ayrıntılı açıklamalardan yararlanan araştırmacılar, heyelan konusunu daha ayrıntılı olarak incelemişler ve önemli sonuçlara varmışlardır. Daha sonradan yapılan çalışmalarda daha önceki çalışmalardaki dilim metodunda ihmal edilen yanal kuvvetler hesaba katılmaya başlanmıştır. Janbu, Bishop bu konuda çalışmalar yapmışlardır. Bu konuda daha sonraları Bishop ve Morgenstern, Morgenstern, Morgenstern ve Price'in çalışmaları olmuştur. Bu çalışmalarda bir yönden stabilite analiz yöntemleri geliştirilirken diğer yönden de laboratuvar yöntemlerinin geliştirilmesi ve ortaya konan yöntemlerin uygulama sınırlarının genişletilmesi amaçlanmıştır. Bugünde heyelan olayları, mühendisler ve araştırmacılar için büyük problemler içermektedir. Kayma yüzeyinin belirlenmesi için, kullanılan,  $\phi$  dairesi, dilim metodu aşağı yukarı aynı sonucu vermektedir. Bu yöntemlerden herhangi birinin uygulanması ile yapılan analizlerde güvenlik sayısının 5 ile 6 olmasına rağmen heyelanlara yine de rastlanıldığı görülmektedir. Fisürlü killerdeki kaymalar da mühendisler için önemli birer problem oluşturmaktadır. Kayma yüzeyini belirleyen geliştirilmiş yöntemler ve problemin çözümünde kullanılabilecek yeni algoritmalar yerine laboratuvar deneylerinden elde edilen sonuçları ve gözlemlerden elde edilen bilgileri pratikteki problemlere daha iyi uygulama olanakları araştırılmaktadır. Yeni kayma yüzeyi denklem ve biçimleri yerine, artık araştırmacılar, laboratuvar deneyleri sonuçları ile gözlemlerden elde edilen bilgileri pratik problemlere daha iyi uygulama olanaklarını araştırmaktadırlar. Şevin göçmeye karşı güvenliği her zaman istenen seviyede olmayabilir. Bu gibi durumlarda sev güvenliğinin artırılabilmesi için fazladan önlemler alınması, şeve dışarıdan müdahale edilmesi gerekir. Şev stabilizasyonu göçmeye karşı kuvvetleri arttırmaya ve şevde kaydırıcı kuvvetleri azaltmaya yöneliktir. Bu işlem istinat yapıları, zemin özelliklerini iyileştirme, arazi koşullarını

değiştirme gibi çeşitli şekillerde yapılabilir. Kaydırıcı kuvvetlerin azaltılması için alınacak tedbirler;

- Şev yükünün azaltılması
- Şev eğiminin azaltılması
- Şev güçlendirilmesi

olarak sayılabilir. Kaymaya karşı koyan kuvvetlerin artırılması için alınacak tedbirler ise;

- Drenaj ile kayma mukavemetinin artırılması
- Dayanak yapıları
- Zeminin güçlendirilmesi

şeklinde. Kaydırıcı kuvvetler; zemin kazısı yapılarak, şev yatıklaştırılarak ve palye yapımı ile sağlanabilir. Şev kitlesine yüzey sularının girmesinin engellenmesi (kafa hendekleri, yüzeysel drenaj, vb.) şev kitlesi içindeki suların drenajı (iç drenaj), tutucu yapılar (dayanma duvarları palplanş perdeleri, kazıklı perde vb. ) ise kaymaya karşı koyan kuvvetlerin azaltılması için alınacak tedbirler arasında sıralanabilir (Uzuner, 2007). Ayrıca zemin çivileri, mini kazıklar, geosentetik uygulamaları vb. yöntemler ile zemin güçlendirilebilir. Şev güçlendirmesi ve drenaj özelliklerinin birlikte sağlandığı, uygulaması kolay ve maliyeti düşük olan diğer bir yöntem ise taş kolon yöntemidir.

### **1.11. Taş Kolonlar**

Üzerinde inşaat yapılmayacak durumda olan zeminlerin iyileştirilmesi özellikle 1950’li yıllardan sonra zemin mekaniği alanında önemli bir yer işgal etmiş ve geniş uygulama alanları bulur hale gelmiştir. Zeminlerin iyileştirilmesi genel anlamda zemin veya kayma kitlesinin kayma direncini, dayanımını artıran, geçirimsizlik ve hacimsel değişim yeteneğini azaltan her türlü işlem olarak adlandırılır. Zeminlerin stabilizasyonunda iki yol vardır. Bunlardan birincisi; zemine herhangi bir katkı maddesi (çimento, kireç, bitüm, reçine vb.) karıştırmadan ve zemin kitlesinde herhangi bir kimyasal reaksiyon oluşturmadan sıkıştırmak (kompaksiyon), farklı dane dağılımına sahip zeminlerle karıştırarak uygun bir dane dağılımı elde etmek gibi yöntemlerle özelliklerinin amaca uygun hale getirilmesidir. Bu yöntem kısaca mekanik stabilizasyon olarak adlandırılır. İkinci yöntem ise, zemin içerisine bir katkı maddesi (çimento, kireç, bitüm, reçine vb.) karıştırmak suretiyle zemin kitlesi içerisinde kimyasal reaksiyon oluşturarak zeminin

amaca uygun hale getirilmesidir. Bu yöntemde kısaca kimyasal stabilizasyon olarak adlandırılır (Aytekin, 2004).

Kompaksiyon, enerji uygulamak suretiyle zemin yoğunluğunun artırılması işlemidir. Kompaksiyonun amacı zemin kütlesinin dayanım, permabilite, oturma ve erozyon olayına karşı mühendislik özelliklerini iyileştirmektir. Son yıllarda tüm bu özelliklerin iyileştirilmesini amaçlayan özel kompaksiyon yöntemleri ortaya çıkmıştır. Bu yöntemler geleneksel kompaksiyonun yerini almaktan ziyade özel şartlara sahip zeminlerin kompaksiyonu için alternatif olarak geliştirilmiştir. Özel kompaksiyon tekniklerinden birisi de taş kolon yöntemidir.

Özel kompaksiyon tekniklerinden birisi olan taş kolon yöntemi, geoteknik mühendisliğinde yumuşak ve gevşek zeminlerin ıslahında yeni ufuklar açmıştır. Taş kolon yöntemi ile;

- Zeminlerin taşıma gücünün artırılması,
- Oturmaların azaltılması,
- Konsolidasyon süresinin kısaltılması
- Şev stabilitesinin artırılması
- Sıvılaşma potansiyelinin azaltılması mümkündür.

Taş kolon yöntemi; basit olarak zeminde bir delik oluşturulması, ardından bu deliğe kademeler halinde doldurulan taşın vibrasyon ya da darbe etkisi ile düşey ve radyal yönde sıkıştırılması aşamalarından oluşmaktadır.

Taş kolonların ilk uygulaması, 1835 yılında Fransız ordusunun mühendisleri tarafından ağır silah fabrikası ve mühimmat deposundan oluşan yapının zemininin iyileştirilmesi amacı ile yapılmıştır. Temel zeminine kazıklar sokulup ardından geri çekildikten sonra oluşan deliğe kırma taş ve kireç taşı doldurularak 2 m boyunda, 10 kN taşıma kapasitesine sahip taş kolonlar imal edilmiştir (Osmanoğlu, 1999). Fakat taş kolon tekniği bu uygulamanın ardından uzun yıllar unutulmuş ve 1939 yılında tekrar Almanya'da kullanım alanı bulmuştur. Taş kolon tekniği 1950 yılından beri Avrupa'da, 1972 yılından beri de Amerika'da yaygın olarak kullanılmaktadır.

### 1.11.1. Yapım Metotları

Taş kolon yönteminde dolgu malzemesi olarak taş, kum, çakıl, beton, briket ve tuğla kırıklarından herhangi birisi kullanılabilir. Fakat yapılacak imalatlarda dolgu malzemesinin temiz, sert, plastik olmayan ve kimyasal reaksiyona girmeyen doğal kırma taş olmasına özen gösterilmelidir. Taş kolonların imalatındaki temel aşamalar;

- Zemin içerisinde düşey bir deliğin oluşturulması
- Oluşturulan deliğe malzemenin doldurulması
- Sıkıştırma

şeklinde sıralanabilir. Yapım metotları taş kolonun performansında önemli bir etkiye sahiptir. Günümüzün gelişen teknolojisi, farklı ekipmanların daha kolay elde edilmesi ve kullanım kolaylığı sağlaması sayesinde taş kolonların imalat metotları oldukça gelişmiştir. Temel seçim kriterleri ve iyileştirmeden beklenen sonuçlar göz önüne alındığında her metodun uygulama alanı neredeyse özelleşmiştir. Taş kolonların imalat metotları günümüzde genel olarak;

- Vibroflatasyon metodu
- Tokmıklama metodu
- Diğer metotlar

olmak üzere olarak 3'e ayrılırlar.

#### 1.11.1.1. Vibroflatasyon Metodu

Vibroflatasyon metodu zayıf zeminlerin iyileştirilmesinde, dünya genelinde yaygın olarak kullanılmaktadır. İyileştirme, kohezyonsuz zeminlerin derin kompaksiyonu sayesinde sağlanmaktadır. Vibroflatasyon metodu;

- Vibro-yerdeğiştirme metodu (ıslak metot)
- Vibro-öteleme metodu (kuru metot)

olmak üzere ikiye ayrılabilir. Vibroflatasyon metodunun daha iyi anlaşılabilmesi için bu metotta kullanılan ve vibroflat adı verilen aletin çalışma şeklinin anlaşılması gereklidir.

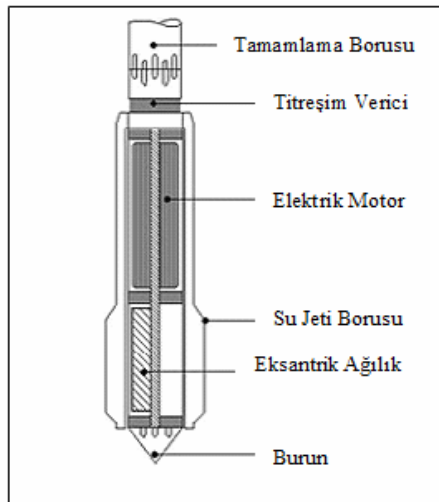
### 1.11.1.1. Vibroflot

Uzun, ince, çelik bir tüp olan vibroflot; vibratör ve tamamlama borusu olan iki kısımdan oluşur. Vibroflotun kalbi sayılan vibratör, 300-400 mm çapında, 2 ila 4 m arasında değişen uzunlukta içi boş silindirik gövdeden oluşur. Bu kısım özel bir elastik bağlantı aparatı ile tamamlama borusu ile birleşir.

Vibroflotun alt kısmında bulunan eksantrik ağırlık, elektrikli veya hidrolik motor ile düşey yönde 1800 devir ile çalışır. Ayrıca 350 kN'a kadar merkezkaç kuvveti üretebilir. Vibroflotun toplam ağırlığı, tamamlama borusuna eklenebilen ağırlıklar sayesinde 12 m vibrasyon için 4 ton ile 8 ton arasında olabilir. Şekil 1.3'de Vibroflotun önemli kısımları, şeması ve görünümü verilmiştir.

Vibroflot çalışırken, farklı seviyelerinde bulunan suyun vibratörün üst kısmından dışarı atılması gereklidir. Düşük basınçlı su jeti uygulamalarında vibroflotun alt kısmında kalan suyun esnek bir boru ile vibratörün uç kısmına çekilip oradan dışarı atıldıktan sonra işleme son verilmesi gerekir. Yüksek basınçlı su jeti uygulamalarında su tamamlama borusundan girer ve burun kısmından çıkarak işlem gerçekleşir.

Vibroflot ekipmanları paletli bir kreyn ile desteklenebilir. Motora güç dağıtmak için, bu kreyn üzerine monte edilmiş dizel hidrolik pompa ya da 250 kW taşınabilir jeneratör kullanılır. Bu durum aletin etkinliğini ve manevra gücünü artırır.

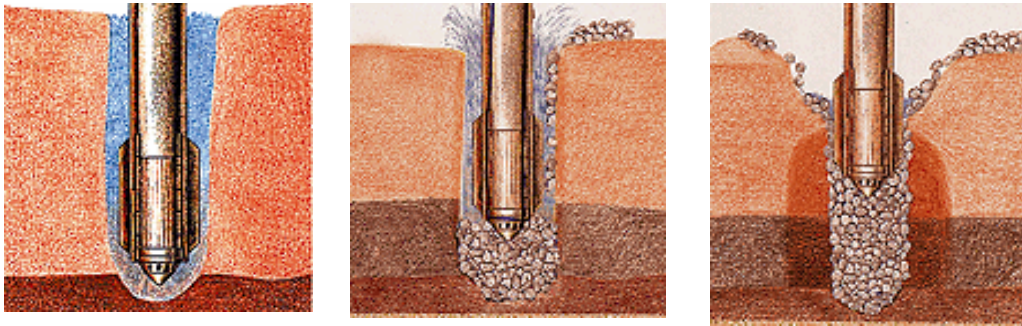


Şekil 1.3. Vibroflotun önemli kısımları (URL-1, 2009).



### 1.11.1.1.2. Vibro-Yerdeğiştirme Metodu (Islak Metot)

İlk olarak 1960'lı yılların başlarında Almanya'da kullanılmıştır. Vibro-yerdeğiştirme metodunda (ıslak metot) 30-46 cm çapında dönel bir sondanın kendi ağırlığı, uygulanan vibrasyonun etkisi ve su jeti yardımı ile zeminde istenilen derinliğe kadar delik açılır. Kılıflanmış olan delik, su jeti ile yıkanarak 40-80 cm tabakalar halinde kolon malzemesi içerisine doldurulur ve malzeme vibrasyon yardımı ile sıkıştırılır. Sıkıştırma işlemi ile birlikte malzeme delik çeperlerine doğru itilmiş olur. Şekil 1.4'de vibro-yerdeğiştirme metodu ile taş kolonların imali göstermektedir.



Şekil 1.4. Vibro-yerdeğiştirme metodu ile taş kolonların imali (URL-2, 2008).

İmalat sırasında oluşan kayma gerilmeleri zeminin koparak delik içerisine akmasına yol açacak kadar büyükse; dökülen zemin parçaları, su akımı vasıtasıyla yüzeye taşınmalıdır. Malzemenin tabakalar halinde dökülüp sıkıştırılmasından dolayı taş kolon, delik çeperinde dengeye ulaşıncaya kadar genişleme yapar. Bu nedenle kolon çapı derinlik ile değişebilir. Taş kolonların çapı, kolon başı, kolon sonu ve yumuşak zeminin geçildiği bölgelerde daha büyük olur (Munfakh, 1984). Bu yöntemin başarı ile uygulanmasındaki en önemli etken, zemin içerisinde bulunan ince danelerin çepere sıvanarak taş kolonun geçirimsiz hale gelmesini engelleyen ve açılan delik çeperinin imalat sırasında stabilitesini sağlayan su jetidir.

Vibro-yerdeğiştirme metodu, yumuşak ve katı her türlü zemin koşullarında, yer altı su seviyesinin yüksek olduğu alanlarda, kendini tutma problemi olan zeminlerde kullanılabilir. Özellikle yumuşak zeminlerde uygulama yapılırken, yüzeye doğru devam eden su akımı vasıtasıyla delik çeperinin stabilizasyonunu sağlamak ve sonda içerisine dökülen malzemenin zemin içine karışmadan temiz bir şekilde yerleşip sıkışmasını

sağlamak amacı ile sonda, imalat süresince su içerisinde kalır. Yöntemde önemli miktarda su kullanılması imalatın yapıldığı sahada yeterli su kaynağının bulunması gerekliliğini ortaya çıkarır. İmalat sırasında yüzeye çıkacak olan suyun uygun şekilde uzaklaştırılması gerekir. Ayrıca kolon imalatının yapıldığı alanda oluşabilecek su birikintileri, saha koşullarını etkileyerek taş kolonun imalatını takip edecek diğer imalatlarda uygulama zorluğu çıkarabilir.

#### 1.11.1.1.3. Vibro-Öteleme Metodu (Kuru Metot)

İlk olarak 1970'li yılların başlarında Almanya'da kullanılan vibro-öteleme metodunda, dönel sonda zayıf zemin veya dolgunun içerisine kendi ağırlığı, vibrasyon ve hava basıncı yardımıyla istenilen derinliğe kadar indirilir. Vibro-öteleme metodunun Vibro-yerdeğiştirme metodundan en önemli farkı penetrasyon aşamasında su kullanılmamasıdır. Çevresel koşullar ya da alanda su sıkıntısının bulunduğu durumlarda bu metot seçilebilir.

İstenilen derinliğe ulaşıldıktan sonra sonda delikten çıkartılır ve taş kolon malzemesi tabakalar halinde dökülür. Her tabakanın doldurulmasının ardından, sonda deliğe tekrar sokulur ve malzemenin üzerine uyguladığı kuvvetle malzemeyi düşey ve radyal yönde iyice sıkıştırarak taş kolon oluşturulmuş olur. Kuru yöntemde, ıslak yöntemin aksine deliğin zemini öteleme ile oluşturulması sebebiyle dışarı yönde herhangi bir zemin çıkışı söz konusu değildir. Vibro-öteleme metodu ile taş kolonların imalatı Şekil 1.5'de verilmiştir.

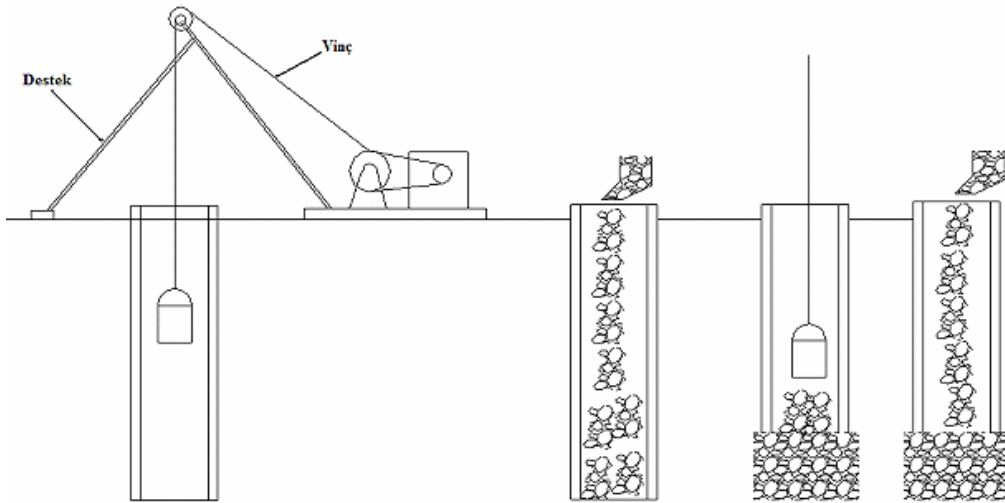


Şekil 1.5. Vibro-öteleme metodu ile taş kolonların imalatı (URL-3, 2008).

Vibro-öteleme metodu ile imal edilen taş kolon çapları genellikle Vibro-yerdeğiştirme metodu ile imal edilenlerden küçük olmaktadır. Çapın genellikle küçük olmasının nedeni, imalatın genellikle dışarıda zemin almadan yapılması ve metodun genellikle sert zeminlerde uygulanmasıdır. Bu metodun kullanılmasını kısıtlayan faktör, imalat yapılan zeminin delik açılmasından malzemenin delik içerisine yerleştirilmesine kadar geçen süre içerisinde kendini tutması gerekliliğidir. İmalatta bu kriterlerin sağlanabilmesi için Vibro-öteleme metodu, Vibro-yerdeğiştirme yöntemine göre daha sağlam, hassasiyeti düşük ve yer altı su seviyesi daha düşük zemin koşullarında uygundur (Jebe ve Bartels, 1983).

### 1.11.1.2. Tokmıklama Metodu

Bu yöntemin esası, ucu açık ya da kapalı kaplama borusu ve sondaj ekipmanının zemine sokulması ile zeminde bir delik açılmasıdır. Bu yöntemde, taş kolonlar zemin içerisine tabakalar halinde dökülür. Dökülen her tabakadan sonra kaplama borusu içerisindeki tokmak ile tabakalar iyice sıkıştırılır. Bu arada kaplama borusu hızla geri çekilir ve tokmıklama işlemi yardımı ile taş kolon malzemesi zemin içerisine iyice yerleştirilmiş olur. Yöntemde kaplama borusunun zemine önceden sokulması sebebi ile deliğin stabilitesi sorun teşkil etmez. Şekil 1.6'da tokmıklama metodu ile taş kolonların imalatı gösterilmiştir.

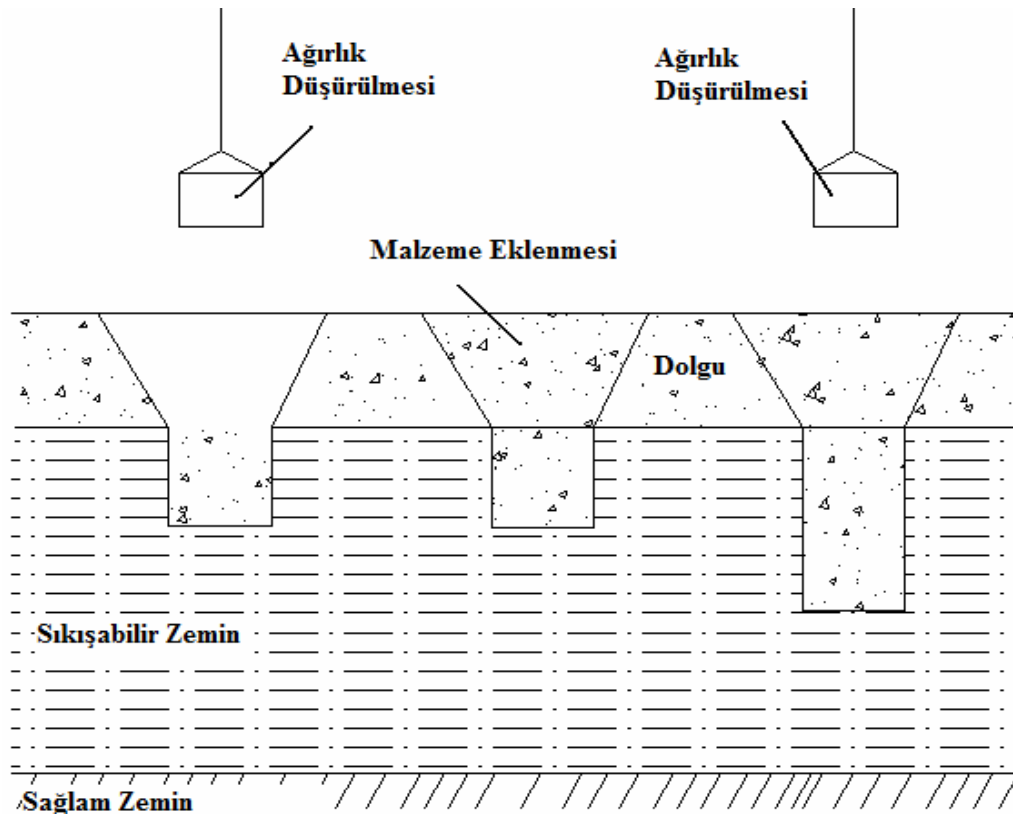


Şekil 1.6. Tokmıklama metodu ile taş kolonların imalatı

### 1.11.1.3. Diğer Metotlar

#### 1.11.1.3.1. Dinamik Yerdeğiştirme Metodu

Dinamik konsolidasyon ve taş kolon tekniklerinin birlikte kullanılması sonucunda ortaya çıkmış bir tekniktir. Bu yöntem temel altındaki zeminlerde ve iki tekil temel arasında kalan bölgede uygulanabilir. İlk olarak 1980 yılında Fransa'da uygulanmıştır. Yöntemde sıkışabilir zemin tabakası üzerine serilen dolgunun üzerine ağırlık düşürülerek, dinamik konsolidasyon yönteminde olduğu gibi stabilize malzemenin sıkışabilir zemin tabakasına doğru ilerlemesi sağlanır. Stabilize malzemenin düşey yönde sıkışması sonucunda oluşan boşluk yeniden aynı malzeme ile doldurulur ve yeniden ağırlık vasıtası ile sıkıştırılır. Bu işleme projede belirlenen taş kolon boyuna erişilinceye kadar devam edilir. Yöntem ile çok derin olmamakla birlikte iyi sıkışmış taş kolonlar elde edilir. Ayrıca düşürülen ağırlık sayesinde kolonlar altındaki zeminin iyice sıkışması sağlanmış olur. Yönteme ait şematik gösterim Şekil 1.7' de verilmiştir (Liasu, 1984).



Şekil 1.7 Dinamik yerdeğiştirme metodu ile taş kolonların imali (Liasu, 1984).

### 1.11.1.3.2. Tampon Metodu

Bu yöntemde bir kaplama borusunun içerisine yerleştirilen iki adet ağırlık tipi vibratör zemine sokulur. Borunun içerisine zemin dolmasını, özel olarak tasarlanan kılıf ucu ve burada oluşturulan kum-çakıl tampon sağlar.

Sert zeminlerde imalat esnasında su jeti veya hava jeti kullanılabilir. Kaplama borusu ile istenilen derinliğe ulaşıldıktan sonra kaplama borusu geri çekilirken taş kolon malzemesi kaplama borusu üzerindeki giriş ağzından içeri dökülür ve sıkıştırılmış hava ile itilerek kaplama borusu çıkartılır.

### 1.11.1.4. Yapım Metotlarının Karşılaştırılması

Taş kolonların yapım metotları genel olarak karşılaştırıldığında aşağıdaki gibi sonuçlara ulaşılabilir.

- Tokmaktama metodu diğer vibroflatasyon metotlarına göre belirgin bir avantaja sahiptir ve gelişmiş ülkelerde yaygın şekilde kullanılmaktadır.

- Vibro-yerdeğiştirme metodunda deliğin stabilitesini sağlamak gereksimi olmadığından dolayı imalat hızı oldukça yüksektir. Bu nedenle hızlı bitirilmesi söz konusu olan projelerde tokmaktama yöntemine göre tercih edilebilir.

- Vibro- yerdeğiştirme metodunda (ıslak metot) büyük miktarda (dakikada 300-1000 lt. arası) suya ihtiyaç vardır. Bazen bu miktarda kaliteli suyu temin etmek kolay olmayabilir. Ayrıca ince daneler kirlilik problemi oluşturabilirler. Vibro- öteleme metodu ise (kuru metot) temiz bir metottur. Fakat buradaki temel kıstas deliğin stabilitesini sağlamak olduğundan yer altı su seviyesi düşük olduğu durumlarda ve zemin mukavemeti nispeten yüksek olduğu durumlarda kullanılır.

- Vibro- öteleme metodu ile imal edilen taş kolonlar düşey yüklemeye maruz kaldığında, yöntemin özelliği ve imalat aşamaları göz önüne alındığında küçük yanal değişimler sonucunda dahi kolonu çevreleyen zeminde pasif basınçların harekete geçmesini sağlar. Ancak bu yöntemin kullanılması, kolon etrafında geçirimsizliği düşük bir sınırlama bölgesi oluşmasına ve konsolidasyon hızının azalmasına yol açar. Bu yöntemde kolon içerisine giren çevre zemini kolon mukavemetini önemli ölçüde düşürür.

- Vibro-öteleme ve Vibro-yerdeğiştirme metodunda taş kolon malzemelerinin sıkıştırılırken tabaka kalınlıklarının 0,5 metreyi geçmemesi gerekmektedir.
- Tokmaktama metodu işçilik maliyetlerinin düşük olduğu ve işsizlik oranının yüksek olduğu ülkelerde vibroflatasyon metotlarında ekipman maliyetlerinin yüksek olması nedeni ile tercih edilebilir. Çünkü tüm giderler hesaplandığında tokmaktama metodunun maliyeti daha düşük olmaktadır. Ayrıca vibroflatasyon metotlarında kullanılan enerji miktarı tokmaktama metodunun hemen hemen iki katıdır.

### **1.11.2. Taş Kolonların Özellikleri**

#### **1.11.2.1. Taş Kolonun Çapı**

Oluşturulacak taş kolonun çapı;

- Uygulama yapılacak alanda bulunan zeminin sıklığına
- Zeminin mukavemet özelliklerine
- İmalat metoduna
- Uygulanan sıkıştırma enerjisine

bağlıdır. Vibro-öteleme ve Vibro-yerdeğiştirme tekniklerinde taş kolonların çapları genellikle 100 cm civarında, tokmaktama yönteminde ise 80 cm civarında olmaktadır. Ayrıca projede belirlenen taş kolon çapları ile imalat sırasında oluşan taş kolon çapları arasında farklılık görülebilir. İmalat sırasında oluşan taş kolonların çaplarını belirlemek için yaklaşık yöntemler mevcuttur. Bunlardan birincisi imal edilen taş kolonların açılarak izlenmesi sonucunda çapların belirlenmesidir. Bir diğer yöntem ise kullanılan çakıl miktarının belirlenmesidir.

#### **1.11.2.2. Taş Kolonun Boyu**

Taş kolonların boyları belirlenirken, oturmaların azaltılabilmesi, yüksek mukavemet ve taşıma gücüne erişilebilmesi amacı göz önünde tutulmaktadır. Bunun için genellikle yumuşak zemin tabakalarının geçilip sağlam zemin tabakalarına oturtulması dolayısı ile uç kazığı özelliği kazandırılması genel bir kural olarak benimsenmiştir. Sağlam zemin

tabakasının taş kolonun uzatılmayacağı kadar derinde olması durumunda ise taş kolonun boyu yumuşak zemin tabakasında sona erdirilebilir. Bu durumda taş kolon herhangi bir uç dirence sahip olmayacağı için yüzen kolon davranışı gösterecektir. Yüzen kolon gibi tasarlanmış taş kolonlar sağlam zemine indirilen taş kolonlar kadar yüksek taşıma gücüne sahip olmamakta ve oturmaların miktarındaki azalma da sağlam zemine oturanlar kadar fazla olmamaktadır. Sağlam zemin kotuna bağlı olarak taş kolonlar 6-10 m. boyunda imal edilirse ekonomik çözüme ulaşılmış olur.

### **1.11.3. Taş Kolon Malzemesinin Dane Çapı Dağılımı**

Taş kolonların oluşturulmasında dolgu malzemesi olarak genellikle 1.3-7.6 cm arasında değişen iyi derecelendirilmiş taş ya da çakıl kullanılır. Aslında taş kolon malzemesinin çapının üst sınırı farklı yerel şartlar ve standartlarda farklılıklar göstermektedir. Çin standardına göre üst sınır 80 mm iken Greenwood 70 mm ve Terzaghi vd. ise sınırın 150 mm.'ye kadar çıkabileceğini belirtmişlerdir. Fakat genel olarak uygulamalarda 100 mm'yi pek geçmemiştir. İyi derecelenmiş malzemenin bulunmaması yada ekonomik olmaması durumunda kırmataş malzemedeki kullanılabilir. Ancak üniform dağılımlı malzemelerin kullanılmaması durumunda, kolonu çevreleyen kil zeminin kolon içerisine sızarak mukavemet ve geçirimsizliği azaltacağı, konsolidasyonu yavaşlatarak istenilen iyileştirmenin sağlanamayacağı göz önünde bulundurulmalıdır. Eğer doğal ve iyi derecelendirilmiş malzeme kullanılması mümkün değilse kırmataş malzemenin birkaç farklı çaptan uygun oranda seçilerek karıştırılıp dolgu malzemesinin kullanılması uygun olacaktır. Her iki türlü malzemenin elde edilmesi veya maliyetinin yüksek olması durumunda kullanılacak olan beton, tuğla veya kiremit parçalarının ilave dolgu malzemesi olarak kullanılırken dikkat edilmeli, bu tür dolguların killerde kullanılmasından özenle kaçınılmalıdır (Jebe ve Bartels, 1983).

#### **1.11.3.1. Taş Kolon Malzemesinin İçsel Sürtünme Açısı**

Taş kolonları içsel sürtüne açısı taş kolon tasarımında önemli bir parametre olmasına karşın genellikle ampirik olarak elde edilir yada benzer uygulamalar göz önüne alınarak

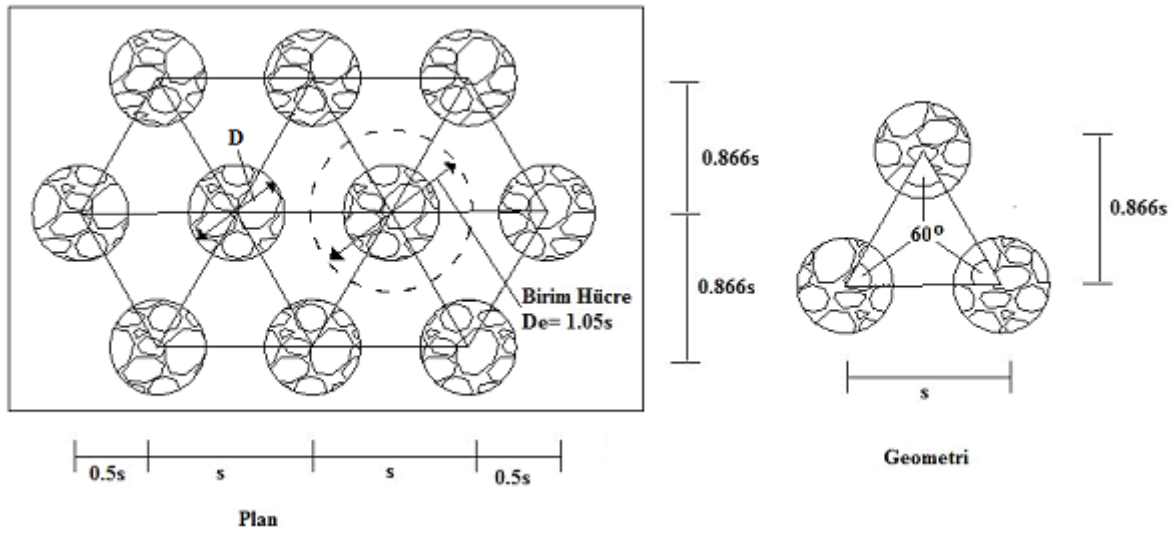
seçilir. Bugüne kadar yapılmış çalışmalarda taş kolonların içsel sürtünme açısının 35 ila 45 derece arasında değiştiği görülmektedir.

### 1.11.3.1.1. Taş Kolon Yerleşim Aralıkları

Taş kolon uygulamaları;

- Dikdörtgen yerleşim
- Eşkenar üçgen yerleşim

olmak üzere ikiye ayrılır. Uygulamalarda genellikle dikdörtgen yerleşim şekli tercih edilmektedir. Şekil 1.8’de taş kolonlarda eşkenar üçgen dizilimi verilmiştir.



Şekil 1.8. Taş kolon eşkenar üçgen dizilimi (Barksdale ve Bachus, 1983).

### 1.11.3.2. Taş Kolonlar ile İlgili Temel Kavramlar ve Bağlıntılar

#### 1.11.3.2.1. Eşdeğer Çap

Oturma ve stabilite analizlerini yapabilmek için her bir kolonu çevreleyen zemin kolon ile birlikte düşünülmelidir. Bu kolonu çevreleyen zeminin alanı düzgün altıgenden



oluştugu için buna yakın bir değerde, aynı alan değerine sahip bir daire kabul edilebilir. Eşkenar üçgen yerleşimli kolonlar için bu eşdeğer dairenin efektif çapı;

$$D_e = 1.05s \quad (1.9)$$

kare yerleşimine göre ise;

$$D_e = 1.13s \quad (1.10)$$

olarak bulunur. Burada  $s$ , kolon merkezleri arasındaki mesafedir. Buna göre  $D_e$  çapına sahip ve hesap yapılan alanı içerisine alan silindirik birim içerisinde zemin ve taş kolondan oluşan yapı birim hücre olarak adlandırılır. Taş kolon ve birim hücrenin merkezleri ortaktır.

#### 1.11.3.2.2. Alan Değişim Oranı

Taş kolonlar ile değiştirilen zemin hacmi iyileştirilmiş zeminin performansında önemli bir etkiye sahiptir. Genel uygulamalarda kaba yaklaşımla alan değişim oranı %20-%40 arasında değerler alır. Bu değerdeki alan değişim oranları ile yapılan imalatlarla ilgili kayıtlar, zeminin taşıma gücü ve mukavemet özelliklerinde kayda değer bir iyileştirmenin sağlandığını göstermektedir. Düşük yükleme alanlarında konsolidasyon hızını artırmak ve farklı oturmaların azaltılmak istendiği durumlarda alan değiştirme oranını %15'den düşük olabilir. (Juran vd. 1988). Değiştirilen zemin miktarını belirlemek amacıyla, alan değişim oranı,  $a_c$ ;

$$a_c = A_c / A \quad (1.11)$$

şeklinde tanımlanabilir. Burada;

$A_c$  : Sıkıştırıldıktan sonra taş kolonun alanı

$A$  : Birim hücrenin toplam alanı

olarak tanımlanabilir. Zemin alan oranı ise;

$$a_c = A_s / A \quad (1.12)$$

$$a_c = 1 - a_c \quad (1.13)$$

bağıntılarından hesaplanabilir. Alan değişim oranı ayrıca;

$$a_c = C_1 (D/s)^2 \quad (1.14)$$

formülü ile hesaplanabilir. Burada;

D : Sıkıştırılmış Taş Kolonun Çapı

s : Merkezden Merkeze Taş Kolonlar Arasındaki Mesafe

C<sub>1</sub> : Taş Kolonların Dizilimine Göre Belirlenen Sabit Bir Katsayı

C<sub>1</sub> katsayısı, kare dizilim için 0.785, eşkenar üçgen dizilimi için ise 0.907 olarak alınır. Buna göre kare dizilimine göre a<sub>c</sub> ;

$$a_c = 0.785 (D/s) \quad (1.15)$$

Eşkenar üçgen dizilimine göre ise a<sub>c</sub> ;

$$a_c = 0.907 (D/s)^2 \quad (1.16)$$

olarak alınır.

### 1.11.3.2.3. Gerilme Konsantrasyon Oranı

Taş kolon üzerine bir dolgu veya temel yerleştirildiğinde, taş kolonda önemli miktarda bir gerilme artışı meydana gelir ve çevresinde bulunan zeminde oluşacak gerilme miktarı azalır. Zeminde ve taş kolonda meydana gelen düşey oturmalar neredeyse aynı olduğu ve taş kolon zemine göre daha rijit olduğu için gerilme konsantrasyonu taş kolon içerisinde meydana gelir.

Birim hücre kavramına uygun, kabul edilebilir genişlikte, göreceli olarak üniform yükün etkideği, eşkenar üçgen veya kare yerleşimli bir taş kolon grubu göz önüne

alındığında, düşey gerilme dağılımı aşağıda tanımlanan gerilme konsantrasyonu faktörü,  $n$  ile ifade edilebilir.

$$n = \sigma_s / \sigma_c \quad (1.17)$$

Burada;

$\sigma_s$  : Taş Kolon İçerisindeki Gerilme

$\sigma_c$  : Zemin İçerisindeki Gerilme

olarak tanımlanır. Formülden de anlaşılacağı üzere temelden gelen yük nedeniyle kolonda ve zeminde oluşacak olan gerilme miktarlarının oranı, gerilme konsantrasyon faktörü  $n$  olarak tanımlanır. Barksdale ve Bachus (1983) çeşitli arazi ölçümlerinden elde edilen gerilme konsantrasyon oranlarını tablo halinde sunmuşlardır. Bu çalışmada 12 farklı sahada ölçüm yapılmış ve bunların 4 tanesinde ölçümler 3 metre ve 15 metre derinlikte yapılmıştır. 15 haftalık konsolidasyon döneminden sonra alınan ölçüm sonuçları Tablo 1.6'da verilmiştir. Birim hücre içerisinde verilen bir derinlikte var olması gereken ortalama gerilme, birim hücre içerisindeki düşey kuvvetlerin dengesi için verilen alan değişim oranı ile aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$\sigma = \sigma_c a_c + \sigma_s (1 - a_c) \quad (1.18)$$

Bu denklemden kohezyonlu zemindeki ve taş kolondaki gerilmeler, gerilme konsantrasyon faktörü ( $n$ ) kullanılarak;

$$\sigma_s = \frac{\sigma}{[1 + (n - 1)a_c]} = \mu_s \sigma \quad (1.19)$$

$$\sigma_c = \frac{n\sigma}{[1 + (n - 1)a_c]} = \mu_c \sigma \quad (1.20)$$

hesaplanabilir. Burada  $\mu_s$  ve  $\mu_c$  zemindeki ve taş kolondaki gerilmelerin oranıdır.  $\sigma$ ,  $\sigma_s$  ve  $\sigma_c$  etkiyen yüklemeye bağlıdır. Ayrıca başlangıçtaki efektif (veya toplam) düşey jeolojik gerilmeler ve yanal gerilmeler de önemlidir. Yukarıdaki iki eşitlik, etkiyen yüke göre taş kolondaki ve zemindeki gerilmeyi veren oturma ve stabilite analizlerinde oldukça kullanışlıdır.

Tablo 1.6. Taş kolonlarda gözlemlenen gerilme yoğunluğu faktörleri (Barksdale ve Bachus, 1983).

Deney Tipi	Yerleşim Biçimi	Gerilme Oranı, n	Zaman Değişim	Taş Kolon Uzunluğu	Zemin Durumu
Dolgu	Kare s = 1.7 m D = 0.9 m a <sub>s</sub> = 0.25	2.8 (Ortalama)	Sabite Yakın	6.7-7.9	Yumuşak kil
Yükleme Deneyi	Eşkenar Ü. s = 1.8 m D = 1.2 m a <sub>s</sub> = 0.43	3.0 (Başlangıç) 2.6 (Son)	Azalıyor	6.3	Çok yumuşak ve yumuşak kumlu silt ve kil
Deneme Dolgusu	Eşkenar Ü. s = 2 m D = 1.1 m a <sub>s</sub> = 0.26	2.6-2.4 (Başlangıç) 4.0-4.5 (Son)	Artıyor	20	Organik malzemeli çok yumuşak kil.silt,kum
Dolgu	a <sub>s</sub> = 0.1-0.3	4.9 (Ortalama)	Artıyor	Değişken	Çok yumuşak ve yumuşak çökeltiler
Model Deney	D = 0.03 m a <sub>s</sub> = 0.07-0.4	1.5 – 5	Sabit	Değişken	Yumuşak kil

#### 1.11.3.2.4. Oturma Azaltım Oranı

Taş kolon uygulamalarının temel amaçlarından biride iyileştirilmiş zeminde oluşacak oturmaların azaltılmasıdır. Bu kavram oturma azaltım faktörü ( $\beta'$ ) ile tanımlanır ve aynı yüklenme koşullarında iyileştirilmiş zeminin oturmasını iyileştirilmemiş zeminin oturmasına oranlanması ile bulunur ve

$$\beta' = S/S' \quad (1.21)$$

şeklinde formüle edilir. Burada S iyileştirilmiş zeminin oturmasını, S' ise iyileştirilmemiş zeminin oturmasını ifade etmektedir.

#### **1.11.4. Taş Kolon Davranışını Etkileyen Faktörler**

##### **1.11.4.1. İmalat Metodu**

Taş kolonların imalatları sırasında deliğin açılması ve taş kolon malzemesinin sıkıştırılma usullerinin farklı olması nedeniyle taş kolonların davranışları önemli ölçüde imalat tekniğine bağlıdır. Genel olarak uygun zemin koşullarında vibro-yerdeğiştirme ve vibro-öteleme yöntemleri ile oluşturulan taş kolon çapları tokmaktama yöntemine göre daha büyüktür. Vibro- yerdeğiştirme ve vibro-öteleme metotlarında taş kolon malzemesi titreşimli şekilde yerleştirildiği için imalat sırasında zemin düşey doğrultuda ve radyal doğrultuda sıkışır. Dolayısıyla tokmaktama yönteminde vibrasyonlu yöntemlere nazaran kolonda yanal genişlemenin daha az olması beklenir. Bununla birlikte farklı tekniklerle kolonu çevreleyen zeminde farklı derecede yoğunlaşmalar meydana gelir ve bu da iyileştirilmiş zeminde kayma mukavemetinin farklı değerler almasına yol açar. Genel olarak tokmaktama yönteminin çevresindeki zemini en az etkileyen yöntem olduğu söylenebilir. Yumuşak zeminin taş kolon malzemesinin içerisine girmesi taş kolonun mukavemetini ve geçirimsizliğini azaltır. Vibro-yerdeğiştirme metodunda bu durum ince danelerin su jeti ile yıkanarak uzaklaştırılması sayesinde engellenir. Ancak kuru metotta tıkanmanın engellenmesi çok zordur. Tokmaklı metotta ise imalat sırasında kaplama borusu kullanıldığı için zeminin etkilenmesi en aza indirilir ve bu sayede zeminin kolona sızarak tıkanması engellenmiş olur. Dolgu malzemesinin dane çapı dağılımı da sızmanın engellenmesinde önemli rol oynar. İyi derecelenmiş granüler dolgu, filtre işlevi görerek kolona zemin sızmasını engeller.

##### **1.11.4.2. Konsolidasyon Etkisi ve Zemin Tipi**

Taş kolon imalatı sırasında boşluk suyu basınçlarında önemli artışlar olabilir. Boşluk suyu basıncının fazla artması, zemin konsolidasyona başladıktan sonra kazanılacak efektif kayma mukavemetinin ilk anda azalmasına yol açar. Boşluk suyu basıncı fazlasının dağılması, taş kolonun permabilitesine ve kolonun etkili çapını belirgin şekilde azaltabilecek olan sıvılaşma zonunun kalınlığına bağlıdır (Goughnour ve Bayuk, 1979).

Taş kolonun mukavemeti çevresinde bulunan zeminin oluşturacağı çevre basıncına bağlıdır. Dolayısı ile yerel zemin mukavemeti ne kadar yüksekse taş kolonun mukavemeti ve taşıma gücünde o kadar yüksek olacaktır. Taş kolon ile zemin arasındaki gerilme konsantrasyon oranı, kabaca zemin ile kolon arasındaki sıklık oranına eşittir.

Zeminin permabilitesi taş kolonun davranışında etkilidir. Yük transfer mekanizması kompozit sistemin konsolidasyon etkisine bağlıdır. İyileştirilmiş bir zemine bir yükleme uygulandığında eğer zeminin sıkışabilirliği çok düşük ise yük, zemin ile kolon arasında hemen hemen eşit paylaşılır. Taş kolonun düşey dren şeklinde işlev görmesi durumunda ise yüklenen zemin oturma yapar. Bu durumda kolona aktarılan yük yavaş yavaş artar. Bu konsolidasyon süreci zeminin permabilitesine bağlıdır. İyileştirme ve konsolidasyon hızının artmasından oluşan bu birleşik etki taş kolonun en önemli özelliğidir. Mühendislik özelliği açısından taş kolonların performansının analizi ve tahmini için kolonda oluşan sıvılaşma zonu dikkate alındığında kum drenlerdeki radyal konsolidasyon teorisi kullanılabilir. Ancak bu yöntemin bir sonucu olarak ortaya çıkan zemindeki etkilenme ve sıkışma sebebi ile sıvılaşma zonunun kesin olarak belirlenmesi zordur.

#### **1.11.4.3. İmalatta Kullanılan Taş kolon Malzemesi**

Taş kolon imal edilirken birçok farklı malzeme kullanılabilir. Kullanılacak dolgu malzemesinin seçimi imalat yöntemine ve malzemenin bulunabilirliğine bağlıdır. Taş, çakıl ve kum bulunamaması ya da ekonomik olmaması durumunda farklı dolgu malzemeleri kullanılarak imalat yapılabilir. Fakat bu yöntemle doldurulan taş kolonlardan tam performans alınamayacağı unutulmamalı ve hesaplarda göz önünde bulundurulmalıdır. Kolon imalatında kum ile çakıl kullanıldığında şu sonuçlarla karşılaşılabilir.

- Taş kolonlar kum kolonlara göre daha yüksek içsel sürtünme açısına sahip olurlar. Dolayısı ile aynı zemin koşullarında taş kolonun mukavemeti kum kolonlardan daha fazladır.
- Taş kolonların rijitliği kum kolonlardan daha fazladır bunun sonucu olarak gerilme konsantrasyon oranı daha yüksek ve oturmaları azaltma etkisi daha fazladır.
- Kum kolonlar doğal bir filtre tabakası oluşturur ve kolonu çevreleyen zeminin kolona bulaşmasını engeller ve bunun sonucu tıkanmaları ortadan kaldırır. Bunun için taş kolon oluşturulurken aynı şartların sağlanması, iyi derecelenme ve dane çapına bağlıdır.

#### **1.11.4.4. Yerdeğiştirme Oranı**

Kolon çapının kolonlar arasındaki mesafeye oranla çok küçük olduğu durumlarda zeminde oluşan radyal şekil değiştirmeler çok küçük olacak ve toprak basıncı katsayısı  $K_0$ 'a çok yakın bir değer alacaktır. Taş kolon çapının kolonlar arasındaki mesafeye yaklaşması durumunda, radyal şekil değiştirmeler düşey şekil değiştirmelere nazaran daha büyük olacak ve toprak basıncı katsayısı  $1/K_0$ 'a yaklaşacaktır. Dolayısı ile genel amaçlı uygulamalarda toprak katsayısı değeri,  $K_0$  ile  $1/K_0$  arasında alınabilir (Juran vd., 1988).

#### **1.11.4.5. Grup Etkisi**

Konsantre yükler altındaki tek bir taş kolon ile geniş alana yayılı üniform yük söz konusu olduğunda taş kolon davranışı oldukça farklıdır. Konsantre yükler altında tek taş kolon durumunda kolon zemine göre oturma yapar ve dolayısı ile kolon zemin ara kesitinde kayma gerilmeleri mobilize olur.

Üniform yüzey yüklemesi altında taş kolon gurubu söz konusu olduğunda kolonlar ile zemin eşit miktarda oturma yapar. Ana mekanizma kolonun yanal yönde genişlemesi ve kolonu çevreleyen zeminin konsolidasyonudur. Grup etkisi ayrıca kolon aksları arasında kalan zeminin tam ortasında sıfır yanal yerdeğiştirmenin olduğu belirgin bir sınır şartı oluşturur ve kolonun yanal genişleme yapmaya çalıştığı durumda çevre basıncı artırıcı bir etki yapar. Sonuçta grup etkisi ile taş kolonların mukavemetinin ve iyileştirilmiş zeminin taşıma gücünün önemli derecede arttığı söylenebilir.

### **1.11.5. Taş Kolonları Tasarım Kriterleri ve Tasarım Metotları**

#### **1.11.5.1. Taş Kolonların Yük Transfer Mekanizmaları**

##### **1.11.5.1.1. Uç Mukavemetli Taş Kolon**

Ucu sağlam zemine kadar uzanan taş kolonlarda, kolon ile zemin arasında gerilmeler, yanal basınçlar ve arakesit sürtünmesi ile olur. Yüzey yüklemesine maruz kalmış tekil bir

taş kolon yanal genişleme yapmaya çalışır ve bunun sonucu olarak kolon-zemin arakesitinde pasif basınçlar oluşur. Yükün direkt olarak taş kolona uygulanması durumunda ise kolon ve zeminin yapacağı farklı oturmalar sebebiyle arakesit boyunca kayma gerilmeleri oluşur ve kolondaki düşey gerilmeler derinlikle azalır.

Yapılan arazi deneyleri sonucunda gözlenen yük-oturma davranışının, arakesit boyunca oluşan kayma gerilmeleri hesaba katılarak yapılan tahmine oldukça yakın olduğu ortaya çıkmıştır. Dolayısıyla arakesitte oluşan kayma gerilmeleri dikkate alınmadan tahmin edilen oturmalar gerçekleşen oturmalarından yüksek olur.

Tekil bir taş kolon ile grup içinde var olan bir taş kolonun sınır koşulları farklıdır. Grup taş kolonlarda uygulanan birim hücre kavramı ile kolon ve onun etrafındaki zemin sınır koşulları odömetre deneyindeki ile benzerdir. Kolon ve zemindeki oturmaların eşit olması durumu kolon ve zemin arasındaki yerdeğiştirmelerin farkının çok küçük olduğunu dolayısı ile kolon ile zemin arasında arakesitte oluşan kayma gerilmelerinin ihmal edilebileceğini ortaya çıkarır. Buradan hareketle kolon ile zemin arasında oluşan etkileşimin drenaj ve arakesitte oluşan yanal çevre basıncı olduğu söylenebilir.

Suya doymun yumuşak killi zeminlerde yapılacak hızlı yükleme süresince ani oturmalar düşük seviyede kalır ve kolon ve zemin arasındaki gerilme dağılımı da üniform olur. Ancak kolonun oluşturacağı drenaj nedeni ile zemin konsolide olur ve taş kolona aktarılan yük zamanla artar. Uygulanan yükün mertebesine ve konsolidasyon süresince zemin tarafından kolona uygulanan çevre basıncına bağlı olarak kolon plastik bir denge kazanabilir. Kolonun plastik duruma gelmesi ile birlikte artan çevre basıncına bağlı olarak taşıyabileceği yükte artar.

#### **1.11.5.1.2. Yüzen Taş Kolon**

Altında sağlam zemin tabakasının olmadığı veya çok derinde olduğu yumuşak zeminlerde taş kolonlar yüzen şekilde imal edilebilir. Yüzen taş kolonların yük transfer mekanizması yüzen kazıklara benzetilerek açıklanabilir. Yüzen kazıklara benzer şekilde yüzen taş kolonlarda da uç mukavemeti oldukça düşüktür ve ana yük taşıma mekanizması yüzey sürtünmesidir. Yüzen taş kolonda yük transfer mekanizması, kolona yükleme yapılması ile kolonun genişleyip oturma yapması sonucu, arakesitte oluşan kayma gerilmesi ve pasif çevre basıncının oluşması şeklinde açıklanabilir. Yük transfer olayı, uzunluğun kolon çapının 3-4 katına karşı gelen derinliğe kadar meydana gelir. Bu boyun altında yük transferi söz konusu değildir. Yüzen taş kolonlarla



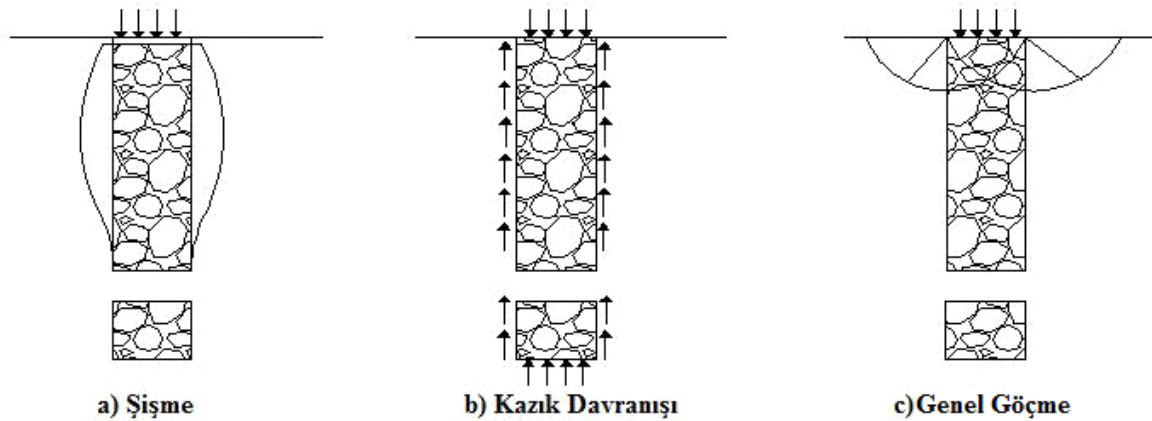
iyileştirilmiş zeminde yanal çevre basıncı, örtü basıncı ve derinlikle değişen kolon zemin arası düşey gerilme dağılımına bağlıdır. Sonuç olarak yüzen taş kolonlarda yük transfer mekanizması oldukça karışıktır (Juran vd., 1988).

### 1.11.5.2. Taş Kolonların Göçme Mekanizması

#### 1.11.5.2.1. Tekil Taş Kolon Göçme Mekanizması

Taş kolonlar yumuşak zemin altındaki zemine ulaşarak uç kolonu gibi imal edildikleri gibi tüm boyun yumuşak zemin içerisinde kaldığı durum olan yüzen taş kolonlar şeklinde de imal edilebilirler. Ancak uygulamalarda genellikle uç kolonu olarak imalat yapılmıştır.

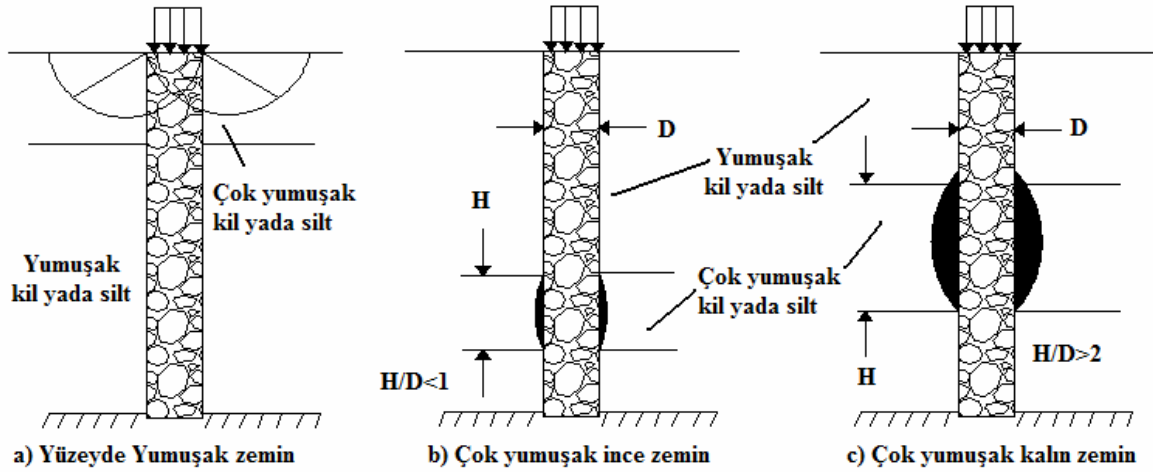
Yüzen kolonlar için kaolin kili içerisinde bir model hazırlayan Hughes ve Withers, yüzen kolonun boyunun çapının üç ya da dört kat fazlası olması durumunda, Şekil 1.9a' da görüldüğü gibi kolonun aşırı yanal genişleme yaparak göçtüğünü görmüştür. Kolonun yüzen boyunun çapının yaklaşık iki veya üç katı olması durumunda ise şekil 1.9b'de görüldüğü gibi, göçme kolonun ucunda taşıma gücünün aşılması ile olmaktadır. Sağlam zemine ulaşan kısa taş kolonların göçme mekanizmaları ise, şekil 1.9c'de görüldüğü gibi, göçme yüzeye yakın kesimde taşıma gücünün aşılması sonucunda genel ya da yerel göçme şeklinde meydana gelir (Juran vd, 1988).



Şekil 1.9. Tekil taş kolon göçme mekanizması (Juran vd, 1988).

Tabakalı bir zeminde, ise taş kolonun çok yumuşak zemin tabakası içerisinde göçmesi Şekil 1.10'da verilmiştir. Bu durum daha önce belirtilmiş olan turba zemin

tabakası kalınlığının taş kolon çapının iki katından fazla olması durumunda söz konusudur. Taş kolon ile ilgili yapılan tüm çalışmalar ve laboratuvar ortamında yapılan model deneyleri yükün uygulanma şeklinin taşıma gücünü ve oturmaları direkt olarak etkilediği sonucunu çıkarmıştır.



Şekil 1.10. Tabakalı zeminde taş kolon göçme mekanizması (Barksdale ve Bachus 1983).

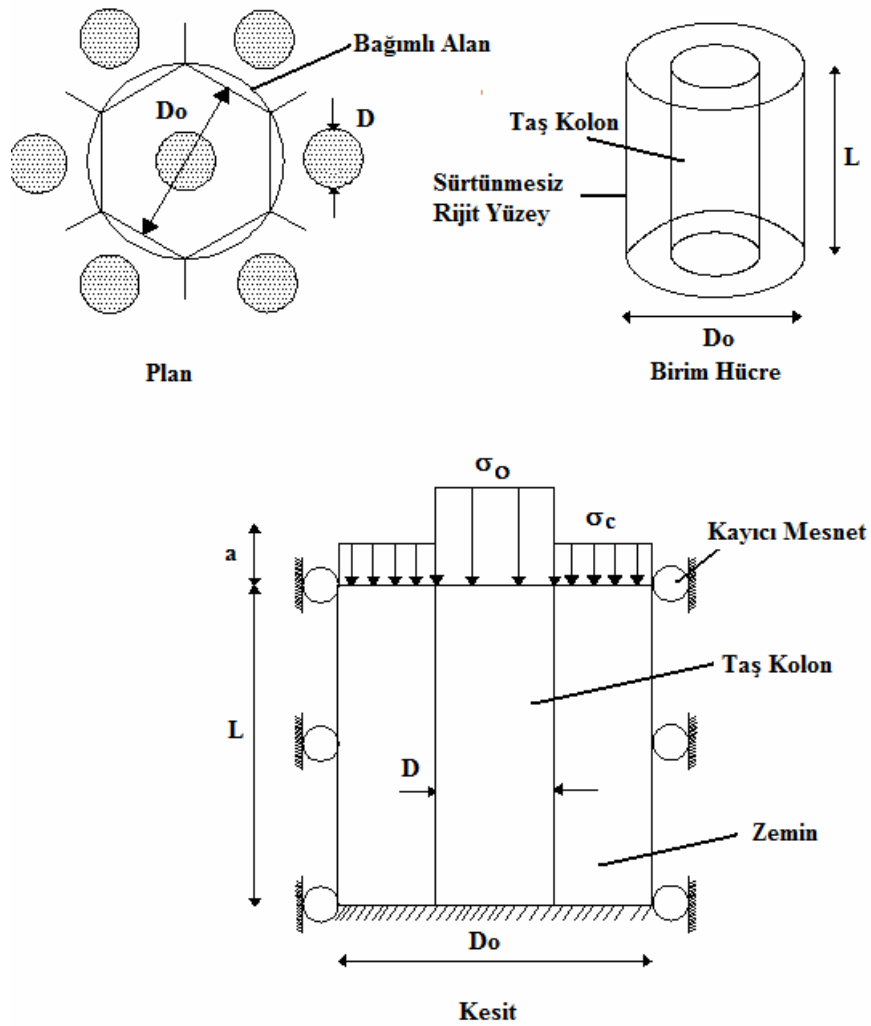
Yükün taş kolona kendi kesit alanından daha geniş bir alanı kaplayan rijit bir plak temelle aktarılması durumunda kolonu çevreleyen zemindeki düşey yatay gerilmeler azalmaktadır. Böylelikle yük taşıma alanı genişledikçe taş kolon için ek bir sınırlama oluşturulmuş olur. Şişme engellenir, böylece oturmalar azaltılıp taşıma gücü artırılmış olur.

#### 1.11.5.2.2. Grup Taş Kolon Göçme Mekanizması

Grup taş kolonlarda her bir taş kolona düşen taşıma gücü, tekil kolonun taşıma gücünden daha yüksektir. Araştırmalar yük etkisi altında, taş kolon ve sıkışabilir zemindeki oturmaların hemen hemen eşit olduğunu göstermiştir. Bu durum rijit temeller ve geniş alanda yüklenmiş dolgular için geçerlidir. Fakat bu iki durumda zemin ile temel arasındaki etkileşim farklılık göstermektedir. Rijit temel için kesme dayanımı hemen zemin yüzeyinde oluşur ve yanıl genişlemeyi azaltır. Dalgular için ise bu durumda yanıl toprak basıncı zeminin yanıl yönde ötelenmesine ilave bir etki yapar. Bu mekanizma dönmeye yol açar ve kayma gerilmelerinin harekete geçmesine neden olur.

Grup taş kolonların yük oturma davranışlarındaki grup etkisinin belirlenebilmesi için her bir kolon ile birlikte çalışan zemin belirli koşulları sağlayan bir birim hücre olarak değerlendirilebilir. Şekil 1.11’de birim hücre modeli verilmiştir. Birim hücre modeline göre grup içindeki her kolon komşu kolondan farklı davranır ve dolayısı ile taş kolonlar arasında bir etkileşim yoktur. Birim hücre modelinde;

- Yatay yerdeğiştirmeler komşu hücreyi etkilemez
- Birim hücre dışında kayma gerilmesi sıfır olmalıdır.



Şekil 1.11. Birim hücre modeli (Barksdale ve Bachus 1983).

Barksdale ve Bachus (1983), iki komşu taş kolon arasındaki etkileşim sonuçlarını belirlemek amacı ile laboratuarda bir seri deney yapmıştır. Planda 2x3 şeklinde oluşturulan grup taş kolon ile yapılan deney sonuçlarına dayanarak kabarmanın, taş kolonların

birbirine bakan yüzeylerinde değil de diğer yüzeylerinde olduğunu ortaya konmuştur. Daha sonra bu karakteristik özellik grup etkileşimi olarak tanımlanmıştır. Bu çalışma birim hücre teorisi hakkında bazı şüpheler ortaya çıkmasına da neden olmuştur.

Terashi vd. (1991) grup etkileşimi ve sonuçlarını açıklayan çalışmalarında laboratuvar ortamda hazırlanmış oldukları merkezkaç etkisindeki düzencek ile birim hücre modelinde farklı göçme mekanizmaları ile karşılaşılmıştır. Daha sonra Japonya'nın Kyoto bölgesinde yaptıkları tam ölçekli deneyler de taş kolonlara gelen yük dağılımının eşit olmadığını görmüşlerdir. Bu deney 1986-1988 yıllarını kapsayan üç yıllık periyotta gerçekleşmiştir. Hu (1995), grup taş kolonlar üzerinde laboratuvar modeli oluşturmuş ve deneyler yapmıştır. Hu, grup etkileşimin taş kolonların davranışını kavramak için önemli bir rol oynadığını belirtmiştir. Çalışmada taş kolonların deformasyonlarının kabarma, zımbalama, kesme ve eğilme şeklinde olduğu bildirilmiştir. Taş kolonların yüklenmesi esnasında, aralarındaki etkileşim sonucunda komşu taş kolonlar üst tarafında tek olarak bulunan taş kolonların kabarmasına engel olmuştur. Bunun yanı sıra içteki kolonlardaki kabarma kolonun alt kısmında meydana gelirken dıştaki kolonlardaki kabarma kolonun uç kısımlarında oluşmuştur. Rao vd. (1997) grup taş kolonların davranışları ile ilgili laboratuvar deneyi yapmıştır ve taş kolonların arasındaki mesafenin taş kolonları davranışını önemli derece etkilediğini görmüşlerdir. Çalışmada taş kolon çapının kolonlar arası mesafenin 3 katından az olduğu durumda taş kolonların birbirleri ile etkileşimi olduğu sonucuna ulaşılmıştır. Taş kolonlar arası mesafenin kısa olması durumunda bir taş kolon diğer taş kolonun kabarma bölgesi içine girmektedir ve dolayısıyla grup taş kolonların taşıma gücü kapatılma etkisi ile artmaktadır.

### **1.11.6. Taş Kolon Taşıma Gücü**

#### **1.11.6.1. Tekil Taş Kolon Taşıma Gücü**

Uç mukavemetli ve yüzen taş kolonlarda, kolon uzunluğunun çapına oranı altıya eşit veya daha büyükse genellikle taş kolonda dışa doğru kabarma (genişleme) şeklinde göçme meydana gelmektedir. Sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan çalışmalar göçmeye yakın yük seviyelerinde kolon üst kesimlerinde taş ile kil arasındaki ara yüzeyde kayma oluştuğuna işaret etmektedir. Yumuşak kil zeminle çevrelenmiş tekil bir taş kolonun taşıma gücünün

tahmini için ortaya konmuş yöntemlerden biride üç eksenli gerilme durumunun geçerli olduğu ve kolon ile zeminin limit gerilme durumunda olduğunu varsayan limit analiz yöntemidir. Bu yöntemde taş kolonu destekleyen yanal çevre gerilmesi  $\sigma_3$  kolonu saran zeminde mobilize olan nihai pasif direnç olarak alınır. Kolon göçme durumunda kabul edildiğinde, nihai düşey gerilme  $\sigma_1$ , taş kolon malzemesi pasif itki katsayısı  $K_p$ , yanal çevre gerilmesi  $\sigma_3$  ise klasik plastik teori kavramından aşağıdaki denklem yazılabilir.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = K_p = \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \quad (1.22)$$

burada  $\phi_s$  taş kolonun içsel sürtünme açısı,  $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$  ise gerilme oranıdır.

Çevre zeminde oluşacak nihai pasif direnç, simetri eksenini etrafında genişleyebilen sonsuz uzun bir silindire karşı oluşan pasif direnç olarak modellenilebilir. Genişleyebilen silindirik boşluk yaklaşık olarak, zemin içerisinde yanal olarak dışarı doğru taşan kolonu temsil edebilir. Hughes ve Withers (1974), bu yaklaşımı kullanarak taş kolonu çevreleyen zeminde oluşan basıncı incelemişlerdir. Taş kolon çapının iki veya üç kat kadar uzunlukta dışa doğru taşmasına rağmen, mühendislik yaklaşımı olarak sonsuz uzun ve genişleyebilir silindir teorisi uygun sonuçlar vermektedir.

Hughes ve Withers (1974), tek bir taş kolondaki kabarma göçmesinin pressiometre testi sırasında gelişen boşluk ile benzer özellikler taşıdığını düşünmüşlerdir. Gibson ve Anderson (1961) tarafından geliştirilen sürtünmesiz ve sonsuz uzunlukta genişleyebilir bir silindirik boşluk için geliştirilen elasto-plastik teori, kolonu çevreleyen zeminde oluşacak drenajsız nihai yanal gerilmeyi hesaplamak için kullanılabilir.

$$\sigma_3 = \sigma_{r0} + c_u \left[ 1 + \ln \frac{E_s}{2c(1+\nu)} \right] \quad (1.23)$$

Burada;

$\sigma_3$  : Nihai Drenajsız Yanal Gerilme

$\sigma_{r0}$  : Kolon İmalatından Sonraki Toplam Radyal Gerilme

$E_s$  : Zeminin Elastisite Modülü

$c_u$  : Drenajsız Kohezyon

$\nu$  : Poisson Oranı

olarak tanımlanır. Taş kolonu çevreleyen zemindeki gerilme değeri kullanılarak ve  $q_{ult} = \sigma_1$  kabul edilir ve sonuç

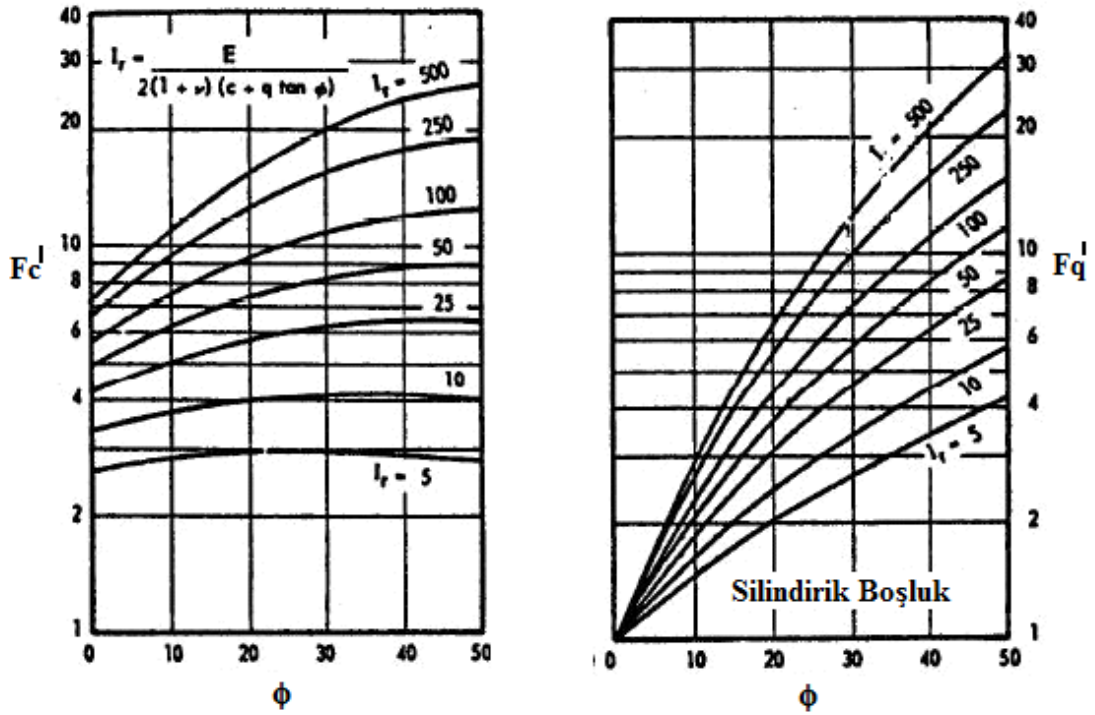
$$q_{ult} = \sigma_{r0} + c_u \left[ 1 + \ln \frac{E_s}{2c(1+\nu)} \right] \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \quad (1.24)$$

formülü ile taş kolona uygulanabilecek nihai gerilme hesaplanabilir. Yumuşak kohezyonlu zeminin drenajsız elastisite modülü yaklaşık olarak drenajsız kesme dayanımı ile orantılı olarak alınabilir.

Genel silindirik boşluk genişleme teorisi Vesic (1972) tarafından sürtünmeli ve kohezyonlu zeminleri içerecek şekilde genişletilmiştir. Bir kez daha sonsuz uzun bir silindir alınmış ve zemin elasto-plastik kabul edilmiştir. Çevreleyen zeminden dolayı oluşacak nihai yanal direnç  $\sigma_3$ ;

$$\sigma_3 = Fc' \times c_u + Fq' \times q \quad (1.25)$$

formülü ile hesaplanır. Burada, q hesap yapılan derinlikteki ortalama gerilmeyi, Fc' ve Fq' ise boşluk genişleme katsayılarını göstermektedir. Fc' ve Fq'nun belirlenmesi için oluşturulmuş abak Şekil 1.12'de verilmiştir.



Şekil 1.12. Silindirik boşluk genişleme faktörleri (Vesic 1972 ).

Bu katsayılar kolonu çevreleyen zeminin içsel sürtünme açısına ve rijitlik indisine bağlıdır. Rijitlik indisi;

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\nu)(c + q \tan \phi_c)} \quad (1.26)$$

şeklinde ifade edilir. Burada ;

$E_s$  : Zeminin Elastisite Modülü

$\phi_c$  : Zeminin Kayma Mukavemeti Açısı

$c$  : Zeminin Kohezyonu

$\nu$  : Zeminin Poisson Oranı

$q$  : Göçme Bölgesindeki Ortalama Normal Gerilme

olarak tanımlanır. Diğer eşitliklerden de yararlanarak nihai gerilme;

$$q_{ult} = \left[ \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right] [F_c' \times c_u + F_q' \times q] \quad (1.27)$$

olarak bulunabilir. Brauns (1978) tarafından farklı analitik yaklaşımlar kullanarak tahmin edilen nihai yükleme kapasitelerini karşılaştırmıştır. Daha sonra bu sonuçlar Greenwood ve Kirsan (1984) tarafından yeniden değerlendirilmiş ve bu çalışmanın sonuçları Şekil 1.13'de gösterilmiştir.

Yumuşak-orta katı killerde bir kolon için 20-30 tonluk tasarım değerleri, genellikle uygulamada kullanılan değerlerdir. İzole edilmiş bir taş kolonun izin verilebilir düşey yükleme kapasitesi;

$$\sigma_v = (N_{sc} \times c_u) / FS \quad ..(1.28)$$

şeklinde ifade edilir. Burada;

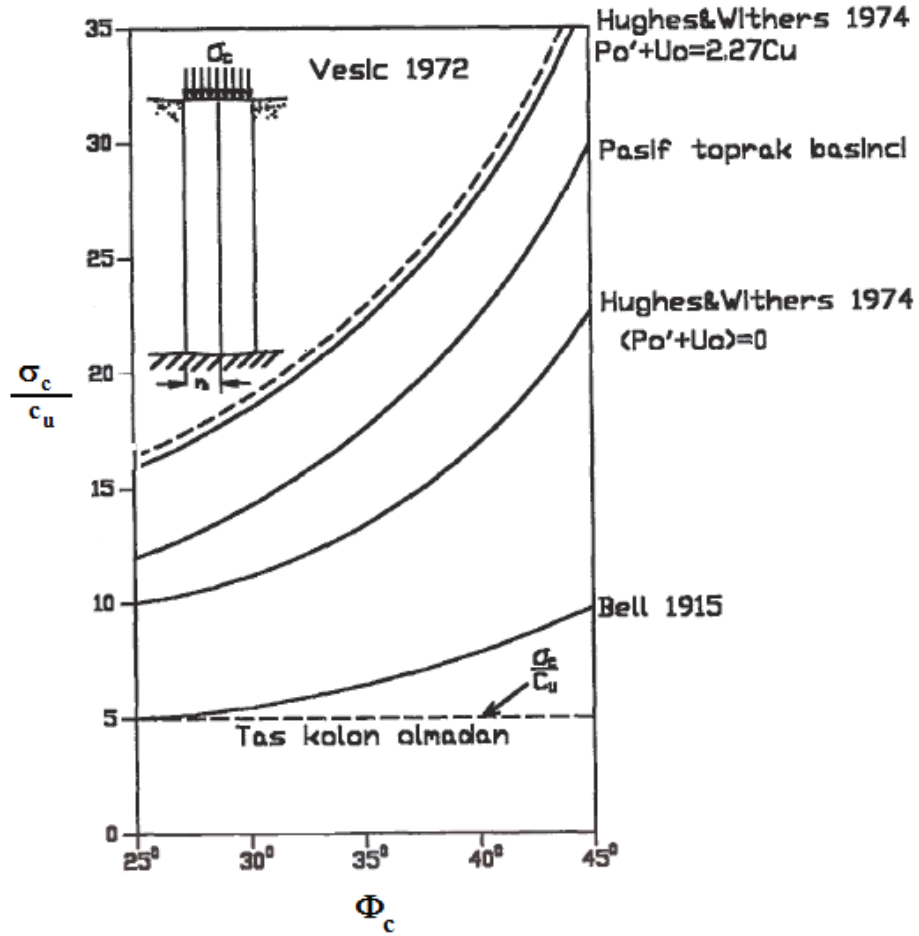
$c_u$  : Drenajsız kayma mukavemeti

$N_{sc}$  : Taş kolon için taşıma gücü faktörünü

FS : Güvenlik sayısını göstermektedir.

Vibro-yerdeğiştirme metodu için  $N_{sc} = 25$  kullanılabilir. Barksdale ve Bakhus (1983) ise yerel zeminin katılığına bağlı olarak  $N_{sc}$ 'nin 18-22 arasında bir değer alınmasını önermektedirler. Güvenlik sayısı ise genel amaçlı uygulamalarda 3 alınabilir (Juran vd., 1988).





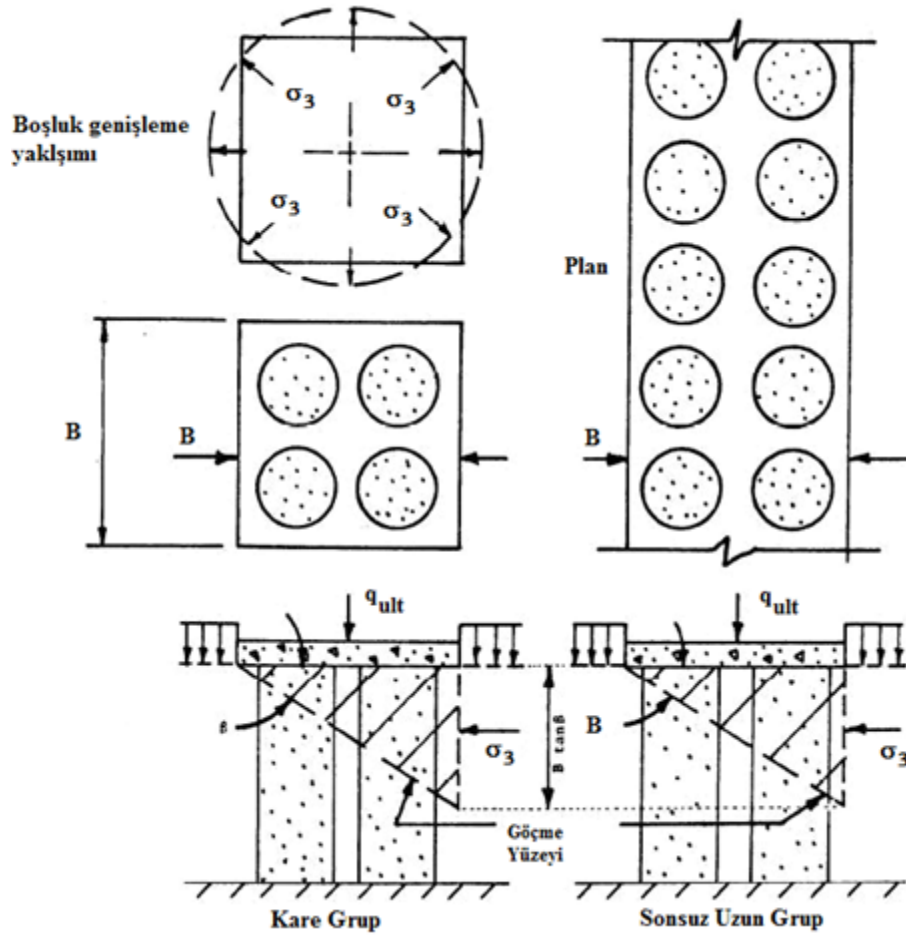
Şekil 1.13. Taş kolon taşıma kapasitesi (Greenwood ve Kirsch, 1984).

### 1.11.6.2. Grup Taş Kolon Taşıma Gücü

Taş kolon ile iyileştirilmiş kohezyonlu zemin tabakası üzerine oturan kare veya sonsuz uzun, rijit beton bir temelin taşıma gücünü belirlemek için, yükün çok çabuk uygulandığı, bu nedenle kohezyonlu zeminde drenajsız kesme durumu meydana geldiği ve içsel sürtünme açısının ihmal edildiği kabul edilir.

Ayrıca, kesme dayanımının taş kolon ve zeminde tam olarak mobilize olduğu varsayılırsa grubun nihai taşıma kapasitesi yaklaşık olarak iki düz yırtılma çizgisi tarafından oluşturulan bir göçme yüzeyi kabul edilerek belirlenebilir. Bu teori ilk olarak homojen zeminler için Bell (1978) tarafından ortaya atılmış daha sonra Terzaghi ve Sowers (1979) tarafından geliştirilmiştir. Homojen zeminler için Bell'in taşıma kapasitesi teorisi,

Terzaghi'nin yerel göçme teorisine yakın sonuçlar vermektedir. Şekil 1.14'de gösterildiği gibi temelin hemen altındaki zeminin düz bir yırtılma çizgisi ile üçgen bir blok oluşturacak şekilde göçtüğü kabul edilir.



Şekil 1.14. Grup taş kolon taşıma gücü kapasitesi (Barksdale ve Bachus 1983).

Kompozit zeminin karşı koyabileceği nihai gerilme  $q_{ult}$ , bloğun yanıl harekete nihai direnci,  $\sigma_3$ 'e ve eğimli kesme yüzeyinde oluşacak kompozit kesme direncine bağlıdır. Bloğun dengesi göz önüne alındığında blok içerisindeki ortalama kesme dayanımı parametreleri;

$$\tan \phi_{ort} = n a_c \tan \phi_c \quad (1.29)$$

$$c_{ort} = (1 - a_c) c \quad (1.30)$$

denklemleri ile hesaplanır.

Burada ;

$\tan \phi_{ort}$  : Kompozit İçsel Sürtünme Açısının Tanjantı

$n$  : Taş Kolon İçin Gerilme Konsantrasyon Faktörü

$a_c$  : Alan Değişim Oranı

$c_{ort}$  : Temelin Altındaki Kesme Yüzeyinin Kompozit Kohezyonu

olarak tanımlanabilir. Göçme yüzeyi temelle bir  $\alpha$  açısı yapmaktadır. Kompozit zemin için bu açı;

$$\alpha = 45 + \frac{\phi_{ort}}{2} \quad (1.31)$$

olarak yazılabilir. Taş kolon grubunun nihai taşıma gücünü hesaplamak için öncelikle nihai yanal gerilme  $\sigma_3$  hesaplanmalıdır. Klasik toprak basıncı teorisinde, suya doymun killerde sonsuz uzun bir temelde;

$$\sigma_3 = \frac{\gamma_s B \tan \alpha}{2} + 2c \quad (1.32)$$

bağıntısı kullanılabilir. Burada ;

$\sigma_3$  : Ortalama Yanal Çevre Basıncı

$\gamma_s$  : Kohezyonlu Zeminin Doymun veya Islak Birim Hacim Ağırlığı

$B$  : Temel Genişliği

$\alpha$  : Göçme Yüzeyinin Eğimi

$c$  : İyileştirilmemiş Zemindeki Drenajsız Kohezyon

olarak tanımlanabilir. Kare temel için yanal gerilme; Vesic tarafından ifade edilen boşluk genişleme teorisi kullanılarak hesaplanabilir. Vesic silindirik genişleme teorisi göçme bloğuna etkiyen nihai yanal gerilmeyi verir. Nihai düşey gerilme  $q_{ult}$  ve nihai yanal gerilme  $\sigma_3$  asal gerilmeler olarak kabul edilirse, bloğun dengesinden,

$$q_{ult} = \sigma_3 \tan^2 \alpha + 2 c_{ort} \tan \alpha \quad (1.33)$$

olarak yazılabilir. Taş kolon gruplarının nihai taşıma gücünün hesaplanması için önerilen bu yöntemde, temel şekli, temel boyutları, taş kolonun içsel sürtünme açısı, taş kolonla güçlendirilmiş kompozit zeminin kayma mukavemeti ve üzerine etkiyen jeolojik gerilme ile çevreleyen zeminin rijitlik indeksi ile tanımlanan sıkışabilirliği göz önüne alınmaktadır.

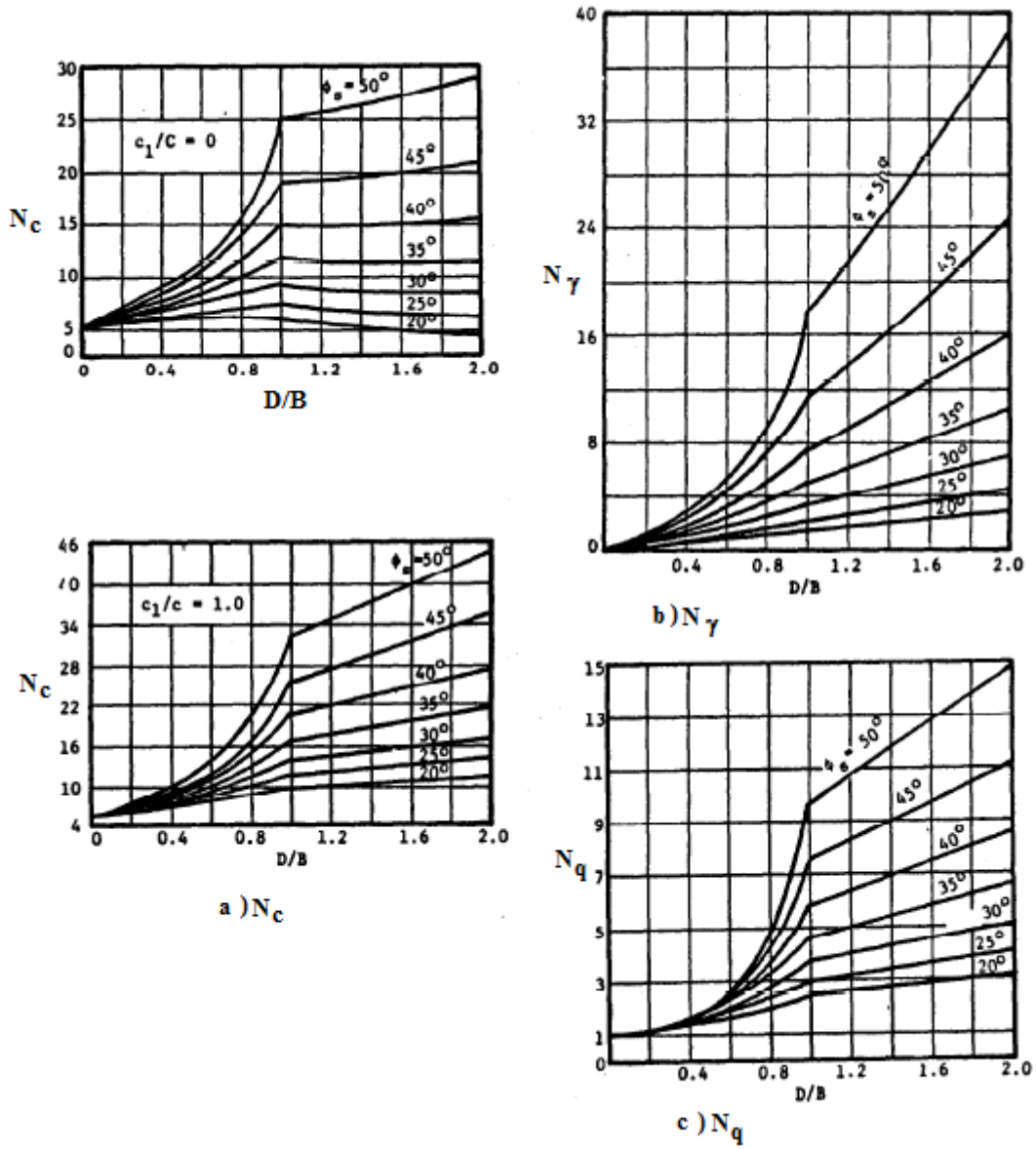
### 1.11.6.3. Kısa Taş Kolon Taşıma Gücü

Kısa taş kolonlarda göçme, kolonda veya zeminde genel yada lokal olarak taşıma gücünün aşılması şeklinde ortaya çıkar. Oluşabilecek bir diğer göçme mekanizması ise alttaki yumuşak zemine doğru bir zımbalama göçmesidir. Zımbalama göçmesi için taşıma gücü hesabı, klasik kazık tasarım metotları gibi taş kolonun uç taşıma gücü ve yanal çevre sürtünmesi hesabı yapılarak bulunur.

Genel göçme ise örtülü sürşarj etkisinin minimum olduğu yüzeyde olur. Madhav ve Vitkar (1978), sürtünmesiz zeminde taş kolonlar için bir düzlem şekil değiştirme çözümü geliştirmişlerdir. Yük taş kolona veya komşu yumuşak zemine uygulanabilir. Bu durumda şerit yükleme için taşıma gücü;

$$q_{ult} = (\gamma_c \times B/2) \times N_\gamma + c_u \times N_c + \gamma_c \times D_f \times N_q \quad (1.34)$$

şeklinde ifade edilir ki burada  $N_\gamma$ ,  $N_c$  ve  $N_q$  Şekil 1.15'den bulunabilecek taşıma gücü katsayılarını göstermektedir.



Şekil 1.15. Kısa taş kolon taşıma gücü katsayıları (Madhav ve Vitkar, 1978).

### 1.11.7. Taş Kolon Oturma Analizi

Taş kolonların oturmalarının hesaplanabilmesi için basitleştirici kabuller yapılarak üretilen analitik çözümler, ampirik metotlar ve sonlu elemanlar metotları ön plana çıkmıştır.

### 1.11.7.1. Denge Metodu

Denge metodu taş kolon ile iyileştirilmiş zeminlerin oturmalarındaki azalmayı belirlemek için oldukça basit ve gerçekçi sonuçlar veren bir yöntemdir.

Bu yöntemde esas olan gerilme konsantrasyon faktörünün (n), tecrübe yada önceki çalışmalar kullanılarak tahmin edilmesidir. Ayrıca Aboshi metodu kullanılarak da gerilme konsantrasyon faktörünün alt ve üst sınırı tahmin edilebilir. Uygulamalarda hızlı yükleme sonucunda drenajsız durumun geçerli olduğu kabul edilirse;

$$1 \leq \frac{\sigma_s}{\sigma_3} \leq K_p \quad (1.35)$$

$$\sigma_3 \leq \sigma_s + 2c_u \quad (1.36)$$

ifadeleri yazılabilir. Bu ifadeler kısa süreli ve yükleme koşullarında n değerinin üst sınır değerleri ise;

$$n = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \leq K_p \left( 1 + \frac{2c_u}{\sigma_c} \right) \quad (1.37)$$

şeklinde belirlenebilir. Kil ve taş kolonlarda drenajlı durumlarda konsolidasyon sonunda limit gerilme durumunda;

$$K_p \leq \frac{\sigma_3}{\sigma_c} \leq K'_p \quad (1.38)$$

şeklinde ifade ortaya çıkar. Burada  $K'_p = \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)}$ , dir. Uzun süreli gerilme

konsantrasyon oranı ise;

$$K_p \leq n \leq K_p \times K'_p \quad (1.39)$$

aralığında olur. Uygulamalarda kullanılan n değeri ise 3-5 aralığında olabilir.

İyileştirilmiş bir zeminde taş kolon ile zeminin eşit oturma yapacağı varsayılır ve bu oturma;

$$S = H \times m_v \times (\mu_c \times \sigma) \quad (1.40)$$

şeklinde hesaplanır. Burada  $\mu_c \times \sigma$  yumuşak zemindeki düşey gerilmeyi ifade eder. Yani oturma azaltım faktörü ;

$$\beta' = \mu_c = \frac{1}{[1 + (n-1)a_c]} \quad (1.41)$$

şeklinde hesaplanır. Eğer zeminin ağırlığı da dikkate katılırsa iyileştirilmiş zemin için tek eksenli konsolidasyon oturması;

$$S = \left[ \frac{C_c}{1 + e_0} \right] x \log \left[ \frac{\sigma'_o + \sigma_c}{\sigma'_o} \right] xH \quad (1.42)$$

şeklinde bulunur. Burada  $C_c$  konsolidasyon deneyi sonucu bulunacak sıkışma indisini,  $e_0$  başlangıç boşluk oranını ve  $\sigma'_o$  ise zeminin başlangıçtaki efektif gerilmesini gösterir. İyileştirilmiş zemin içinde oturma hesabında aynı kabul yapılır ve

$$S' = \left[ \frac{C_c}{1 + e_o} \right] x \log \left[ \frac{\sigma'_o + u_s x \sigma}{\sigma'_o} \right] xH \quad (1.43)$$

ifadesi ile hesaplanır ve sonuç olarak oturma azaltım faktörü;

$$\beta' = \log \left[ \frac{\sigma'_o + u_s x \sigma}{\sigma'_o} \right] xH / \log \left[ \frac{\sigma'_o + \sigma_c}{\sigma'_o} \right] xH \quad (1.44)$$

olarak bulunmuş olur. Başlangıç gerilmelerinin büyük olduğu ve uygulanan gerilmenin küçük olduğu durumlarda oturma azaltım faktörü Aboshi'nin önerdiği değerlere yaklaşır (Besancon vd., 1984).

### 1.11.7.2. Greenwood Metodu

Taş kolonlar ile iyileştirilmiş zemin için oturma azaltımı Greenwood tarafından zeminin drenajsız kayma mukavemeti ve kolon yerleşim aralıkları cinsinden ampirik eğrilerle ortaya konmuştur. Bu eğriler Barksdale ve Backus tarafından yeniden düzenlenmiştir. Yeni düzenlemede kolon yerleşim aralıkları yerine alan yerdeğiştirme oranı kullanılmıştır.  $20 \text{ kN/m}^2$  lik kayma mukavemeti, genellikle  $n= 3-5$  aralığında bir değere karşı gelir ki bu değerler denge metodu ile tahmin edilen değerlerin aynısıdır. Daha

sert killerde ve uygulamada kullanılan alan yerdeğiştirme oranının Greenwood yöntemi ile bulunan oturma azaltım faktöründen bir miktar fazla bulunduğu görölmektedir. Gerilme konsantrasyon oranı zeminin katılığı arttıkça artar.

### 1.11.7.3. Priebe Metodu

Oturma azaltım faktörünün hesabı için Priebe tarafından geliştirilmiş olan yöntemde birim hücre için bir takım kabuller yapılmıştır. Bu kabuller;

- Zemin elastiktir,
- Taş kolon rijit, plastik ve sıkışmazdır,
- Taş kolon ve zeminin düşey oturmaları eşittir,
- Taş kolon ve zeminde üniform gerilme durumu mevcuttur,
- Taş kolonun ucu sert zemine kadar uzanmıştır,
- İmalat yöntemlerinden dolayı yoğrulma etkisi ile zemin viskoz sıvı gibi davranır ve eşit yönlü izotropik gerilme hali geçerlidir,
- Taş kolon sıkışmazdır, zemin hacmindeki değişim kolonun düşey kısalması ile ilgilidir.
- Elastik zemindeki radyal deformasyon, sonsuz uzunlukta içi boş silindir kabulü ile elastik model ile belirlenir.

Priebe metodunda oturma azaltım faktörleri, alan değişim oranı ile taş kolonun içsel sürtünme açısının bir fonksiyonu olarak verilmiştir. Elde edilen sonuçlar denge metodu ile gerilme konsantrasyon oranının bazı değerlerine karşı bulunan  $\beta'$  değerleri de işlenmiştir. Yöntemde oturma azaltım etkisinin bir miktar fazla olduğu görölmüştür.

### 1.11.7.4. Hughes Metodu

Oturma azaltım faktörünün hesabı için Hughes tarafından geliştirilmiş olan yöntemde bir takım kabuller yapılmıştır. Bu kabuller;

- Taş kolon sıkışmazdır,
- Taş kolonda düşey ve yatay gerilme oranı değişmezdir,



- Yanal basıncın başlangıçtaki yanal basıncın altında olması durumunda taş kolonun yatay ötelenmesi sıfırdır.

Hughes oturma hesabını, taş kolon zemin arasındaki kayma gerilmelerinin ihmal edildiği durum ve taş kolon zemin arasındaki kayma gerilmelerinin dikkate alındığı durum olmak üzere iki şekilde yapmıştır.

İlk durumda Hughes zeminin birkaç tabakaya ayırmıştır. Taş kolonda oluşan aksel gerilmeden radyal gerilmeyi hesaplamıştır. Pressiyometre deneyi ile tabakalara ayrılmış olan zeminin gerilme şekil değiştirmeleri bulunarak her tabakanın radyal ötelenmesi bulunmuştur. Kolonun sıkışmaz kabul edilmesi sonucu düşey oturmalar ve yatay ötelenmeler arasında,

$$\delta_n = \frac{2xH_n \delta_m}{r} \quad (1.45)$$

bağıntısını elde etmiştir. Burada  $\delta_n$  her bir tabakanın oturmasını,  $H_n$  tabaka kalınlığını,  $r$  taş kolonun çapını,  $\delta_m$  ise her bir tabakanın yanal ötelenmesini göstermektedir. Toplam oturma miktarını ise tüm tabakaların oturmalarının toplamı ile bulunmuştur.

İkinci durumda, kolon ile zemin arasındaki kayma gerilmesi kolonun en üst noktasından itibaren maksimum kohezyon değerine ulaşmaya kadar arttığı, yük artışı ile kolon kenarlarındaki kayma gerilmesinin maksimum değere kadar çıktığı ve 5m. derinlikte sifıra indiği kabul edilir. Göçme durumunda kayma gerilmesinin tamamı, kritik boy olarak tanımlanan uzunluk boyunca mobilize olur. Kritik boy oturma kriterlerine bakılmaksızın öngörülen yükü taşıyabilen minimum boy olarak tanımlanabilir. Oturma hesabında uygulanan adımlar birinci durumdaki ile aynıdır. Fark arakesitte oluşan kayma gerilmelerinin dikkate alınması sebebiyle aksel gerilmede derinlikle meydana gelecek azalmadır. Kayma gerilmeleri dikkate alınarak elde edilen sonuçların gerçek değerlere yakın olduğu fakat kayma gerilmelerinin ihmal edilerek yapılan hesaplamaların gerçek oturma değerinin çok üzerinde olduğu görülmüştür.

#### 1.11.7.5. Goughnour ve Bayuk Metodu

Arazideki çevre basıncının derinlikle artması sebebi ile birim hücrenin, plastik deformasyon ya da şişme olmaksızın yük taşıma kapasitesi artar. Bu davranışın derinlikle

değişiminin ortaya çıkarttığı etkinin değerlendirilebilmesi için analizlerde birim hücre, disk şeklinde parçalara bölünür. Parçaya bölünen elemanların her biri için iki adımdan oluşan hesaplamalar yapılır. Zeminin lineer elastik davrandığı, taş kolonların ise sıkışmaz, rijit ve plastik olduğu kabul edilir. Taş kolonun sıkışmasının zeminin hacimsel değişimi ile karşılandığı kabul edilebilir. Ardından analiz taş kolonun lineer elastik olduğu kabulü ile tekrarlanır. Elasto-plastik olarak kabul edilen taş kolon akma sınırına geldiğinde, birim hücrenin toplam oturması zemin tarafından kontrol edilir. Bu durumda her bir disk elemanı için her iki adımda bulunan düşey şekil değiştirmelerin en büyük değerleri toplanarak toplam oturma değeri bulunur. Bu değerlerden büyük olanın plastik analizden gelmesi durumunda kolonun akma sınırına geldiği kabul edilir. Bu yöntem Hughes ve Priebe metodlarına göre gelişmiş ve oldukça hassas bir metottur.

#### 1.11.7.6. Oturma Tahminlerinin Arazi Ölçümleri ile Karşılaştırılması

Goughnour ve Barksdale (1984), beş farklı sahada üç farklı oturma analiz yönteminin sonuçlarını sonlu elemanlar yöntemi de ekleyip arazi ölçümleri ile karşılaştırmıştır. Bu sonuçlar Tablo 1.7' de verilmiştir.

Tablo 1.7. Oturma tahmin yöntemlerinin karşılaştırılması

No	Kolon Boyu (m)	Alan Yerdeğiştirme Oranı ( $a_c$ )	Gerilme Kons. Oranı(n)	Aboshi S (cm)	Goughnour S (cm)	Sonlu Elemanlar S (cm)	Ölçülen S (cm)
1	12	0.42	4	10.3	2.5	1.9	3.7
2	18	0.25	5	20.7	8.1	6.3	9.8
3	18	0.25	5	30.1	15.4	15.7	14.4
4	18	0.25	5	32.4	17.0	18	20.5
5	5	0.26	4	20.3	14.6	23.3	16.2

#### 1.11.7.7. Konsolidasyon Hızı

Taş kolon ile iyileştirilmiş zeminlerin konsolidasyonu, kum drenlerde olduğu gibi düşey ve radyal yönde olmaktadır. Ortalama konsolidasyon yüzdesi;

$$U = 1 - (1 - U_z) \times (1 - U_r) \quad (1.46)$$

şeklinde bulunabilir. Burada;

$U$  : Kohezyonlu zemin düşey v e radyal yöndeki konsolidasyon yüzdesi

$U_z$  : Düşey yöndeki ortalama konsolidasyon yüzdesi

$U_r$  : Radyal yöndeki ortalama konsolidasyon yüzdesi

olarak verilmektedir. Diğer yandan zaman faktörü ise ;

$$T_v = \frac{C_v t}{H_d^2} \quad (1.47)$$

bağıntısı ile bulunarak konsolidasyon yüzdesine geçilebilir. Burada;

$C_v$  : Düşey yöndeki konsolidasyon katsayısı

$t$  : Geçen süre

$H_d$  : Drenaj boyu

olarak verilmektedir. Radyal yöndeki konsolidasyon boyutsuz zaman faktörü olan  $T_r$ ' nin fonksiyonu olarak bulunur ve;

$$T_r = \frac{C_{vr} x t}{D_e^2} \quad (1.48)$$

bağıntısı ile hesaplanabilir. Burada;

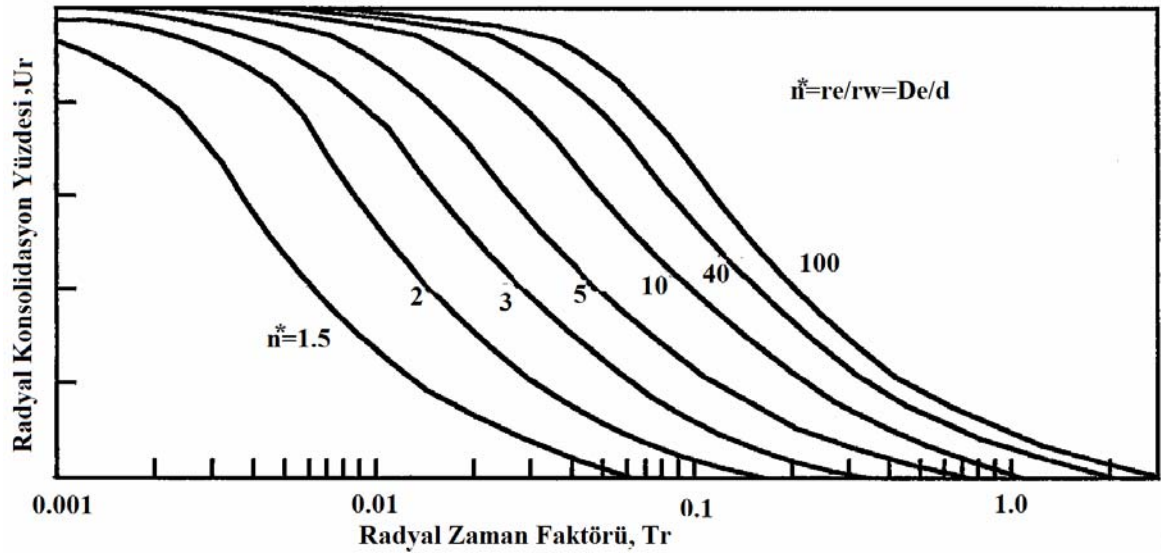
$T_r$  : Radyal Yöndeki Zaman Faktörü

$C_{vr}$  : Radyal Yönde Konsolidasyon Katsayısı

$t$  : Süre

$D_e$  : Birim hücrenin eşdeğer çapı

olarak tanımlanmaktadır. Şekil 1.16'da verildiği gibi Castelli (1984) arazide bir takım deneyler yapmış ve dolgu altında taş kolon ile iyileştirmede ölçülen oturma hızının, fitil dren ile ölçülen iyileştirme durumundan daha büyük olduğu sonucuna varmıştır (Barksdale ve Bachus 1983).



Şekil 1.16. Radyal yönde konsolidasyon yüzdesi (Barksdale ve Bachus 1983).

Taş kolon imalatı sırasında taş kolonu çevreleyen zemini imalat sırasında oluşacak örselenmenin etkisi ile kolona bir miktar bulaşabilmektedir. Bu durum kolon çevresinde sıvılaşma zonu olarak tanımlanan bölgedeki permabiliteyi düşürür. Sıvılaşma zonu etkili taş kolon çapını küçülterek konsolidasyonu etkiler. İmalat yöntemi, imalat hızı, zemin koşulları ve kıvam gibi parametrelere bağlı olarak sıvılaşma zonu kalınlığı gerçek kolon çapının 1/2 -1/10 arasında bir değer olarak alınabilir (Munfakh, 1984).

#### 1.11.8. Taş Kolon ile Şev ve Dolguların Stabilitesi

Doğal şevlerin ve yumuşak zemin üzerine yapılan dolguların stabilitesi önemli bir sorun olarak karşımıza çıkmaktadır. Taş kolon kullanılması ile yumuşak zeminler iyileştirilerek güvenlik sayısı makul sınırlar içine çekilebilir. Taş kolon ile iyileştirme yapılmış olan şevlerin ve dolguların stabilite analizi gerilme konsantrasyon olayı göz önünde bulundurulmaz ise normal şevlerin stabilite analizleri ile aynıdır. Bu tip stabilite analizleri basitleştirilmiş Bishop modeli ile rahatlıkla yapılabilir. Ayrıca bilgisayar yardımı ile yapılan stabilite analizlerinde gerilme konsantrasyon faktörü de göz önüne alınabilir. Taş kolonların stabilite analizlerinde farklı yöntemler ve sonlu eleman yöntemleri kullanılabilir.

### 1.11.8.1.Profil Metodu

Profil metodunda her bir taş kolon gurubu eşit koşullarda eşit özellikte eşdeğer şerit taş kolon haline dönüştürülür. Şekil 1.17' de görüldüğü gibi şerit halinde seçilen taş kolonlar eşit hacme sahiptirler. Her bir şerit ve zemin, zemin özelliklerine ve geometrilerine göre analiz edilirler. Her bir şeritte bulunan kolonlar ve zemin özellikleri teker teker bilgisayara girilerek analiz yapılır. Doğal şevlerde meydana gelen stabilite problemlerinin bir çoğunda gerilme konsantrasyon olayından bahsedilemez. Fakat taş kolon ile doğal şevlerin veya dolgu şevlerinin iyileştirildiği durumda gerilme artışı taş kolonlarda meydana gelir. Taş kolonda meydana gelen gerilme konsantrasyonu kesme direncini artırır ve ekonomik bir çözüm ortaya koymuş olur. Ayrıca Şekil 1.17'de görüldüğü gibi zemin üzerinde fiktif bir zemin tabakası olduğu da yöntemde kabul edilir. Bilgisayar ile yapılacak analizlerde fiktif zemin tabakası göz önüne alındığında, bu tabakanın ağırlığı taş kolon şeriti üzerinde gerilme konsantrasyonu olarak düşünülecektir. Taş kolon ile dolgu şevinin arasındaki ortalama düşey gerilmenin dolgudan kaynaklanan gerilmeye eşit olduğu kabul edilir. Taş kolondaki gerilme konsantrasyonu;

$$\sigma_s = \sigma + \Delta\sigma_s \quad (1.49)$$

$\sigma$  : Dolgu yükünden oluşan gerilme ( $\sigma = \gamma_1 H'$ )

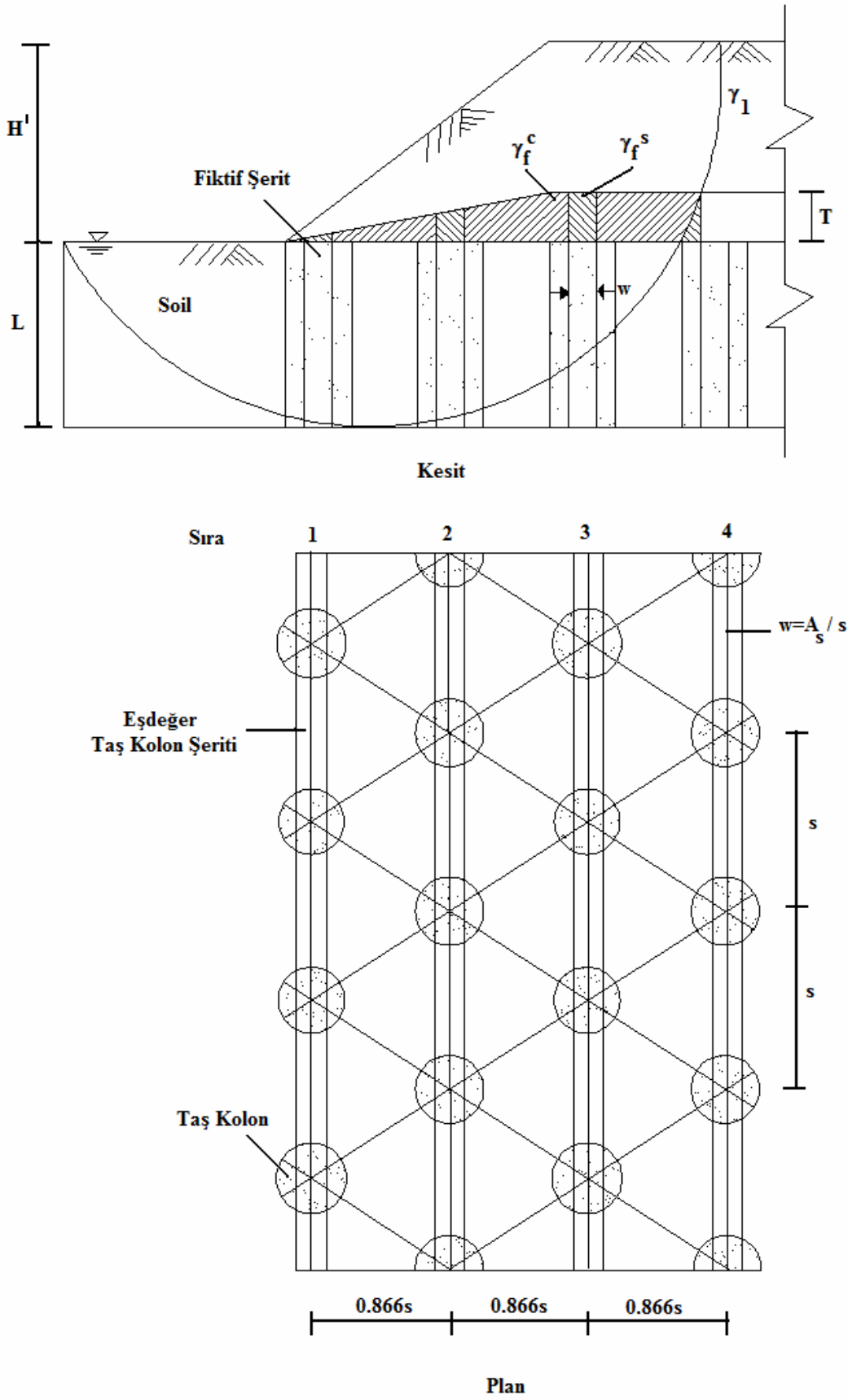
$\Delta\sigma_s$  : Taş kolondaki gerilme artışı

olarak alınır. Burada  $\Delta\sigma_s$  ise;

$$\Delta\sigma_s = \sigma_s - \sigma = \mu_s \sigma = (\mu_s - 1)\sigma = (\mu_s - 1)H'\gamma_1 \quad (1.50)$$

Fiktif tabaka kalınlığının taş kolonların üzerindeki yoğunluğu ise;

$$\gamma_s^f = \frac{(\mu_s - 1)\gamma_1 H'}{T'} \quad (1.51)$$



Şekil 1.17. Eşdeğer taş kolon şeriti (Barksdale ve Bachus 1983).

aynı şekilde fiktif tabaka kalınlığının zemin üzerindeki yoğunluğu ise;

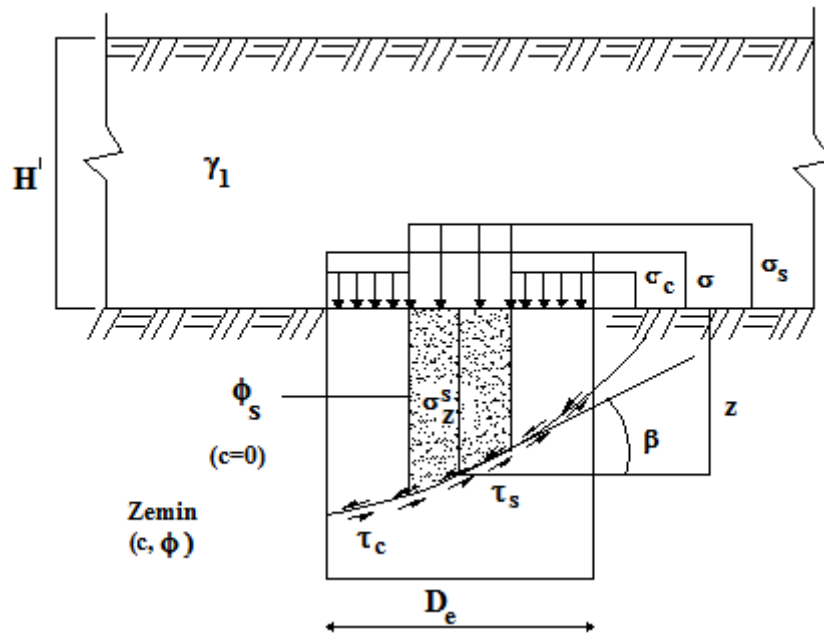
$$\gamma_c^f = \frac{(\mu_c - 1)\gamma_1 H'}{T'} \quad (1.52)$$

olarak bulunur. Yumuşak zemin üzerindeki fiktif zemin tabakası şev altında üçgen olduğundan dolayı her bir taş kolon şeriti için farklı ağılıkta olacaktır. Bu nedenle tüm dolgular altında 75 ile 100 mm sabit kalınlıkta fiktif bir şeridin alınması iyi olacaktır.

### 1.11.8.2.Ortalama Kayma Mukavemeti Metodu

Taş kolonlar ile iyileştirilmiş zeminin stabilitesinin belirlenmesi amacı kullanılan bu yöntem daha çok Japonya'da kullanılmaktadır. Fakat son yıllarda Amerika'da da oldukça sık kullanılmaya başlanmıştır. Bu metotta birim hücre içindeki zemin ve taş kolonların ortalama ağırlıkları hesaplanır. Daha sonra bu özellik stabilite analizinde kullanılır.

Şekil 1.18'de görüldüğü gibi taş kolon birim hücrenin dairesel kayma yüzeyini kestiği noktalardaki gerilmeler göz önüne alınarak, kolon ağırlığı ve tatbik gerilmesinden kaynaklanan efektif gerilme;



Şekil 1.18. Ortalama kayma mukavemeti metodu ile stabilite analizinde gerilmeler (Barksdale ve Bachus 1983).

$$\sigma_z^s = \gamma_s z + \sigma \mu_s \quad (1.53)$$

şeklinde ifade edilir. Burada ;

$\sigma_z^s$  : Taş kolonun Kayma Yüzeyi Üzerine Etkiyen Düşey Efektif Gerilme

$\gamma_s$  : Taş Kolon Malzemesinin Birim Ağırlığı

$z$  : Zemin Yüzeyinden İtibaren Derinlik

$\sigma$  : Dolgu Yüklerinden Dolayı Dolgu Zemin Arayüzeyindeki Gerilme

$\mu_s$  : Taş Kolon Gerilme Konsantrasyon Faktörü

olarak tanımlanır.

Yöntemde kohezyon göz ardı edildiğinde oluşacak kayma gerilmesi;

$$\tau_s = (\sigma_z^s \cos^2 \beta) \tan \theta_s \quad (1.54)$$

şeklinde bulunur. Burada;

$\tau_s$  : Taş Kolondaki Kayma Mukavemeti

$\beta$  : Kayma Yüzeyinin Yatayla Yaptığı Açısı

$\phi_s$  : Taş Kolonun İçsel Sürtünme Açısı

olarak tanımlanır.

Kohezyonlu zeminlerde oluşacak toplam gerilme ise ;

$$\sigma_z^c = \gamma_c z + \sigma \mu_c \quad (1.55)$$

şeklinde bulunur. Burada ;

$\sigma_z^c$  : Kohezyonlu Zemindeki Toplam Düşey Gerilme

$\gamma_c$  : Kohezyonlu Zeminin Birim Ağırlığı

$\mu_c$  : Zemin İçin Gerilme Konsantrasyon Faktörü

olarak tanımlanmaktadır.

Aynı şekilde yöntemde kohezyonlu zeminler için kayma mukavemeti ise;

$$\tau_c = c + (\sigma_z^c \cos^2 \beta) \tan \phi_c \quad (1.56)$$



şeklinde hesaplanabilir. Burada ;

$\tau_c$  : Kohezyonlu Zeminin Kayma Mukavemeti

$c$  : Drene Olamayan Kohezyonlu Zeminin Kohezyonu

$\phi_c$  : Drene Olamayan Kohezyonlu Zeminin İçsel Sürtünme Açısı

olarak tanımlanmaktadır.

Taş kolon birim hücresi alanındaki ağırlıklı ortalama kayma mukavemeti ise;

$$\tau = (1 - a_s)\tau_c + a_s\tau_s \quad (1.57)$$

gibi olacaktır.

Taş kolon ile iyileştirilmiş zeminin ağırlıklı ortalama birim ağırlığı ise;

$$\gamma_{ort} = \gamma_s a_s + \gamma_c a_c \quad (1.58)$$

olarak bulunabilir.

Bu metotta her bir taş kolon sırası için ayrı ayrı hesap yapıldıktan sonra klasik şev stabilite analizi elle yada bilgisayar programı kullanılarak yapılabilir.

Eğer doğal şev stabilitelerinde olduğu gibi herhangi bir gerilme konsantrasyonu mevcut değilse herhangi bir program ile stabilite analizi yapılabilir. Bunun için taş kolon malzemesinin kohezyonu ile gerilme konsantrasyon oranı göz ardı edilerek ortalama kayma mukavemeti metodunda kayma mukavemeti parametreleri

$$c_{ort} = c a_c = c (1 - a_s) \quad (1.59)$$

$$(\tan \theta)_{ort} = \frac{\gamma_s a_s \tan \theta_s + \gamma_c a_c \tan \phi_c}{\gamma_{ort}} \quad (1.60)$$

formülü ile bulunur. Burada  $\gamma_s$  , Birim ağırlık ,  $\gamma_{ort}$  ise ortalama birim ağırlıktır.  $\phi_c = 0$  için alan oranı esas alınırsa aşağıdaki eşitlik kullanılmalıdır.

$$(\tan \phi)_{ort} = a_s \tan \phi_s \quad (1.61)$$

bu eşitlik kullanıldığı takdirde  $\gamma_{ort} = \gamma_s$  alınmalıdır. Taş kolon ile iyileştirilen zeminlerin stabilite analizlerinde seçilen kayma dairelerinin emniyet faktörünün tespiti için ;

$$S_F = \frac{M_r + \Delta M_r}{M_d + \Delta M_d} \quad (1.62)$$

formülü kullanılır. Burada ;

$S_F$  : İyileştirilmiş Zeminin Emniyet Faktörü

$M_r$  : Kaymaya Karşı Koyan Moment (Taş Kolonsuz)

$M_d$  : Kaymaya Çalışan Moment (Taş Kolonsuz)

$\Delta M_r$  : Taş Kolondan Oluşan Kaymaya Karşı Koyan Moment

$\Delta M_d$  : Taş Kolondan Oluşan Kaymaya Çalışan Moment

olarak tanımlanır. Bu yaklaşım özellikle elle yapılacak çözümler için idealdir. Taş kolonlar Japonya'da çakıl, kırmataş ve kum ile yapılmaktadır. Japon metodu olarak anılan metotta mukavemet parametreleri ortalama mukavemet modeli parametreleri ile aynıdır. Şekil 1.19'da verilen herhangi doğal bir şevin taş kolonlar ile iyileştirilmesi sonucunda emniyet faktörü ;

$$F_s = \frac{\sum c'LR + \sum(N - ul_c)\tan\phi'}{\sum W x} \quad (1.63)$$

formülü ile hesaplanır. Burada ;

$L$  : Potansiyel Kayma Yüzeyinin Uzunluğu

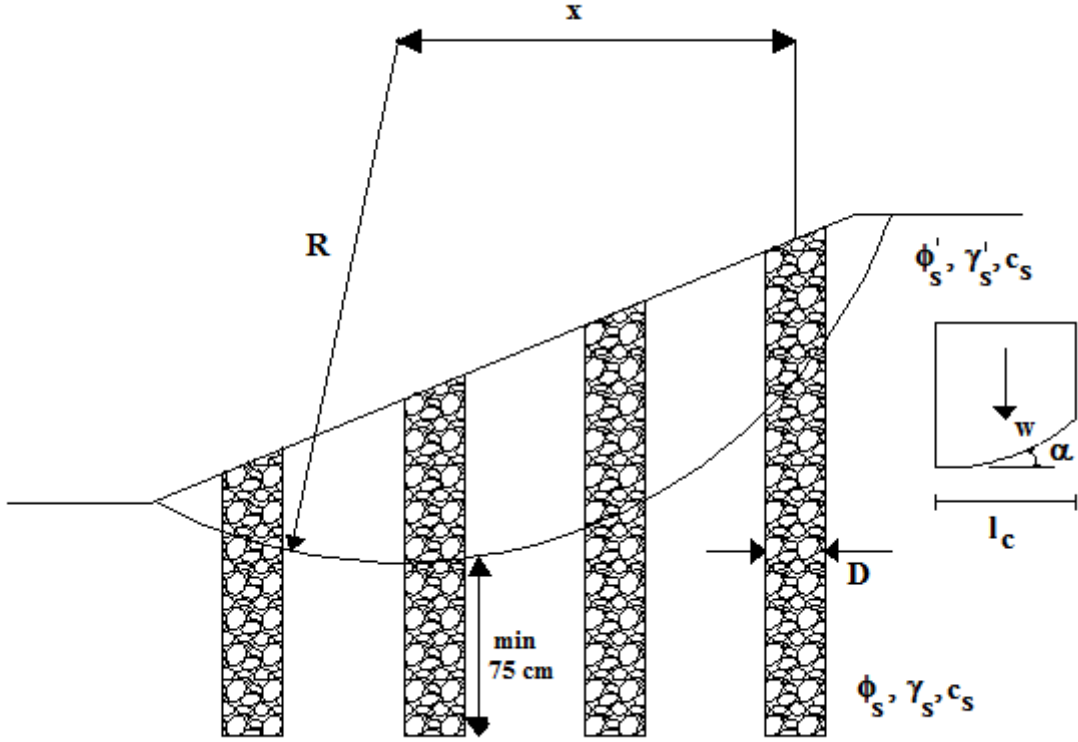
$l_c$  : Taş Kolon Taban Genişliği

$N$  : Taş Kolon Dilim Tabanına Etkiyen Normal Kuvvet

$u$  : Kayma Yüzeyi Üzerindeki Ortalama Boşluk Suyu Basıncı

$W$  : Dilimin Toplam Ağırlığı

$x$  : Dilim Eksenini ile Kayma Dairesinin Merkezi Arasındaki mesafe



Şekil 1.19. Doğal şevin taş kolon ile stabilizasyonu (Tunç, 2002).

Bu tekniğin analizlerinde ayrıca ;

$$(A_s + A_c)\sigma = A_s\sigma_s + A_c\sigma_c \quad (1.64)$$

$$\sigma_h \geq \frac{(1 + \sin\phi_s)}{(1 - \sin\phi_s)}\sigma_s \quad (1.65)$$

$$\sigma_h \leq \sigma_c + \sigma_u \quad (1.66)$$

yukarıdaki eşitlikler göz önüne alınmalıdır. Burada;

$A_s$  : Taş Kolonun Kesit Alanı

$A_c$  : Kilin Kesit Alanı

$\sigma$  : İyileştirilmiş Zemin Üzerindeki Düşey Gerilme

$\sigma_s$  : Taş kolon Üzerindeki Düşey Gerilme

$\sigma_c$  : Kil Üzerindeki Düşey Gerilme

$\sigma_h$  : Taş Kolonun Silindirik Yüzeyi Üzerindeki Yanal Çevre Gerilmesi

$\phi_s$  : Taş Kolonun İçsel Sürtünme Açısı

$\sigma_u$  : Kil Zeminin Üst Akma Gerilmesi

olarak tanımlanır.

(1.65) ve (1.66) formüllerinden ;

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_c} = \frac{(1 + \sin \phi_s)}{(1 - \sin \phi_s) \left(1 + \frac{\sigma_u}{\sigma_c}\right)} \quad (1.67)$$

$$n = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \quad (1.68)$$

$$\sigma_c = \frac{\sigma}{[1 + (m-1)a_s]} \quad (1.69)$$

$$\sigma_s = \frac{m\sigma}{[1 + (m-1)a_s]} \quad (1.70)$$

$$ac = \frac{A_s}{(A_s + A_c)} \quad (1.71)$$

yukarıdaki eşitlikler elde edilir. Burada ;

n : Gerilme Konsantrasyon Oranı

$a_c$  : Yerdeğiştirme Oranı

Taş kolonlar ile iyileştirilmiş zeminlerin şev stabilite analizleri için kompozit zeminlerin kayma mukavemetleri ise;

$$\tau_{sc} = (1 - a_s)c + (\mu'_s \sigma + \gamma_s z_s) \tan \phi \cos^2 \alpha \quad (1.72)$$

ile bulunabilir. Burada ;

c : Kilin Kohezyonu

$\gamma_s$  : Taş Kolonun Birim Ağırlığı

$z_s$  : Kayma Yüzeyinin Taş Kolonu Kestiği Nokta ile Taş Kolonun Üst Noktası Arasındaki Düşey Derinlik

$\alpha$  : Kayma Yüzeyinin Taş Kolonu Kestiği Düzlemin Yatayla Kestiği Açı

$\mu'_s$  : Kilin Gerilme Azaltma Katsayısı

olarak tanımlanır. Kilin konsolide olması sırasında kohezyonunun artışı ise ;

$$c = c_o \Delta c = c_o \mu_c \sigma \mathcal{S} \left( \frac{c}{p} \right) \quad (1.73)$$

şeklinde ifade edilir. Burada;

$c_o$  : Kilin Başlangıç Kohezyonu

$\Delta c$  : Konsolidasyondan Dolayı Kohezyondaki Artış

$c/p$  : Kohezyon Artış Oranı

$\mu_c$  : Kilin Gerilme Azalış Katsayısı

$n$  : Gerilme Konsantrasyon Oranı

olarak tanımlanabilir. Kolon etrafındaki killi zemindeki mukavemet, taş kolon üzerinde gerilme konsantrasyonunun azalması ile artar.

## 1.12. Çözümde Kullanılan Sayısal Yöntem

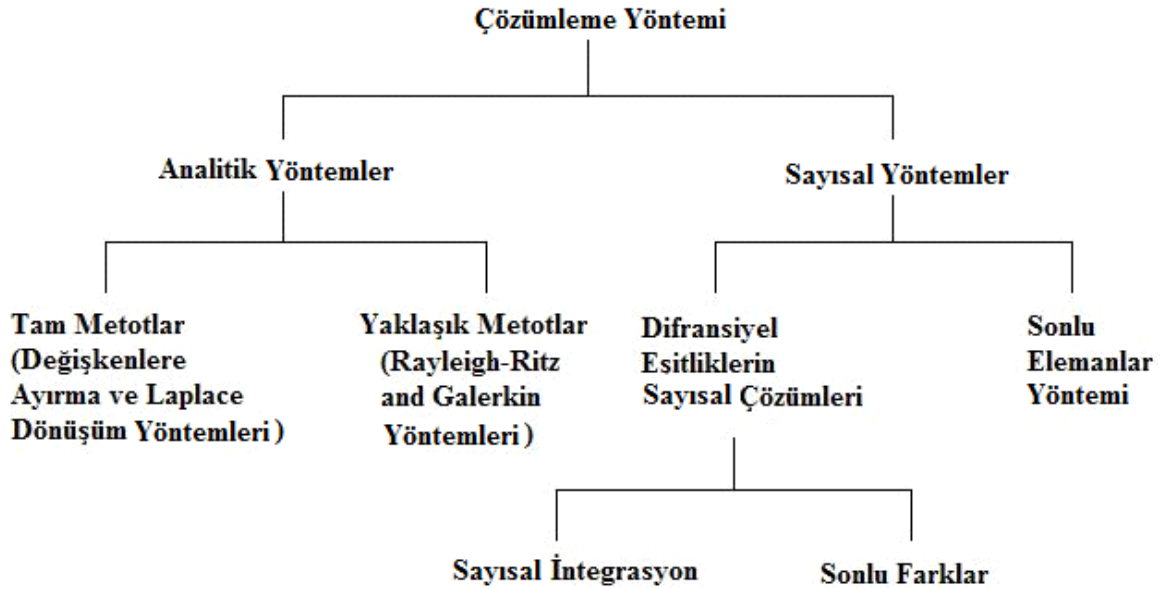
Bu bölümde taş kolonlar ile iyileştirilmiş şevin taşıma gücü, oturmaları ve kaymaya karşı güvenlik sayıları sonlu elemanlar yöntemini kullanan Plaxis 8.5 programı ile analiz edilerek önceki bölümlerde klasik yöntemlerle hesaplanan değerlerle karşılaştırılacaktır. Önce zeminin iyileştirilmeden önceki davranışı modellenmiş, daha sonra taş kolonlar ile iyileştirilmiş zeminler modellenerek yük altında davranışları analiz edilmiştir. Aşağıda genel analiz metotları üzerinde durulmuş, sonlu elemanlar modeli hakkında genel bilgi verilmiş, kullanılan Plaxis 8.5 programı kısaca tanıtılmış son olarak da deneysel düzenek modellenerek analiz sonuçlarına yer verilmiştir.

Birçok karmaşık geoteknik problemlerinde, elastik ve plastik modellerin oluşturulmasında sayısal çözümler başarı ile kullanılmaktadır. Artık geçici olabilen farklı zemin koşulları için dahi tek bir sayısal model kurulabilmektedir. Karmaşık durumlarda sayısal modellerin uygulanmaları sadece mühendislik tasarımının güvenliğini artırmayıp aynı zamanda ekonomik çözümlerde sağlamaktadır.

### 1.12.1. Analiz Metodu

Karmaşık saha problemlerinin çözümünde yaygın olarak kullanılan çözümlene yöntemleri Şekil 1.20'de verilmiştir (Rao 2005). Geoteknikteki yeni sayısal modeller,

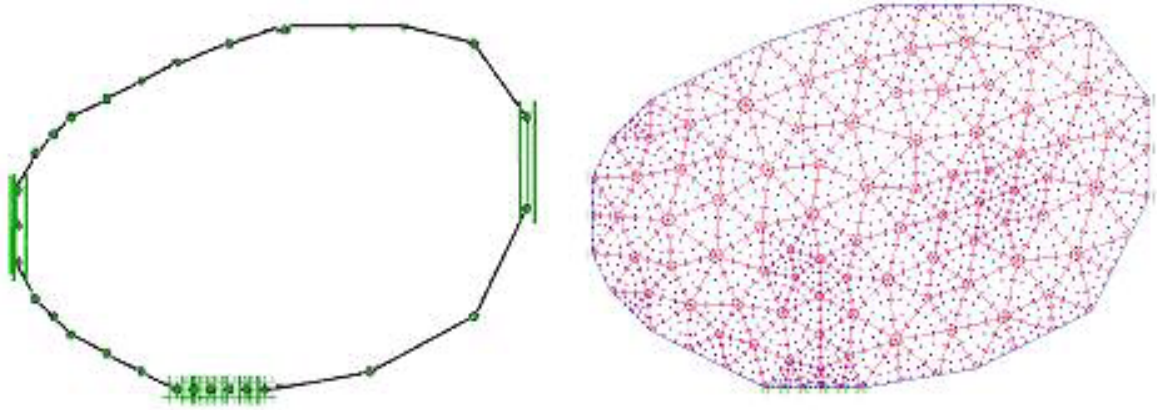
laboratuvar testi ve santrifüj modeller gibi analitik ve deneysel metotları içine almaktadır. Bilgisayar teknolojisindeki gelişim ve kolay erişilebilir hale gelmesi, simülasyonlar ve sayısal modeller hazırlanmasına imkan vermiş ve çok karmaşık problemlere çözüm bulmayı hızlandırmıştır.



Şekil 1.20. Analiz metotları (Rao 2005).

### 1.12.2. Sonlu Elemanlar Modeli

Richardson ilk kez 1910 yılında sonlu farklar yönteminin matematiksel boyutunu ortaya çıkarmış ve bu model 1918 yılında Leibman, 1946 yılında Southwell tarafından geliştirilmiştir (Frank, 1985). Daha sonra sonlu farklar yöntemine çeşitli teoriler eklenerek geliştirilmiş ve bugünkü sonlu elemanlar yöntemi ortaya çıkmıştır. Yöntemde amaç çok karmaşık bir problemin basit bir probleme dönüştürülerek gerçek sonucun (bazen yaklaşık sonuç) elde edilmesidir. Herhangi bir sonlu eleman yönteminde amaç yapının yada sistemin, birbirine bağlı çok sayıda parçalara veya bölgelere bölünmesi ile çözümlemesinin yapılmasıdır. Şekil 1.21'de görüldüğü gibi plak, çeşitli kalınlıklarda, düzensiz şekilde farklı yüklenmiş olarak tanımlanabilir ve çözümlenebilir. Bu alanda çeşitli yerdeğiştirmeler, dönmeler ve eğim tanımlanabilir. Problemin basitleştirilmesinden dolayı, plak içinde sonsuz sayıda noktanın sonsuz sayıdaki gerilmesi bulunur. Bu tip durumlarda problemin sonsuz serbestlik derecesi vardır.



Şekil 1.21. Sonlu elemanlar yöntemi mekanizması (Frank, 1985).

Eğer kapalı alanın analitik çözümü mümkünse, plak içerisindeki her noktaya gelen gerilme bulunabilir. Bu tip düzgün biçimli geometrik alanlar için çözüm diferansiyel denklem ile ya da matematiksel formüllerdir. Düzensiz kapalı alanlar için sonsuz sayıdaki gerilmenin normal matematik formüller ile bulunması mümkün değildir ve bu durum düzensiz kapalı alanlar için yeni çözüm yolu bulmaya itmiştir.

Sonlu elemanlar modelinin ana fikri, problemi temsil etmek üzere elemanları bir araya koymadan önce, her bir elemanın ayrı formüle edilebilmesi ve alanın polinomsal enterpolasyonlar kullanılarak tanımlı hale getirilmesidir.

Azizi (2000) sonlu elemanlar yöntemini, sürekli bir sistemi problemin karakterine uygun sonlu elemanlara ayırarak, elde edilen elemanlar üzerinde iç ve dış kuvvetlerin enerjisinin minimum olması ve sonra bu elemanların birleştirilmesi şeklinde bir çözüm yöntemi uygulanması olarak tanımlamıştır. Böylece sınır koşulları, sisteme ait özellikler, dış yüklerin sürekli veya ani değişimleri kolayca göz önüne alınabilmekte, ayrıca sürekli sistemin tipik bölgelerinde eleman boyutları küçültülerek o bölgenin daha ayrıntılı incelenmesi mümkün olmaktadır.

Geoteknik mühendisliğinde sonlu elemanlar yönteminin kullanılmasına 1966 yılında başlanmıştır. Clough ve Woodward (1967), dolguda gerilmeleri, yanal ve düşey hareketleri belirlemek ve Reyes ve Deene (1966), yeraltında kazı yapılması uygulamalarında kullanmışlardır. Çoğu geoteknik sonlu eleman analizleri gerçek yapıyı modelleyecek şekilde adım adım (aşamalı yükleme, aşamalı kazı) yapılmaktadır. Analizin adımlar halinde yapılabilmesi iki önemli avantaj sağlamaktadır:

Analizlerde dolgu yerleştirilmesi veya kaldırılması durumunda, geometri her bir adımda değişmektedir. Geometrideki değişim sonlu elemanlar ağına eleman ekleyerek veya kaldırılarak modellenmektedir.

Analizlerde, zemin kütlesi içinde gerilmelerin değişimi sonucu her bir yükleme kademesinde zemin özellikleri değişmektedir.

Geoteknik mühendisliği problemlerinde sonlu elemanlar analizleri sonucunda gerilmeler, yanal ve düşey hareketler, boşluk suyu basınçları ve yeraltısuyu akışı vb. belirlenebilmektedir.

Geoteknik problemlerinde, uygun bir sonlu eleman ağı seçilmeli ve analizin doğruluğunu, çözümün yakınsaklığını ve sayısal hesap sırasındaki yuvarlatma hatalarını en aza indirecek eleman tipi ve boyutu seçilmelidir.

Seçilen sonlu elemanlar sahte enerji şekilleri yaratmamalı, kayma kilitlemesine veya kabuk kilitlemesine neden olmamalıdır (Azizi, 2000).

Zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışı doğrusal olmadığından bu davranışın sonlu elemanlar analizlerinde modellenmesi gerekmektedir. Bu amaçla yapımdan önceki başlangıç gerilme durumu, zeminin doğrusal olmayan gerilme-şekil değiştirme ve dayanım özellikleri ve yükleme aşamaları arasındaki bekleme süreleri analizlerde gerçek duruma yakın olarak belirlenmelidir.

### **1.12.3. Plaxis Sonlu Elemanlar Programı**

Plaxis (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis) 1987 yılında Hollanda Delf Üniversitesinde geliştirilmiştir. Programın tasarım amacı, yumuşak zemin üzerindeki dolguların sonlu elemanlar yöntemi ile analizinin yapılmasıdır. Daha sonra program gelişimini devam ettirmiş 1993 yılında ticari bir yazılım haline dönüştürülmüş ve 1998 yılında programın Windows sürümü çıkarılmıştır. Günümüzde deformasyon analizleri, stabilite analizleri, dinamik analizler, zamana bağlı davranış analizleri v.b yapan bir sonlu elemanlar programı olarak oldukça sıklıkla kullanılmaktadır.

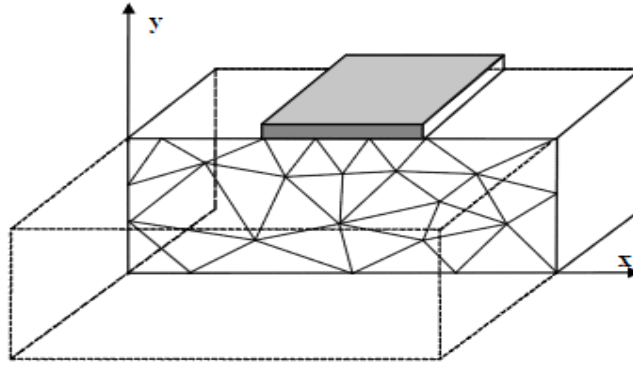


### 1.12.3.1. Model

Plaxis sonlu elemanlar programında iki adet modelleme seçeneği mevcuttur. Bunlar;

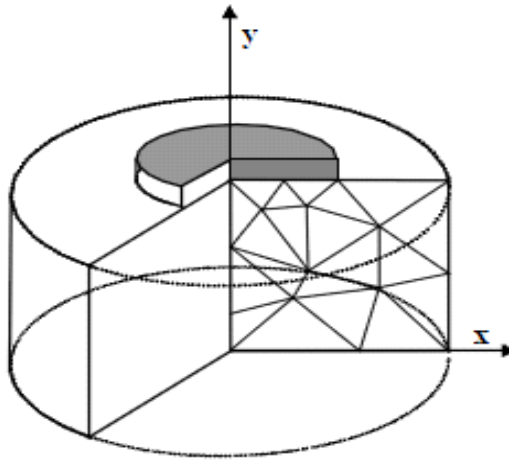
- Plane strain model (İnce levha Modeli)
- Axisymmetry model (Uzun Silindir Modeli)

seçenekleridir. Plane strain model Şekil 1.22’de verildiği gibi belirli bir geometrinin bir şerit boyunca uzadığı kabul edilip, o şeritten birim boyda dilim alınarak oluşturulacak tanımlamalar için kullanılır.



Şekil 1.22. Plane strain model örneği (Plaxis 2006).

Axisymmetry model ise Şekil 1.23’ de görüldüğü gibi belirli bir radyal eksene göre simetriklik gösteren silindirik yapılarda kullanılır.

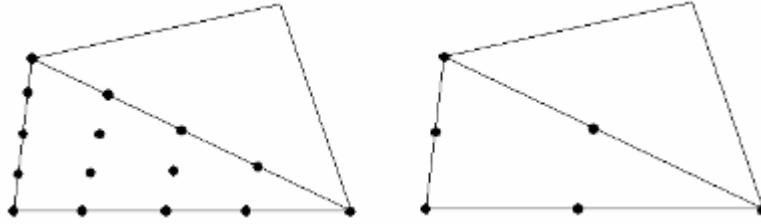


Şekil 1.23. Axisymmetry model örneği (Plaxis 2006).

Her iki modelde iki boyutlu sonlu elemanlar modeli ile x ve y eksenleri boyunca iki serbestlik dereceli olarak çözülür. Sayısal modellerin tanımlanmasında ve analizinde Plane strain model kullanılır.

### 1.12.3.2. Eleman Tipi

Zemin tabakaları ve diğer elemanlar tanımlanırken 6 veya 15 düğümlü (node) üçgen elemanlar seçilebilir. Şekil 1.24’de 6-node ve 15-node elemanlar için model verilmiştir. 15- node elemanlar, kısmi yerdeğiştirmeler için dördüncü derece enterpolasyon sağlar ve sayısal integrasyon ile on iki tane gerilme noktası içerir. 6-node elemanlar ise ikinci derece enterpolasyonlar sağlar ve üç gerilme noktası içerir. 15-node elemanlar, 6-node elemanlara göre daha hassas sonuçlar sunar. Küçük ölçekli hesap değerlerinin önem taşıdığı çalışmalarda 15-node kullanılabilirken hızlı bir şekilde ön hesap yapılacak çalışmalarda 6-node elemanlar seçilmesi daha uygun olacaktır.



Şekil 1.24. 6-node ve 15-node elemanlar (Plaxis,2006)

### 1.12.3.3. Mesh (Ağ)

Sonlu elemanlar modelinde sistemin küçük elemanlara bölünerek, bunlarla zincirleme çözüme gidilmesi gerekir. Sistemin uygun şekilde bir sonlu elemanlar ağı oluşturulması yapılan analizin doğruluğunu çok büyük oranda etkilemektedir. Özellikle oluşturulan sistemin önemli noktalarının daha küçük parçalara bölünmesi gerekmektedir. Dikkat edilmesi gereken noktalar arasında yükün etki ettiği yüzey, temelin alt kısmı, şevin eğim yüzeyi, geotekstil malzeme çevresi başta gelmektedir. Buralarda uygulanacak ağ sıklığını belirlemek için ise yapılan deneysel çalışmalardan faydalanılabilir.

Ağ parametrelerinde biri ortalama ağ boyu olarak tanımlanan  $l_e$ 'dir. Bu parametre geometri ölçülerine ve dane büyüklüğü faktörü  $n_c$ 'ye bağlıdır. Aşağıda ortalama eleman boyu, ağ parametreleri ve ortalama dane büyüklüğü arasındaki ilişki verilmiştir (Plaxis 2006).

$$l_e = \sqrt{\frac{(x_{\max} - x_{\min})(y_{\max} - y_{\min})}{n_c}} \quad (1.74)$$

Burada  $x_{\max}$ ,  $x_{\min}$ ,  $y_{\max}$  ve  $y_{\min}$  geometrinin dış uzunluklarıdır.  $n_c$  ise aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır.

Çok Sıklık	$n_c = 25$	50	Eleman civarında
Normal Sıklık	$n_c = 50$	100	Eleman civarında
Orta Sıklık	$n_c = 100$	250	Eleman civarında
Sık	$n_c = 200$	500	Eleman civarında
Çok Sık	$n_c = 400$	1000	Eleman civarında

#### 1.12.3.4. Zemin Davranışının Modellenmesi

Plaxis de, Lineer Elastik model (LE), Mohr- Coulomb modeli (MC), Hardening Soil model (HS), Hardening Soil model with small-strain stiffness (HSsmall), Soft Soil model (SS), Soft Soil Creep model (SSC) ve Modified Cam-Clay model (MCC) gibi modeller ile zemini tanımlamak mümkündür.

LE modelinde zemin davranışının Hooke yasasına uyduğu ve izotropik lineer elastik bir malzeme olduğu kabul edilmektedir. Lineer elastik model, zemin davranışını çok sınırlı bir şekilde temsil edebilir. Kaya gibi büyük ve rijit zemin kütlelerini modellemek için uygun bir modeldir.

MC, elastoplastik zemin modelidir. Bu model hesaplamaların hızlı ve kısa zamanda yapılabilmesi nedeniyle zeminde oluşacak deformasyonlar hakkında ilk izlenimleri elde etmek için kullanılır. Mohr- Coulomb modelindeki drenajlı koşullarda göçme anındaki gerilme durumu efektif kayma direnci parametreleri olan  $c'$  ve  $\phi'$  kullanılarak tanımlanır. Fakat drenajsız koşullarda efektif gerilmelerden dolayı Mohr Coulomb modeli gerçekçi sonuçlar vermeyebilir.

HS modeli ile farklı tipteki zemin davranışı modellenenebilir. HS modelinde malzeme rijitlik matrisi çok sayıda hesap adımı oluşturduğundan hesaplamalar oldukça uzun sürer.

HSsmall modelinde zeminin yükleme geçmişi ve bağıl rijitlik matrisi de hesaplara dahil edilir. Bu sayede dairesel yüklemelerde kullanılır hale gelir. Fakat yumuşama veya gevşemenin söz konusu olduğu problemlerde tekrarlı yüklemeyi göz önüne almadığından kullanımı uygun değildir. HSsmall model HS modelinin hesaplamalarını daha uzun sürede sonuçlandırır.

SSC modeli ile normal konsolide killer, killi siltler ve turba zeminler yumuşak zemin olarak kabul edilir. Bu tür zeminlerin yüksek sıkışabilirlik kapasitesine sahip olmalarından ötürü farklı özellikleri vardır. HZ modeli tüm zeminler için uygun bir model olmasına rağmen, yumuşak zeminlerdeki büzülme ve gerilme gevşemesi gibi viskoz etkileri ve normal konsolide killerde gözlenen zamana bağlı sıkışma davranışını dikkate almaz. Bu nedenle, bu tür zeminlerde SSC modeli kullanılır. Özellikle, temel ve dolgulardaki zamana bağlı oturma problemleri ile tüneller ve derin kazı gibi zemindeki yük boşalması problemlerinde bu model kullanılır.

SS modeli ile SSC modeli aynı sınırlamalara sahiptir. Sıkışmasının baskın olduğu durumlarda bu yöntemin kullanımında sınırlamalar olabilir. Kazı problemlerinde kullanılması kesinlikle tavsiye edilmez.

MCC modeli SSC modeli ile aynı sınırlamalara sahiptir. Ayrıca MCC modeli çok yüksek kesme dayanımına izin verebilir. MMC modeli ile yumuşak zeminlerin gerilme davranışları uygun bir şekilde verilebilir. Bu tür zeminlerde bu model kullanılırken programda uygun ağ düzenlenmesi yapılmalıdır.

### **1.12.3.5. Stabilite Analizi**

Klasik yöntemlerin yanı sıra bilgisayar kullanımının hızla gelişmesi ile şev stabilite analizlerinde sonlu elemanlar yöntemi artan bir şekilde kullanılmaktadır. Sonlu elemanlar yaklaşımının geleneksel limit denge yöntemlerine göre avantajı, şevin göçme yüzeyinin yeri, şekli, dilimlerin şiddeti ve yönleri ile ilgili kabullere ihtiyaç duyulmamasıdır. Sonlu elemanlar yöntemi, karmaşık şev geometrilerinde, farklı zemin ve yükleme koşullarında iki veya üç boyutlu olarak tüm göçme mekanizması tiplerinde uygulanabilmektedir. Ayrıca bu yöntem, uzun ve kısa süreli stabilite analizlerinde, yeraltı su seviyesi bulunması ve şevin

geotekstil veya taş kolonlar ile iyileştirilmesi durumlarında da rahatlıkla kullanılabilir.

Sonlu elemanlar yöntemi ile şev stabilite analizlerinde, gravite artırma ve mukavemet azaltma yöntemleri yaygın olarak kullanılmaktadır. Gravite artırma yönteminde, yerçekim ivmesi, g şev göçünceye ve denge ortadan kalkıncaya kadar artırılır. Mukavemet azaltma yönteminde ise, zemin dayanımı şev göçünceye ve denge çözümü ortadan kalkıncaya kadar azaltılır. Plaxis şev stabilite analizlerinde güvenlik sayısı bulunurken mukavemet azaltma yöntemi kullanılmaktadır.

Mukavemet azaltma yöntemi, zeminin kayma mukavemeti parametreleri olan, c ve  $\phi$ 'nin şev göçünceye ve denge çözümü ortadan kalkıncaya kadar azaltılması esasına dayanmaktadır.

Plaxis programı ile şev stabilite analizi yapılırken phi/c reduction (mukavemet azaltma metodu) olarak adlandırılan yöntem kullanılmaktadır. Güvenlik sayısı,

$$\sum Msf = \frac{c}{c_{az}} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_{az}} \quad (1.75)$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Burada c ve  $\phi$  değerleri analizler için programa girilmiş olan değerlerdir.  $\sum Msf$  başlangıç olarak 1 değeri alır. Daha sonra dayanım parametreleri göçme oluncaya kadar azaltılır. Bu andaki güvenlik sayısı;

$$\text{Güvenlik Sayısı} = \frac{\text{Mevcut Zemin Dayanımı}}{\text{Göçme Anındaki Dayanım}} = \text{Göçme Anındaki } \sum Msf \quad (1.76)$$

Bu yaklaşım geleneksel kayma dairesi yöntemlerine benzetilmektedir. Gelişmiş zemin modellerinde pekleşme ve gerilmeye bağlı rijitlik olmadığından phi/c reduction metodu Mohr- Coulomb modeli gibi kullanılmaktadır.

### 1.13. Taş Kolon Yönteminin Avantajları ve Dezavantajları

#### 1.13.1. Taş Kolon Yönteminin Avantajları

- Yumuşak kil, killi silt veya killi kum zeminlerde kullanıldıklarında imalatın yapılacağı bölgede dolgu malzemesi kolay temin edilebiliyor ise, tamamen değiştirme, enjeksiyon, kazık v.b iyileştirme yöntemlerine oranla oldukça ekonomiktir.
- İmalat süresi oldukça düşüktür. Yol, havaalanı gibi çabuk bitmesi gereken inşaatların zeminlerinin iyileştirilmesinde hızlı bir şekilde uygulanabilir.
- Taş kolondan dolayı zeminlerde oluşacak iyileşme CPT deneyi yardımıyla kontrol edilebilir.
- Çevre açısından yapılacak hafriyat minimum seviyededir. Bu olayda yüzeyde oluşacak zeminin kirliliği açısından ıslak yöntem dışında büyük bir avantaj sağlar. (Osmanoğlu, 1999).
- Taş kolon yöntemi, kum dren prensibi ile çalışarak konsolidasyon süresini kısaltma etkisi ile birlikte yumuşak zeminlerin mukavemetini ve kıvamını artıran tek yöntemdir. Dolayısıyla birkaç geleneksel iyileştirme yönteminin bir arada kullanılması sonucu elde edilecek iyileştirme tek başına taş kolon kullanılarak sağlanabilir.

#### 1.13.2. Taş Kolon Yönteminin Dezavantajları

- Uygulama yapılacak bölgede dolgu malzemesinin kısıtlı olması maliyeti artırabilir.
- Kayma mukavemeti çok düşük olan zeminlerde yöntem verimliliğini kaybedebilir.
- Yüzen taş kolonlar ile ilgili yeterli teorik ve deneysel bilgi söz konusu olmaması nedeniyle sağlam zemin tabakasının 20 m.'den derin olduğu durumlarda uygulanması sakıncalı olabilir.
- Taş kolonların imalatı farklı donanım gerektirir ve bu teknikte çalışacak elemanların tecrübeli olması gereklidir.

## **2. YAPILAN ÇALIŞMALAR VE BULGULAR**

### **2.1. Deneysel Çalışmada Kullanılan Malzemelerin Özellikleri**

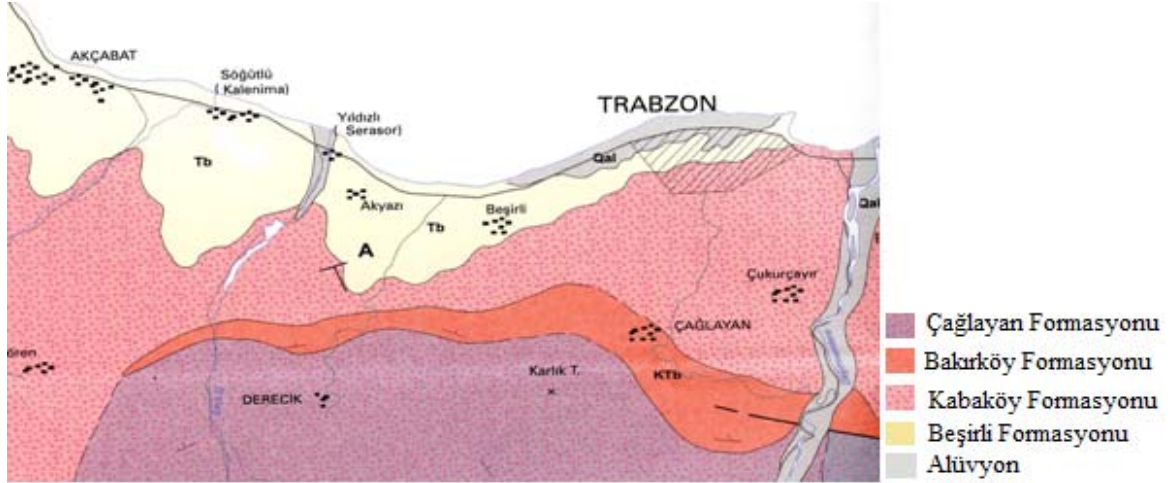
#### **2.1.1. Kil**

Bu çalışmada yumuşak killerin şev stabilitesi ve şev üzerindeki yüzeysel temelin taşıma gücü özelliklerinin, taş kolon yöntemi ile değişiminin incelenmesi amacı ile Trabzon ili, Akçaabat ilçesinin Söğütlü beldesindeki KTÜ Fatih kampusundan temin edilen zemin kullanılmıştır. Deneylede kullanılan zeminin alındığı yörenin jeolojisi, fiziksel ve plastisite özellikleri, dane dağılımı, kompaksiyon, geçirimsizlik, dayanım özellikleri arazide ve laboratuarda yapılan çalışmalar sonucunda belirlenmiştir.

Kil zeminin alındığı bölge, Kabaköy formasyonu üzerine uyumsuz olarak gelen kaba daneli çakıltaşı ve kumtaşları içeren Beşirli formasyonu olarak adlandırılmıştır. Trabzon'un batısında Beşirli köyü dolayında bulunan ve tip kesit veren birim, Akyazı, Sera dere, Kalenima dere ağızlarında ve Yomra batısında izlenir. Kalınlığı 50-75 m.'dir.

Genellikle gevşek çimentolu, iri daneli Konglomera, daha az kumtaşı ve kıltaşı seviyelerinden oluşan Beşirli formasyonun malzemesi tümüyle Kabaköy formasyonundan alınmıştır. Yer yer iri andezit veya bazalt çakıl ve bloklardan oluşan konglomeralar, aglomerayı andırır. Bazen iyi derecelenme ve çapraz tabakalanma yapıları gözlense de genelde etkin aşınma ve kısa mesafeli taşıma sonucu hızlı çökelmiş bir yığılım görünümündedir.

Yaşını saptayacak herhangi bir ipucu bulunmayan formasyonun, eosen yaşlı Kabaköy formasyonu üzerinde uyumsuz olarak bulunuşu ve kumlu kil seviyelerde taşınmış miyosen yaşlı fosil parçaları içermesi göz önünde bulundurularak, Pliyosen yaşında olduğu kabul edilmiştir (Güven, 1993). Şekil 2.1'de Söğütlü yöresinin jeolojik haritası verilmiştir.



Şekil 2.1. Söğütü yöresinin jeolojik haritası (Güven, 1985)

#### 2.1.1.1. Fiziksel Özellikler

Zeminin fiziksel özelliklerini belirlemek amacı ile öncelikle araziden alınan örselenmiş numuneler üzerinde su taşıma yöntemi ile doğal yoğunluk, piknometre yöntemi ile özgül yoğunluk, doğal su muhtevası ve zemine ait diğer fiziksel özellikler Tablo 2.1’de belirlenmiştir.

Tablo 2.1. Kilin Fiziksel Özellikleri

Doğal Birim Hacim Ağırlık ( $Mg/m^3$ )	2.08
Özgül Ağırlık	2.78
Doğal Su Muhtevası (%)	18

Deneylerde havada kurutulmuş kile su muhtevası % 80 olacak şekilde su ilave edilmiş ve elektrikli mikser ile homojen hale gelinceye kadar karıştırılmıştır. Karışım bir gün süre ile bekletilmiş % 80 su muhtevası teyit edildikten sonra deneylere geçilmiştir. % 80 su muhtevasında kilin doğal birim hacim ağırlığı  $17.75 \text{ kN/m}^3$  ve doygun birim hacim ağırlığı  $20.45 \text{ kN/m}^3$  olarak belirlenmiştir.



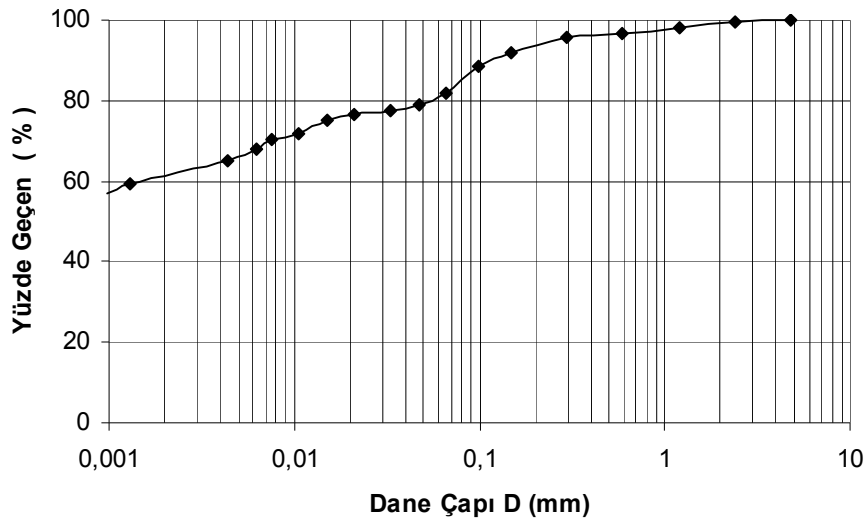
### 2.1.1.2. Kıvam Limitleri

Kohezyonlu zeminler, su muhtevalarındaki değişime bağlı olarak farklı davranışlar göstermektedir. Atterberg (1911), bu farklı davranışları birbirinden ayıran su muhtevalarını tanımlamış ve bunları kıvam limitleri olarak isimlendirmiştir (Uzuner, 2007). Casagrande aleti ile yapılan laboratuvar çalışmaları sonucunda (TS 1900) deneylerde kullanılan kilin likit limiti % 94, plastik limiti ise % 38 olarak bulunmuştur. Kil yüksek plastisiteli olup plastisite indisi % 56, kıvam indisi 1.36 ve likitlik indisi ise – 0.36 dur.

% 80 su muhtevasında hazırlanan deney kilinin kıvam indisi 0.25 ve likitlik indisi de 0.75 olarak bulunmuştur.

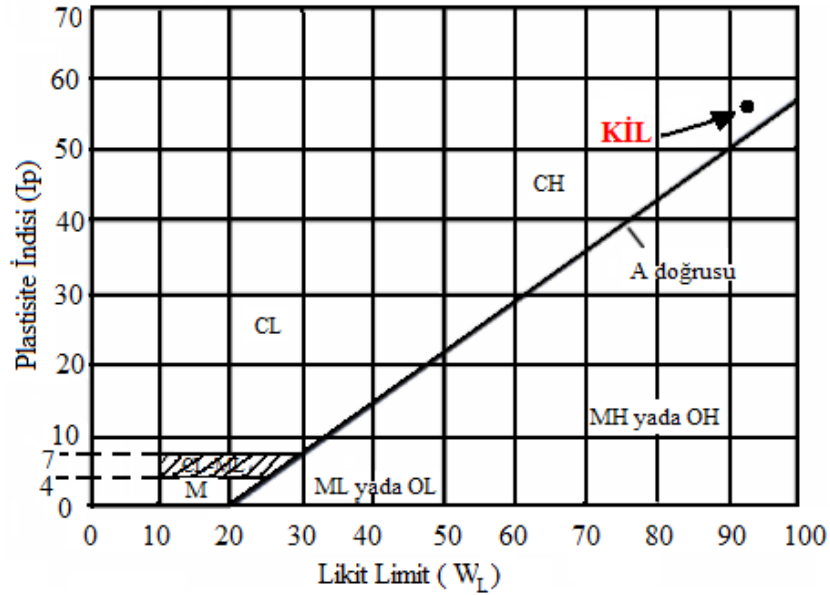
### 2.1.1.3. Zeminin Sınıflandırılması

Çalışmada dane çapına göre sınıflandırma ve birleştirilmiş zemin sınıflandırılması kullanılmıştır. Zeminin dane dağılım eğrisini belirlemek amacı ile iri daneli kısımlar için elek analizi, ince daneleri kısımlar için ise hidrometre analizi (ıslak analiz) yapılmıştır. Bu analizlerden elde edilen sonuçlara göre zeminlerin granülometri eğrisi Şekil 2.2'deki gibi elde edilmiştir. Deney numuneleri hazırlanırken 0.42 mm elekten elenerek iri danelerin ayrılması sağlanmıştır.



Şekil 2.2. Kilin granülometri eğrisi

Birleştirilmiş zemin sınıflama sisteminde (USCS), 200 nolu ve 4 nolu eleklerden geçen yüzdelere,  $C_u$ ,  $W_L$  ve  $I_p$  değerleri kullanılarak zeminler sınıflandırılmaktadır. Bu zemin sınıflandırma sisteminde zeminler iki harf kullanılarak sınıflandırılmaktadır. İnce daneli zeminler, likit limit, plastisite indisi kullanılarak, Şekil 2.3’de Casagrande tarafından verilen plastisite grafiğine göre sınıflandırılmaktadır.



Şekil 2.3. Kilin birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine göre plastisite kartındaki yeri

Zeminin organik olup olmadığını anlamak için;

$$\frac{\text{Likit Limit (Etüvde Kurutulmuş)}}{\text{Likit Limit (Kurutulmamış)}} \leq 0.75$$

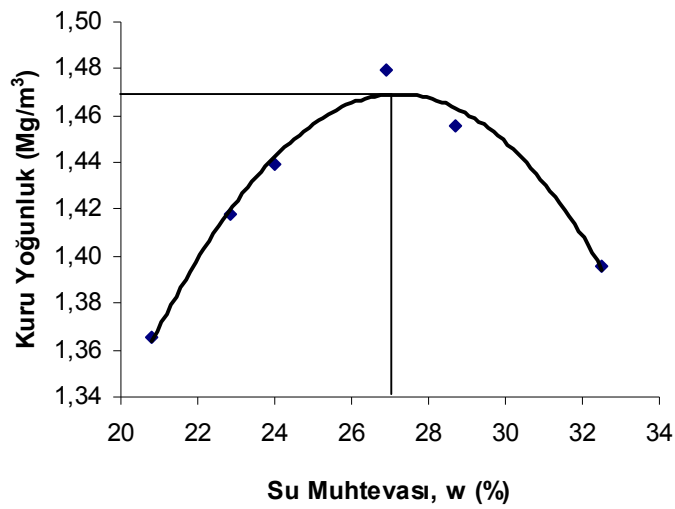
bağıntısı kullanılır. Bu oran gerçekleşiyorsa zemin, organik olarak adlandırılır.

$$\frac{\text{Likit Limit (Etüvde Kurutulmuş)}}{\text{Likit Limit (Kurutulmamış)}} = \frac{93}{101} = 0.92 \geq 0.75$$

olduğundan zemin organik değildir. Zemine ait veriler plastisite kartında yerine konulduğunda zeminin A doğrusunun üstünde kaldığı görülür. Bütün bu veriler göz önüne alındığında USCS’ye göre zemin sınıflandırılırsa, CH (yüksek plastisiteli kil) grubu bir malzeme olduğu bulunur. Yumuşak bir kil olan zeminin en üst tabaka kalınlığı 10 m’den büyük olduğundan deprem yönetmeliğine göre sınıfı ise Z4 olarak belirlenmiştir.

#### 2.1.1.4. Kompaksiyon Özellikleri

Araziden alınan örselenmiş numuneler üzerinde kompaksiyon parametreleri olan maksimum kuru yoğunluk ve optimum su muhtevası değerlerini belirlemek amacı ile Standart Proktor deneyi yapılmıştır. Bu deneylerden elde edilen veriler kullanılarak Şekil 2.4'deki kompaksiyon eğrisi çizilmiş ve maksimum kuru yoğunluk  $1.47 \text{ Mg/m}^3$ , optimum su muhtevası ise %27 olarak bulunmuştur. Şekilden de görüldüğü üzere kompaksiyon eğrisi tipik (konkav şekilli) bir kompaksiyon eğrisi olarak bulunmuştur.



Şekil 2.4. Kilin kompaksiyon eğrisi

#### 2.1.1.5. Geçirimsizlik Özellikleri

Terzaghi ve Peck (1967) tarafından önerilen düşen seviyeli permabilite deneyi yapılarak, zemine ait geçirimsizlik katsayısı belirlenmiştir. Optimum su muhtevasında sıkıştırılan numune üzerinde yapılan deney sonucunda geçirimsizlik katsayısı  $1.0 \times 10^{-8} \text{ cm/sn}$  olarak bulunmuştur.

### 2.1.1.6. Dayanım Özellikleri

Kayma direnci parametreleri olan kayma mukavemeti açısı ( $\phi$ ) ve görünür kohezyon ( $c$ ) değerleri kesme kutusu deneyi ile (TS-1900) belirlenmiştir. Kesme kutusu deneyi, deneylerde kullanılacak su muhtevasında (% 80) ve 6x6x2 cm boyutlarında hazırlanan numuneler üzerinde yapılmıştır. Deneylerde yükleme hızı 0.5 mm/dak olarak uygulanmış ve her bir örnek 13, 26 ve 54 kPa düşey gerilme altında kesilmiştir. Ek 1’de deneye ait kayma gerilmesi-normal gerilme grafiği verilmiştir. Kesme kutusu deneyinden elde edilen verilere göre kilin kohezyonu 5 kPa ve içsel sürtünme açısı  $4^0$  olarak bulunmuştur. Ayrıca drenajsız deneyde kullanılacak su muhtevasında yapılan üç eksenli yükleme deneyinde 98, 196 ve 392 kPa çevre basıncı kullanılmış gerilme şekil değiştirme eğrisinin başlangıç eğiminden Elastisite modülü bulunmuştur. Yükleme hızı 0.5 mm/dak.’dır

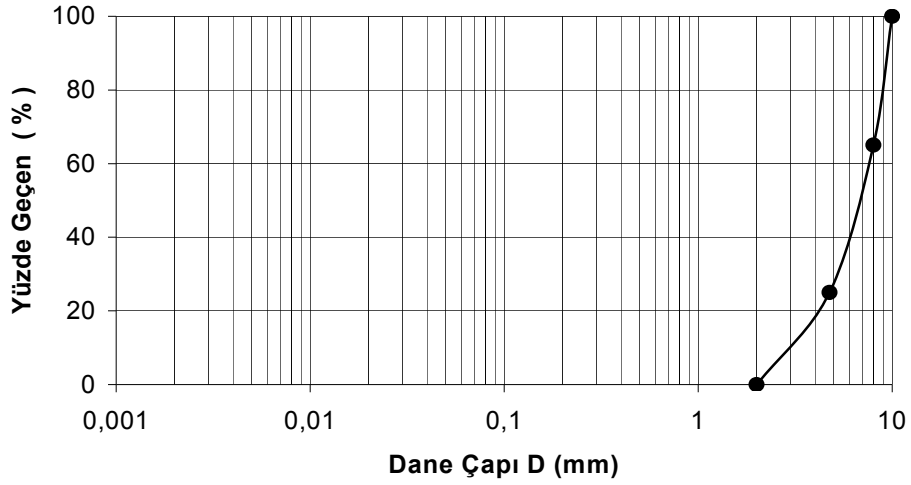
### 2.1.2. Çakıl

Taş kolonların imalatında Trabzon yöresinden alınan çakıl kullanılmıştır. Çakıla ait fiziksel ve dayanım özellikleri Tablo 2.2’de verilmiştir. Çakıla ait içsel sürtünme açısı 30x30x10 cm boyutlarında 1 mm/dak yükleme hızında 75, 100 ve 250 kPa’lık normal gerilme altında bulunmuştur.

Tablo 2.2. Çakılın Fiziksel Özellikleri

Özgül Yoğunluk	2.87
c (kPa)	0
$\phi$ (Derece)	41

Çakıla ait  $\gamma_{kmin}$  13.8 kN/m<sup>3</sup> ve  $\gamma_{kmax}$  15.9 kN/m<sup>3</sup> TS 1900 standartlarına uygun olarak Modifiye Proctor deneyi ile olarak bulunmuştur. Kesme kutusu numuneleri 15 kN/m<sup>3</sup> birim hacim ağırlıkta hazırlanmıştır. Ayrıca yapılan deneylerde çakılın dane çapı 2 mm ile 10 mm arasında değişecek şekilde seçilmiştir. Seçilen aralığın granülometri eğrisi Şekil 2.5’de verilmiştir.



Şekil 2.5. Çakılın granülometri eğrisi

## 2.2. Deney Düzenegi

Çalışmada problemin daha iyi anlaşılması ve daha uygun çözümlerin verilebilmesi için laboratuvar ortamında kontrol edilebilen ve arazi şartlarını en iyi şekilde yansıtan deneysel model kurulmuştur. Deneysel model ile, oluşturulan kil şevdeki yerel ve toplam deplasmanların belirlenmesi ve taş kolonla iyileştirme yapıldıktan sonra düşey yükleme ile şevde oluşacak yük-deplasman eğrilerindeki değişiminin incelenmesi amaçlanmıştır. Deney kutusunun yükleme düzlemine dik plandaki iç ölçüleri planda 100 x 20 cm ve yüksekliği 80 cm.'dir. Deney kutusunun alt, arka ve yan yüzleri 25 mm fiberglas malzemeden olup ön yüzü ise 20 mm pleksiglas malzemeden oluşmaktadır. Önyüzdeki pleksiglas malzeme sayesinde deney sırasında şevde meydana gelecek yatay ve düşey yöndeki deformasyonların kolayca görülmesi amaçlanmıştır. Deney kutusu ayrıca altı adet L şeklinde çelik kuşak ile desteklenmiştir. Şekil 2.6'da deney kutusu verilmiştir.



Şekil 2.6. Deney kutusu

Deney kutusu dış yüzeylerde oluşacak deplasmanları en aza indirerek, düzlem şekil değiştirme koşullarını sağlayacak şekilde yeterli rijitlikte yapılmıştır ve deney esnasında kutuda yanal deplasman kontrol edilmiştir. Deney kutusunun iç yüzeyinin fiberglas malzemedan yapılmış olmasından dolayı zemin ile kutu arasındaki sürtünme en aza indirgenmiştir. Kutunun hareketini, St 60 çeliğinden yapılmış ikisi sabit (tek yönde), ikisi de döner (4 yöne) toplam 4 adet tekerlek sağlamaktadır. Ayrıca deney kutusunu yükleme sistemine yerleştirmek için %10 eğimli 40 x 30 profilden Şekil 2.7’de olduğu gibi raylı bir sistem geliştirilmiştir.



Şekil 2.7. Raylı sistem

Yükü zemine aktarmak için kullanılan model temel St 52 çeliğinden olup, tam orta noktasında yükleme yapmak amacı ile oluşturulan küresel yuva bulunmaktadır. Model temel 150 mm uzunluğunda 150 mm genişliğinde ve 20 mm kalınlığındadır. Model temelin iki yanına oluşacak deplasmanları ölçmek amacı ile 0,001 hassasiyetinde deformasyon saati yerleştirilmiştir. Şekil 2.8’de model temel verilmiştir.



Şekil 2.8. Model temel

Yükleme sistemi 50 kN kapasiteli hidrolik kriko ve kalibrasyonu yapılmış 4.5 kN kapasiteli yükleme halkasından oluşmaktadır. Yük, motor vasıtası ile deplasman kontrollü olarak yükleme hızı 0.5 mm/dk olacak şekilde model temelin orta noktasından uygulanmıştır. Deneyler, yükün sabit kalıp deplasmanların devam ettiği göçme olduğu anda sonlandırılmıştır. Deney düzeneğinin fotoğrafı Şekil 2.9’da verilmiştir.

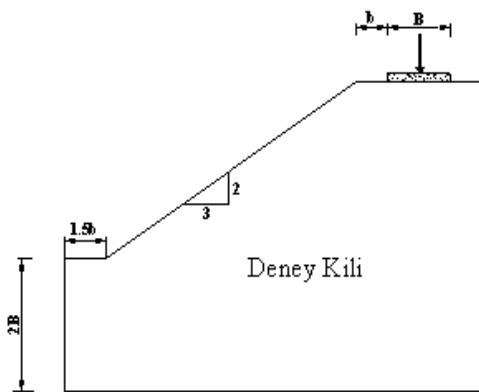


Şekil 2.9. Deney düzeneği

### 2.3. Şev Geometrisi ve Şevin Oluşturulması

Kil, şev oluşturulurken yatayda 3 birim düşeyde 2 birim (3:2) olacak şekilde düzenlenmiştir. Deney kutusundaki şev formu tabakalar halinde oluşturulmuş ve her bir tabakanın üniform yoğunlukta olmasına özen gösterilmiştir.

Bunun için deney kutusundan her bir tabaka için 60x60x20 mm boyutlarında numuneler alınarak yoğunluk kontrolü yapılmıştır. Deney kutusunda istenilen şev açısının elde edilmesi için 2 mm kalınlığında ve 150 mm. genişliğinde plaka şeklinde kalıplar kullanılmıştır. Şev yüksekliği 700 mm'ye ulaşana kadar deney kutusu doldurulmuştur. Şev geometrisi Şekil 2.10' da verilmiştir.



Şekil 2.10. Şev geometrisi



#### 2.4. Taş Kolonların Oluşturulması

Tüm deneylerde 100 mm çapında taş kolonlar kullanılmıştır. Şekil 2.5’de verilen granülometride hazırlanan çakıllar yıkanarak deneylerde kullanılmaya hazır hale getirilmişlerdir. Taş kolonlar oluşturulurken cidar kalınlığı 2.2 mm olan çelik boru kullanılmıştır. Çelik borular, iç ve dış yüzeyleri zemin daneleri ve boru arasındaki sürtünmenin en aza indirilmesi ve zemine giriş ve çıkışın kolay olması için ince yağ ile yağlanmıştır. 100 mm iç çapa sahip olan çelik boruların yerleri daha önceden belirlendiği şekilde deney kutusuna yerleştirilmiştir. Şekil 2.11’de,  $s/D=2$  için şev profili oluşturulmuş ve çelik borular yerleştirilmiş durum görülmektedir.



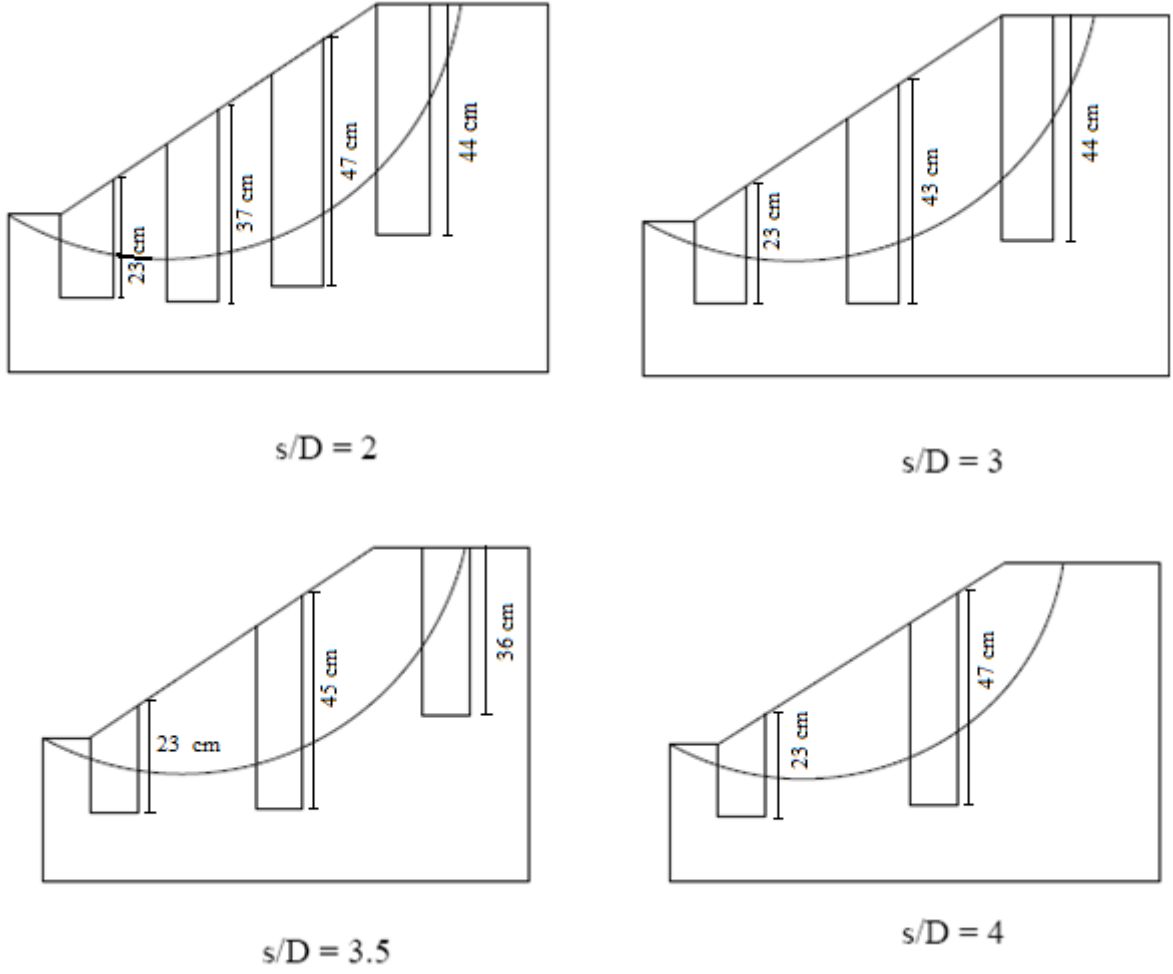
Şekil 2.11. Şev profili ve  $s/D=2$  için çelik boru yerleşimi

Taş kolonlar tokmaktama metodu ile yerleştirilmiştir. Çakıllar oluşturulan deliğe  $15 \text{ kN/ m}^3$  birim hacim ağırlıkta 0.61 rölatif sıklıkta yerleştirilmiştir. Her tabaka eşit olarak sıkıştırılmış ve boru yavaş yavaş yukarıya doğru çekilmiştir. Bu işlem şev yüzeyine kadar devam ettirilmiş ve taş kolonlar oluşturulmuştur. Taş kolonlar oluşturulduktan sonraki durum Şekil 2.12’de verilmiştir.



Şekil 2.12. Taş kolonların oluşturulması

Şeve ait kritik kayma yüzeyi, Plaxis sonlu elemanlar programı ile mukavemet azaltma yöntemi ile bulunmuştur. Deneyle için hazırlanmış olan modelin taş kolonsuz halde yük uygulanmadan önce güvenlik sayısı 3.4 olarak bulunmuştur. Bulunan kritik kayma yüzeyinden sonra taş kolonları boyları kritik kayma yüzeyinin altına 10 cm incek şekilde oluşturulmuştur. Burada taş kolonların çapı 100 mm olarak seçilmiştir. Taş kolonların merkezlerinden merkezlerine uzaklıkları olan  $s$  değerleri de göz önüne alınarak farklı  $s/D$  değerleri için deneyle tekrarlanmıştır.  $s/D$  oranları sırası ile 2, 3, 3.5 ve 4 olarak alınmış ve tüm bu oranlar için deneyle yapılmıştır. Şekil 2.13' de farklı  $s/D$  oranları için taş kolonların yerleşim durumları ve taş kolon uzunlukları verilmiştir.



Şekil 2.13. Farklı  $s/D$  oranları için taş kolonların yerleşimi

## 2.5. Deneyin Yapılışı ve Sonuçlar

Laboratuvar çalışmalarında kullanılacak kil, çakıl ve deney düzeneği hazır hale getirildikten sonra deneye başlanmıştır. Çalışmada ilk önce şevde herhangi bir iyileştirme yapılmaksızın yani taş kolonsuz deney yapılmıştır. Zemin tabakalar halinde sıkıştırılıp uygun form verilmiştir. Ayrıca her tabakadan numuneler alınıp su muhtevası ve dayanım özelliklerinin serilen her tabakada aynı özelliği sağlayıp sağlamadığı kontrol edilerek deneye başlanmıştır. Şekil 2.14'de taş kolonsuz halde hazırlanan şev görünmektedir.



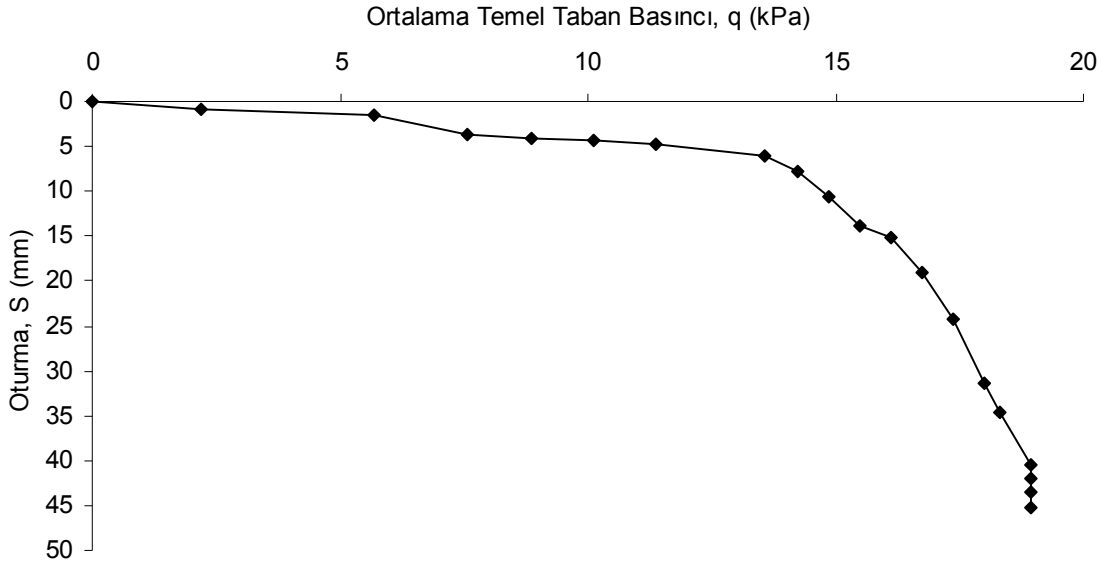
Şekil 2.14. Taş kolonsuz şev

Deneyleerde yükleme hızı 0.5 mm/dak olarak ayarlanmıştır. Temelin her iki yanına yerleştirilen deformasyon saatleri ile temelde meydana gelen oturmalar belirlenmiştir. Yükleme işlemi temelde göçme oluşana kadar devam ettirilmiş zemin artık yük almadıktan sonra yüklemeye son verilmiştir. Taş kolonsuz haledede deneyleer kontrol amaçlı iki kez tekrar edilmiş ve benzer sonuçlar bulunmuştur. Şekil 2.15’de deney sonrası şevin durumu görünmektedir.



Şekil 2.15. Taş kolonsuz hal için deney sonrası şevin durumu

Deney sonrasında zeminin ortalama temel taban basıncı oturma eğrisi Şekil 2.16'da görülmektedir. Deneyler sonucunda zeminin yük almayıp oturmaların devam ettiği maksimum ortalama temel taban basıncı sınır taşıma gücü, buna karşı gelen oturma değeri ise temelin yaptığı oturma olarak alınmıştır. Buna göre, taş kolonsuz zemin için sınır taşıma gücü 18.96 kPa ve model temelde oluşan oturma ise 40.48 mm olarak bulunmuştur.



Şekil 2.16. Taş kolonsuz şevin ortalama temel taban basıncı-oturma eğrisi

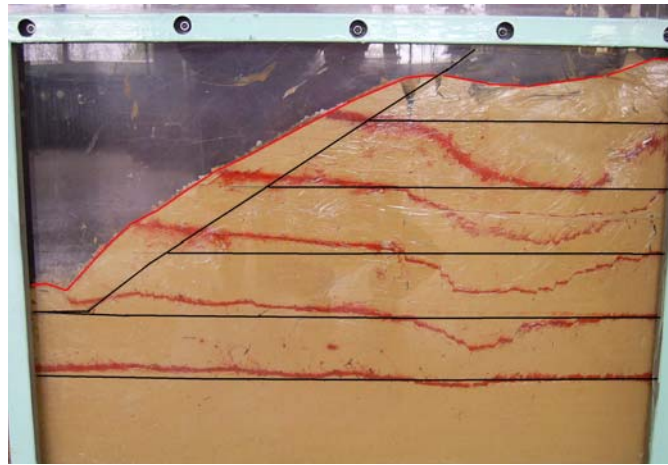
Taş kolonsuz deney yapıldıktan taş kolonlar 10 cm. çapında ve uygulamalarda oldukça sık kullanılan s/D aralıklarında yapılacak deneylere geçilmiştir. s/D= 3.5 aralığı model temelin altında bir taş kolon getirmek amacı ile seçilmiştir. İlk olarak s/D = 2 için deney yapılmıştır. Taş kolonların boyu, Plaxis programından belirlenen kritik kayma yüzeyinin altına incek şekilde oluşturulmuştur. Ayrıca şev, deney sonrası oluşacak deplasmanların daha kolay gözlenebilmesi amacı ile 10'ar cm.lik şeritler halinde yatay doğrultuda toz boya ile işaretlenmiştir. Şekil 2.17'de s/D=2 için oluşturulan şev verilmektedir.



Şekil 2.17.  $s/D = 2$  için şevin oluşturulması

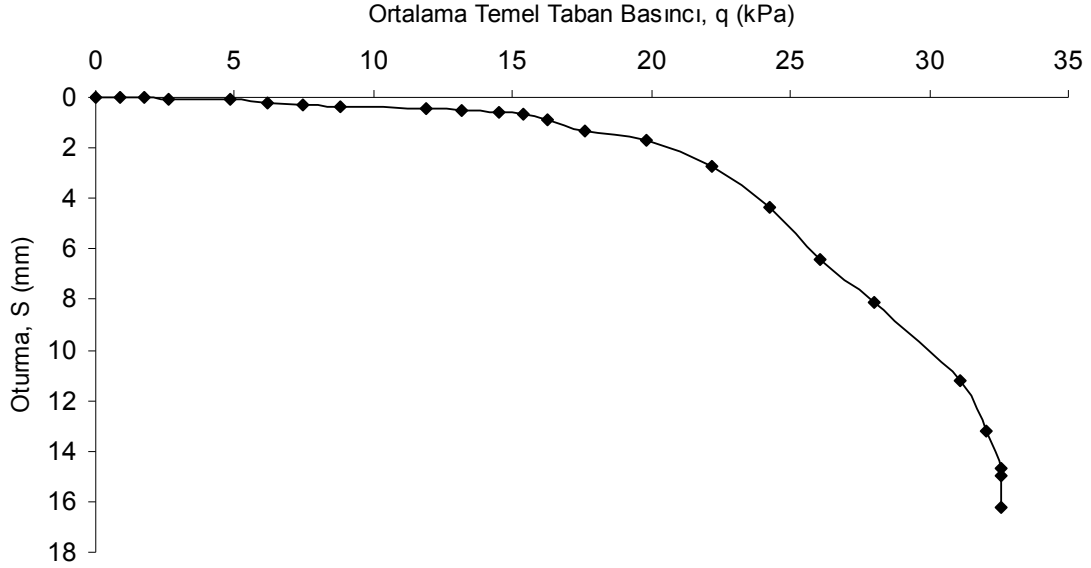
Şev uygun şekilde hazırlanıp ön çalışmalar tamamlandıktan sonra  $s/D = 2$  için deney yapılmıştır. Yükleme şev göçene kadar devam edilmiş ve şev göçtüktan sonra yükleme bitirilmiştir. Deney sonrası şevin durumu ve oluşan deplasmanlar Şekil 2.18’de verilmiştir.

Şekilde siyah çizgi ile belli edilen yüzeyler deneyden önce toz boya ile çizilen hatlardır. Deney sonrası toz boyanın durumundan, yatay ve düşey deplasmanlar açıkça bellidir. Şekil 2.18’de görüldüğü gibi şevin topuk bölgesinde kabarma meydana gelmiştir. Yükün uygulandığı kısmın alt bölümünde düşey ve yatay deplasmanlar olmuştur. En alt zemin tabakasına çok az bir yük aktarması olmuş ve deplasmanlar çok sınırlı düzeyde kalmıştır. Ayrıca şevin her kademesinde yatay yönde farklı miktarlarda ötelenme söz konusu olmuştur.



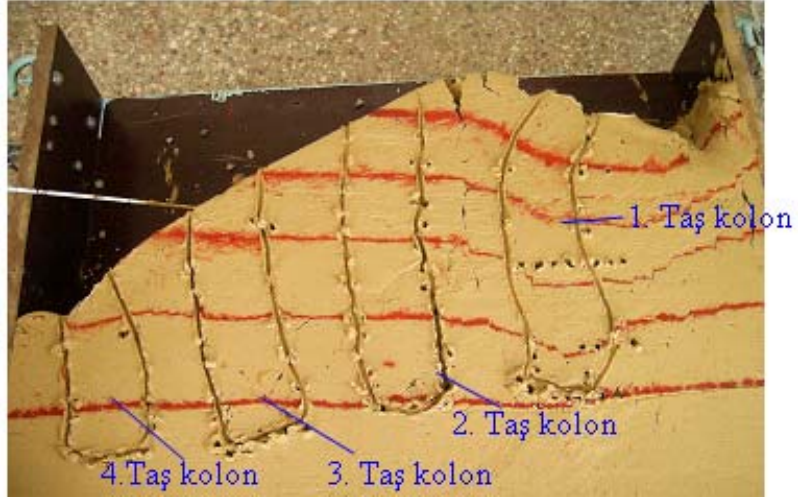
Şekil 2.18.  $s/D = 2$  için deney sonrası şevin durumu

Deney sonrasında elde edilen ortalama temel taban basıncı oturma ilişkisi Şekil 2.19'da verilmiştir.  $s/D = 2$  için sınır taşıma gücü 32.56 kPa ve model temelde oluşan oturma ise 14.99 mm. olarak bulunmuştur.



Şekil 2.19.  $s/D = 2$  için ortalama temel taban basıncı-oturma eğrisi

Deney sonrasında deney kutusu yan yatırılarak taş kolonların yeri ve durumu, ince bir şişin kil içerisine batırılarak taş kolon malzemesi olan çakılın sınırları tespit edilerek incelenmiştir. Şekil 2.20'de görüldüğü gibi taş kolonlar farklı deformasyonlara uğramışlardır. Yük uygulanan (yatay kısım) yüzey altındaki taş kolonun orta noktasına doğru hacminde bir genişleme olduğu ve şev istikametinde bir deformasyona maruz kaldığı görülmektedir. İkinci taş kolonda ise yanal yönde bir ötelenme olduğu ve yine orta bölgede şev yönünde küçük ölçekli bir genişleme olduğu gözlenmiştir. Üçüncü taş kolon şevin topuk bölgesine doğru ötelenmiştir. Dördüncü taş kolonda ise kolonun üst bölgesinde bir büzülme görülmüş ve alt tarafında ise bir genişleme göze çarpmıştır. Yine dördüncü taş kolonda şev yönünde bir ötelenme gözlemlenmiştir. Ayrıca deney sonrası su muhtevasının belirlenmesi amacı ile şevin farklı noktalarından numuneler alınmıştır. Alınan numuneler sonrasında şevdeki kilde ortalama su muhtevası %78 olarak bulunmuştur. Numunelerin su muhtevaları incelendiğinde şevin alt kısmından alınan numunelerin su muhtevalarında taş kolon kenarlarındaki su muhtevalarında bir miktar fazlalık görülmüştür.



Şekil 2.20.  $s/D=2$  için deney sonrası taş kolon yerleşimi

Şekil 2.21’de görüldüğü gibi deney sonrası taş kolonlar incelendiğinde, başlangıçta hava kurusu olan çakılın su muhtevasında gözle görülür bir artış söz konusu olmuştur. Bu durum zemindeki hidrostatik denge olayı ile açıklanabilir.



Şekil 2.21. Taş kolon su muhtevası

$s/D=2$  için yapılan yüklemde, yüzey yüklemesine tam olarak maruz kalmayan taş kolon yanıl genişleme yapmaya çalışmıştır. Bu genişleme sonucunda şev yönündeki yüzeyde oluşan taş kolon-zemin ara kesitindeki pasif çevre basınçları yetersiz kalmış ve taş kolon şev yönüne doğru ötelenmiş ve göçme meydana gelmiştir.



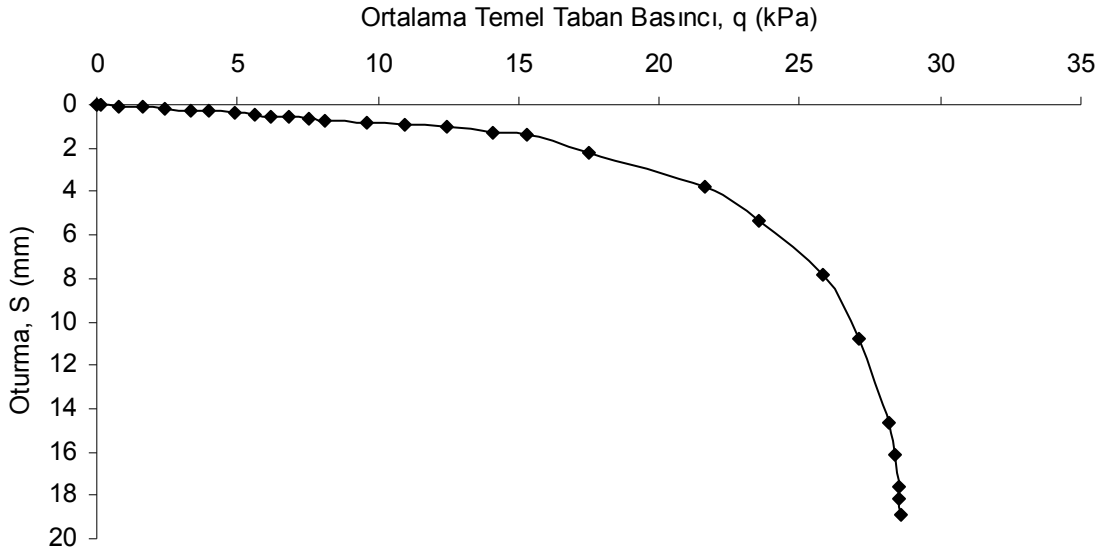
Şev uygun şekilde hazırlanıp ön çalışmalar tamamlandıktan sonra  $s/D = 3$  için deney yapılmıştır. Yüklemeye şev yük almayana kadar devam edilmiş ve sonlandırılmıştır. Deney öncesi ve sonrası şevin durumu ve oluşan deplasmanlar Şekil 2.22’de verilmiştir.

Şekil 2.22’de siyah çizgi ile belli edilen yüzeyler deneyden önce toz boya ile çizilen hatlardır. Deney sonrası durum incelendiğinde, şevin topuk bölgesinde kısmi de olsa bir kabarma meydana gelmiştir. Yükün uygulandığı kısmın alt bölümünde oluşan deplasmanlar görülmektedir. Deney öncesi çizilen düşey çizgiden, zeminde deney sonrası oluşan gerilme dağılışı açıkça bellidir. Şevin alt iki tabakasına çok az bir yük aktarması olmuş ve deplasmanlar çok sınırlı düzeyde kalmıştır. Ayrıca şevin her kademesinde yatay yönde farklı miktarlarda ötelenme söz konusu olmuştur. Temel altındaki zemindeki gerilmenin 55cm seviyesine kadar indiği, 55 cm altında etkili olmadığı gözlenmiştir.



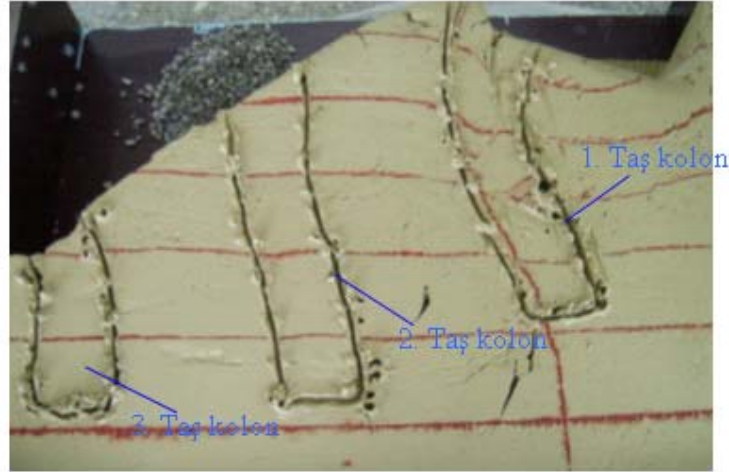
Şekil 2.22.  $s/D = 3$  için deney öncesi ve sonrası şevin durumu

Deney sonrasında elde edilen ortalama temel taban basıncı oturma ilişkisi Şekil 2.23’de verilmiştir.  $s/D = 3$  için sınır taşıma gücü 28.56 kPa ve model temelde meydana gelen oturma ise 18.17 mm bulunmuştur.



Şekil 2.23.  $s/D = 3$  için ortalama temel taban basıncı-öturma eğrisi

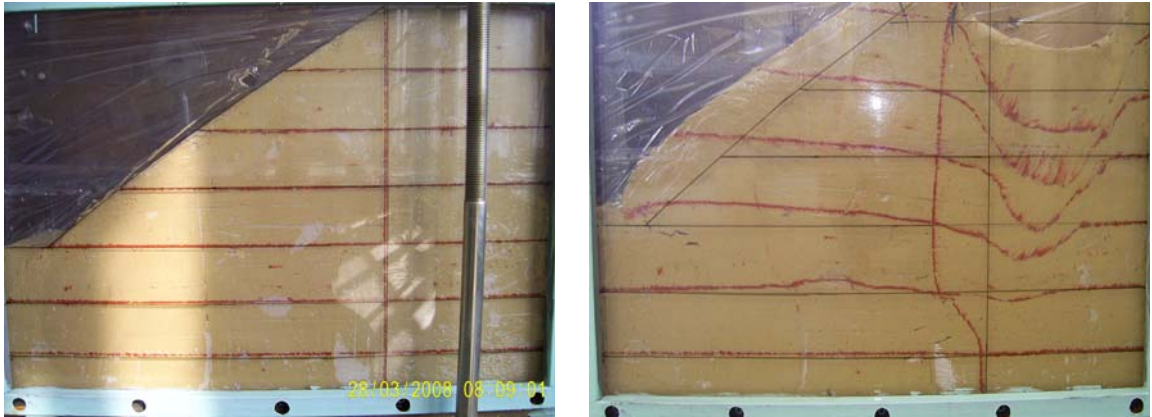
Deney sonrasında deney kutusu yan yatırılarak taş kolonların yeri, durumu ve çakılların durumu şişleme yöntemi ile incelenmiştir. Şekil 2.24' de görüldüğü gibi taş kolonlar farklı deformasyonlara uğramışlardır. Temel altında bulunan 1. taş kolonda yükün uygulandığı noktadan şeve doğru yukarıdan başlayıp orta noktasında fazlalaşan şev istikametinde ötelenme meydana gelmiş ve kolon ucunda kabarma görülmüştür. İkinci taş kolonda ise yanal yönde bir ötelenme olduğu fakat ötelenmenin ilk taş kolona oranla daha az olduğu görülmüştür. Üçüncü taş kolonun geometrisinde fazla bir değişiklik olmamakla birlikte toplu olarak bir ötelenme söz konusu olmuştur. Ayrıca yine kolonun üst uç kısmının çapının daraldığı gözlemlenmiştir. Ayrıca deney sonrası su muhtevasının belirlenmesi amacı ile şevin farklı noktalarından numuneler alınmıştır. Alınan numuneler sonucunda şevdeki kilin ortalama su muhtevası % 79 bulunmuştur.



Şekil 2.24.  $s/D=3$  için deney sonrası taş kolon yerleşimi

$s/D=3$  için şevin göçme mekanizması  $s/D=2$  durumuna benzemektedir. Yükleme yapılan yüzeydeki taş kolon yanıl genişleme yapmış ve taş kolon-zemin ara kesitindeki pasif çevre basınçları yetersiz kalması ile göçme meydana gelmiştir. Her iki durumdaki göçme, tekil taş kolonların göçme mekanizmalarına benzemektedir.

Şev uygun şekilde hazırlanıp ön çalışmalar tamamlandıktan sonra  $s/D=3.5$  için deney yapılmıştır. Yüklemeye şev göçene kadar devam edilmiş ve sonlandırılmıştır. Deney öncesi ve sonrası şevin durumu ve oluşan deplasmanlar Şekil 2.25’de verilmiştir.

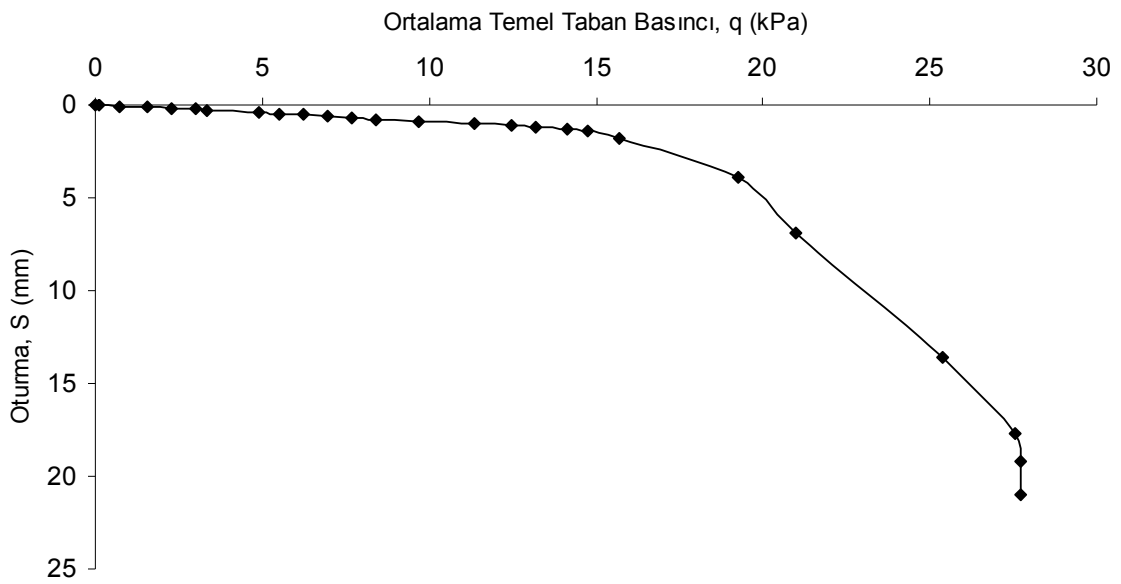


Şekil 2.25.  $s/D=3.5$  için deney öncesi ve sonrası şevin durumu

Kırmızı toz boya ile zeminde 10 cm aralıkla çizilen hatlar çizilmiştir. Daha sonra, pleksiglas üzerinden siyah kalemle aynı hatlar üzerinde geçilmiş ve deplasmanların daha belirgin hale gelmesi sağlanmıştır. Deney sonrası şevin topuk bölgesinde kısmi de olsa bir

kabarma meydana gelmiştir. Bu kısımdan aynı zamanda gerilme dağılışını da görmek mümkündür. Şevin alt tabakasına çok az bir yük aktarması olmuş ve deplasmanlar sınırlı düzeyde kalmıştır. Ayrıca şevin her kademesinde yatay yönde farklı miktarlarda ötelenme söz konusu olmuştur. Model temelin 60 cm altına kadar gerilme artışı olmuş, 60 cm den daha aşağı kısımda yük aktarımı gözlenmemiştir.

Deney sonrasında elde edilen ortalama temel taban basıncı oturma ilişkisi Şekil 2.26'da verilmiştir.  $s/D = 3.5$  için sınır taşıma gücü 27.72 kPa ve model temelde meydana gelen oturma ise 20.98 mm. olarak bulunmuştur.

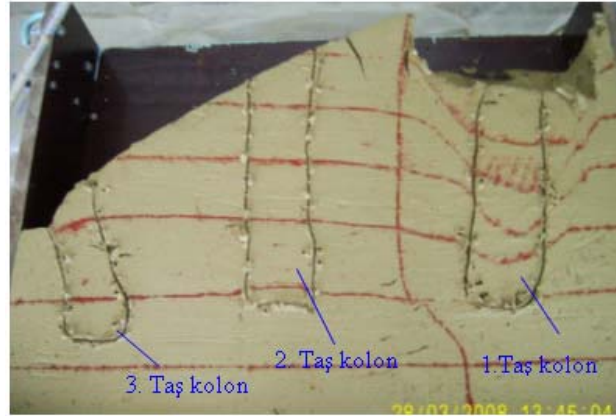


Şekil 2.26.  $s/D = 3.5$  için ortalama temel taban basıncı-oturma eğrisi

Deney sonrasında deney kutusu yan yatırılarak taş kolonların yeri, durumu ve çakılların durumu şişleme yöntemi ile incelenmiştir. Şekil 2.27' de görüldüğü gibi taş kolonlar farklı deformasyonlara uğramışlardır. Temelin tam orta noktasında bulunan 1. taş kolonda, şeve doğru hafif bir ötelenme gözlenmiş ve taş kolonun çapının belli bir oranda arttığı gözlenmiştir. İkinci taş kolonda ise yanal yönde bir ötelenme olduğu ve kolonun alt yüzeyine doğru şev yönünde kolonun yatay kuvvetler etkisi ile farklı ötelenme yaptığı gözlemlenmiştir. Üçüncü taş kolonda ise uç kısmının şev yönünde ötelendiği, alt kısmının ise ötelenmesinin ise üste göre çok az olduğu gözlemlenmiştir. Ayrıca deney sonrası su muhtevasının belirlenmesi amacı ile şevin farklı noktalarından numuneler alınmıştır.

Alınan numuneler sonucunda şevdeki kilin ortalama su muhtevası %79 olarak bulunmuştur.

$s/D=3.5$  durumunda yükleme yapılan temelin altında bir taş kolon bulunmaktadır. Bu yükleme durumunda kısa taş kolon davranışına benzer şekilde alttaki yumuşak zemine model temel altında Şekil 2.27'deki gibi bir zımbalama alanı oluşturularak zımbalama göçmesi yapılmıştır. Bu durumda göçme anında yüzen taş kolonlara benzer şekilde uç mukavemeti oldukça düşük gerçekleşmiş ve ana yük taşıma mekanizması yüzey sürtünmesi olmuştur.



Şekil 2.27.  $s/D = 3.5$  için deney sonrası taş kolon yerleşimi

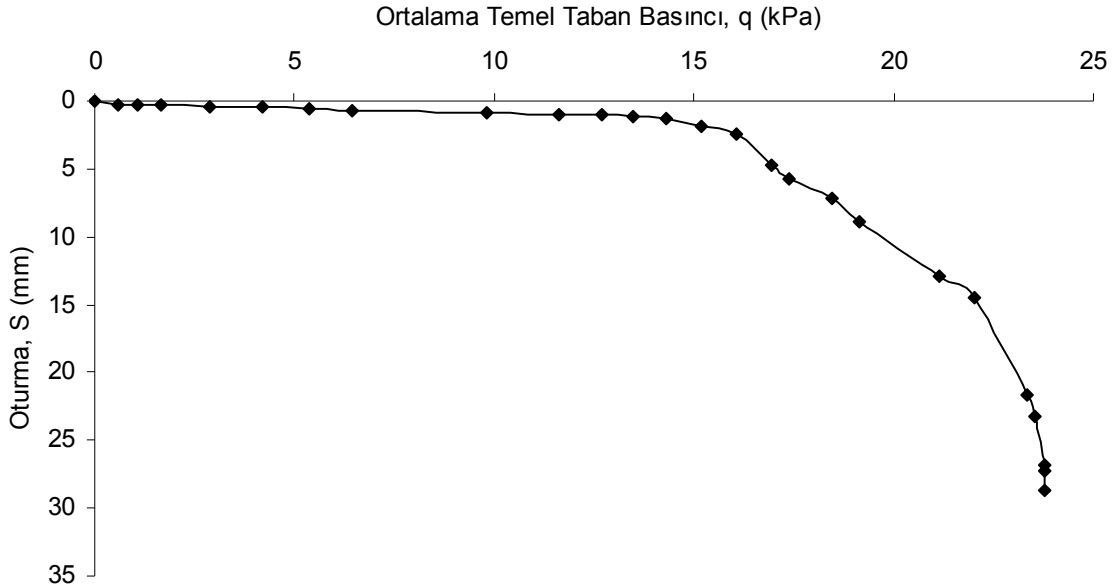
Şev uygun şekilde hazırlanıp ön çalışmalar tamamlandıktan sonra  $s/D = 4$  için deney yapılmıştır. Yükleme şev göçene kadar devam edilmiş ve sonlandırılmıştır. Deney öncesi ve deney sonrası şevin durumu ve oluşan deplasmanlar Şekil 2.28'de verilmiştir.

Şekil 2.28'de siyah çizgi ile belli edilen yüzeyler deneyden önce toz boya ile çizilen hatlardır. Deney sonrası şevde toplu olarak bir ötelenme görülmüştür. Yükün uygulandığı kısmın alt bölümünde oluşan deplasmanlar görülmektedir. Şevin alt tabakasına çok az bir yük aktarması olmuş ve deplasmanlar sınırlı düzeyde kalmıştır. Ayrıca şevin her kademesinde yatay yönde farklı miktarlarda ötelenme söz konusu olmuştur.



Şekil 2.28.  $s/D = 4$  için deney öncesi ve sonrası şevin durumu

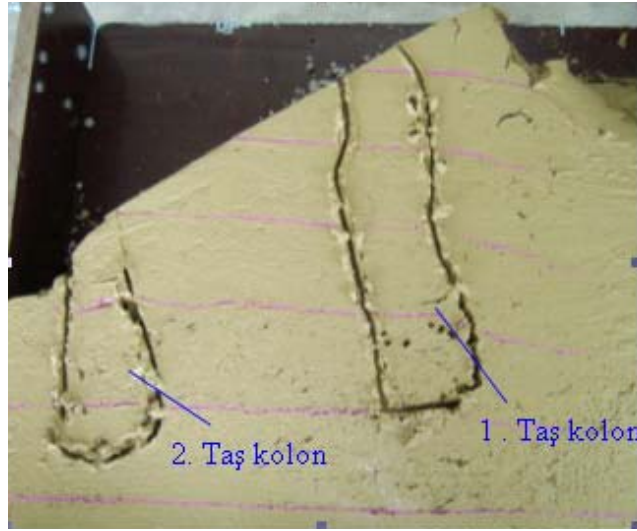
Deney sonrasında elde edilen ortalama temel taban basıncı oturma ilişkisi Şekil 2.29'da verilmiştir.  $s/D = 4$  için sınır taşıma gücü 23.76 kPa ve model temelde meydana gelen oturma ise 26.86 mm. olarak bulunmuştur.



Şekil 2.29.  $s/D = 4$  için ortalama temel taban basıncı-oturma eğrisi

Deney sonrasında deney kutusu yan yatırılarak taş kolonların yeri, durumu ve çakılların durumu şişleme yöntemi ile incelenmiştir. Şekil 2.30' da görüldüğü gibi taş

kolonlar farklı deformasyonlara uğramışlardır. Şev içerisinde kalan 1. taş kolonda şev yönünde kesilmeyi andıran bir ötelenme söz konusu olmuştur. Kolonun alt ve üst yüzeyleri farklı deplasman özelliği göstermiştir. İkinci taş kolonda kolonun üst tarafında kolon çapında bir daralma-büzülme gözlemlenmiştir. Kolonun alt yüzeyinde ise taş kolon çapında bir artma söz konusu olmuştur. Ayrıca kolon yine şev yönünde toptan bir ötelenme yapmıştır. Ayrıca deney sonrası su muhtevasının belirlenmesi amacı ile şevin farklı noktalarından numuneler alınmış ve şevdeki kilin ortalama su muhtevası %79.5 olarak bulunmuştur.



Şekil 2.30  $s/D = 4$  için deney sonrası taş kolonların hali

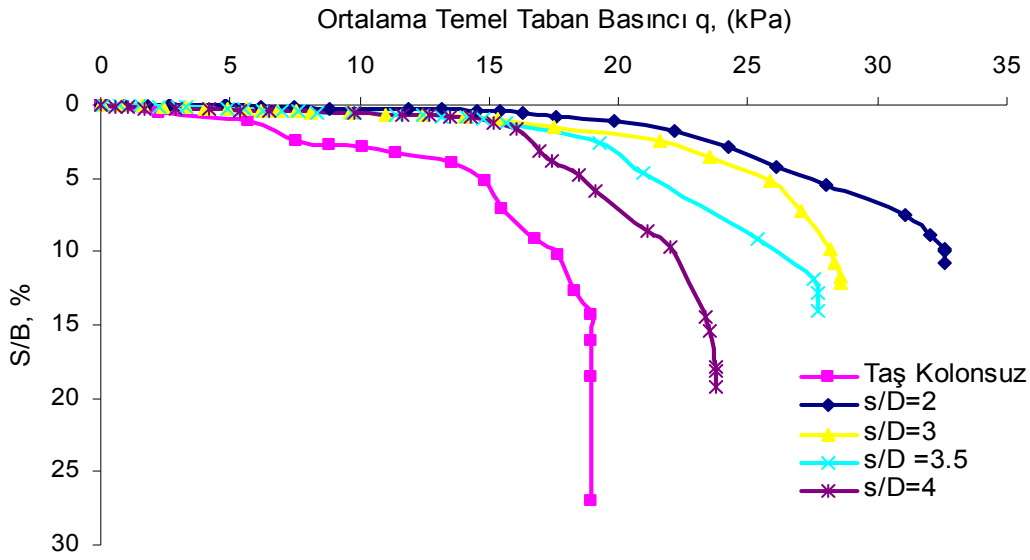
$s/D = 4$  durumunda uygulanan yük altında kolon bulunmadığından dolayı yükleme esnasında zemin ile kolon arasında yük aktarımı olmamış dolayısı ile göçme zeminin taşıma gücüne erişmesi ile olmuştur.

Deneyle sonuçunda ortalama su muhtevaları  $s/D = 2$  (toplam dört adet taş kolon) için %78,  $s/D = 3$  ve  $s/D = 3.5$  için (toplam üç adet taş kolon) %79 ve  $s/D = 4$  için (toplam iki adet taş kolon) %79.5 olarak bulunmuştur. Taş kolon sayısı arttıkça ortalama su muhtevalarındaki düşüş taş kolon ile zemin arasındaki hidrostatik denge olayının açık göstergesidir.

Ayrıca suya doymuş yumuşak killi zeminlerde yapılan hızlı yüklemelerden dolayı ani oturmalar düşük seviyede kalmış, kolon ve zemin arasındaki gerilme dağılımı da üniform

olmuştur. Ancak kolonun oluşturacağı drenaj nedeni ile zemin konsolide olacak ve taş kolona aktarılan yük zamanla artacaktır. Bunun sonucu olarak zeminin taşıma gücünde artacaktır.

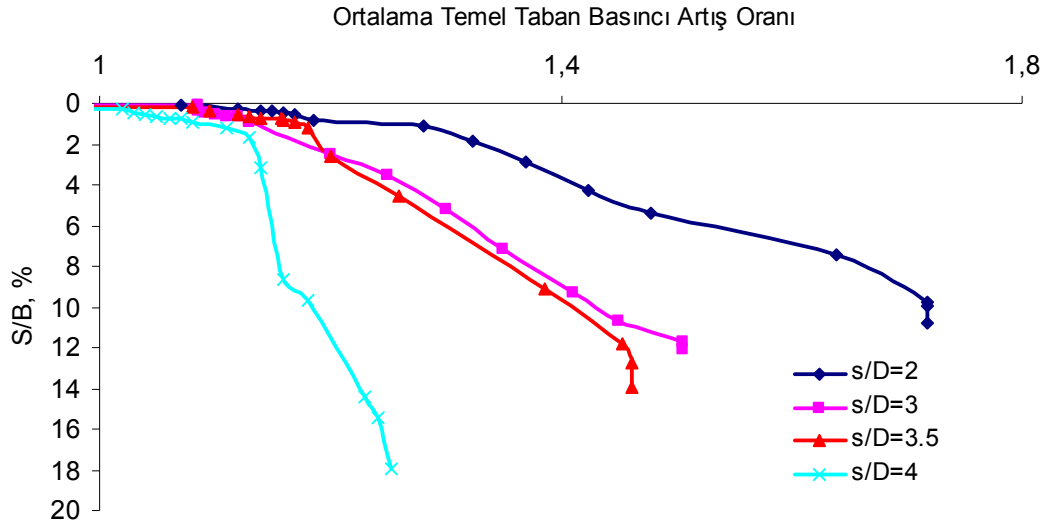
Yapılan deneyler sonucunda elde edilen ortalama temel taban basınçları, taş kolonsuz zemin için ve farklı s/D oranları için belirlenmiştir. Model temelin oturmasının (S), temelin genişliğine (B) olan oranı ise yüzde (S/B, %) olarak tanımlanmıştır. Şekil 2.31’de farklı s/D aralıkları için model temele etkiyen ortalama temel taban basınçları ve S/B (%) oranları verilmiştir.



Şekil 2.31. Farklı s/D oranları için ortalama temel taban basıncı - S/B (%) ilişkisi

Ortalama temel taban basıncı artış oranı, farklı taş kolon aralıkları için deneyler sonucu elde edilen ortalama temel taban basıncının taş kolonsuz zemin için elde edilen ortalama temel taban basıncına oranı olarak tanımlanmış ve boyutsuz bir faktördür. Şekil 2.32’ de ortalama temel taban basıncı artış oranı S/B (%) ile olan değişimi verilmiştir.

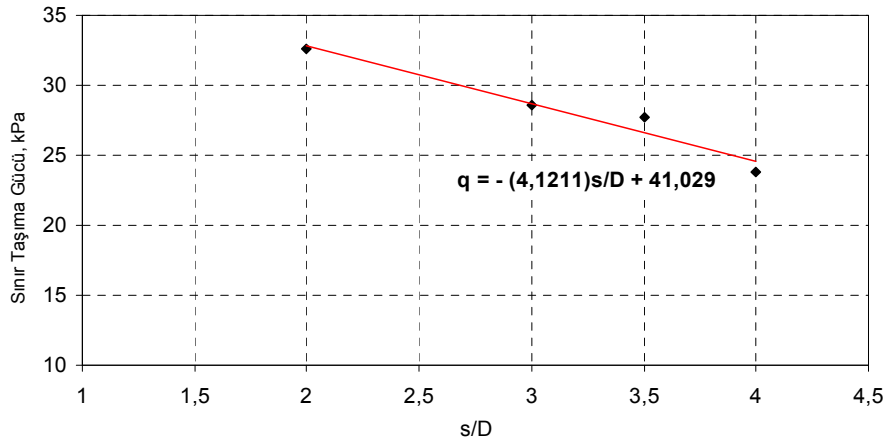




Şekil 2.32. Farklı s/D oranları için ortalama temel taban basıncı artış oranı ve S/B (%) oranı değişimi

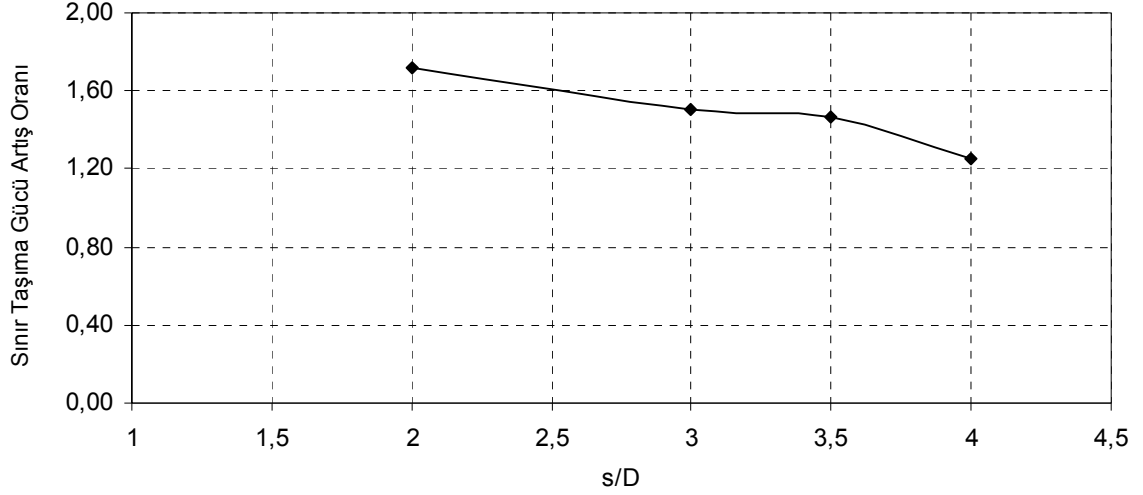
Şekil 2.31 ve Şekil 2.32 model deneyde uygulanan gerilmeler sonucunda sınır taşıma gücünün taş kolon uygulamaları ile önemli derecede arttırdığını göstermektedir. Örneğin taş kolonsuz zeminde sınır taşıma gücü 18.96 kPa iken s/D =2 de yaklaşık 2 katına kadar çıkmıştır.

Şekil 2.33'de farklı s/D değerleri için sınır taşıma gücünün değişimi verilmektedir. Şekil 2.33'de görüldüğü gibi, şevde en iyi iyileştirme s/D =2 için elde edilmiştir. s/D =3 ve s/D =3.5 için iyileştirmenin oldukça yakın olduğu s/D =4 oranı için iyileştirmenin en az olduğu görülmüştür. Bu beklenen durum deneylerin oldukça başarılı olduğu sonucunu ortaya çıkarmaktadır.



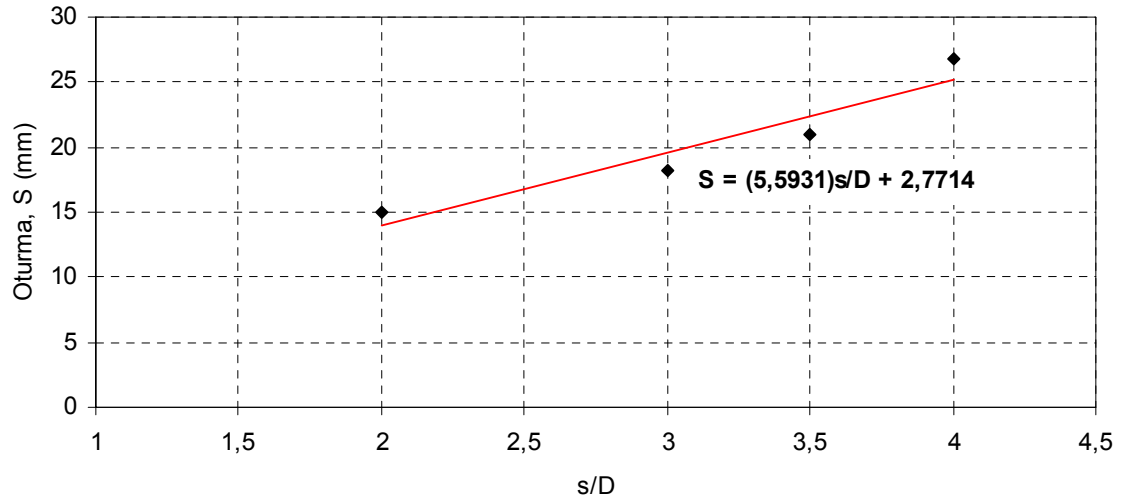
Şekil 2.33. Farklı s/D oranları-sınır taşıma gücü ilişkisi

Şekil 2.34'de görüldüğü gibi sınır taşıma gücü artış oranları incelendiğinde  $s/D = 2$  için bu oranın 1.72,  $s/D=3$  için 1.51,  $s/D= 3.5$  için 1.46 ve  $s/D = 4$  için ise 1.25 olduğu belirlenmiştir.



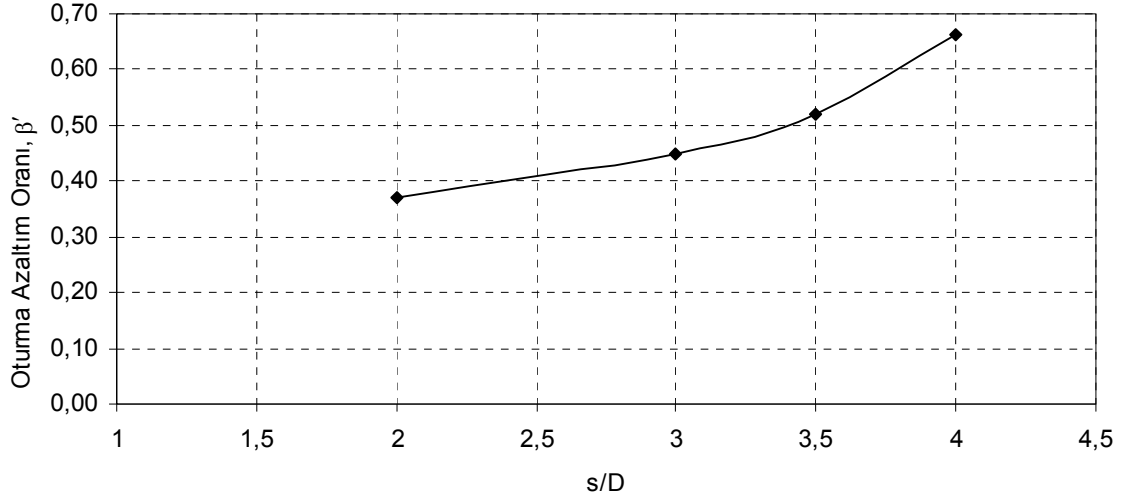
Şekil 2.34. s/D- sınır taşıma gücü artış oranı

Yapılan deneysel çalışmalar sonucunda  $s/D = 2$  için oturmaların önemli derecede azaldığı bu azalmalardaki artışın  $s/D = 3$ ,  $s/D = 3.5$  ve  $s/D = 4$  için doğrusal olduğu görülmüştür. Şekil 2.35'de farklı s/D oranları ve oturma ilişkisi verilmiştir.



Şekil 2.35. Farklı s/D oranları ve oturma ilişkisi

Şekil 2.36' da verilen farklı  $s/D$  oranları için oturma 1. bölümde tanımlanan oturma azaltım oranları ( $\beta'$ ) incelendiğinde,  $s/D = 2$  için bu oranın 0.37,  $s/D=3$  için 0.45 olduğu,  $s/D= 3.5$  için 0.52 olduğu ve  $s/D = 4$  için ise 0.66 olduğu belirlenmiştir.



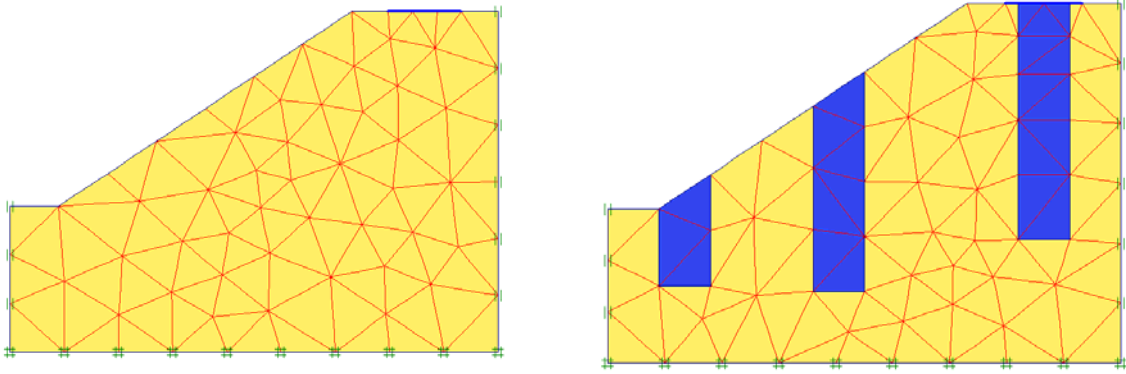
Şekil 2.36.  $s/D$  - oturma azaltım oranı ilişkisi

## 2.6. Deney Düzenəğinin Plaxis ile Modellenmesi

Plaxis ile yapılan analizlerde, deneysel çalışmalara benzer olarak şevlendirilmiş kil zemine yerleştirilen temelin göçme mekanizması ve göçme yükü, oturma miktarları ve şevin kaymaya karşı iyileştirme oranı araştırılmıştır. Analizlerde farklı  $s/D$  oranları için sonuçlar belirlenmiştir. Analizlerde zemin, çevre yükleme koşulları ve sınır şartları deneysel çalışmadakiler ile aynı seçilmiştir.

### 2.6.1. Sonlu Elemanlar Ağı

Plaxis bilgisayar programında deney kutusunun geometrik modeli, içerisine yerleştirilen kilin geometrisi dikkate alınarak taş kolonsuz ve taş kolonlu olmak üzere iki boyutlu olarak oluşturulmuştur (Şekil 2.37). Geometrik modelin genişliği 100 cm ve toplam yükseklik 70 cm.'dir (Şekil 2.38). Zemin, 15 düğümlü üçgen elemanlarla modellenmiştir. Analizde kullanılan sonlu elemanlar ağı, 120-130 arasında zemin elemanından oluşmaktadır.



Şekil 2.37. Deney düzeneği geometrisinin Plaxis’ de oluşturulması

Point	X [m]	Y [m]
0	0,000	0,000
1	1,000	0,000
2	1,000	0,700
3	0,700	0,700
4	0,100	0,300
5	0,000	0,300

Şekil 2.38. Geometri koordinat noktaları

### 2.6.2. Model Temel

Analizlerde 15 cm genişliğindeki model St 420 çeliğinden yapılmış olan temel plakası, kiriş eleman olarak tanımlanmıştır. Kiriş elemanın malzeme özellikleri  $EA = 6 \times 10^5$  kN/m ve  $EI = 20$  kNm<sup>2</sup>/m’dir. Modellemede temelin ağırlığı göz önüne alınmamıştır.

### 2.6.3. Malzeme Özellikleri

Analizlerde kilin ve taş kolon malzemesinin davranışı bölüm 1’de bahsedilen MC zemin modeli ile tanımlanmıştır. Tanımlamada konsolidasyonsuz drenajsız (UU) üç eksenli basınç deneyinden elde edilen Elastisite modülü ve Poisson parametreleri kullanılmıştır. Sükunetteki toprak basıncı katsayısı ( $K_0$ ), Plaxis’de kullanılan 1-sinif formülü ile belirlenmiştir. Tablo 2.3’de elde edilen MC parametreleri verilmiştir.

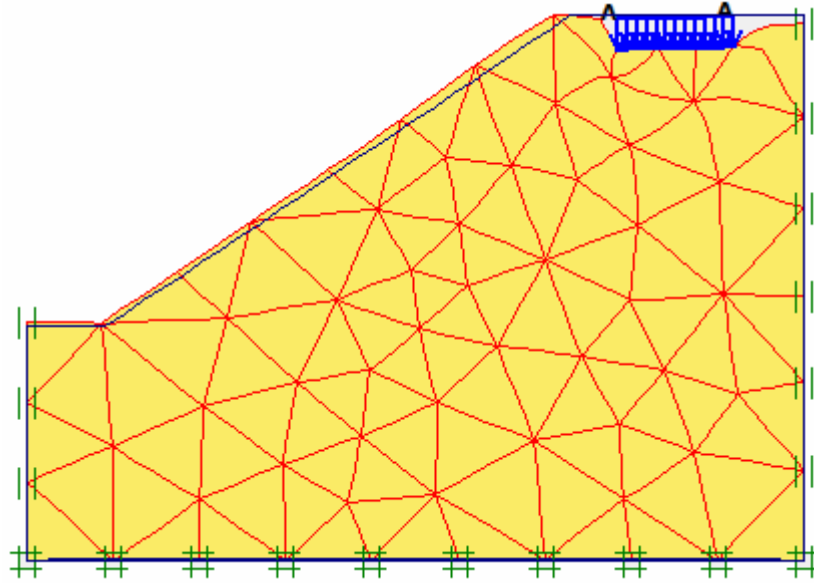
Tablo 2.3. Model Parametreleri

Malzeme	Kil	Çakıl
Drenaj Durumu	Drenajsız	Drenajlı
Kuru Birim Hacim Ağırlık, $\gamma_k$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.75	19
Suya Doygun Birim Hacim Ağırlık, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.45	22
Permabilite, $k_x, k_y$ (m/gün)	$1 \times 10^{-8}$	100
Elastisite Modülü, E (kN/m <sup>2</sup> )	3000	75000
Poisson Oranı, $\nu$	0.33	0.3
Efektif Kohezyon, c (kN/m <sup>2</sup> )	5	$1 \times 10^{-9}$
Efektif İçsel Sürtünme Açısı, $\phi$ (°)	4	41
Sükunetteki Toprak Basıncı Katsayısı, $K_0$	0.93	0.344

## 2.7. Sonlu Elemanlar Analiz Sonuçları

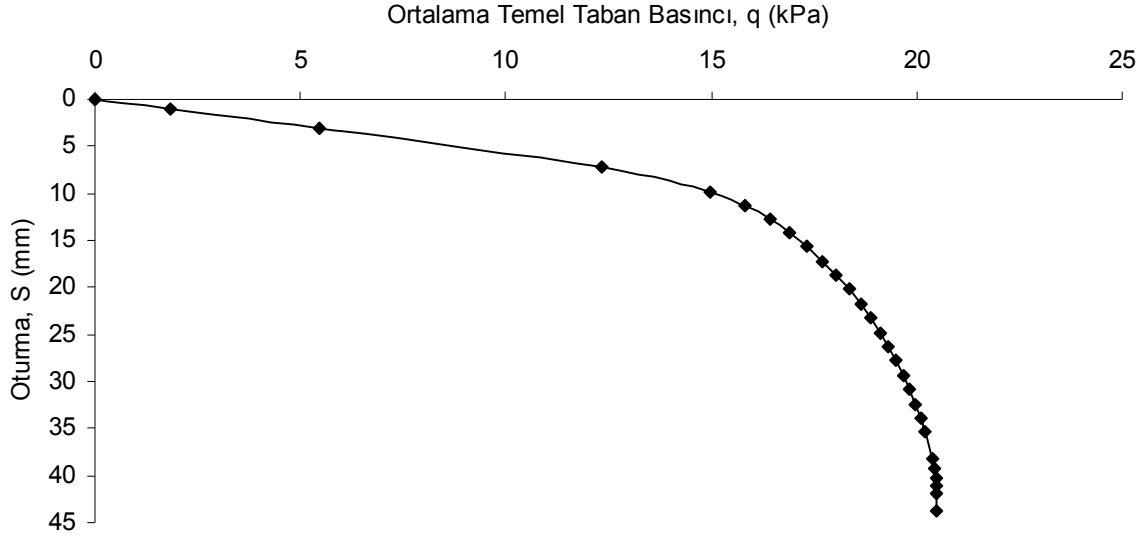
### 2.7.1. Taş Kolonsuz Durum

Sonlu elemanlar analizinde ilk aşamada, şevde herhangi bir iyileştirme yapılmaksızın yani taş kolonsuz halde modelleme yapılmıştır. Yapılan analizler sonucunda şevde meydana gelen deformasyonlar Şekil 2.39'da verilmiştir. Şekil 2.39'da görüldüğü gibi şevin  $33^{\circ}$  lik eğimli kısmı şev yönünde ötelenmiş ve şevin topuk bölgesinde kabarma meydana gelmiştir.



Şekil 2.39. Taş kolonsuz şevin analiz sonrası deformasyonları

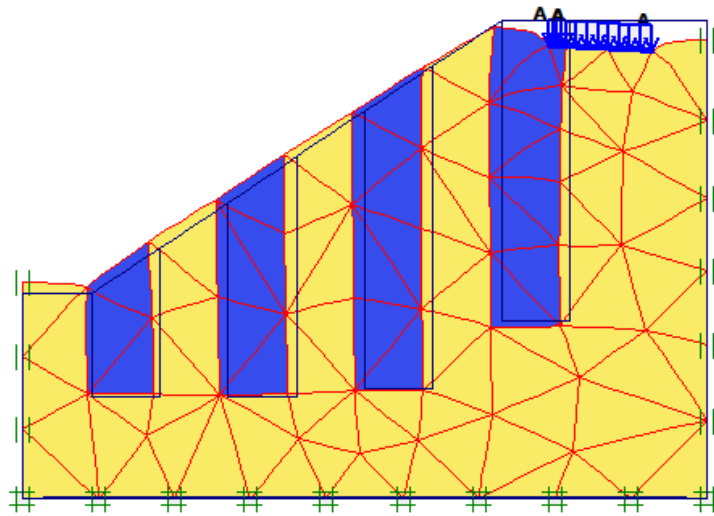
Analizler sonucunda taş kolonsuz şevde oluşan ortalama temel taban basıncı oturma eğrisi Şekil 2.40'da verilmiştir. Analizler sonucu taş kolonsuz halde sınır taşıma gücü 20.48 kPa ve model temelde oluşan oturma ise 43.78 mm olarak bulunmuştur.



Şekil 2.40. Taş kolonsuz şevin analiz sonrası ortalama temel taban basıncı- oturma eğrisi

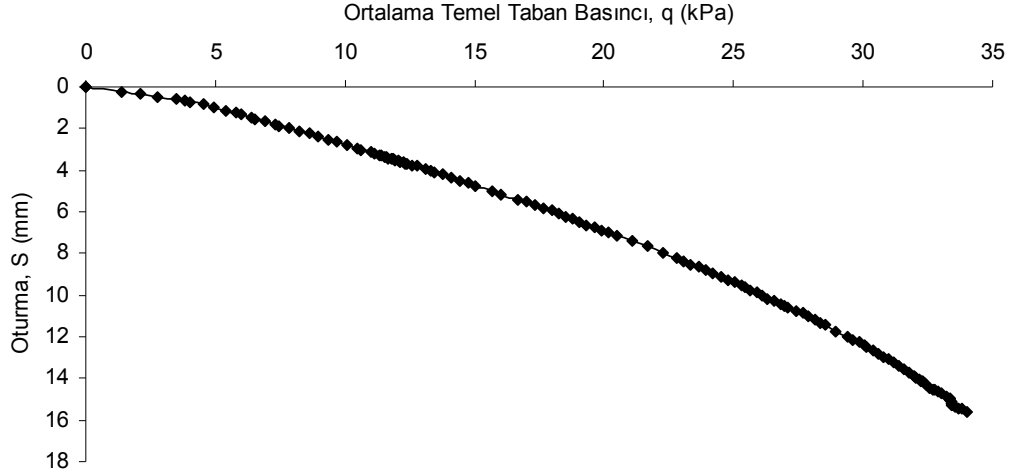
### 2.7.2. $s/D=2$ Olması Durumu

İkinci aşamada şev taş kolonlarla iyileştirilerek Plaxis ile analizler yapılmıştır. Yapılan analizlerde model deneyde olduğu gibi taş kolon çapları 100 mm. seçilmiştir. Taş kolonlar arası mesafenin 200 mm ( $s/D=2$ ) alındığı durumdaki şevde meydana gelen deformasyonlar Şekil 2.41'de verilmiştir. Şekil 2.41'de görüldüğü gibi taş kolonların hepsinde şev yönünde bir ötelenme söz konusu olmuştur. Topuk bölgesindeki düz kısımda yine kabarmalar meydana gelmiştir.



Şekil 2.41.  $s/D=2$  analiz sonrası deformasyonları

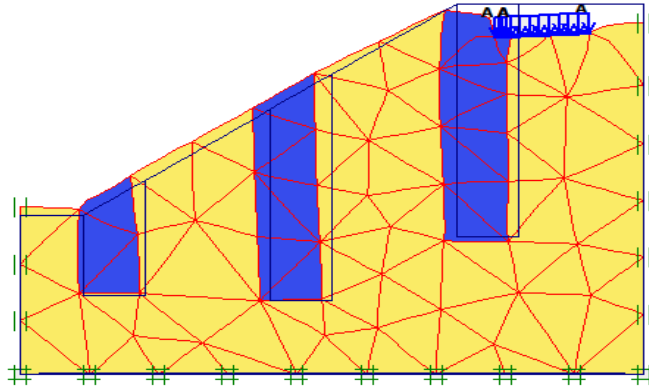
Analizler sonrasında  $s/D=2$  için ortalama temel taban basıncı oturma eğrisi Şekil 2.42’ de olduğu gibi elde edilmiştir. Analizler sonucunda  $s/D= 2$  için sınır taşıma gücü 33.99 kPa ve model temelde oluşan oturma ise 15.62 mm olarak bulunmuştur.



Şekil 2.42.  $s/D =2$  analiz sonrası ortalama temel taban basıncı- oturma eğrisi

### 2.7.3. $s/D= 3$ Olması Durumu

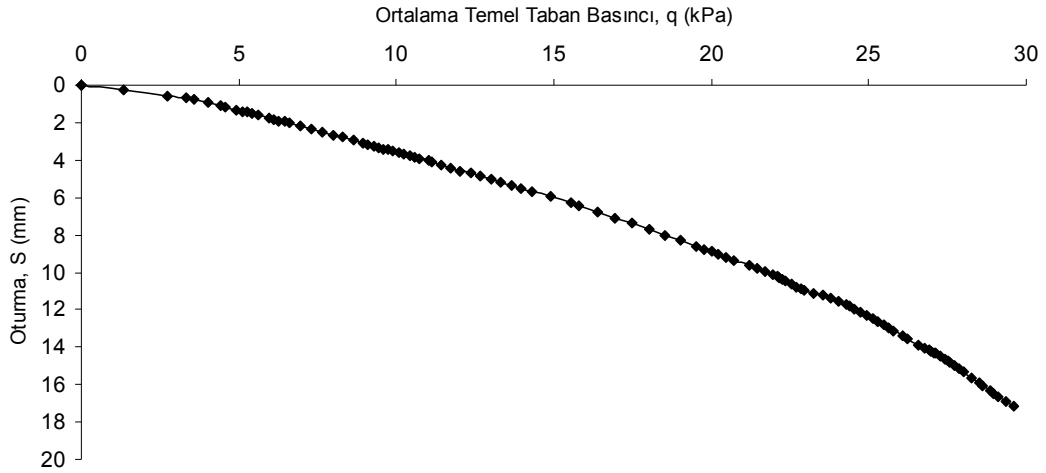
$s/D=3$  için yapılan analizler sonrasındaki meydana gelen deformasyonlar Şekil 2.43’de verilmiştir. Model temel altındaki taş kolonda uç bölgede kabarma meydana gelmiş ve tüm taş kolonlar şev yönünde ötelenmişlerdir. Ortadaki taş kolonda şev yönünde belirgin bir ötelenme meydana gelmiştir. Yine şevin topuk bölgesinde bir kabarma söz konusu olmuştur.



Şekil 2.43.  $s/D =3$  analiz sonrası deformasyonları



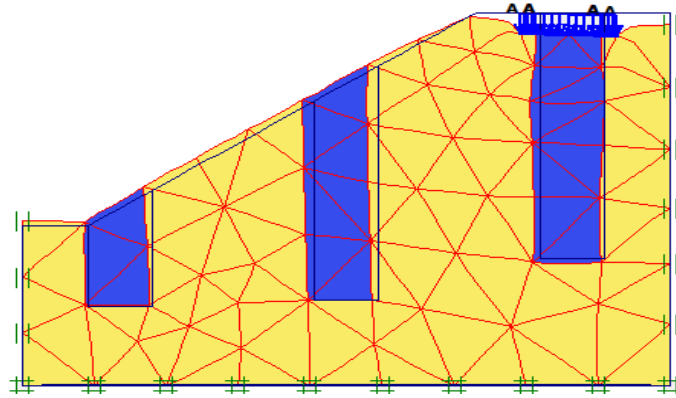
Analizler sonrasında  $s/D=3$  için yük- deplasman eğrisi Şekil 2.44’ de olduğu gibi elde edilmiştir. Analizler sonucunda sınır taşıma gücü 29.60 kPa ve model temelde oluşan oturma ise 17.17 mm olarak bulunmuştur.



Şekil 2.44.  $s/D = 3$  analiz sonrası ortalama temel taban basıncı- oturma eğrisi

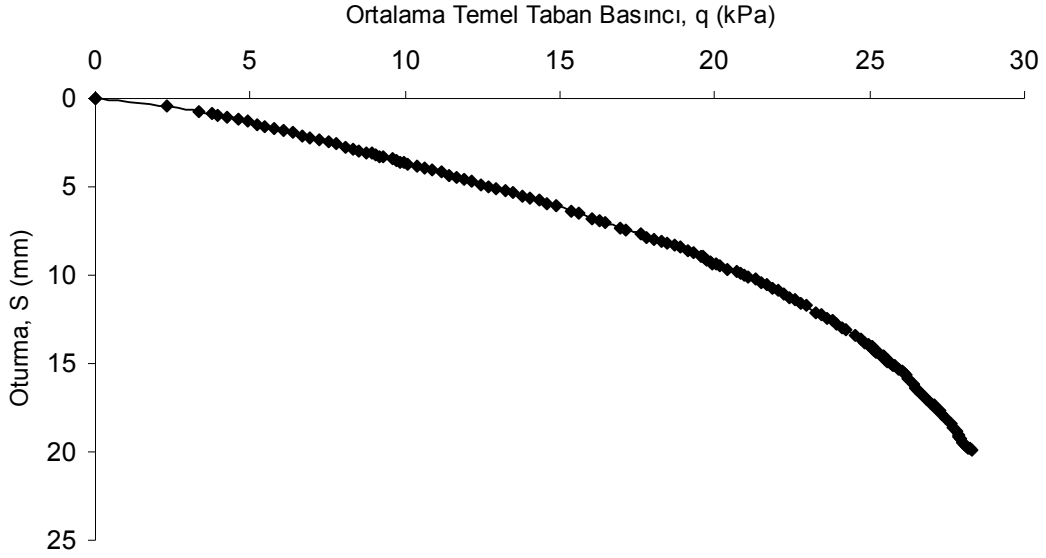
#### 2.7.4. $s/D= 3.5$ Olması Durumu

$s/D= 3.5$  için analiz sonrası meydana gelen deformasyonlar Şekil 2.45’de verilmiştir. Model temel altındaki taş kolonun uç bölgesinde bir genişleme meydana gelmiş ve taş kolon şev yönünde çok küçük bir ötelenme yapmıştır. Ortadaki taş kolonda, şev yönünde bir ötelenme meydana gelmiştir. Şevin uç kısmındaki taş kolonda ise şev yönünde bir ötelenme olmuştur.



Şekil 2.45.  $s/D =3.5$  analiz sonrası deformasyonları

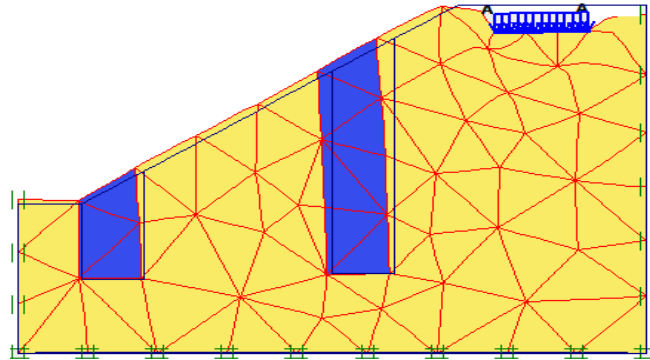
Analizler sonrasında  $s/D=3.5$  için ortalama temel taban basıncı oturma eğrisi Şekil 2.46' da olduğu gibi elde edilmiştir. Analizler sonucunda sınır taşıma gücü 28.30 kPa ve model temelde oluşan oturma ise 19.92 mm olarak bulunmuştur.



Şekil 2.46.  $s/D = 3.5$  analiz sonrası ortalama temel taban basıncı- oturma eğrisi

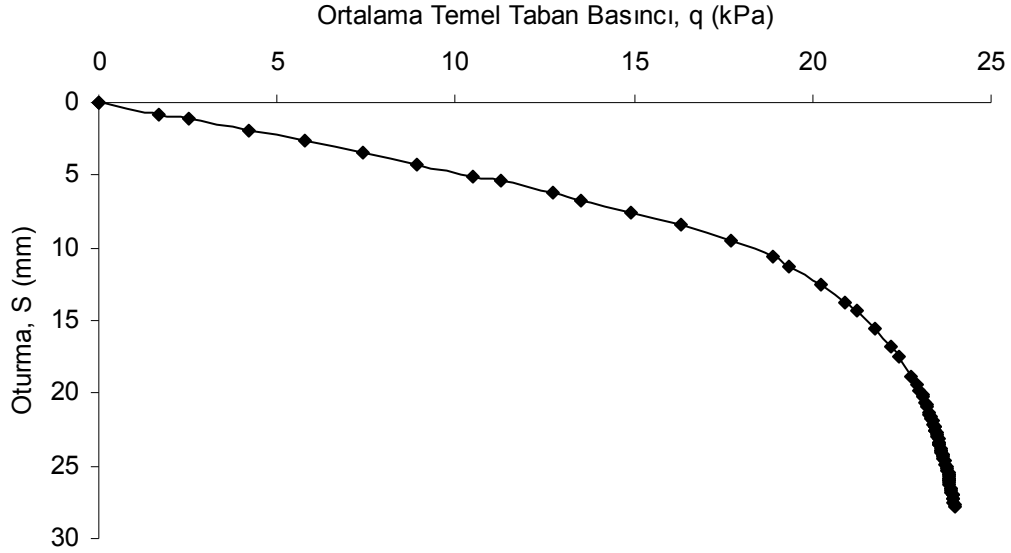
### 2.7.5. $s/D= 4$ Olması Durumu

$s/D = 4$  için yapılan analizler sonucunda meydana gelen deformasyonlar Şekil 2.47'de verilmiştir. Yüke yakın bölgedeki taş kolonda şev yönünde bir ötelenme oluşmuş, şev ucundaki taş kolonda ise yine şev yönünde diğer taş kolona göre daha küçük de olsa ötelenme meydana gelmiştir.



Şekil 2.47.  $s/D = 4$  analiz sonrası deformasyonları

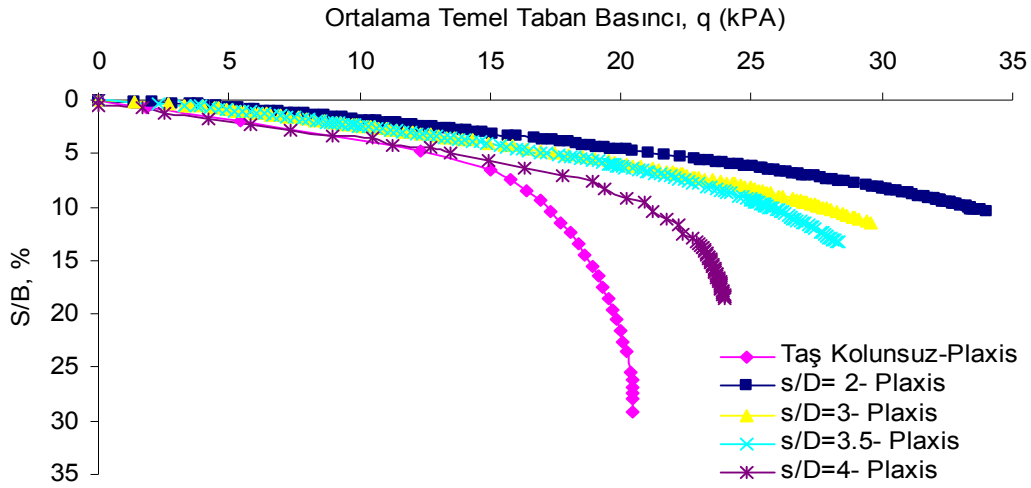
Analizler sonrasında  $s/D = 4$  için temel ortalama taban basıncı oturma eğrisi Şekil 2.48’ de olduğu gibi elde edilmiştir. Analizler sonucunda sınır taşıma gücü 23.98 kPa ve model temelde oluşan oturma ise 27.82 mm olarak bulunmuştur.



Şekil 2.48.  $s/D = 4$  analiz sonrası ortalama temel taban basıncı- oturma eğrisi

### 2.7.6. Oturma-Ortalama Temel Taban Basıncı İlişkisi

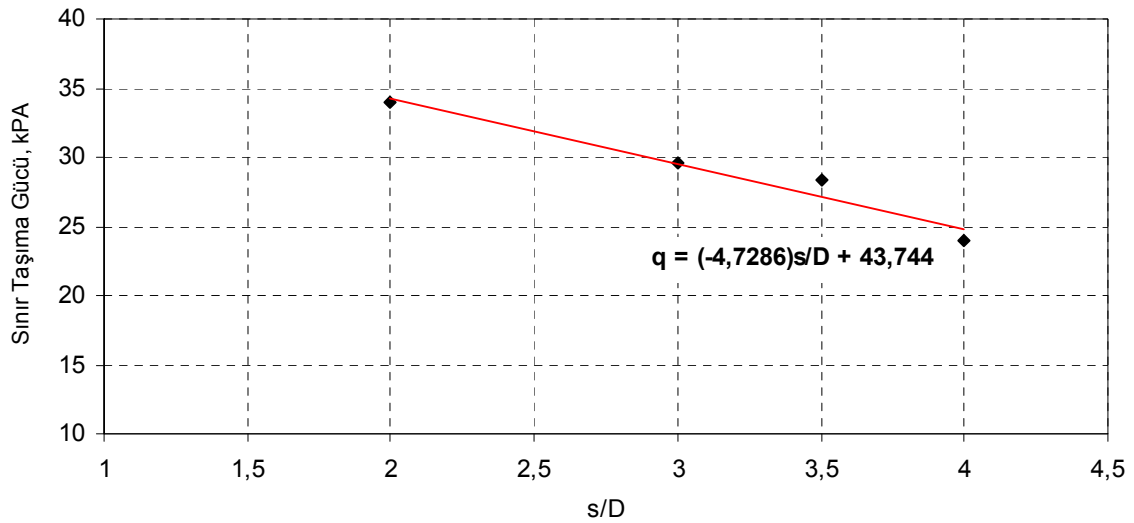
Analizler sonucunda elde edilen ortalama temel taban basınçları, taş kolonsuz zemin için ve taş kolonlu zeminde farklı  $s/D$  oranları için belirlenmiştir. Model temelin oturmasının (S), temelin genişliğine (B) olan oranı ise yüzde ( $S/B$ , %) olarak tanımlanmıştır. Şekil 2.49’da farklı  $s/D$  aralıkları için model temele etkileyen ortalama temel taban basınçları verilmiştir.



Şekil 2.49. Farklı s/D oranları için ortalama temel taban basıncı - s/B (%) ilişkisi

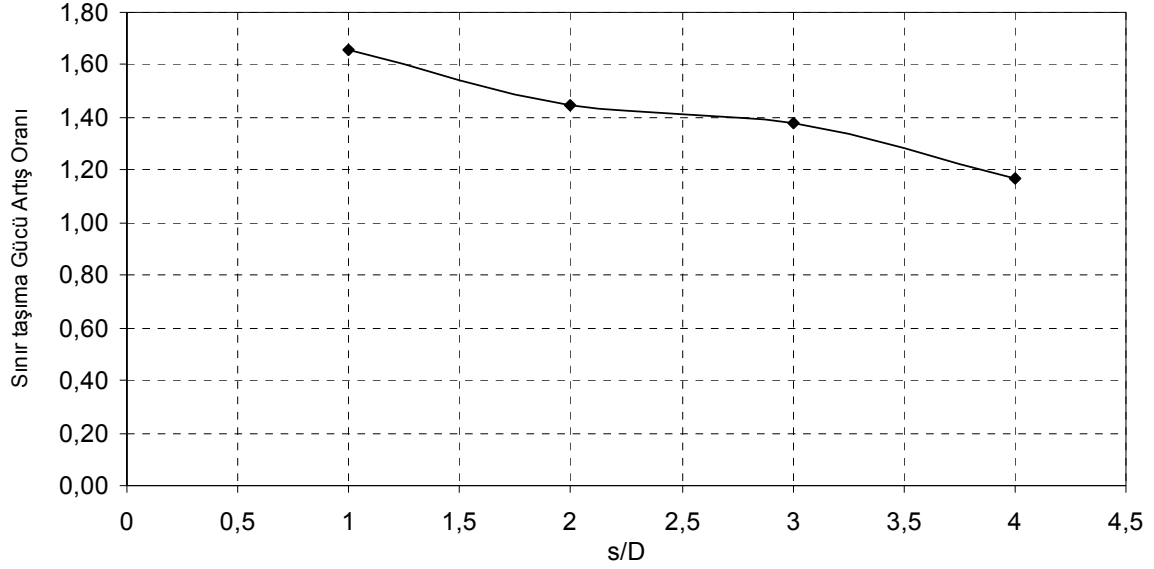
### 2.7.7. Sınır Taşıma Gücündeki Değişim

Yapılan analizler sonucunda bulunan sınır taşıma güçlerinin, taş kolon uygulamaları ile önemli derecede arttığı görülmektedir. Örneğin göçme anında, sınır taşıma gücü taş kolonsuz zeminde 20.48 kPa iken s/D=2 ile inşa edilen taş kolon uygulamasında yaklaşık 1.5 katına kadar çıkmıştır. Şekil 2.50'de farklı s/D değerleri için sınır taşıma gücünün değişimi verilmektedir.



Şekil 2.50. Farklı s/D oranları ve sınır taşıma gücü ilişkisi

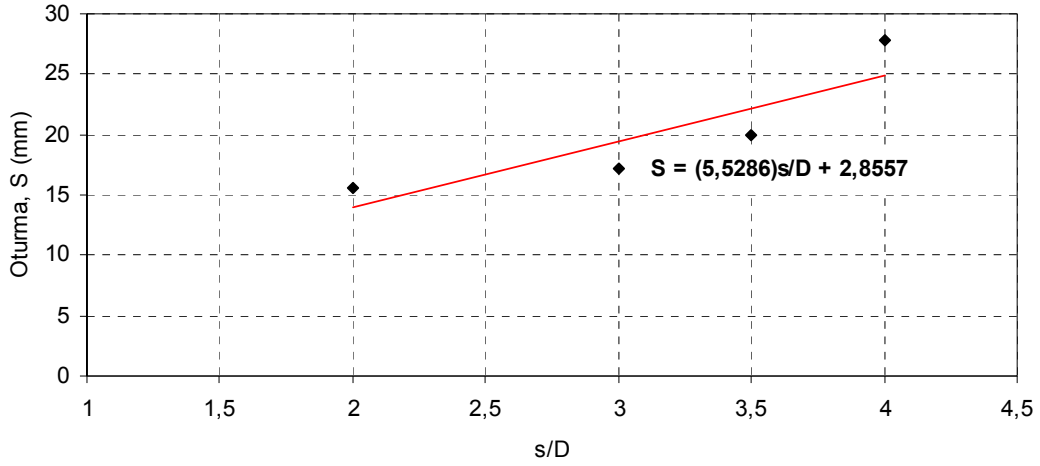
Plaxis analizleri sonucunda Şekil 2.51’de görüldüğü gibi sınır taşıma gücü artış oranları  $s/D = 2$  için 1.66,  $s/D=3$  için 1.45,  $s/D= 3.5$  için 1.38 ve  $s/D = 4$  için ise 1.17 olduğu belirlenmiştir.



Şekil 2.51.  $s/D$  – sınır taşıma gücü artış oranı

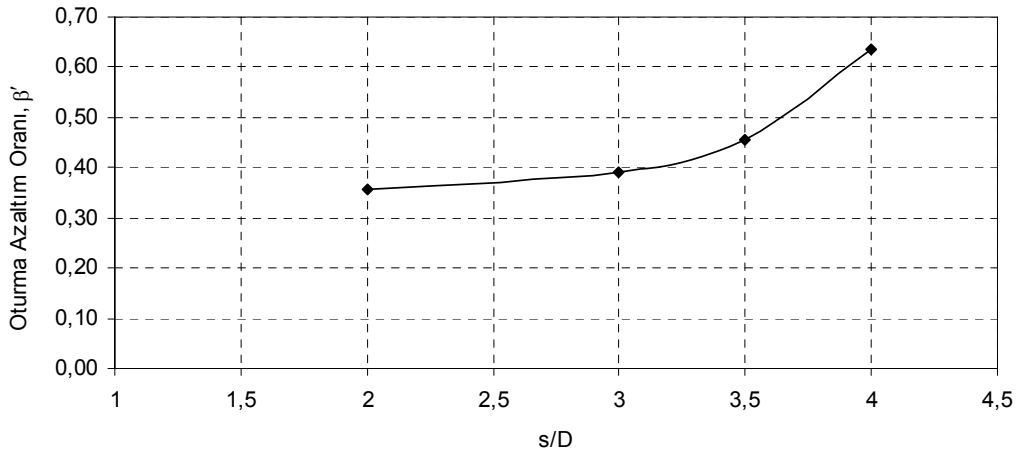
### 2.7.8. Oturmalar

Yapılan analizler sonucunda taş kolon ile iyileştirme yapılmış şevde temelde meydana gelen oturmalar incelendiğinde Şekil 2.52’de görüldüğü gibi  $s/D = 2$  için oturmaların oldukça azaldığı  $s/D = 3$  ve  $s/D = 3.5$  için oturmalarındaki azalmanın makul seviyede arttığı fakat  $s/D = 4$  için oturmalarındaki azalmanın çok daha az olduğu bulunmuştur. Bunun sebebinin  $s/D = 4$  için yapılan analizlerde temel zemini altına taş kolonun denk gelmemesi olduğu düşünülmektedir.



Şekil 2.52. Farklı s/D oranları ve oturma ilişkisi

Yapılan analizler sonucunda Şekil 2.53'de görüldüğü gibi Bölüm 1'de tanımlanan oturma azaltım oranı  $s/d = 2$  için 0.36,  $s/D = 3.9$ ,  $s/D=3.5$  için 0.46 ve  $s/D=4$  için 0.64 olarak bulunmuştur.

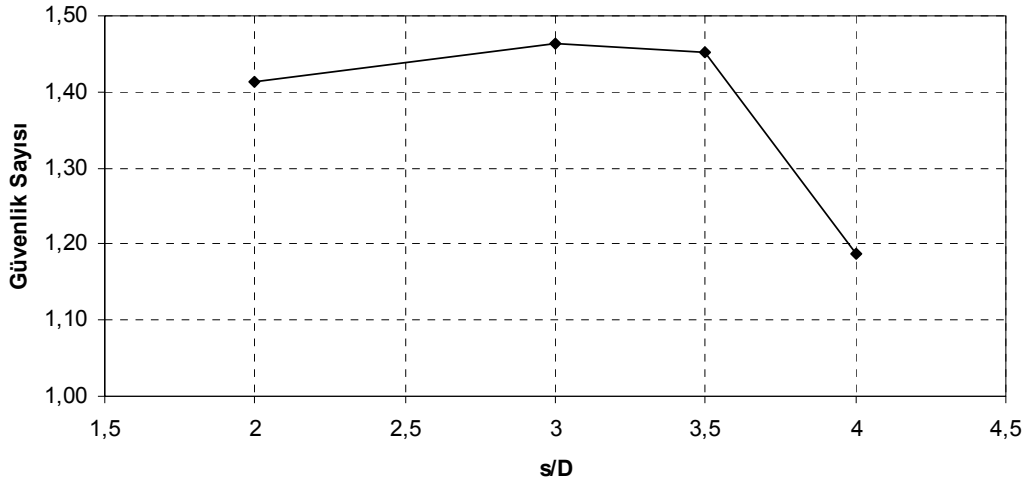


Şekil 2.53. s/D - oturma azaltım oranı ilişkisi

### 2.7.9. Şev Güvenliği

Plaxis ile yapılan analizlerde şevin stabilite tahkikleri de yapılmıştır. Taş kolonsuz şev için yapılan analizde 20.48 kPa'lık sınır taşıma gücünde şevin kaymaya karşı güvenlik sayısı 1.003 olarak bulunmuştur. Şevin stabilitesinde taş kolonun etkisinin belirlenmesi amaçlı aynı yük altında farklı s/D aralıkları için güvenlik sayıları bulunmuştur. Şekil 2. 54'de görüldüğü gibi  $s/D = 3$  için maksimum güvenlik sayısı elde edilmiştir ve  $s/D = 3.5$

için elde edilen güvenlik sayısı ile hemen hemen aynıdır.  $s/D = 2$  için elde edilen güvenlik sayısı,  $s/D=3$  ve  $s/D= 3.5$  için elde edilen güvenlik sayısına yakın olmakla birlikte bir miktar altında kalmıştır. Bunun şev içerisindeki taş kolon sayısının fazla olması ve taş kolonu oluşturan çakılın birim ağırlığının yumuşak kilden fazla olması sonucu kaydırıcı kuvvetleri artırmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.  $s/D = 4$  için elde edilen güvenlik sayısı diğerlerinin oldukça altında kalmıştır. Bunun nedeninin  $s/D=4$  için taş kolon sayısının azlığı ve temel zemini altında taş kolonun bulunmaması olduğu düşünülmektedir. Tüm taş kolon aralıklarında ve özellikle  $s/D = 2$  için taş kolon sayısının fazlalığı nedeni ile yapılacak saha çalışmalarında kolonların düşey dren özelliğinden dolayı uzun süreli stabilite etkisinin daha fazla olacağı düşünülmektedir.



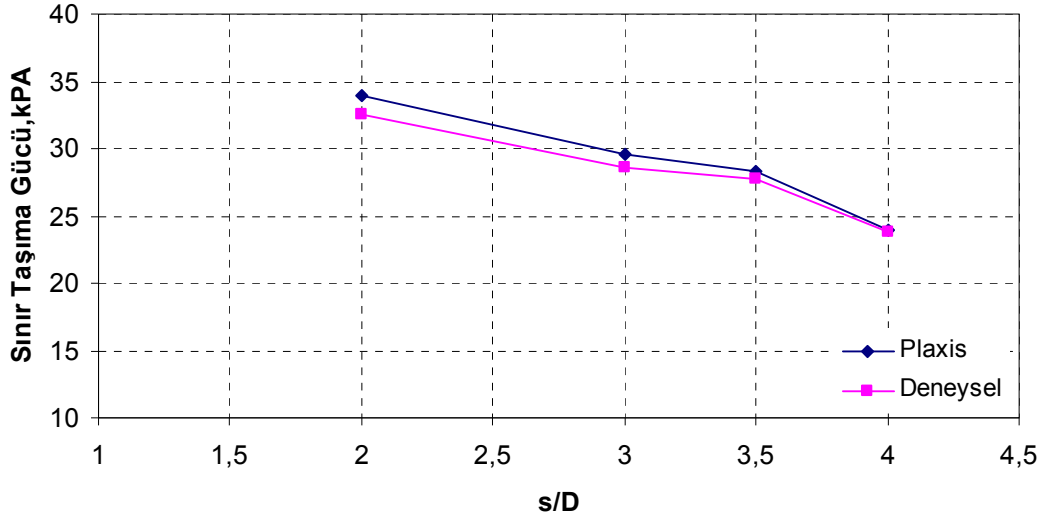
Şekil 2.54.  $s/D$  - güvenlik sayısı ilişkisi

## 2.8. Deneysel ve Sayısal Sonuçların Karşılaştırılması

Herhangi bir iyileştirme yapılmaksızın taş kolonsuz zemine deneysel olarak uygulanan sınır taşıma gücü 18.96 kPa ve temelde meydana gelen oturma 40.48 mm. bulunurken Plaxis analizleri sonucu sınır taşıma gücü 20.48 kPa ve temelde meydana gelen oturma 43.78 mm. olarak bulunmuştur.

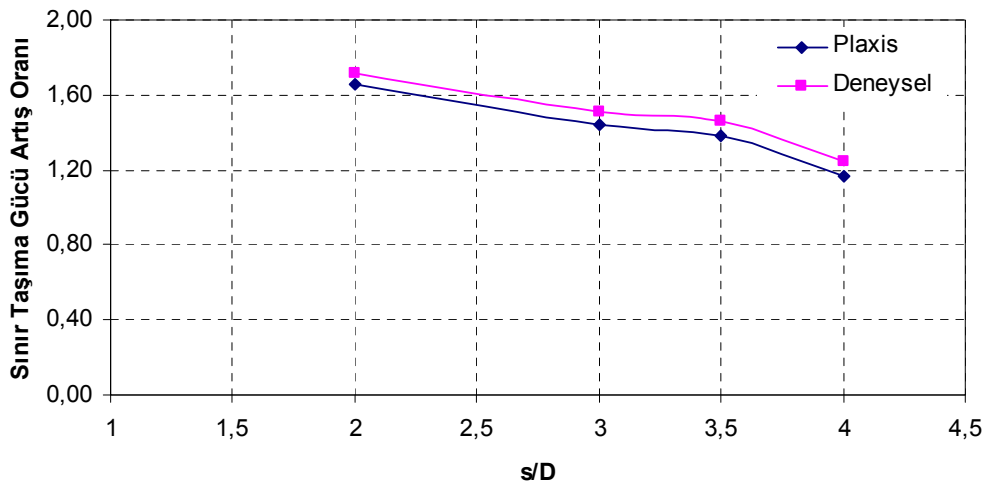
Zeminde iyileştirme yapıldıktan sonra deneysel çalışmalar ve Plaxis analizleri sonucu, farklı  $s/D$  oranları için zemine etkiyen sınır taşıma güçleri karşılaştırmalı olarak Şekil 2.55’de verilmiştir. Şekil 2.55’de görüldüğü gibi  $s/D$  oranının artması ile sınır taşıma

güçlerinin azaldığı görülmüştür. Plaxis ile elde edilen sınır taşıma güçleri deneysel çalışmalardan elde edilen sınır taşıma gücü sonuçlarından azda olsa yüksektir.



Şekil 2.55. s/D – sınır taşıma gücü sonuçlarının karşılaştırılması

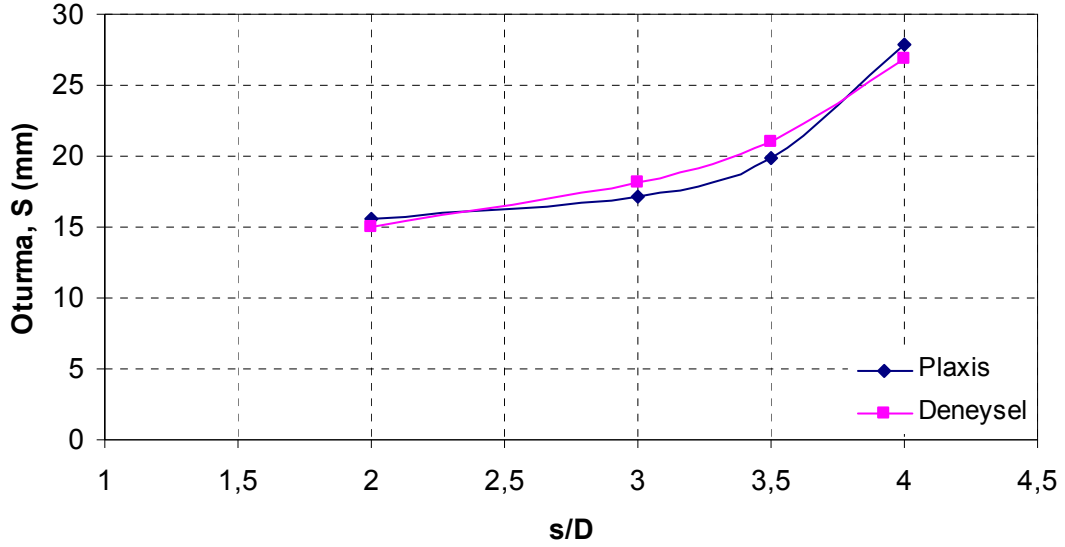
Şekil 2.56’da görüldüğü gibi deneysel olarak bulunan sınır taşıma gücü artış oranları, her dört deney için de Plaxis analizlerinden bulunan sınır taşıma gücü artış oranlarından fazladır. s/D =2 için sınır taşıma gücü artış oranı 1.7’yi bulurken s/D =4 için sınır taşıma gücü artış oranı 1.2 düzeyinde kalmıştır.



Şekil 2.56. s/D – sınır taşıma gücü artış oranı sonuçlarının karşılaştırılması

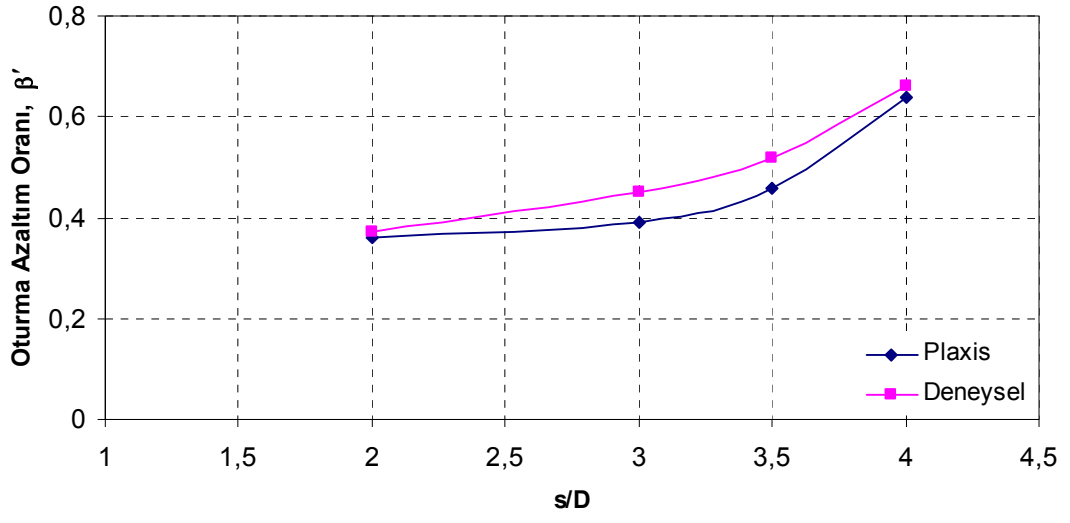


Zeminde iyileştirme yapıldıktan sonra deneysel çalışmalar ve Plaxis analizleri sonucu, farklı  $s/D$  oranları için temelde meydana gelen oturmalar Şekil 2.57’de verilmiştir. Şekil 2.57’de görüldüğü gibi  $s/D = 2$  ve  $s/D = 4$  için oturma değeri deneysel olarak daha az bulunmuştur.  $s/D = 3$  ve  $s/D = 3.5$  için ise Plaxis ile elde oturma değerleri daha azdır. Deneysel sonuçlar ve Plaxis analiz sonuçları birbirine oldukça yakındır.



Şekil 2.57.  $s/D$  - oturma sonuçlarının karşılaştırılması

Şekil 2.58’de görüldüğü gibi oturma azaltım oranı,  $s/D$  ilişkisi karşılaştırıldığında ise Plaxis analizlerinden elde edilen oturma azaltım oranları  $s/D = 3$  ve  $s/D = 3.5$  için deneysel sonuçlardan elde edilen oturma azaltım oranlarına göre daha azdır.  $s/D = 2$  ve  $s/D = 4$  için oturma azaltım oranları hemen hemen aynı bulunmuştur.



Şekil 2.58.  $s/D$  - oturma azaltım oranının karşılaştırılması

### 3. PARAMETRİK ÇALIŞMALAR

Şev stabilite analizlerinde en önemli faktörler şevin geometrisi, zeminin özellikleri ve şev üzerine etki eden kuvvetlerdir (Hammouri v.d, 2008). Yapılan parametrik çalışma ile bu faktörler göz önüne alınarak yumuşak kil şevlerin taş kolon yöntemi ile iyileştirilmesi sonucunda kaymaya karşı güvenlik sayılarının değişiminin incelenmesi amaçlanmıştır. Homojen şevde çözümler şev yüksekliği H, şev açısı  $\beta$ , dayanım parametreleri c ve  $\phi$ , zeminin yoğunluğu  $\gamma$  ve güvenlik sayısını içermektedir.

Homojen şevlerin stabilitesi analiz yöntemlerinden birine dayalı olarak, stabilite kartları kullanılarak da hesaplanabilir. Güvenlik sayısı için stabilite kartları ilk olarak Fellinius tarafından kullanılmıştır. Daha sonra bunu Taylor ve Janbu takip etmiştir (Duncan ve Wright, 2005). Janbu yaptığı çalışmada kohezyonlu sürtünme içeren şevlerde en basit hali ile güvenlik sayısını;

$$G.S = N_{cf} \frac{c}{\gamma H} \quad (3.1)$$

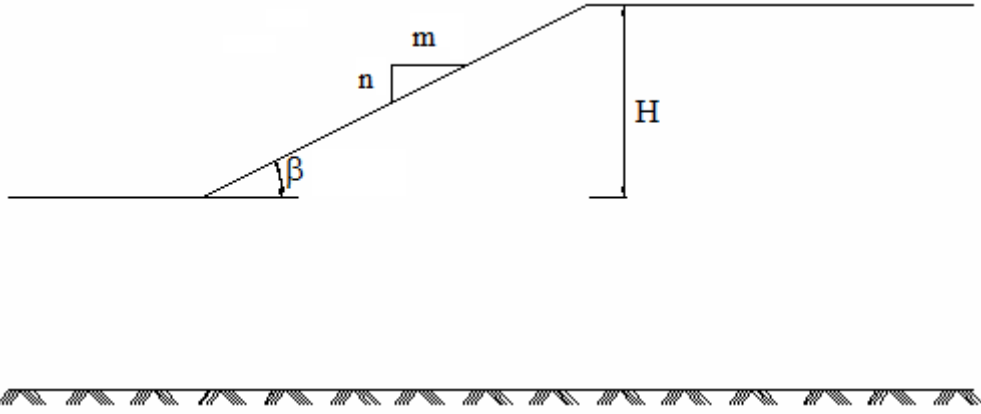
olarak ifade etmiştir. Burada  $N_{cf}$  şev açısı ve boşluk suyu parametrelerine bağlı olarak değişen boyutsuz bir faktör olarak verilmiştir. Birçok araştırmacı tarafından oluşturulan stabilite kartlarında kullanıldığı gibi yapılan parametrik çalışmada değişken sayısını azaltmak için boyutsuz  $c/(\gamma H)$  oranları kullanılmıştır (Taylor, 1948; Morgenstern ve Priece, 1965; Hammouri vd., 2008; Lane ve Griffiths, 2000). Çalışma taş kolon ile iyileştirilmiş;

- Bir tabakalı drenajlı kil şevin,
- İki tabakalı drenajlı kil şevin,
- Kil şevin rezervuarında su bulunması halinde kaymaya karşı güvenlik sayısının bulunması kısımlarından oluşmaktadır.

#### 3.1. Bir Tabakalı Zemin Durumu

Homojen drenajlı killi zeminler için analizler, şev açıları ( $\beta$ )  $18.4^0$  (3:1),  $26.6^0$  (2:1) ve  $33.7^0$  (2:3) için yapılmıştır.

Bir tabakalı zemin durumunda ilk olarak, geometrisi Şekil 3.1’de verilen şevlerin kaymaya karşı güvenlik sayıları,  $c/(\gamma H)$  oranları 0.1, 0.05, 0.025, 0.01 için Plaxis ile bulunmuştur. Daha sonra taş kolonlar ile  $s/D=2,3,4$  oranları ve taş kolonların içsel sürtünme açıları ( $\phi_s$ )  $35^0, 40^0, 45^0$  için iyileştirme yapılmış ve şevin kaymaya karşı güvenlik sayısı bulunmuştur. Bir tabakalı zemin için ilk kısım analizlerde kilin içsel sürtünme açısı ( $\phi_c$ )  $10^0$  sabit tutulmuş ve  $\phi_s$  değerleri değiştirilmiştir. Taş kolon çapı 100 cm. alınmıştır.



Şekil 3.1. Bir tabakalı zemin şev geometrisi

Yapılan Plaxis analizleri sonucunda  $\phi_c=10^0$  durumunda bir tabakalı zeminde farklı  $c/(\gamma H)$  oranları ve  $\phi_s= 35^0, 40^0, 45^0$  değerleri için şev açısı güvenlik sayısı ilişkileri belirlenmiştir.

Analiz sonuçları incelendiğinde taş kolon ile iyileştirilmiş şevlerde tüm  $s/D$  oranlarında şev açısı arttıkça kaymaya karşı güvenlik sayısı düşmüştür. Düşüş  $c/(\gamma H)$  oranı 0.025 ve 0.01 de doğrusaldır. 0.1 ve 0.05 oranlarında ise şevin  $26.6^0$ ’den (2:1) daha dik olması durumunda güvenlik sayısındaki düşüş doğrusal fakat eğim daha diktir (Ek 2).

Taş kolonla iyileştirilmiş zeminin kaymaya karşı güvenlik sayısının iyileştirilmemiş zeminin kaymaya karşı güvenlik sayısına oranı Güvenlik sayısı İyileştirme Faktörü (GİF) olarak tanımlanmıştır.

$\phi_s= 35^0$  durumunda  $s/D= 2$  için ortalama GİF 1.41,  $s/D= 3$  için ortalama GİF 1.29 ve  $s/D= 4$  için ortalama GİF 1.22 olarak bulunmuştur. Tüm taş kolon aralıkları için şev açısının artması ile ortalama GİF değerleri aynı kalmış fakat  $c/(\gamma H)$  oranı azaldıkça ortalama GİF değeri artmıştır.

$\phi_s = 40^0$  durumunda  $s/D = 2$  için ortalama GİF 1.51,  $s/D = 3$  için ortalama GİF 1.38 ve  $s/D = 4$  için ortalama GİF 1.25 olarak bulunmuştur. Tüm taş kolon aralıkları için şev açısının artması ve  $c/(\gamma H)$  oranının azalması ile ortalama GİF değeri artmıştır.

$\phi_s = 45^0$  durumunda  $s/D = 2$  için ortalama GİF 1.58,  $s/D = 3$  için ortalama GİF 1.41 ve  $s/D = 4$  için ortalama GİF 1.31 bulunmuştur. Tüm taş kolon aralıkları için şev açısının artması ve  $c/(\gamma H)$  oranının azalması ile ortalama GİF değeri artmıştır.

$\phi_s = 35^0$ ,  $\phi_s = 40^0$  ve  $\phi_s = 45^0$  durumları karşılaştırıldığında, şevi oluşturan zayıf drenajsız kilin yerini alan taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısının artması ile şevin kaymaya karşı direnci ve bunun sonucu olarak GİF artmıştır. Tablo 3.1’de GİF değerleri ve Tablo 3.2’de analiz sonuçları elde edilen güvenlik sayıları verilmiştir.

Tablo 3.1 Farklı  $\phi_s$  değerleri için GİF değerleri

GİF												
s/D=2												
Şev Açısı	$\phi_s = 35$				$\phi_s = 40$				$\phi_s = 45$			
	c/( $\gamma H$ )				c/( $\gamma H$ )				c/( $\gamma H$ )			
	0.1	0.05	0.025	0.01	0.1	0.05	0.025	0.01	0.1	0.05	0.025	0.01
<b>18,4</b>	1,26	1,32	1,43	1,52	1,32	1,39	1,51	1,53	1,38	1,45	1,53	1,66
<b>26,6</b>	1,21	1,37	1,33	1,60	1,34	1,50	1,54	1,68	1,43	1,63	1,46	1,71
<b>33,7</b>	1,28	1,40	1,40	1,75	1,40	1,50	1,58	1,82	1,49	1,54	1,59	1,98
s/D=3												
<b>18,4</b>	1,16	1,25	1,32	1,38	1,20	1,30	1,38	1,45	1,23	1,34	1,45	1,47
<b>26,6</b>	1,13	1,25	1,28	1,44	1,21	1,33	1,49	1,53	1,29	1,40	1,44	1,57
<b>33,7</b>	1,15	1,26	1,31	1,50	1,21	1,33	1,39	1,66	1,37	1,39	1,40	1,73
s/D=4												
<b>18,40</b>	1,14	1,17	1,22	1,29	1,16	1,19	1,26	1,34	1,18	1,22	1,30	1,40
<b>26,6</b>	1,1	1,2	1,22	1,34	1,14	1,26	1,27	1,37	1,17	1,30	1,33	1,44
<b>33,7</b>	1,15	1,19	1,23	1,36	1,20	1,18	1,22	1,41	1,24	1,29	1,30	1,51

Tablo 3.2. Farklı  $\phi_s$  değerleri için taş kolon uygulaması güvenlik sayıları

m:n	$\phi_s$	Taş Kolon Aralığı	$c/(\gamma H)= 0.1$	$c/(\gamma H)= 0.05$	$c/(\gamma H)= 0.025$	$c/(\gamma H)= 0.01$
3:1	35°	Taş kolonsuz	1,583	1,147	0,982	0,724
		s/D=2	1,987	1,509	1,406	1,100
		s/D=3	1,841	1,431	1,295	1,000
		s/D=4	1,797	1,337	1,200	0,937
	40°	Taş kolonsuz	1,610	1,166	0,999	0,736
		s/D=2	2,130	1,621	1,507	1,124
		s/D=3	1,937	1,514	1,382	1,068
		s/D=4	1,868	1,389	1,263	0,990
	45°	Taş kolonsuz	1,586	1,153	0,987	0,728
		s/D=2	2,193	1,676	1,520	1,212
		s/D=3	1,953	1,541	1,432	1,068
		s/D=4	1,868	1,401	1,279	1,018
2:1	35°	Taş kolonsuz	1,350	0,944	0,802	0,557
		s/D=2	1,637	1,296	1,069	0,892
		s/D=3	1,532	1,181	1,025	0,800
		s/D=4	1,484	1,137	0,980	0,744
	40°	Taş kolonsuz	1,373	0,960	0,816	0,566
		s/D=2	1,843	1,439	1,259	0,953
		s/D=3	1,665	1,275	1,215	0,864
		s/D=4	1,569	1,205	1,037	0,778
	45°	Taş kolonsuz	1,353	0,949	0,806	0,560
		s/D=2	1,934	1,542	1,186	0,960
		s/D=3	1,742	1,330	1,160	0,878
		s/D=4	1,581	1,232	1,075	0,805
3:2	35°	Taş kolonsuz	0,839	0,630	0,555	0,415
		s/D=2	1,073	0,880	0,777	0,728
		s/D=3	0,968	0,794	0,727	0,624
		s/D=4	0,967	0,750	0,682	0,566
	40°	Taş kolonsuz	0,853	0,641	0,564	0,422
		s/D=2	1,193	0,960	0,891	0,770
		s/D=3	1,035	0,852	0,783	0,702
		s/D=4	1,023	0,755	0,686	0,596
	45°	Taş kolonsuz	0,841	0,633	0,558	0,417
		s/D=2	1,253	0,974	0,892	0,828
		s/D=3	1,149	0,881	0,779	0,720
		s/D=4	1,041	0,815	0,728	0,631

Bir tabakalı zemin durumunda ikinci kısım analizlerde  $\phi_s = 40^0$  sabit tutulmuş ve  $\phi_c$  değerleri değiştirilmiştir. Yumuşak killi zeminlerin düşük olan içsel sürtünme açıları göz önüne alınarak  $\phi_c = 5^0, 10^0$  ve  $15^0$  olarak seçilmiştir. Analizler, taş kolonsuz halde ve birinci kısımdaki  $s/D$  oranları ve  $c/\gamma H$  oranları için yapılmıştır. Şev açıları ise yine  $18.4^0$  (3:1),  $26.6^0$  (2:1) ve  $33.7^0$  (2:3) olarak alınmıştır.

Analiz sonuçlarında bir tabakalı zeminde farklı  $c/(\gamma H)$  oranları ve  $\phi_c = 5^0, 10^0, 15^0$  için şev açısı güvenlik sayısı ilişkileri belirlenmiştir ve aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır.

Taş kolon ile iyileştirilmiş şevlerde tüm  $s/D$  oranlarında şev açısı arttıkça kaymaya karşı güvenlik sayısı düşmüştür.  $\phi_c = 5^0$  ve  $10^0$  için tüm  $c/(\gamma H)$  oranlarında şev açısı  $18.4^0$  (3:1) ile  $26.6^0$  (2:1) arasındaki düşüşün eğimi yataya yakınken  $26.6^0$  den büyük şev açısı için düşüşün eğimi artmıştır.  $\phi_c = 15^0$  için tüm  $c/(\gamma H)$  oranlarında ve düşüşün eğimi tüm şev açılarında aynıdır (Ek. 3).

$\phi_c = 5^0$  durumunda  $s/D = 2$  için ortalama GİF 1.62,  $s/D = 3$  için ortalama GİF 1.41 ve  $s/D = 4$  için ortalama GİF 1.31 olarak bulunmuştur. Tüm taş kolon aralıkları için şev açısının artması ve  $c/(\gamma H)$  oranının azalması ile ortalama GİF değerleri artmıştır.

$\phi_c = 10^0$  durumunda  $s/D = 2$  için ortalama GİF 1.51,  $s/D = 3$  için ortalama GİF 1.38 ve  $s/D = 4$  için ortalama GİF 1.25 olarak bulunmuştur. Tüm taş kolon aralıkları için şev açısının artması ve  $c/(\gamma H)$  oranının azalması ile ortalama GİF değerleri artmıştır.

$\phi_c = 15^0$  durumunda  $s/D = 2$  için ortalama GİF 1.36,  $s/D = 3$  için ortalama GİF 1.24 ve  $s/D = 4$  için ortalama GİF 1.19 olarak bulunmuştur. Tüm taş kolon aralıkları için şev açısının artması ile ortalama GİF değerleri birbirlerine yakın çıkmış,  $(c/\gamma H)$  oranının azalması ile ortalama GİF değerleri artmıştır.

$\phi_c = 5^0, \phi_c = 10^0$  ve  $\phi_c = 15^0$  durumları karşılaştırıldığında, drenajsız kilin içsel sürtünme açısı arttıkça ortalama GİF değerlerinin tüm  $s/D$  oranlarında azaldığı görülmüştür. Bu durum, taş kolonların etkisinin killerin kayma direnci azaldıkça arttığını ortaya koymaktadır. Analizler sonucu elde edilen güvenlik sayıları Tablo 3.3'de ve GİF değerleri Tablo 3.4'de verilmiştir.

Tablo 3.3. Farklı  $\phi_c$  değerleri için taş kolon uygulaması güvenlik sayıları

m:n	$\phi_c$	Taş Kolon Aralığı	$c/(\gamma H)=0.1$	$c/(\gamma H)=0.05$	$c/(\gamma H)=0.025$	$c/(\gamma H)=0.01$
3:1	5°	Taş kolonsuz	1,185	0,794	0,652	0,429
		s/D=2	1,593	1,091	1,038	0,762
		s/D=3	1,443	1,035	0,963	0,587
		s/D=4	1,369	0,950	0,853	0,585
	10°	Taş kolonsuz	1,610	1,166	0,999	0,736
		s/D=2	2,130	1,621	1,507	1,124
		s/D=3	1,937	1,514	1,382	1,068
		s/D=4	1,868	1,389	1,263	0,990
	15°	Taş kolonsuz	1,968	1,488	1,306	1,012
		s/D=2	2,499	1,950	1,820	1,479
		s/D=3	2,324	1,851	1,672	1,342
		s/D=4	2,267	1,737	1,576	1,265
2:1	5°	Taş kolonsuz	1,042	0,674	0,543	0,338
		s/D=2	1,487	1,067	0,908	0,625
		s/D=3	1,318	0,979	0,835	0,525
		s/D=4	1,191	0,906	0,763	0,512
	10°	Taş kolonsuz	1,373	0,960	0,816	0,566
		s/D=2	1,843	1,439	1,259	0,953
		s/D=3	1,665	1,275	1,215	0,864
		s/D=4	1,569	1,205	1,037	0,778
	15°	Taş kolonsuz	1,652	1,206	1,045	0,768
		s/D=2	1,949	1,603	1,380	1,164
		s/D=3	1,843	1,477	1,308	1,053
		s/D=4	1,811	1,424	1,247	0,985
3:2	5°	Taş kolonsuz	0,612	0,423	0,356	0,242
		s/D=2	0,938	0,771	0,611	0,419
		s/D=3	0,785	0,593	0,531	0,373
		s/D=4	0,762	0,554	0,458	0,345
	10°	Taş kolonsuz	0,853	0,641	0,564	0,422
		s/D=2	1,193	0,960	0,891	0,770
		s/D=3	1,035	0,852	0,783	0,702
		s/D=4	1,023	0,755	0,686	0,596
	15°	Taş kolonsuz	1,059	0,824	0,739	0,578
		s/D=2	1,313	1,112	1,011	0,899
		s/D=3	1,222	1,000	0,904	0,745
		s/D=4	1,195	0,976	0,842	0,725



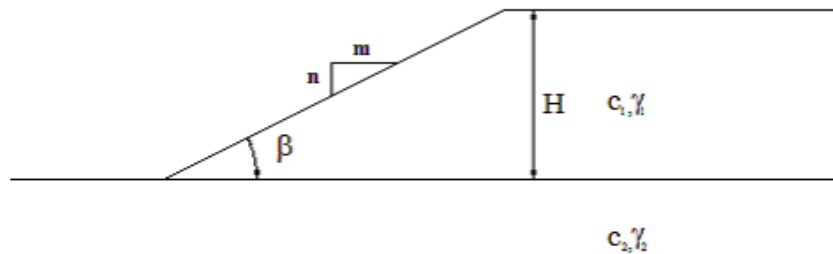
Tablo 3.4. Farklı  $\phi_c$  değerleri için GİF değerleri

GİF												
s/D=2												
Şev Açısı	$\phi_c = 5$				$\phi_c = 10$				$\phi_c = 15$			
	c/( $\gamma H$ )				c/( $\gamma H$ )				c/( $\gamma H$ )			
	0.1	0.05	0.025	0.01	0.1	0.05	0.025	0.01	0.1	0.05	0.025	0.01
18,4	1,34	1,37	1,59	1,78	1,32	1,39	1,51	1,53	1,27	1,31	1,39	1,46
26,6	1,43	1,58	1,67	1,85	1,34	1,50	1,54	1,68	1,18	1,33	1,32	1,51
33,7	1,53	1,83	1,72	1,73	1,40	1,50	1,58	1,82	1,24	1,35	1,37	1,56
s/D=3												
18,4	1,22	1,30	1,48	1,37	1,20	1,30	1,38	1,45	1,16	1,19	1,26	1,34
26,6	1,26	1,45	1,54	1,55	1,21	1,33	1,49	1,53	1,14	1,26	1,27	1,37
33,7	1,28	1,40	1,49	1,54	1,21	1,33	1,39	1,66	1,20	1,18	1,22	1,41
s/D=4												
18,40	1,16	1,20	1,31	1,37	1,16	1,19	1,26	1,34	1,15	1,17	1,21	1,25
26,6	1,14	1,35	1,40	1,52	1,14	1,26	1,27	1,37	1,10	1,18	1,19	1,28
33,7	1,24	1,31	1,29	1,42	1,20	1,18	1,22	1,41	1,13	1,19	1,14	1,25

### 3.2. İki Tabakalı Zemin Durumu

Çalışmada şev, Şekil 3.2’de verildiği gibi iki tabakalı olarak ve şev açları  $18.4^0(3:1)$ ,  $26.7^0(2:1)$  ve  $33.7^0(3:2)$  olarak düşünülmüştür. Bir tabakalı zemin durumundaki  $c_1/(\gamma H)$  oranları için şevlerin kaymaya karşı güvenlik sayıları taş kolonsuz halde bulunmuş daha sonra taş kolonlar ile iyileştirme yapılarak şevlerin kaymaya karşı güvenlik sayıları bulunmuştur. Tüm analizlerde  $\phi_c = 10^0$  ve  $\phi_s = 40^0$  alınmış taş kolon çapı 100cm seçilmiştir.

Çalışmada ayrıca taş kolonların ucunun kendinden daha sağlam ve daha zayıf zemine girmelerinin kaymaya karşı güvenlik sayısını nasıl değiştirdiğini incelemek amacı ile  $c_2/c_1$  oranları 0.5, 1 ve 2 için analizler yapılmıştır.



Şekil 3.2. İki tabakalı zemin şev geometrisi

Yapılan analiz sonuçlarına göre tüm  $s/D$  aralıkları ve  $c_1/\gamma H$  oranları için  $c_2/c_1$  oranı arttıkça kaymaya karşı güvenlik sayıları da artmıştır(Ek 4).

$c_2/c_1 = 0.5$  durumunda  $s/D = 2$  için ortalama GİF 1.51,  $s/D=3$  için 1,37 ve  $s/D=4$  için 1.28 bulunmuştur. Tüm şev açıları için  $c_1/\gamma H$  oranları azaldıkça ortalama GİF değerleri artmıştır.

$c_2/c_1 = 1$  durumunda  $s/D = 2$  için ortalama GİF 1.47,  $s/D=3$  için 1,35 ve  $s/D=4$  için 1.27 bulunmuştur. Tüm şev açıları için  $c_1/\gamma H$  oranları azaldıkça ortalama GİF değerleri artmıştır.

$c_2/c_1 = 2$  durumunda  $s/D = 2$  için ortalama GİF 1.49,  $s/D=3$  için 1,37 ve  $s/D=4$  için 1.29 bulunmuştur. Tüm şev açıları için  $c_1/\gamma H$  oranları azaldıkça ortalama GİF değerleri artmıştır.

Farklı  $c_2/c_1$  oranları incelendiğinde taş kolonların kendinden sağlam yada zayıf zemine girmeleri durumunda farklı  $s/D$  oranları için GİF değerlerinin fazla değişmediği görülmüştür. Bunun sonucu olarak taş kolon uygulamalarında taş kolonun boyunun kritik kayma yüzeyinin altına inmesi durumunun yeterli olduğu, sağlam ya da zayıf zemine girmelerinin etkili olmadığı durumu ortaya çıkmıştır. Tablo 3.5’de farklı  $c_2/c_1$  oranları için GİF değerleri ve Tablo 3.6’da analizler sonucu elde edilen güvenlik sayıları verilmiştir.

Tablo 3.5. Farklı  $c_2/c_1$  oranları için GİF değerleri

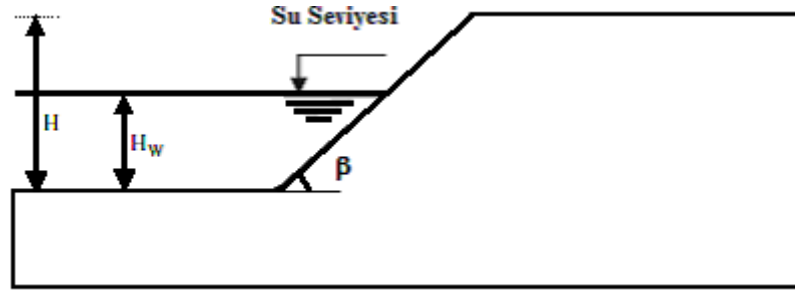
GİF												
s/D=2												
c <sub>2</sub> /c <sub>1</sub>	β=18.4(3:1)				β=26.6(2:1)				β=33,7(3:2)			
	c/(γH)				c/(γH)				c/(γH)			
	0.1	0.05	0.025	0.01	0.1	0.05	0.025	0.01	0.1	0.05	0.025	0.01
0,5	1,37	1,41	1,52	1,51	1,40	1,60	1,63	1,66	1,36	1,44	1,55	1,59
1	1,30	1,37	1,48	1,49	1,33	1,49	1,55	1,65	1,37	1,45	1,55	1,62
2	1,33	1,43	1,52	1,54	1,20	1,47	1,56	1,72	1,36	1,50	1,54	1,66
s/D=3												
0,5	1,21	1,32	1,44	1,44	1,27	1,41	1,42	1,52	1,23	1,32	1,41	1,49
1	1,18	1,28	1,38	1,43	1,22	1,32	1,37	1,55	1,23	1,34	1,35	1,51
2	1,23	1,34	1,39	1,47	1,17	1,32	1,40	1,53	1,30	1,37	1,36	1,55
s/D=4												
0,5	1,17	1,20	1,28	1,38	1,15	1,31	1,32	1,44	1,19	1,23	1,31	1,42
1	1,15	1,18	1,24	1,36	1,14	1,26	1,28	1,42	1,20	1,25	1,29	1,46
2	1,21	1,26	1,29	1,38	1,12	1,24	1,31	1,41	1,20	1,24	1,28	1,50

Tablo 3.6. Farklı  $c_2/c_1$  Oranları için Taş Kolon Uygulaması Güvenlik Sayıları

m:n	$c_2/c_1$	Taş Kolon Aralığı	$c/(\gamma H)= 0.1$	$c/(\gamma H)= 0.05$	$c/(\gamma H)= 0.025$	$c/(\gamma H)= 0.01$
3:1	0.5	Taş kolonsuz	1,295	1,005	0,897	0,690
		s/D=2	1,769	1,417	1,364	1,042
		s/D=3	1,571	1,325	1,290	0,990
		s/D=4	1,510	1,210	1,143	0,955
	1	Taş kolonsuz	1,589	1,156	0,998	0,720
		s/D=2	2,068	1,580	1,475	1,073
		s/D=3	1,882	1,478	1,372	1,027
		s/D=4	1,823	1,364	1,239	0,981
	2	Taş kolonsuz	1,914	1,289	1,082	0,737
		s/D=2	2,544	1,845	1,649	1,134
		s/D=3	2,354	1,729	1,499	1,087
		s/D=4	2,315	1,619	1,399	1,018
2:1	0.5	Taş kolonsuz	1,099	0,847	0,737	0,551
		s/D=2	1,538	1,358	1,203	0,916
		s/D=3	1,392	1,193	1,050	0,836
		s/D=4	1,267	1,108	0,976	0,796
	1	Taş kolonsuz	1,341	0,966	0,812	0,571
		s/D=2	1,779	1,440	1,261	0,943
		s/D=3	1,632	1,279	1,115	0,882
		s/D=4	1,526	1,215	1,038	0,808
	2	Taş kolonsuz	1,499	1,037	0,852	0,580
		s/D=2	1,806	1,520	1,331	0,999
		s/D=3	1,747	1,374	1,192	0,888
		s/D=4	1,684	1,282	1,113	0,819
3:2	0.5	Taş kolonsuz	0,744	0,586	0,524	0,406
		s/D=2	1,015	0,841	0,812	0,647
		s/D=3	0,918	0,774	0,738	0,605
		s/D=4	0,889	0,722	0,686	0,576
	1	Taş kolonsuz	0,837	0,629	0,550	0,412
		s/D=2	1,150	0,912	0,855	0,667
		s/D=3	1,026	0,846	0,745	0,622
		s/D=4	1,002	0,787	0,708	0,601
	2	Taş kolonsuz	0,885	0,652	0,568	0,417
		s/D=2	1,203	0,977	0,876	0,693
		s/D=3	1,149	0,896	0,774	0,645
		s/D=4	1,060	0,811	0,726	0,624

### 3.3. Rezervuarda Su Bulunması Durumu

Şev rezervuarında su bulunması durumunda analizler  $\beta = 18.4^0$  (3:1),  $\beta = 26.6^0$  (2:1) ve  $\beta = 33.4^0$  (3:2) için yapılmıştır. Şekil 4.3'de görüldüğü gibi rezervuardaki suyun yüksekliğinin ( $H_w$ ) toplam şev yüksekliğine oranı yüzde cinsinden ifade edilmiş ve doluluk yüzdesi olarak tanımlanmıştır. Analizler rezervuar doluluk yüzdesi %0, %20, %40, %60, %80 ve %100 ve bir tabakalı zemin durumundaki  $c_1/(\gamma H)$  oranları için yapılmıştır. Şevlerin kaymaya karşı güvenlik sayıları taş kolonsuz halde bulunmuş sonra taş kolon ile bir tabakalı zemin durumundaki  $s/D$  oranları için iyileştirme yapılarak kaymaya karşı güvenlik sayıları bulunmuştur. Tüm analizlerde  $\phi_c=10^0$  ve  $\phi_s=40^0$ , taş kolon çapı 100cm alınmıştır.



Şekil 3.3. Rezervuarda su bulunması durumu

Yapılan analizler sonucunda, rezervuarda su bulunması durumunda, şev açısının artması ile tüm doluluk oranları ve  $s/D$  aralıkları için kaymaya karşı güvenlik sayıları azalmıştır (Ek 5). Ayrıca tüm  $c/(\gamma H)$  oranları için rezervuar doluluk yüzdesi arttıkça kaymaya karşı güvenlik sayıları da artmıştır.

$s/D=2$  için, %100 rezervuar doluluk oranında ortalama GİF 1.33, %80 rezervuar doluluk oranında 1.36, %60 rezervuar doluluk oranında 1.37, %40 rezervuar doluluk oranında 1.39, %20 rezervuar doluluk oranında 1.39 ve %0 rezervuar doluluk oranında 1.38 olarak bulunmuştur.

$s/D=3$  için, %100 rezervuar doluluk oranında ortalama GİF 1.25, %80 rezervuar doluluk oranında 1.28, %60 rezervuar doluluk oranında 1.29, %40 rezervuar doluluk oranında 1.31, %20 rezervuar doluluk oranında 1.30 ve %0 rezervuar doluluk oranında 1.29 olarak bulunmuştur.

$s/D=4$  için, %100 rezervuar doluluk oranında ortalama GİF 1.18, %80 rezervuar doluluk oranında 1.20, %60 rezervuar doluluk oranında 1.23, %40 rezervuar doluluk

oranında 1.24, %20 rezervuar doluluk oranında 1.24 ve %0 rezervuar doluluk oranında 1.24 olarak bulunmuştur. Tüm s/D oranları için rezervuar doluluk oranı %40' kadar GİF değerleri artmış, %40 rezervuar doluluk oranında ise maksimum olmuştur. %40'dan düşük doluluk oranlarında ortalama GİF değerleri sabit kalmış veya çok az düşmüştür. Tablo 3.7'de farklı şev rezervuarı doluluk oranları için GİF değerleri ve Tablo 3.8, 3.9 ve 3.10'da analiz sonucunda elde edilen güvenlik sayıları verilmiştir.

Tablo 3.7. Farklı şev rezervuarı doluluk oranları için GİF değerleri

<b>GİF</b>												
<b>s/D=2</b>												
Doluluk Oranı(%)	$\beta = 18.4(3:1)$				$\beta = 26.6(2:1)$				$\beta = 33.7(3:2)$			
	<b>c/(<math>\gamma H</math>)</b>				<b>c/(<math>\gamma H</math>)</b>				<b>c/(<math>\gamma H</math>)</b>			
	<b>0.1</b>	<b>0.05</b>	<b>0.025</b>	<b>0.01</b>	<b>0.1</b>	<b>0.05</b>	<b>0.025</b>	<b>0.01</b>	<b>0.1</b>	<b>0.05</b>	<b>0.025</b>	<b>0.01</b>
100	1,13	1,21	1,35	1,41	1,11	1,31	1,37	1,52	1,20	1,32	1,44	1,54
80	1,18	1,26	1,36	1,39	1,17	1,36	1,43	1,53	1,26	1,35	1,40	1,58
60	1,22	1,30	1,40	1,39	1,22	1,40	1,46	1,52	1,31	1,35	1,42	1,49
40	1,25	1,33	1,41	1,38	1,25	1,44	1,52	1,55	1,33	1,35	1,41	1,48
20	1,27	1,33	1,44	1,37	1,28	1,49	1,54	1,49	1,33	1,35	1,40	1,45
0	1,27	1,30	1,39	1,37	1,28	1,48	1,54	1,47	1,33	1,33	1,39	1,45
<b>s/D=3</b>												
100	1,07	1,17	1,30	1,35	1,06	1,20	1,26	1,41	1,12	1,23	1,33	1,50
80	1,11	1,21	1,31	1,34	1,12	1,24	1,31	1,46	1,17	1,26	1,28	1,53
60	1,14	1,24	1,35	1,36	1,17	1,27	1,33	1,46	1,19	1,24	1,32	1,41
40	1,16	1,26	1,38	1,33	1,18	1,32	1,35	1,50	1,18	1,28	1,34	1,41
20	1,17	1,26	1,36	1,32	1,19	1,37	1,36	1,45	1,16	1,29	1,35	1,32
0	1,17	1,25	1,37	1,33	1,20	1,33	1,35	1,45	1,16	1,25	1,29	1,32
<b>s/D=4</b>												
100	1,06	1,11	1,19	1,31	1,04	1,17	1,20	1,31	1,10	1,18	1,20	1,28
80	1,08	1,15	1,22	1,32	1,07	1,19	1,24	1,38	1,14	1,22	1,20	1,24
60	1,10	1,17	1,25	1,34	1,09	1,21	1,25	1,38	1,16	1,21	1,26	1,29
40	1,12	1,18	1,26	1,33	1,10	1,22	1,28	1,44	1,18	1,23	1,24	1,30
20	1,12	1,18	1,26	1,32	1,11	1,25	1,28	1,43	1,16	1,23	1,23	1,28
0	1,13	1,16	1,26	1,33	1,12	1,24	1,28	1,43	1,16	1,22	1,22	1,29

Tablo 3.8.  $\beta=18.4^0$  (3:1) için rezervuar doluluk yüzdesine göre taş kolon uygulaması güvenlik sayıları

$\beta=18.4^0$ (3:1)					
Rezervuar Doluluk Yüzdesi	Taş Kolon Aralığı	$c/(\gamma H)= 0.1$	$c/(\gamma H)= 0.05$	$c/(\gamma H)= 0.025$	$c/(\gamma H)= 0.01$
%0	Taş kolonsuz	1,437	1,040	0,886	0,641
	s/D=2	1,826	1,356	1,235	0,881
	s/D=3	1,681	1,304	1,211	0,854
	s/D=4	1,628	1,209	1,115	0,853
%20	Taş kolonsuz	1,470	1,046	0,890	0,647
	s/D=2	1,871	1,395	1,279	0,885
	s/D=3	1,724	1,323	1,213	0,857
	s/D=4	1,651	1,231	1,123	0,855
%40	Taş kolonsuz	1,562	1,094	0,926	0,66
	s/D=2	1,959	1,459	1,305	0,912
	s/D=3	1,815	1,381	1,277	0,881
	s/D=4	1,743	1,290	1,169	0,878
%60	Taş kolonsuz	1,722	1,193	0,996	0,695
	s/D=2	2,098	1,556	1,390	0,967
	s/D=3	1,965	1,476	1,345	0,943
	s/D=4	1,901	1,393	1,241	0,929
%80	Taş kolonsuz	1,950	1,335	1,110	0,755
	s/D=2	2,310	1,685	1,512	1,047
	s/D=3	2,170	1,617	1,455	1,010
	s/D=4	2,109	1,530	1,352	0,993
%100	Taş kolonsuz	2,218	1,499	1,234	0,822
	s/D=2	2,510	1,815	1,660	1,162
	s/D=3	2,376	1,760	1,600	1,112
	s/D=4	2,340	1,670	1,468	1,074

Tablo 3.9.  $\beta=26.6^0$  (2:1) için rezervuar doluluk yüzdesine göre taş kolon uygulaması güvenlik sayıları

$\beta=26.6^0$ (2:1)					
Rezervuar Doluluk Yüzdesi	Taş Kolon Aralığı	c/ $\gamma$ H= 0.1	c/ $\gamma$ H= 0.05	c/ $\gamma$ H= 0.025	c/ $\gamma$ H= 0.01
%0	Taş kolonsuz	1,276	0,899	0,754	0,521
	s/D=2	1,630	1,333	1,163	0,766
	s/D=3	1,528	1,198	1,021	0,753
	s/D=4	1,423	1,113	0,968	0,745
%20	Taş kolonsuz	1,303	0,902	0,755	0,521
	s/D=2	1,664	1,341	1,165	0,775
	s/D=3	1,556	1,239	1,026	0,753
	s/D=4	1,452	1,123	0,969	0,745
%40	Taş kolonsuz	1,380	0,942	0,780	0,532
	s/D=2	1,722	1,355	1,182	0,823
	s/D=3	1,627	1,248	1,052	0,800
	s/D=4	1,520	1,149	0,996	0,765
%60	Taş kolonsuz	1,503	1,011	0,836	0,557
	s/D=2	1,836	1,417	1,219	0,847
	s/D=3	1,751	1,283	1,111	0,813
	s/D=4	1,641	1,224	1,047	0,766
%80	Taş kolonsuz	1,703	1,133	0,919	0,597
	s/D=2	1,990	1,536	1,311	0,914
	s/D=3	1,909	1,409	1,203	0,870
	s/D=4	1,830	1,346	1,138	0,822
%100	Taş kolonsuz	1,950	1,272	1,032	0,667
	s/D=2	2,160	1,668	1,413	1,014
	s/D=3	2,076	1,531	1,301	0,939
	s/D=4	2,034	1,486	1,240	0,876

Tablo 3.10.  $\beta=33.7^0$  (3:2) için rezervuar doluluk yüzdesine göre taş kolon uygulaması güvenlik sayıları

$\beta=33.7^0$ (3:2)					
Rezervuar Doluluk Yüzdesi	Taş Kolon Aralığı	$c/\gamma H= 0.1$	$c/\gamma H= 0.05$	$c/\gamma H= 0.025$	$c/\gamma H= 0.01$
%0	Taş kolonsuz	0,816	0,608	0,529	0,396
	s/D=2	1,083	0,808	0,736	0,574
	s/D=3	0,949	0,762	0,683	0,524
	s/D=4	0,947	0,744	0,648	0,509
%20	Taş kolonsuz	0,820	0,610	0,530	0,399
	s/D=2	1,090	0,822	0,743	0,578
	s/D=3	0,952	0,788	0,717	0,525
	s/D=4	0,951	0,753	0,650	0,511
%40	Taş kolonsuz	0,850	0,629	0,539	0,402
	s/D=2	1,132	0,852	0,761	0,595
	s/D=3	1,002	0,804	0,721	0,565
	s/D=4	0,999	0,773	0,668	0,523
%60	Taş kolonsuz	0,913	0,665	0,566	0,414
	s/D=2	1,193	0,901	0,804	0,615
	s/D=3	1,083	0,822	0,745	0,585
	s/D=4	1,062	0,806	0,711	0,534
%80	Taş kolonsuz	1,013	0,721	0,615	0,434
	s/D=2	1,280	0,971	0,863	0,686
	s/D=3	1,190	0,912	0,790	0,663
	s/D=4	1,154	0,881	0,737	0,537
%100	Taş kolonsuz	1,151	0,802	0,675	0,464
	s/D=2	1,385	1,056	0,975	0,714
	s/D=3	1,287	0,985	0,895	0,698
	s/D=4	1,267	0,945	0,811	0,594

Yapılan parametrik çalışmada taş kolon yönteminin şev stabilitesine etkisi farklı şev açıları ve farklı  $c/(\gamma H)$  oranları göz önüne alınarak incelenmiştir. Çalışma ile farklı s/D oranlarında iyileştirilmiş zeminlerin kaymaya karşı güvenlik sayıları tablolar ve grafikler halinde verilmiştir. Bu grafikler ve tablolar sayesinde taş kolon ile iyileştirilme yapılacak şevlerin kaymaya karşı güvenlik sayıları tam olarak bulunabilecek ya da enterpolasyon yapılmak suretiyle istenilen değere rahatça ulaşılabilir. Bu durumun acil uygulama alanlarında veya projelendirme aşamasında mühendisler için oldukça yararlı olacağı düşünülmektedir.

Bununla birlikte; çalışmada verilen ortalama GİF değerleri sayesinde kaymaya karşı güvenlik sayısı bilinen şevde taş kolon iyileştirmesinden sonraki kaymaya karşı güvenlik sayıları farklı s/D oranlarında yaklaşık olarak bulunabilir.



#### 4. SONUÇLAR

Taş kolon tekniği son yıllarda saha, laboratuvar ve teorik çalışmalarda oldukça sık kullanılmasına karşın doğal ve insan yapımı şevlerin stabilitesinin incelenmesinde fazla ilgi görmemiştir. Bu konuda yapılan çalışmalar daha çok dolgu şevlerin altındaki doğal zeminlerin mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesi ve bunun sonucu şev stabilitesinin artırılması amacına yöneliktir. Literatürde doğal şevler içine yerleştirilen taş kolon imalatı uygulamaları ve bunu destekleyen teorik ve deneysel çalışmalara pek rastlanmamaktadır.

Yapılan bu çalışma ile şev içerisine farklı aralıklarla yerleştirilen taş kolonların şev stabilitesine etkisi deneysel ve parametrik olarak incelenmiş ve stabiliteye etki eden parametreler belirlenmiştir. Ayrıca alışma ile taş kolon ile iyileştirilmiş şev üzerine yapılmış temellerin, taşıma gücü ve oturma özelliklerinin farklı taş kolon aralıkları için değişimi araştırılmıştır. Deneysel sonuçlar oluşturan sonlu elemanlar modeli ile karşılaştırmalı olarak incelenmiştir.

Taş kolonların stabiliteye etkisinin belirlenebilmesi için önce taş kolonsuz halde deneyler yapılmış ve deneylerde kullanılan malzeme özellikleri ve sınır şartları altında sonlu eleman modellemesi Plaxis ile gerçekleştirilmiştir. Deneysel alışmalar ve sonlu eleman analizlerinde oldukça yakın sonuçlar bulunmuştur. Sonlu eleman analizlerinde taş kolonsuz zeminin sınır taşıma gücü olarak bulunan 20.48 kPa yük altında şevin güvenlik sayısı 1.003 olarak belirlenmiştir. Taş kolon ile iyileştirilmiş zeminin şev stabilitesine etkisini incelemek amacı ile yapılan Plaxis analizlerinde aynı yük altında kaymaya karşı güvenlik sayısı  $s/D=2$  için 1.414,  $s/D=3$  için 1.463,  $s/D=3.5$  için 1.452 ve  $s/D=4$  için 1.188 bulunmuştur. Elde edilen bu sonuçlardan taş kolonların şevlerin kaymaya karşı güvenlik sayılarını artırdığı açıkça ortaya çıkmış ve sonlu elemanlar analizi ile parametrik çalışma bölümüne geçilmiştir.

Yapılan parametrik çalışmanın ilk bölümünü oluşturan  $\phi_s=35^0$ ,  $\phi_s=40^0$  ve  $\phi_s=45^0$  durumları karşılaştırıldığında, şevi oluşturan yumuşak kilin yerini alan taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısının artması ile şevin kaymaya karşı direnci ve GİF değerleri artmıştır.  $\phi_c=5^0$ ,  $\phi_c=10^0$  ve  $\phi_c=15^0$  durumları karşılaştırıldığında ise kilin içsel sürtünme açısı arttığı ortalama GİF değerlerinin tüm  $s/D$  oranlarında azaldığı görülmüştür. Bu durum, taş kolonların etkisinin killerin kayma direncinin azalması ile arttığını ortaya koymaktadır.

İkinci bölüm olan farklı  $c_2/c_1$  oranları incelendiğinde, taş kolonların kendinden sağlam ya da zayıf zemine girmeleri durumunda farklı s/D oranları için GİF değerlerinin fazla değişmediği görülmüştür. Taş kolon uygulamalarında taş kolonun boyunun kritik kayma yüzeyinin altına inmesi durumunun yeterli olduğu, sağlam ya da zayıf zemine girmelerinin etkili olmadığı durumu ortaya çıkmıştır.

Üçüncü olarak şev rezervuarında su bulunması durumu incelendiğinde, tüm s/D oranları için rezervuar doluluk oranı %40'a kadar GİF değerleri artmış, %40 rezervuar doluluk oranında ise maksimum olmuştur. %40'dan düşük doluluk oranlarında da ortalama GİF değerleri sabit kalmış veya çok az düşmüştür.

Yapılan parametrik çalışma ile farklı s/D oranlarında iyileştirilmiş zeminlerin kaymaya karşı güvenlik sayıları tablolar ve grafikler halinde verilmiştir. Bu grafikler ve tablolar sayesinde taş kolon ile iyileştirilme yapılacak şevlerin kaymaya karşı güvenlik sayıları tam olarak bulunabilecektir. Bu durumun hızlı bir şekilde başlanıp bitirilmesi gerekli olan uygulamalarda veya ön projelendirme aşamasında mühendisler için oldukça yararlı olacağı düşünülmektedir. Bununla birlikte; çalışmada verilen ortalama GİF değerleri sayesinde kaymaya karşı güvenlik sayısı bilinen şevde taş kolon iyileştirmesinden sonraki kaymaya karşı güvenlik sayıları farklı s/D oranlarında yaklaşık olarak bulunabilecektir.

Şev stabilitesinde, taş kolonlar arasındaki mesafe ve taş kolon sayısı taş kolonların tasarımı açısından önemli bir parametrelerdir. Şev içerisindeki taş kolon sayısı ne kadar fazla ise şevin stabilitesi o kadar artmaktadır. Bunun sebebi taş kolonların düşey drenler gibi davranıp şevden suyun uzaklaşmasına yardımcı olmalarıdır. Deney sonrası ortalama su muhtevalarındaki değişim incelendiğinde bu durum küçük ölçekli deney düzeneğinde dahi açık bir şekilde ortaya çıkmaktadır. Yapılacak daha büyük ölçekli, yüklemenin çok daha yavaş olduğu deneylerde ve arazideki taş kolon uygulamalarında zemin drenaj etkisinin çok daha fazla olacağı ve dolayısı ile stabilitenin daha da artacağı düşünülmektedir. Şev stabilitesinde önemli olan diğer faktör ise taş kolon malzemesinin içsel sürtünme açısıdır. Kullanılan malzemenin içsel sürtünme açısının artması her türlü zemin koşulunda ve şev geometrisinde stabilizeyi artırmaktadır.

Çalışma sonucunda maksimum temel taban basıncı ve oturma değerleri incelenmiştir. Taş kolonlar, şevli zemin üzerindeki temelin sınır taşıma gücünü 1.25~1.71 kat artırmıştır. Değişim incelendiğinde s/D oranının 3.5'dan büyük olması durumunda iyileşmenin sınırlı düzeyde kaldığı görülmüştür.

Taş kolonların şev kenarındaki yüzeysel temel uygulamalarında oldukça rahat kullanılabilceği düşünölmektedir. Yöntemde kolonun zamanla oluşturacağı drenaj nedeni ile kilin konsolide olması ile taş kolona aktarılan yük zamanla artacak, bunun sonucu olarak konsolidasyon süresince zemin tarafından kolona uygulanan çevre basıncına bağlı olarak kolon plastik bir denge kazanabilecektir. Kolonun plastik duruma gelmesi ile birlikte artan çevre basıncına bağlı olarak zeminin taşıyabileceği yükte artacaktır.

Taş kolon ile iyileştirme sonucunda temelin oturmasının 0.37~0.66 aralığında değişen bir oranda azaldığı belirlenmiştir.  $s/D$  oranının artması sınır taşıma gücünü azaltırken, oturma azaltım oranlarını artırmıştır. Yapılan deneysel çalışmalar ve sonlu eleman modellemeleri incelenmiş, temel taban basınçları ve oturma değerleri arasında % 92 ila % 99 oranında değişen bir uyum gözlenmiştir.

## 5. ÖNERİLER

- Yapılan deneysel çalışmalarda taş kolonların boyu sağlam zemin tabakasına kadar indirilmemiş dolayısı ile yüzen taş kolon davranışı göstermiştir. Taş kolonların boyları sağlam zemin tabakasına indirilip model deneyler ve bunu destekleyecek Plaxis analizleri yapılabilir.
- Farklı zemin tabakaları oluşturulup taş kolon ile iyileştirme yapıp model deneyler ve Plaxis analizleri yapılabilir.
- Şev açısı, s/D oranları, taş kolon çapları değiştirilerek model deneyler yapılabilir.
- Model temelin genişliği ve şevin eğimli kısmına olan mesafeleri değiştirilerek model deneyler ve Plaxis analizleri yapılabilir.
- Dolgu şevlerinin altındaki zeminin iyileştirilmesi için taş kolon yöntemi deneysel olarak incelenebilir.
- Tüm bu deneyler daha kesin sonuçlar alınabilecek, arazide davranışı daha doğru yansıtacak olan saha çalışmaları ile desteklenmelidir.

## 6. KAYNAKLAR

- Abramson, L. W., Lee, T. S., Sharma, S. ve Boyce, G. M., 2002. Slope Stability and Stabilization Methods, Wiley & Song, Inc., New York, 703s.
- Adalier K., Elgamal A., Meneses J. ve Baez J. I., 2003. Stone Columns as Liquefaction Countermeasure in Non-Plastic Silty Soils, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23, 571–584.
- Adalier, K. ve Elgamal, A., 2004. Mitigation of Liquefaction and Associated Ground Deformations by Stone Columns, Journal of Engineering Geology, 72, 4, 275-291.
- Aitchison, G. D. ve Donald, I. B., 1956. Effective Stresses in Unsaturated Soils, Proc. 2nd Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng., 192-199.
- Al-Homoud, A. S. ve Degen, W. S., 2006. Marine Stone Columns to Prevent Earthquake Induced Soil Liquefaction, Geotechnical and Geological Engineering, 24, 775–790.
- Ambily, A. P. ve Gandhi, S. R., 2007. Behavior of Stone Columns Based on Experimental and FEM Analysis, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133, 4, 405-415.
- Anderson, M. G. ve Richards, K. S., 1982. Slope Stability, John Wiley and Sons Ltd., New York
- Aslan, V. Z., 2007. Design and Numerical Modeling of Reinforced Earth Retaining Structures, Master of Science, Bogazici University, İstanbul.
- Atterberg, K., 1911. Über Die Physikalische Bodenuntersuchung und Über Die Plastizität Der Tonei Int. Mitt. Für Bodenkunde, 1, 10-43. Uzuner, B. A., 2007. Temel Zemin Mekaniği, 7. Basım, Derya Kitapevi, Trabzon, 560s.
- Aytekin, M., 2004. Deneysel Zemin Mekaniği, Genişletilmiş 2. Baskı, Teknik Yayınevi, Ankara, 624s.
- Azizi, F., 2000. Finite Element Modeling in Geotechnics, Applied Analyses in Geotechnics, London, 753s.
- Bae, W. S., Bang, W. S. ve Byung, C. A., 2002. Behavior of Foundation System Improved with Stone Columns, Proc. 12. International Offshore and Polar Engineering Conf., Kitakyushu, Japan, 675-678.
- Baikie, L. D., 1985. Total and Partial Factors of Safety in Geotechnical Engineering, Canadian Geotechnical Journal, 22, 477-482.
- Barksdale, R. D. ve Bachus R. C., 1983. Design and Construction of Stone Columns, Federal Highway Administration, Vol. 1, Washington, D.C., 194 s.

- Baumann, V. ve Bauer G. A. E., 1974. The Performance of Foundation on Various Soil Stabilized by the Vibro Compaction Method, Canadian Geotechnical Journal, 11, 509-530.
- Bell, J. R., 1978. Future Advances in Soil Placement and Improvement, Journal of the Geotechnical Engineering Division, 104, 1, 1-10.
- Besancon, G., Iorio J. R. ve Soyez B., 1984. Detailed Analysis of Parameters Governing the Design of Stone Columns, Int. Conf. On Insitu Soil and Rock Reinforcement, Paris, 119-126.
- Bishop, A. W. ve Bjerrum, I., 1960. The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems, Proc. ASCE Res. Conference on Shear Strength of Cohesive Soil ASCE, 437-401.
- Black, J. A., Sivakumar, V., Madhav, M. R. ve Hamill, G. A., 2007. Reinforced Stone Columns in Weak Deposits: Laboratory Model Study, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133,9, 1154-1161.
- Blong, R. J., 1973. A Numerical Classification of Selected Landslides of the Debris Slide, Engineering Geology, 7, 99-114.
- Bromhead, E. N., 1986. The Stability of Slope, Surrey University Press, A.B.D.
- Christoulas S., Bouckovalas G. ve Giannaros C., 2000. An Experimental Study on Model Stone Columns, Soils and Foundations, 40, 6, 11-22.
- Christoulas S., Giannaros, C. ve Tsiambaos G., 1997. Stabilization of Embankment Foundations by Using Stone Columns, Geotechnical and Geological Engineering, 15, 247-258.
- Chugh, A. K., 1986. Variable Factor of Safety in Slope Stability Analysis, Geotechnique, 36, 1, 57-64.
- Clemente, J. L. M., Senapathy H. ve Davie D. R., 2005. Performance Prediction of Stone-Column-Supported Foundations, 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 1327-1330.
- Clough, R. W. ve Woodward, R. J., 1967. Analysis of Embankment Stress and Deformation, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 93, 529-549
- Connor S. S. ve Gorski A. G., 2000. A Timely Solution for the Nojoqi Grade Landslide Repair US 101 South of Buellton, 51 st Annual Highway Geology Symposium, Seattle, 1-11.
- De Mello, V. B. F., 1977. Reflection on Design Decisions of Practical Significance to Embankment Dams, Geotechnique, 27, 3, 279-355.
- Deb, K., Basudhar, P. K. ve Chandra S., 2007. Generalized Model for Geosynthetic-Reinforced Granular Fill-Soft Soil with Stone Columns, International Journal of Geomechanics, 7, 4, 266-276.

- Deb, K., Basudhar, P. K. ve Chandra S., 2008. Response of Multilayer Geosynthetic-Reinforced Bed Resting on Soft Soil with Stone Columns, Computers and Geotechnics, 35, 323–330.
- Duncan, J. M. ve Wright, S. G., 2005. Zemin Şevlerinin Duraylılığı, Çeviren: Kamil Kayabalı, Fersah Matbaacılık, Ankara, 299s.
- Düzgün, M., 1989. İstinat Yapıları, TOBB İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi Yayınları, İzmir.
- El Sawwaf, M. A., 2007. Behavior of Strip Footing on Geogrid-Reinforced Sand Over a Soft Clay Slope, Geotextiles and Geomembranes, 25, 50–60.
- Elshazly H., Elkasabgy M. ve Elleboudy, A., 2008. Effect of Inter-Column Spacing on Soil Stresses Due to Vibro-Installed Stone Columns: Interesting Findings, Geotechnical and Geological Engineering, 26, 225–236.
- Frank, L. S., 1985. Applied Finite Element Analysis for Engineers, Harcourt Brace Jovanovich College Publishers, Holt, 658s.
- Gibson, R. E. ve Anderson, W. F., 1961. In-Situ Measurements of Soil Properties with Pressumeter, Civil Eng. and Pub. Work Rev., 56, 658, 615-618.
- Goughnour, R. ve Barksdale, R., 1984. Performance of a Stone Column Supported Embankment, International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St Louis, 735-742
- Goughnour, R. R. ve Bayuk, A. A., 1979. A Field Study on Long Term Settlements of Load Supported by Stone Columns in Soft Ground, Insitu Soil and Rock Reinforcement Conference, Paris, 279-285.
- Greenwood, D. A. ve Kirsch K., 1984. Specialist Ground Treatment by Vibratory and Dynamic Methods, Satae of the Art Report, Pilling and Ground Treatment, Thomas Telford, London, 17-45.
- Guatif Z., Bouassida, M. ve Debats, J. M., 2007. Improved Soft Clay Characteristics Due to Stone Column Installation, Computers and Geotechnics, 34, 104–111.
- Guatif, Z., Bouassida, M. ve Debats, J. M., 2007. Improved Soft Clay Characteristics Due to Stone Column Installation, Computers and Geotechnics, 34, 104–111.
- Gürsoy, Ş., 2000. Deprem Bölgelerindeki Betonarme İstinat Duvarlarının Analitik ve Sayısal Yöntemleri Kullanan Bilgisayar Yardımı ile Projelendirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Haliloğlu, S. B., 1997. Heyelan Analizinde Kullanılan Yöntemler ve Sayısal Çözümleri, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Hammouri, N. A., Malkawi A. I. H. ve Yamin M. M. A., 2008. Stability Analysis of Slopes Using the Finite Element Method and Limiting Equilibrium Approach, Bull Eng Geol Environ, 8,156.

- Han J. ve Ye S. L., 2002. A Theoretical Solution For Consolidation Rates of Stone Column-Reinforced Foundation Accounting for Smear and Well Resistance Effects, International Journal of Geomechanics, 2, 2, 135-151.
- Heitz C., Kempfert H. G. ve Alexiew D., 2005. Embankment Project on Soft Subsoil with Grouted Stone Columns and Geogrids, 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 1359-1363.
- Hu, W., 1995. Physical Modeling of Group Behavior of Stone Columns Foundations, Ph. D. Thesis, University of Glasgow, Glasgow.
- Hughes, J. M. O. ve Withers, N.J., 1974. Reinforcing of Soft Cohesive Soils with Stone Columns, Ground Engineering, 7, 3, 42-49.
- Hughes, J. M. O., Withers, N. J. ve Greenwood, D. A., 1975. A Field Trial of Reinforcing Effect of a Stone Column in Soil, Geotecnique, 25, 1, 31-34.
- Hutchinson, J. N., 1978. A Geotechnical Classification of Landslides, Croom Helm.
- Pruska., J., 2003. Comparison of Geotechnic Softwares - Geo FEM, Plaxis, Z-Soil, Proceedings of the XIII ECSMGE, Prague, 1- 2.
- Jebe, W. ve Bartels, K., 1983. The Development of Compaction Methods with Vibrations from 1976 to 1982, 8<sup>th</sup> ECSMFE, Helsinki, 259-266.
- Juran I., Chen, C. L., Acar Y. B. ve Gurmazi, A., 1988. A Comparative Study of Soil Improvement Techniques for Highway Embankments, Federal Highway Administration, Louisiana, 276 s.
- Kanematsu, H., 1980. High Pressure Jet Grouting Method, Dekubu Seboh, Civil Construction, 21, 13.
- Kezdi, A., 1979. Safety Factors for Different Types of Failure, Proc. of Design Parameters in Geotechnical Engineering, 1, 195-198.
- Kirsch F. ve Sondermann W., 2003. Field Measurements and Numerical Analysis of the Stress Distribution below Stone Column Supported Embankments and their Stability, Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soil Theory and Practice, Essen, 595-600.
- Lane, P. A. ve Griffiths, D. V., 2000. Assessment of Stability of Slopes Drawdown Conditions, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126, 5, 443-450.
- Lambe, T. W. ve Whitman, R. Y., 1969. Soil Mechanics, John Wiley and Sons Ltd., New York.
- Lee J. S. ve Pande G. N., 1994. Analysis of Stone Columns Reinforced Foundations, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 12, 1001-1020.



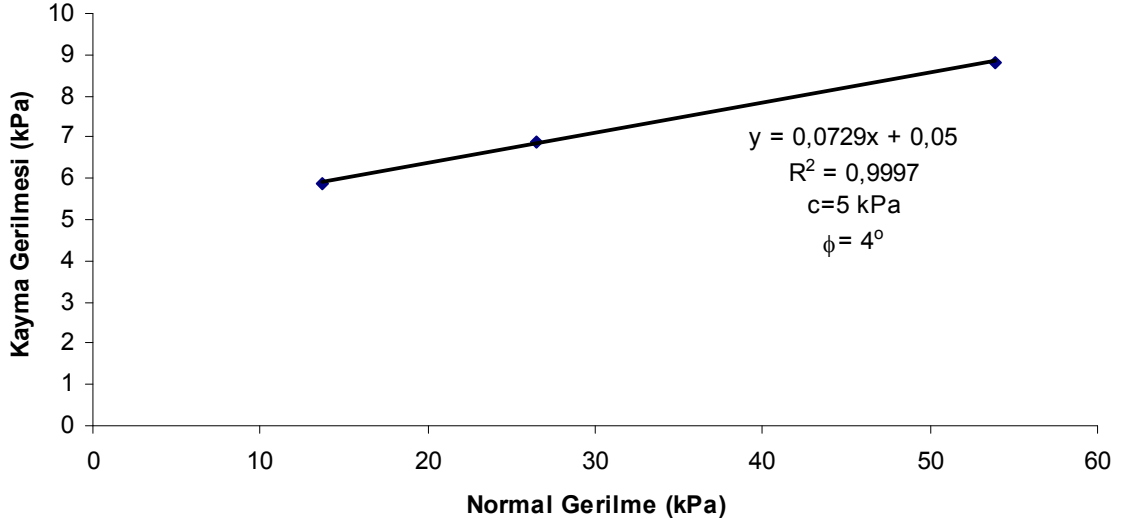
- Liausu, P., 1984. Reinforcement of Compressible Soil by Dynamic Replacement, Insitu Soil and Rock Reinforcement Conference, Paris, 151-155.
- Malarvizhi, S. N. ve Ilamparuthi K., 2006. Modeling of Geogrid Encased Stone Column, 2. International Congress on Computational Mechanics and Simulation, Assam, 1-6.
- Mathav M. R. ve Vitkar P. P., 1978. Strip footing on weak clay stabilized with a granular trench or pile, Canadian Geotechnical Journal, 15, 4, 605-609.
- Maurya R. R., Sharma B. V. R ve Naresh D. N., 2005. Footing Load Tests on Single and Group of Stone Columns 16th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 1385-1388.
- Mc Kelvey, D., 2002. The Performance of Vibro Stone Column Reinforced Foundations in Deep Soft Ground, Ph.D. Thesis, Queen's University of Belfast, Belfast.
- McCabe, B. A., McNeill, J. A. ve Black, J. A., 2007. Ground Improvement Using the Vibro-Stone Column Technique, Engineers Ireland West Region and the Geotechnical Society of Ireland, 1-12.
- Morgenstern, N. R. ve Price, N. R., 1965. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces, Geotechnique, 13, 2, 121-131.
- Morgenstern, N. R. ve Sangrey, D. A., 1978. Methods of Stability Analysis, Transportation Research Board, Special Report 176.
- Munfakh, G. A., 1984. Soil Reinforcement by Stone Columns-Variied Case Applications, Int. Conf. On Insitu Soil and Rock Reinforcement, Paris, 157-162.
- Murugesan, S. ve Rajagopal, K., 2006. Geosynthetic-Encased Stone Columns: Numerical Evaluation, Geotextiles and Geomembranes, 24, 349-358.
- Nalçakan, M. S. 2004. Problemlı Zeminlerde Geoteknik Çözümler, Türkiye Mühendislik Haberleri, 430, 29-31.
- Önalp, A., 1983. İnşaat Mühendislerine Geoteknik Bilgisi, Cilt 2, 1. Baskı, K.T.Ü. Yayın No. 3, Trabzon.
- Osmanoğlu, U., 1999. Yumuşak ve Gevşek Zeminlerin İyileştirilmesi: Yüksek Basınçlı Enjeksiyon Kolonları ve Taş kolonlar, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Özkeskin A. ve Erol O., 2004. Taş Kolon Uygulamalarında Gerilme Konsantrasyon Faktörlerinin Arazi Yükleme Deneyleri ile Belirlenmesi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 10. Ulusal Kongresi, İstanbul, 641-646.
- Patel, B. R. ve Shroff, A. V., 2005. Study on Composite Stone Column in Soft Kaolinitic Clay, 16th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 1413-1417.
- Plaxis 8.0, 2006. Finite Element Code For Soil Rock Analyses, User Manual, Delf, 634s.

- Plomteux, C. ve Porhoba A., 2004. CMC Foundation System for Embankments Support, Proceedings of Sessions of the Geosupport Conference, Orlando, 1-12.
- Pooroshasb H. B. ve Meyerhof G. G., 1997. Analysis of Behavior of Stone Columns and Lime Columns, Computers and Geotechnics, 20, 47-70.
- Priebe, H. J., 1991. Vibro Replacement – Design Criteria and Quality Control, Deep Foundation Improvements: Design, Construction and Testing, ASTM STP 1089, Philadelphia, 62-72.
- Rao, N. S., Reddy, K. M. ve Rumar, P. H., 1997. Studies on Groups of Stone Columns in Soft Clays, Geotechnical Engineering-Bangkok, 28, 2, 165-182.
- Rao, S. S., 2005. The Finite Element Method in Engineering, Pergamon Pres, Oxford, 625s.
- Reyes, S. F. ve Deene, D. K., 1966. Elastic Rustic Analysis of Underground Openings by the Finite Element Method, 1 st Congress of the International Society of Rock Mechanics, Lisbon, 477-486.
- Sharpe, C. F. S., 1938. Landslides and Related Phenomena, Colombia Un. Press, New York.
- Shuster, R. L. ve Krizek, R. J., 1978. Landslides Analysis and Control, Transportation Research Board, NAS-NRC Publ. Special Report 178.
- Skempton, A. W., 1953. Soil Mechanic in Relation to Geology, Proc. Yorkshire Geological Society, 29, 1, 33-62.
- Sowers, G. B. ve Sowers, G. F., 1970. Introductory Soil Mechanics and Foundation, 3rd Edition, Mc Millan, New York.
- Sowers, G. F., 1979. Introductory Soil Mechanics and Foundations: Geotechnical Engineering, 4th Edition, McMillian Publishing Co., New York.
- Tan S. A. ve Khine, K. O., O., 2005. Finite Element Modeling of Stone Columns - A Case History, 16th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 1425-1428.
- Taylor, D. W., 1948. Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley, New York, 700s.
- Terashi, M., Kitazume, M. ve Minagawa, S. 1991. Bearing Capacity of Improved Ground by Sand Compaction Piles, Deep Foundation Improvements: Design, Construction and Testing, ASTM-STP, 47-61.
- Terzaghi, K., 1936. Stability of Slopes of Natural Clay, Proc. 1st Int. Conf. On Soil Mech. and Foundation Engineering, Harvard, 161-165.
- Terzaghi, K. ve Peck, B. C. 1967. Soil Mechanics in Engineering Practice, Wiley, New York.

- TS 1900, 2006. İnşaat Mühendisliğinde Zemin Deneyleri, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS 8853, 1991. Yamaç ve Şevlerin Dengesi ve Hesap Metotları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- Tunç, A., 2002, Yol Mühendisliğinde Geoteknik ve Uygulamaları, Atlas Dağıtım, 912s.
- URL-1, [www.emabrt.hu/tev\\_kavics\\_a.html](http://www.emabrt.hu/tev_kavics_a.html), 10 Mart 2009.
- URL-2, [www.vibroflotation.com/Vibro/vibroflotation\\_fr.nsf/site/Stone-Columns.Wet-Stone-Columns](http://www.vibroflotation.com/Vibro/vibroflotation_fr.nsf/site/Stone-Columns.Wet-Stone-Columns), 15 Nisan 2008.
- URL-3, [www.vibroflotation.com/Vibro/vibroflotation\\_fr.nsf/site/Stone-Columns.Dry-Stone-Columns](http://www.vibroflotation.com/Vibro/vibroflotation_fr.nsf/site/Stone-Columns.Dry-Stone-Columns), 15 Nisan 2008.
- Uzuner, B. A., 2007. Temel Zemin Mekaniği, 7. Basım, Derya Kitapevi, Trabzon, 560s.
- Varnes, D. J., 1958. Landslides Types and Processes, Landslides and Engineering Practice, Highway Research Board, Special Report 29.
- Varnes, D. J., 1978. Slope Movement Types and Processes, Transportation Research Board, Special Report 176, NAS-NRC Publ., 11-33.
- Vesic, A. S., 1972. Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div., 98, 265- 290.
- Walker, B. F. ve Fell, R. F., 1987. Soil Slope Instability and Stabilization, Sydney.
- Welsh C. P., 1986. Soil Improvement A Ten Year Update, Proceedings of Symposium at ASCE Convention, New Jersey.
- Whitlow, R., 1983. Basic Soil Mechanics, First Edition, Longman Inc., New York.

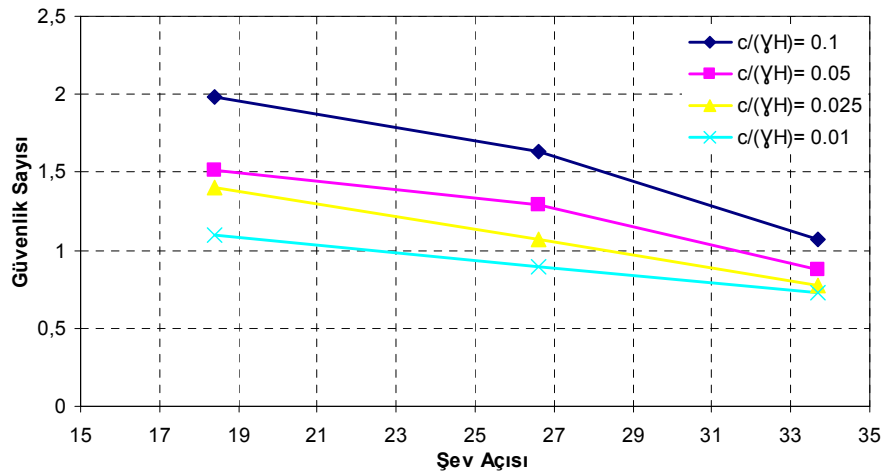
## 7. EKLER

### Ek 1. Deney kili dayanım parametreleri



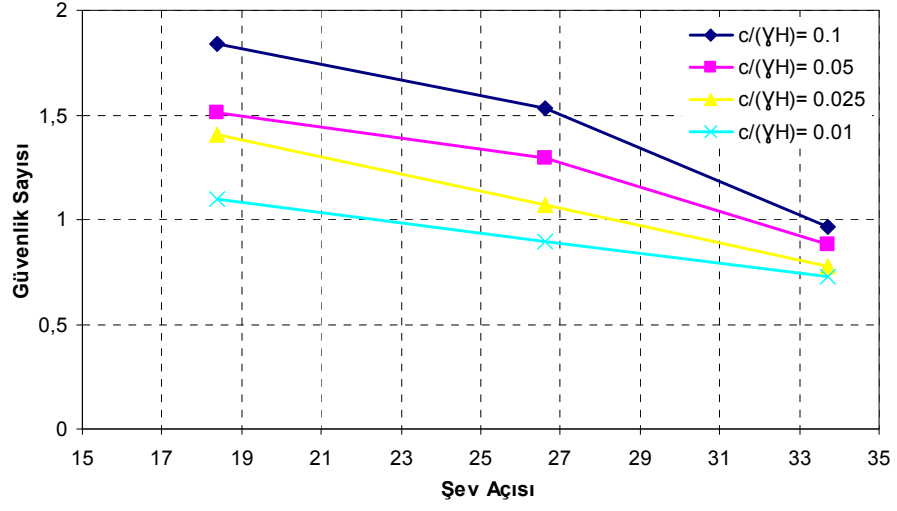
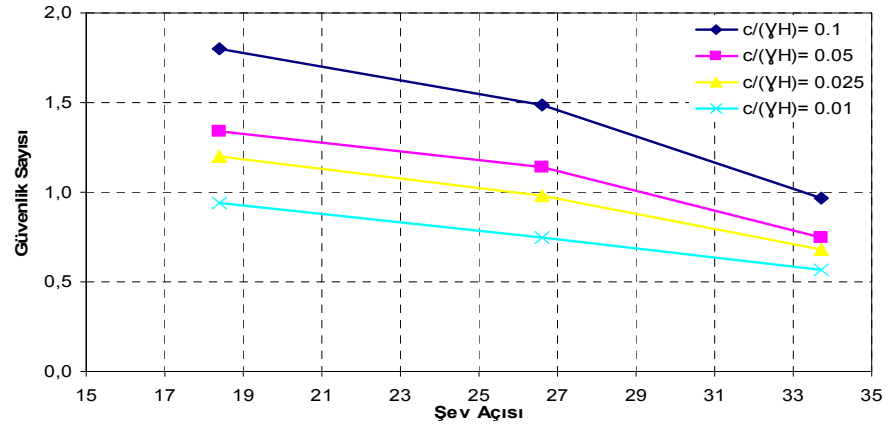
Ek Şekil 1. Deney Kili Dayanım Parametreleri

### Ek 2. $\phi_c=10^\circ$ durumunda şev açısı güvenlik sayısı ilişkileri

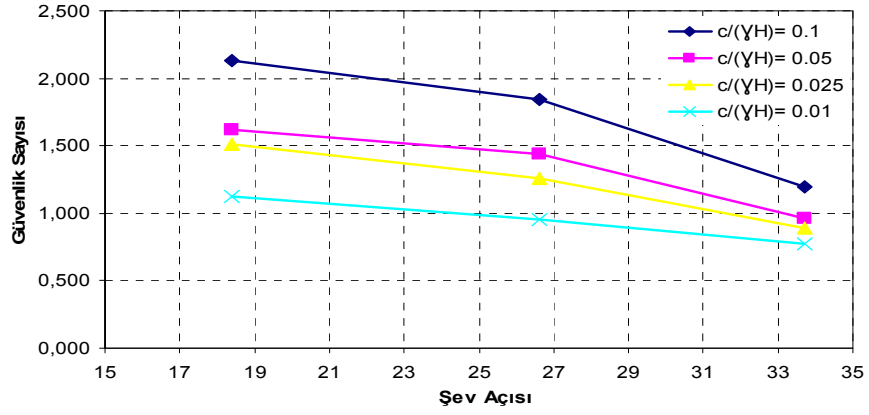


Ek Şekil 2.1.  $\phi_s = 35$  ve  $s/D = 2$  için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi

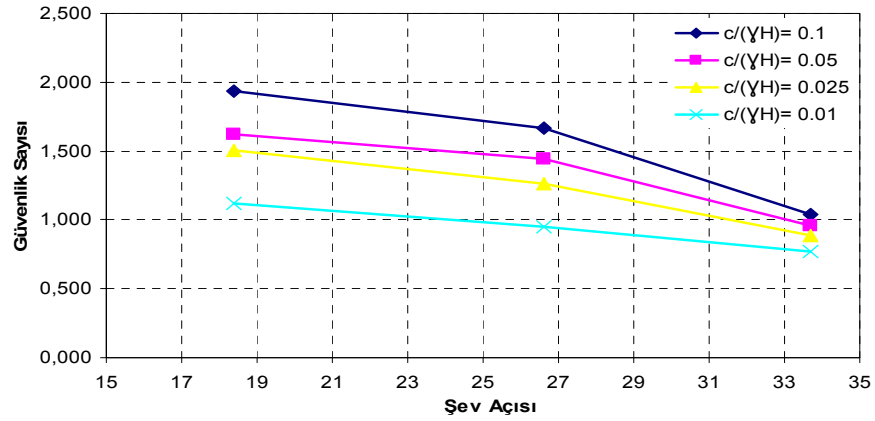
Ek 2'in Devamı

Ek Şekil 2.2  $\phi_s = 35$  ve  $s/D = 3$  için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisiEk Şekil 2.3  $\phi_s = 35$  ve  $s/D = 4$  için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi

Ek 2.  $\phi_c=10^0$  durumunda şev açısı güvenlik sayısı ilişkileri

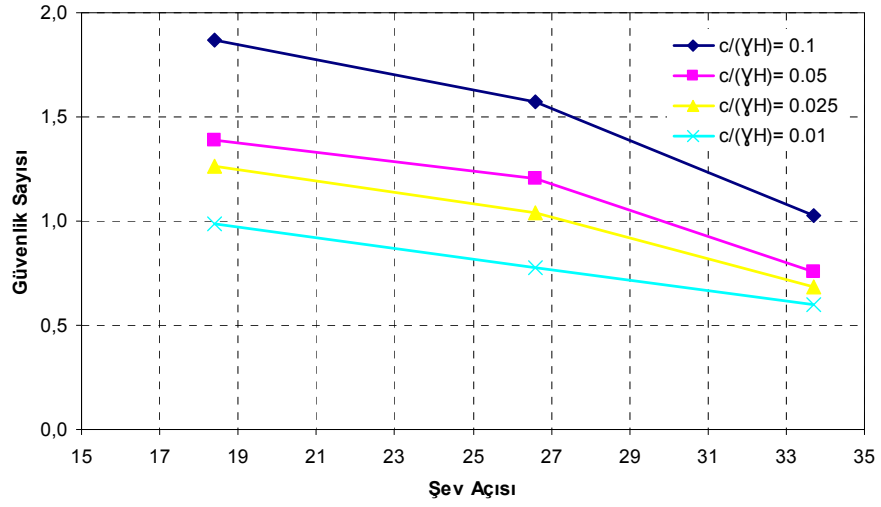
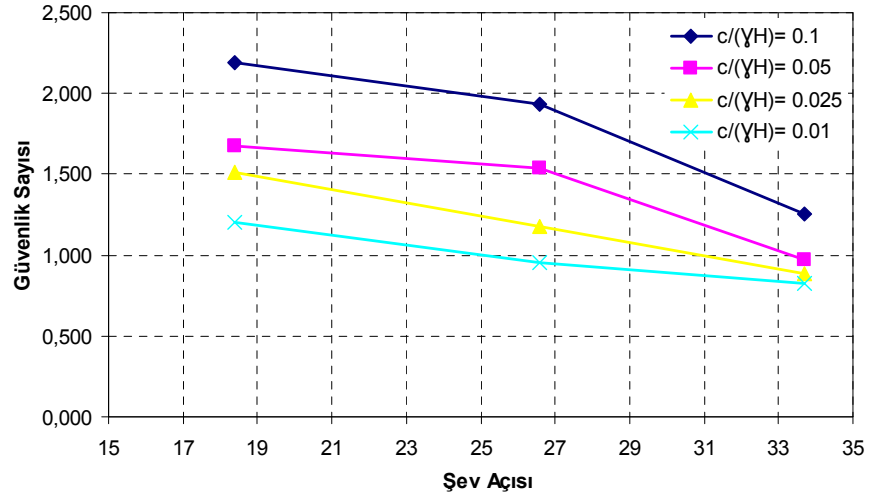


Ek Şekil 2.4  $\phi_s = 40$  ve  $s/D = 2$  için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi

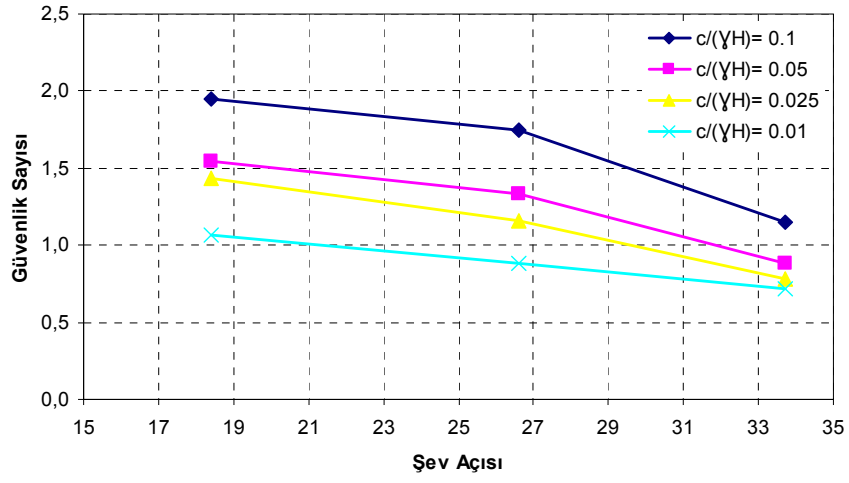
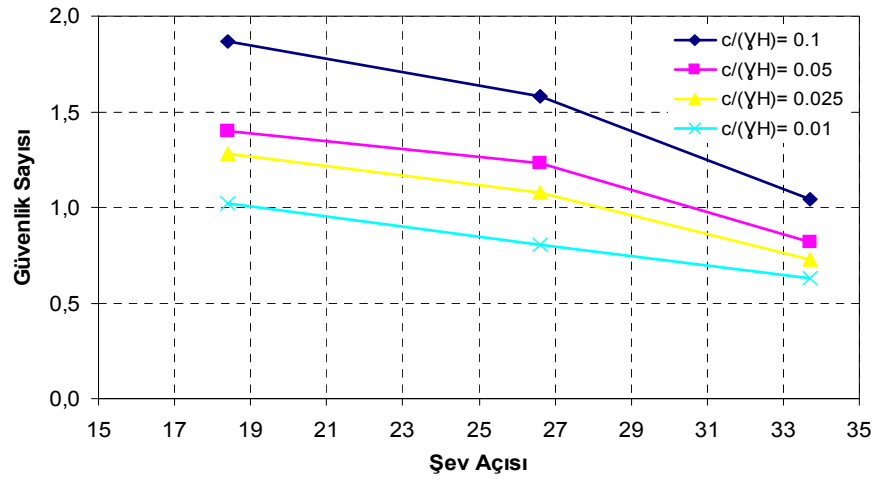


Ek Şekil 2.5  $\phi_s = 40$  ve  $s/D = 3$  için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi

Ek 2'in Devamı

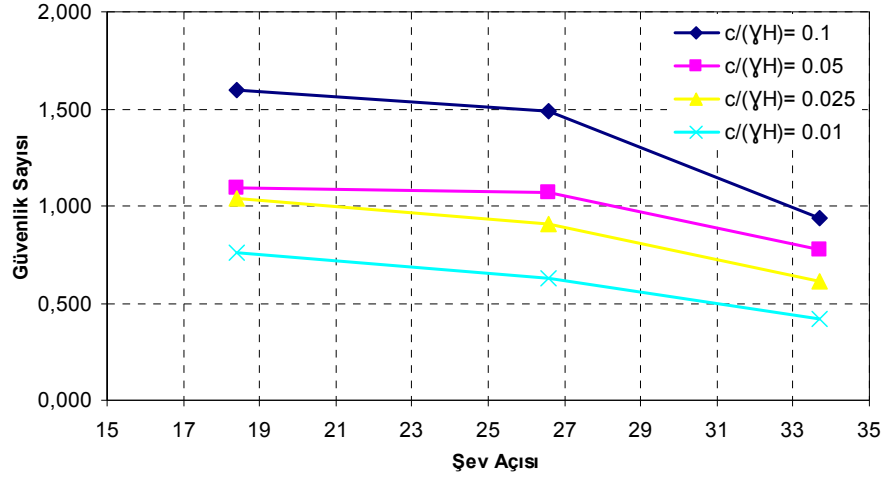
Ek Şekil 2.6  $\phi_s = 40$  ve  $s/D = 4$  için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisiEk Şekil 2.7  $\phi_s = 45$  ve  $s/D = 2$  için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi

Ek 2'in Devamı

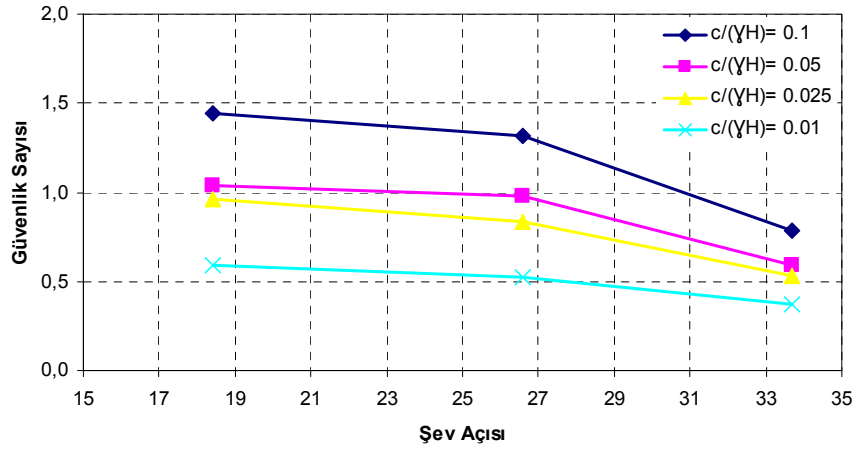
Ek Şekil 2.8  $\phi_s = 45$  ve  $s/D = 3$  için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisiEk Şekil 2.9  $\phi_s = 45$  ve  $s/D = 4$  için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi



Ek 3  $\phi_s=40^0$  durumunda şev açısı güvenlik sayısı ilişkileri

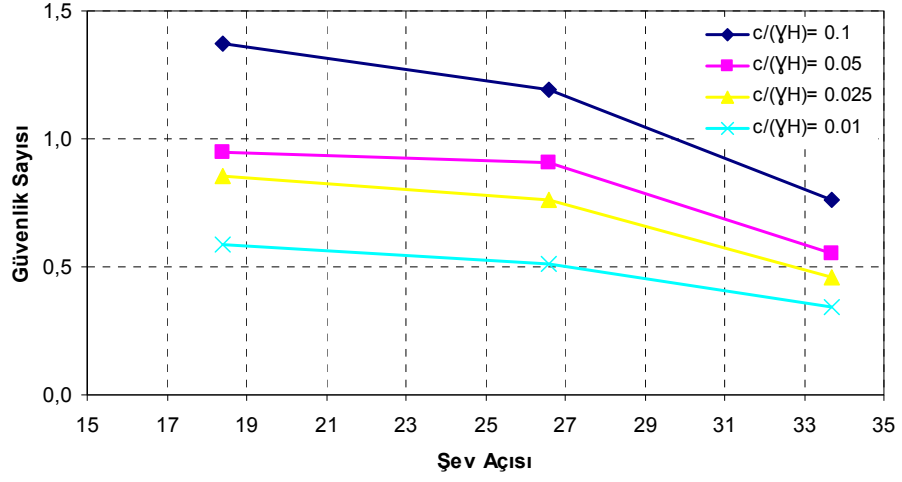
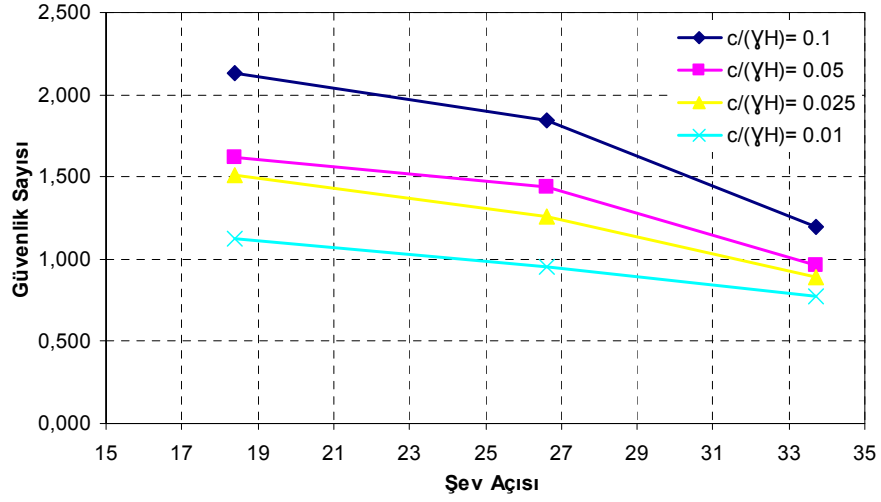


Ek Şekil 3.1  $\phi_c=5$  ve  $s/D=2$  için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi

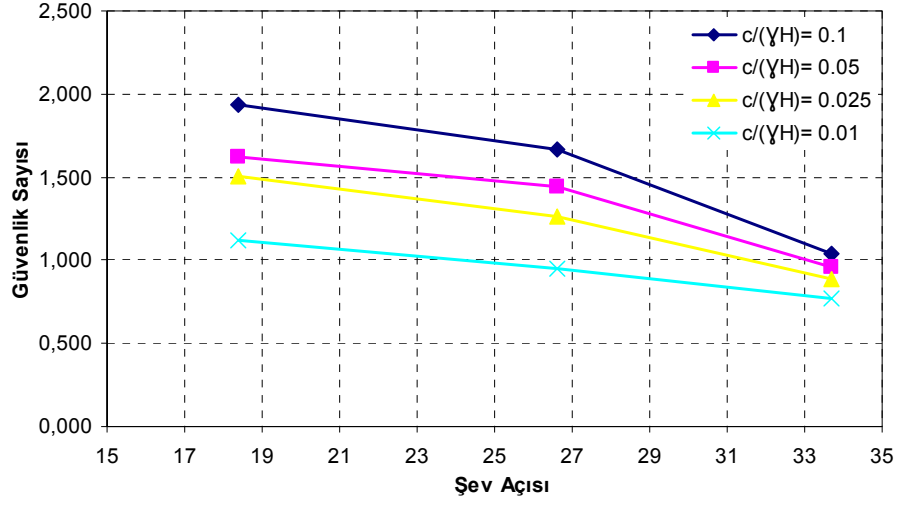
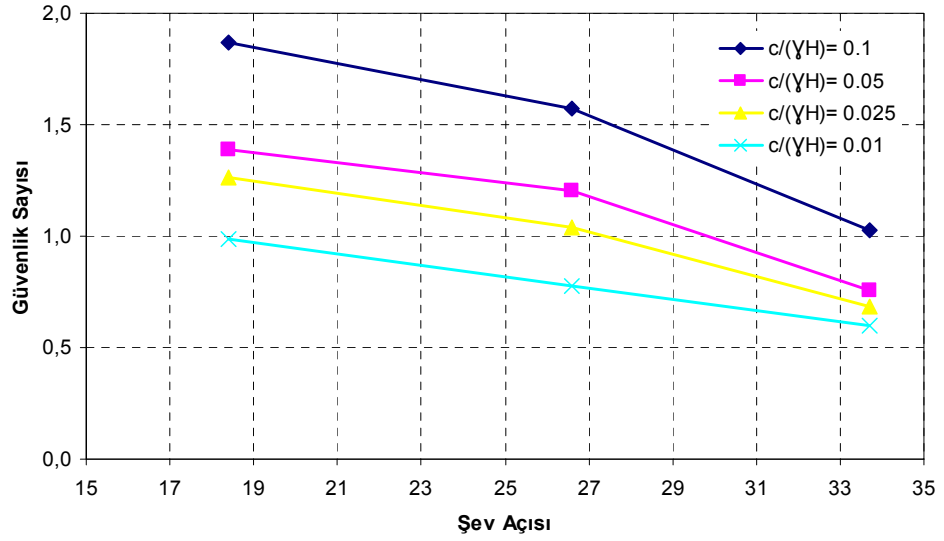


Ek Şekil 3.2  $\phi_c=5$  ve  $s/D=3$  için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi

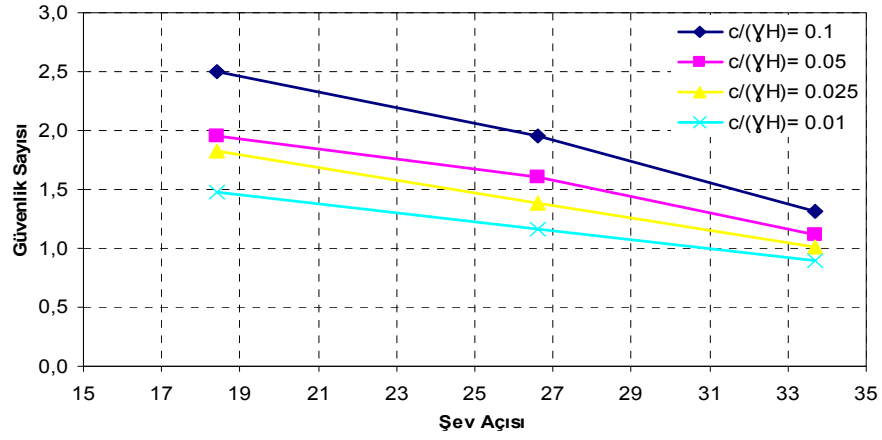
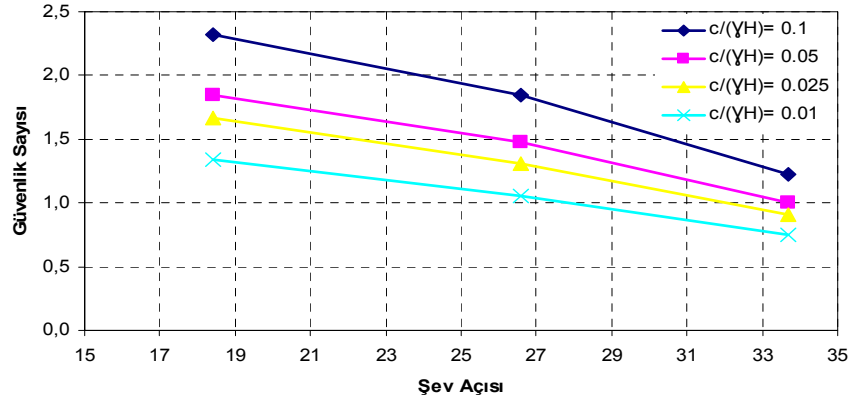
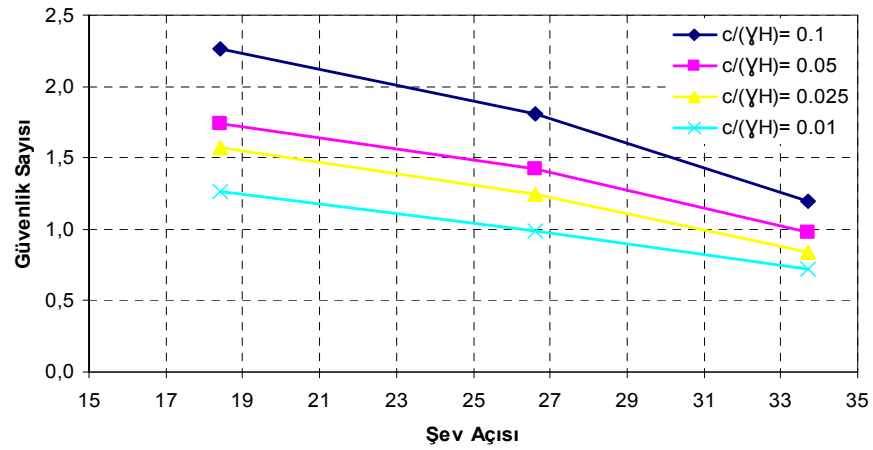
## Ek 3'ün Devamı

Ek Şekil 3.3  $\phi_c = 5$  ve  $s/D = 4$  için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisiEk Şekil 3.4  $\phi_c = 10$  ve  $s/D = 2$  için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi

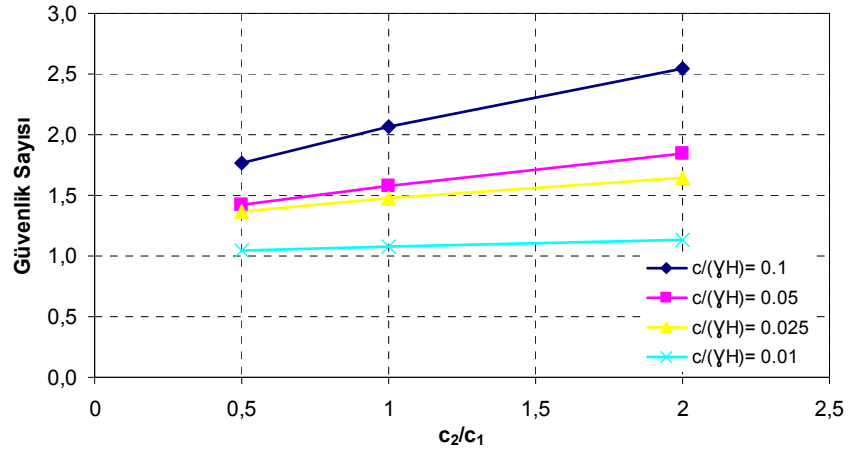
## Ek 3'ün Devamı

Ek Şekil 3.5  $\phi_c = 10$  ve  $s/D = 3$  için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisiEk Şekil 3.6  $\phi_c = 10$  ve  $s/D = 4$  için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi

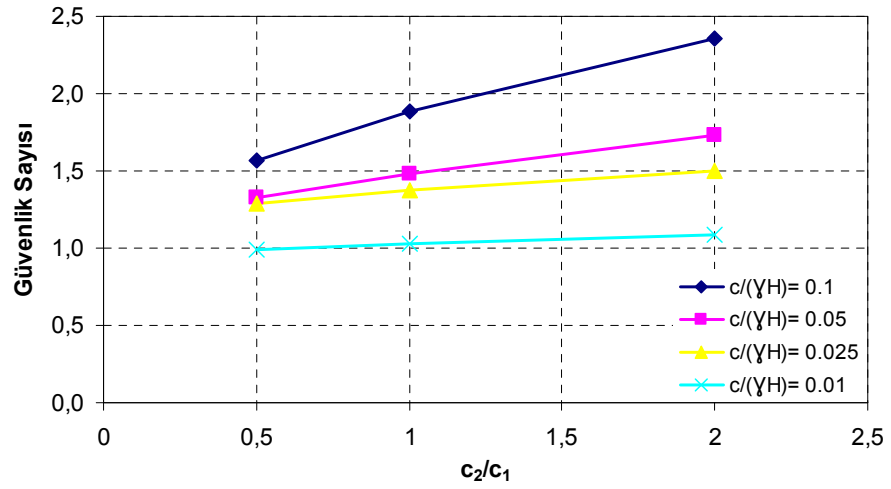
## Ek 3'ün Devamı

Ek Şekil 3.7  $\phi_c = 15$  ve  $s/D = 2$  için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisiEk Şekil 3.8  $\phi_c = 15$  ve  $s/D = 3$  için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisiEk Şekil 3.9  $\phi_c = 15$  ve  $s/D = 4$  için şev açısı güvenlik sayısı ilişkisi

**Ek 4. İki tabakalı zemin durumu  $c_2/c_1$ - güvenlik sayısı ilişkisi**

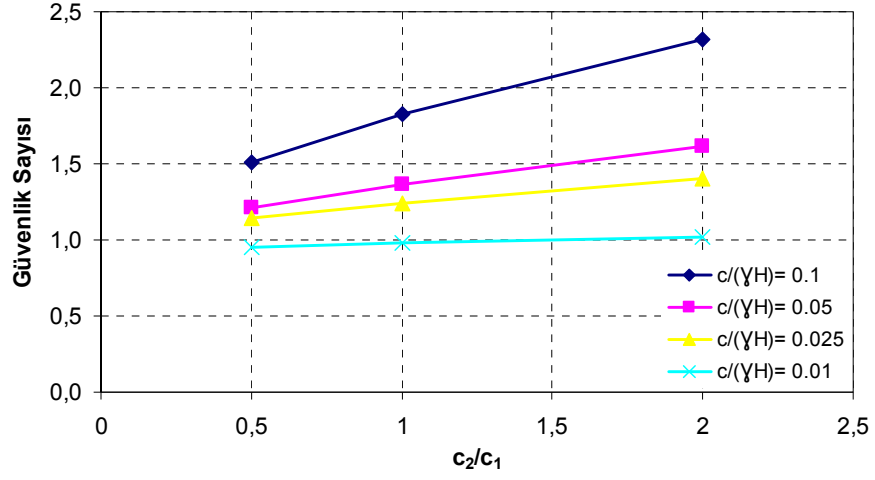
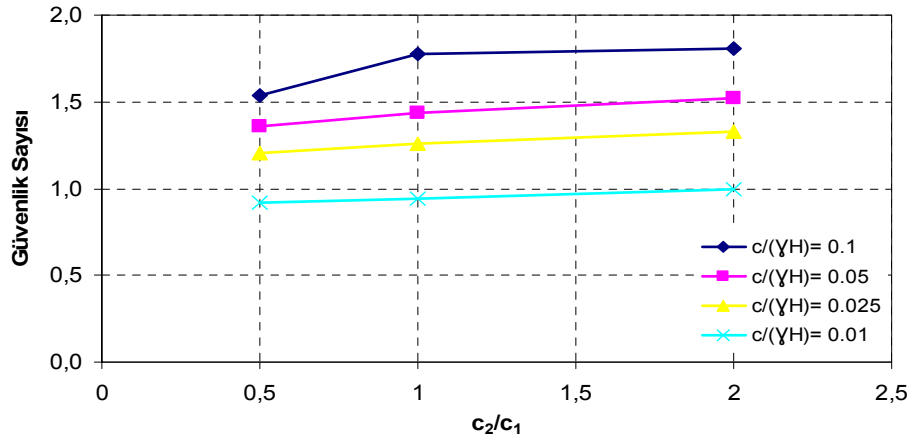
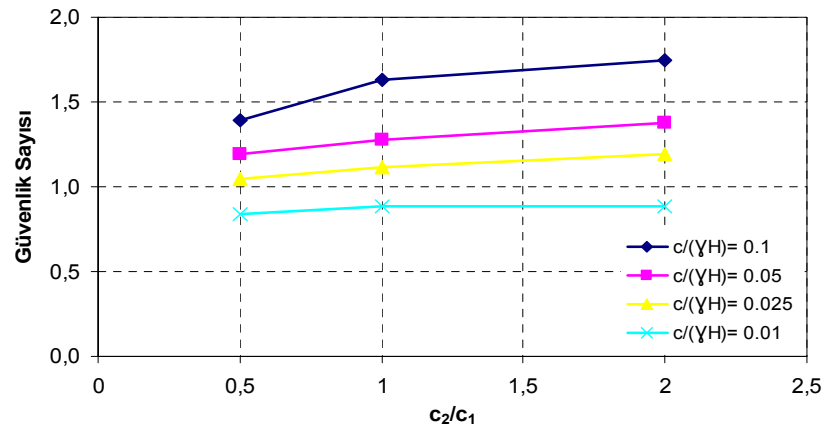


Ek Şekil 4.1  $s/D=2$  için  $c_2/c_1$  güvenlik sayısı ilişkisi (3:1)

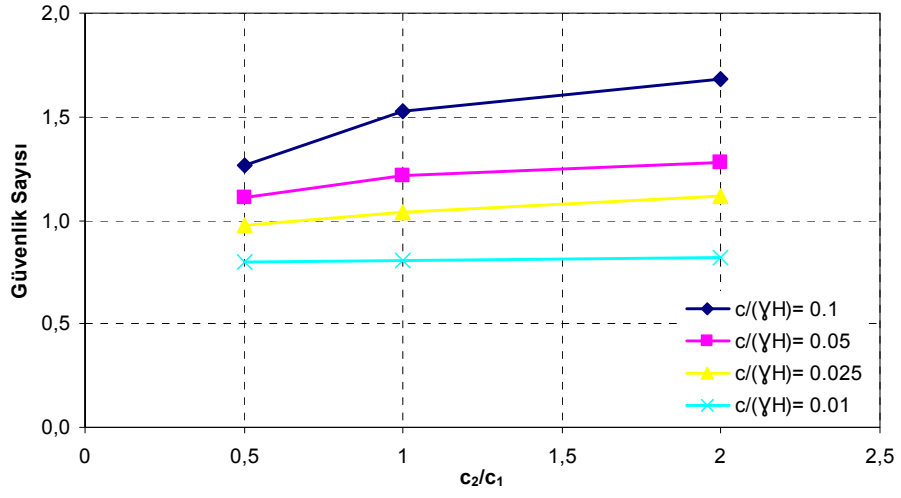
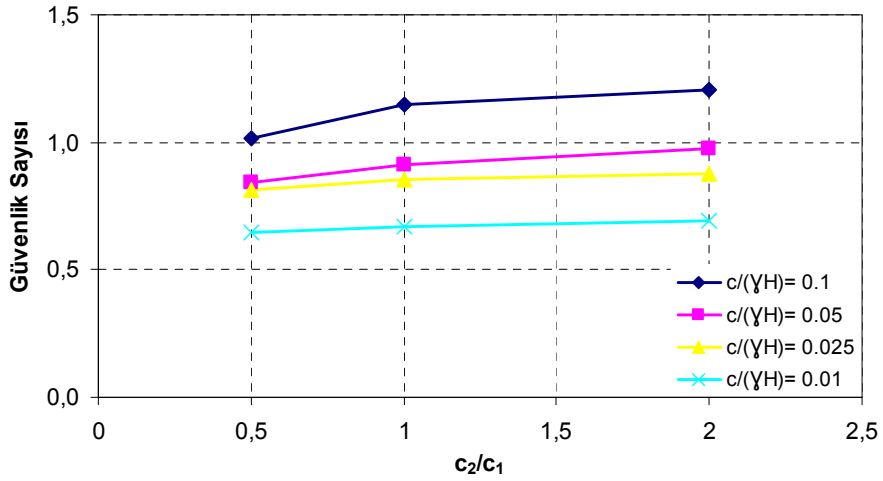


Ek Şekil 4.2  $s/D=3$  için  $c_2/c_1$  güvenlik sayısı ilişkisi (3:1)

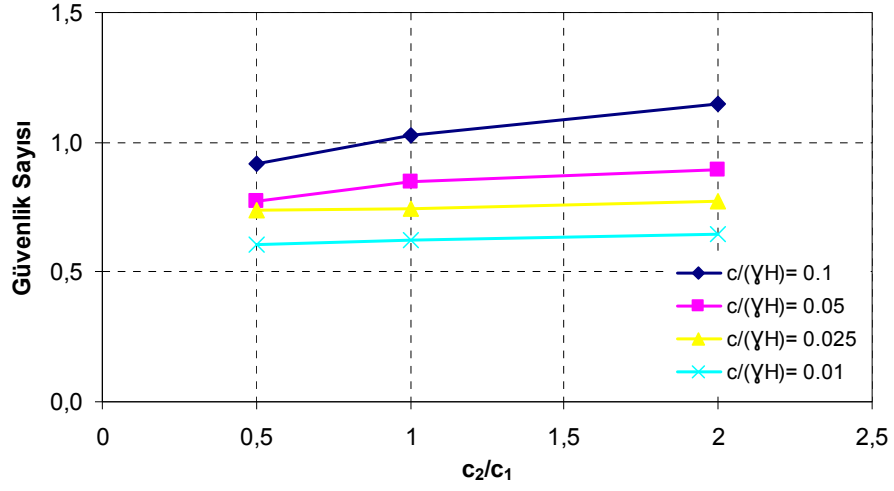
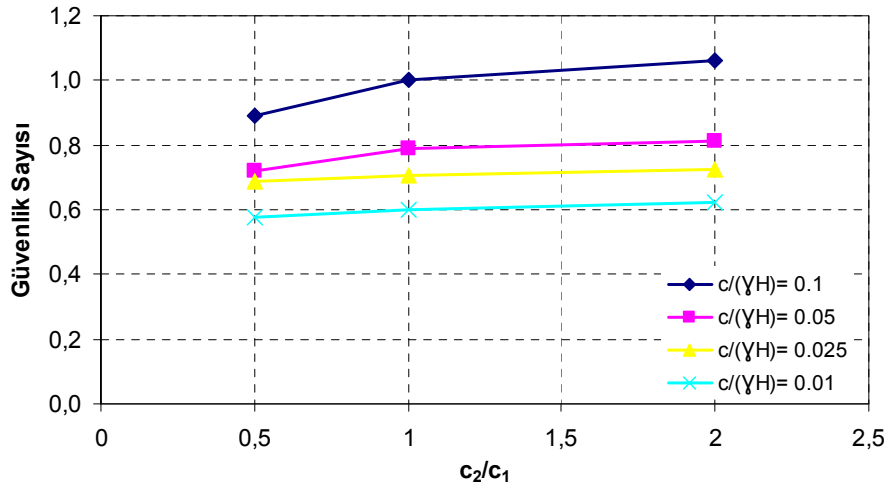
Ek 4'ün Devamı

Ek Şekil 4.3  $s/D=4$  için  $c_2/c_1$  güvenlik sayısı ilişkisi (3:1)Ek Şekil 4.4  $s/D=2$  için  $c_2/c_1$  - güvenlik sayısı ilişkisi (2:1)Ek Şekil 4.5  $s/D=3$  için  $c_2/c_1$  - güvenlik sayısı ilişkisi (2:1)

## Ek 4'ün Devamı

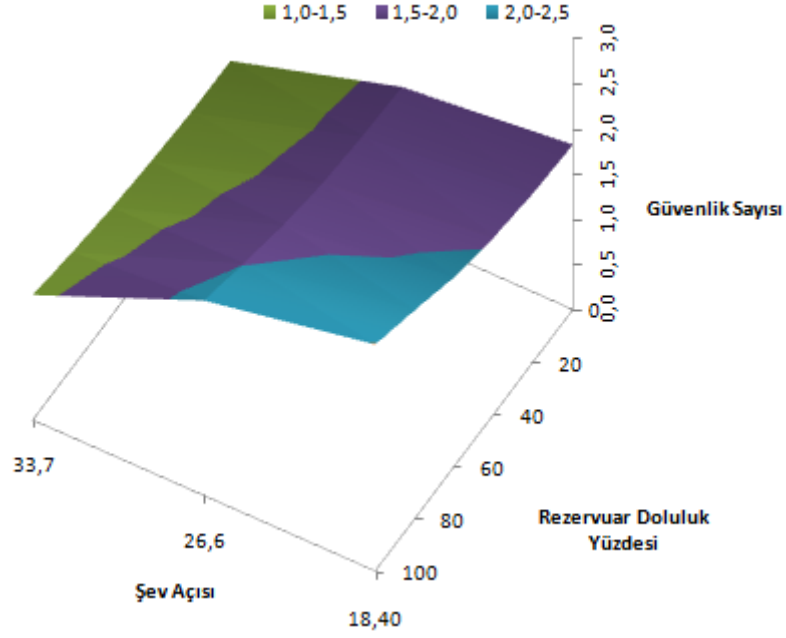
Ek Şekil 4.6  $s/D=4$  için  $c_2/c_1$  - güvenlik sayısı ilişkisi (2:1)Ek Şekil 4.7  $s/D=2$  için  $c_2/c_1$  - güvenlik sayısı ilişkisi (3:2)

Ek 4'ün Devamı

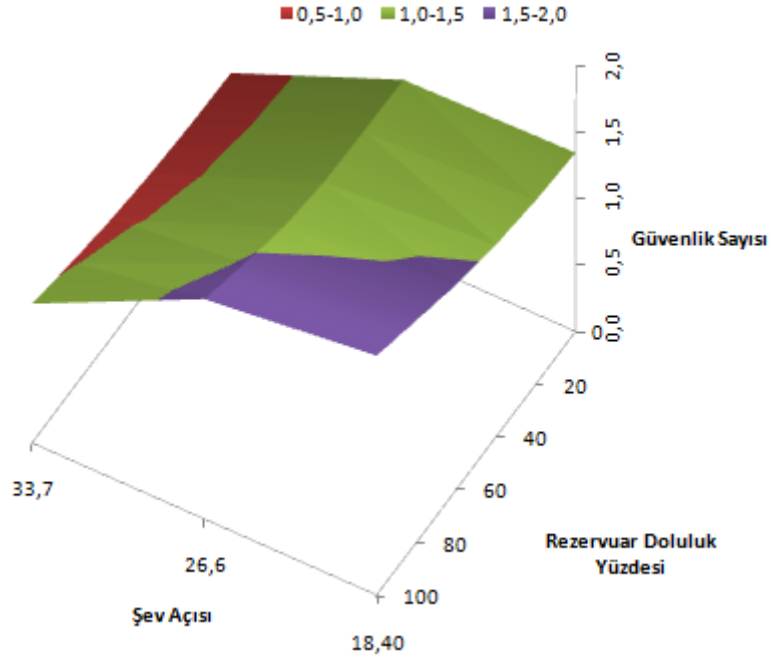
Ek Şekil 4.8  $s/D=3$  için  $c_2/c_1$  - güvenlik sayısı ilişkisi (3:2)Ek Şekil 4.9  $s/D=4$  için  $c_2 / c_1$  - güvenlik sayısı ilişkisi (3:2)



**Ek 5. Şev rezervuarında su bulunması durumunda güvenlik sayısı- rezervuar doluluk yüzdesi- şev açısı ilişkisi**

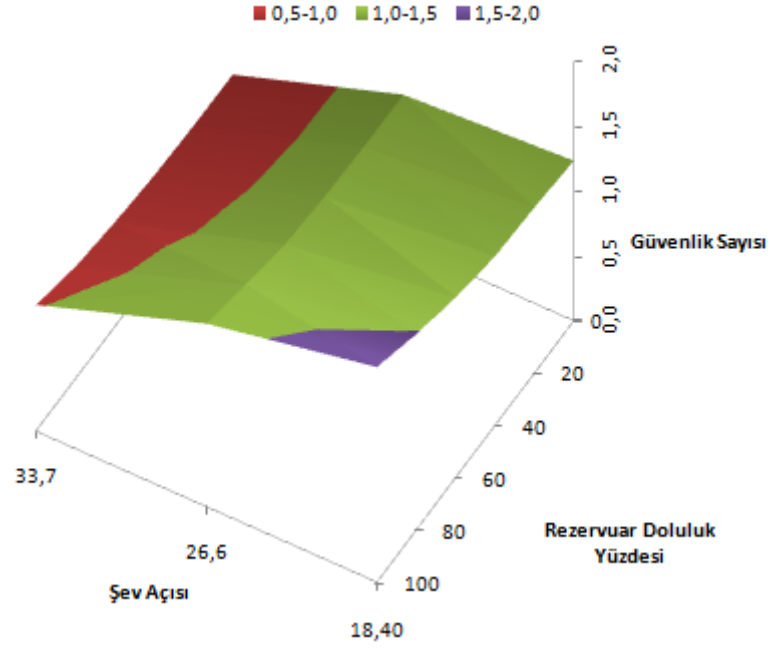


Ek Şekil 5.1  $s/D=2$  ve  $c/(\gamma H)=0.1$  için güvenlik sayısı-şev açısı- rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi

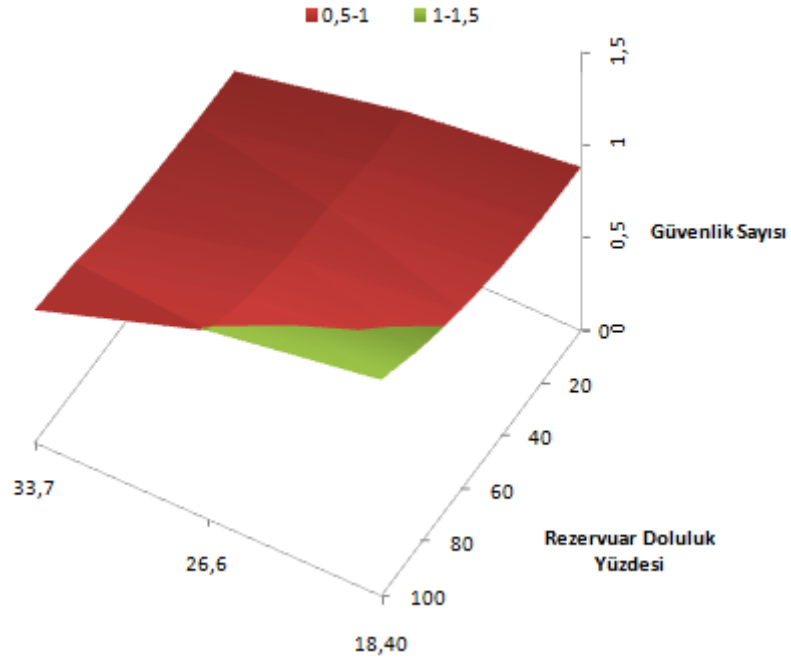


Ek Şekil 5.2  $s/D=2$  ve  $c/(\gamma H)=0.05$  için güvenlik sayısı-şev açısı- rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi

Ek 5'in Devamı

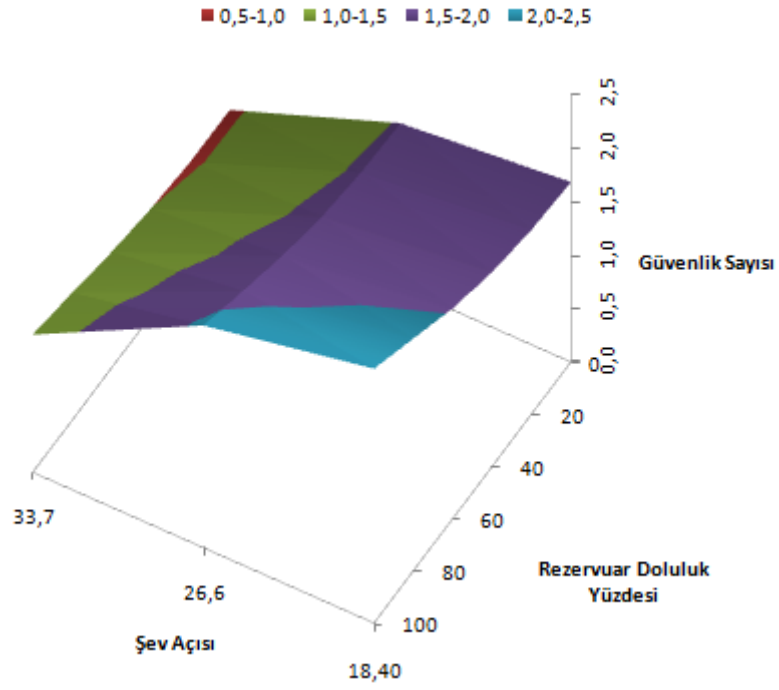


Ek Şekil 5.3  $s/D=2$  ve  $c/(\gamma H)=0.025$  için güvenlik sayısı-şev açısı- rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi

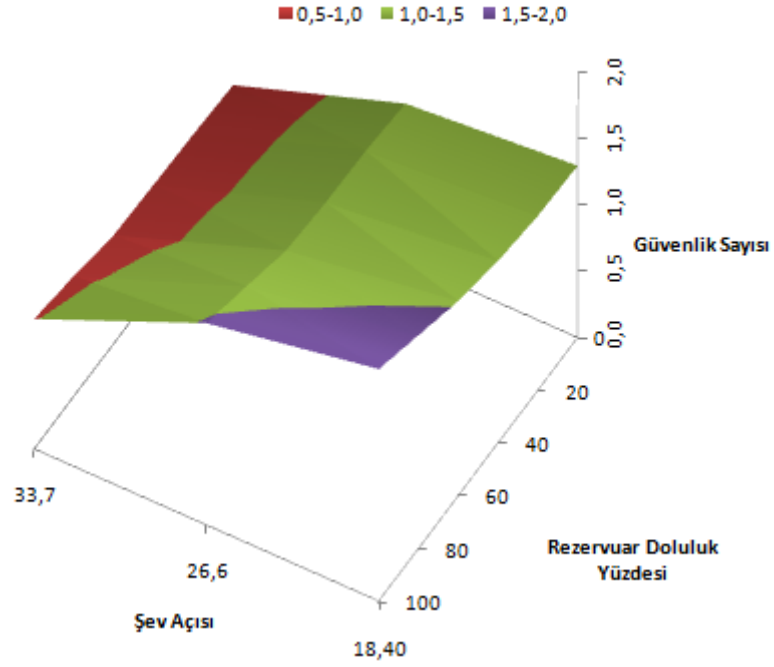


Ek Şekil 5.4  $s/D=2$  ve  $c/(\gamma H)=0.01$  için güvenlik sayısı-şev açısı- rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi

Ek 5'in Devamı

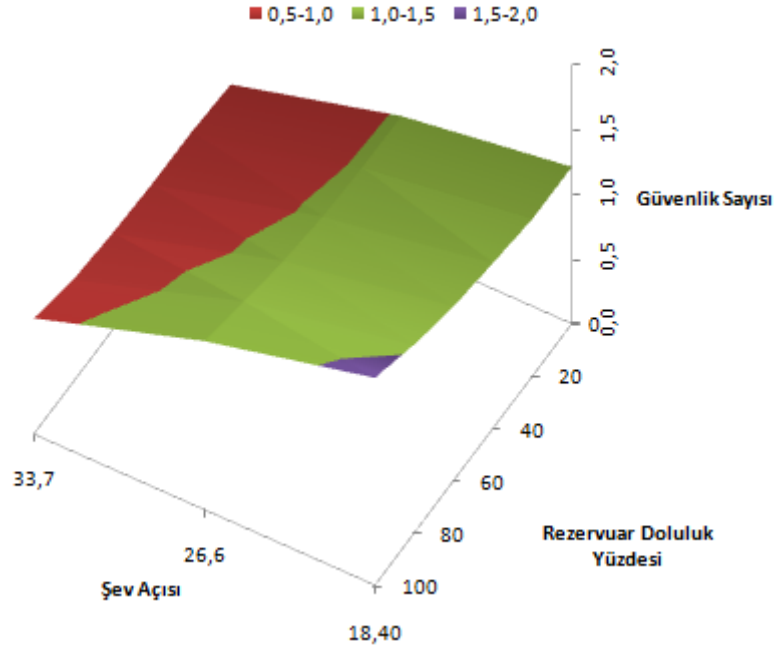


Ek Şekil 5.5  $s/D=3$  ve  $c/(\gamma H) = 0.1$  için güvenlik sayısı-şev açısı- rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi

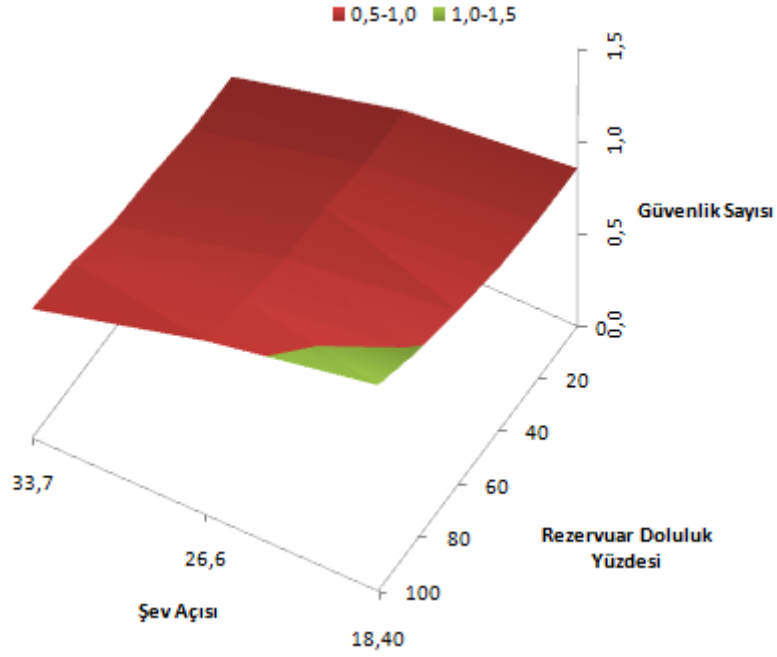


Ek Şekil 5.6  $s/D=3$  ve  $c/(\gamma H) = 0.05$  için güvenlik sayısı-şev açısı- rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi

Ek 5'in Devamı

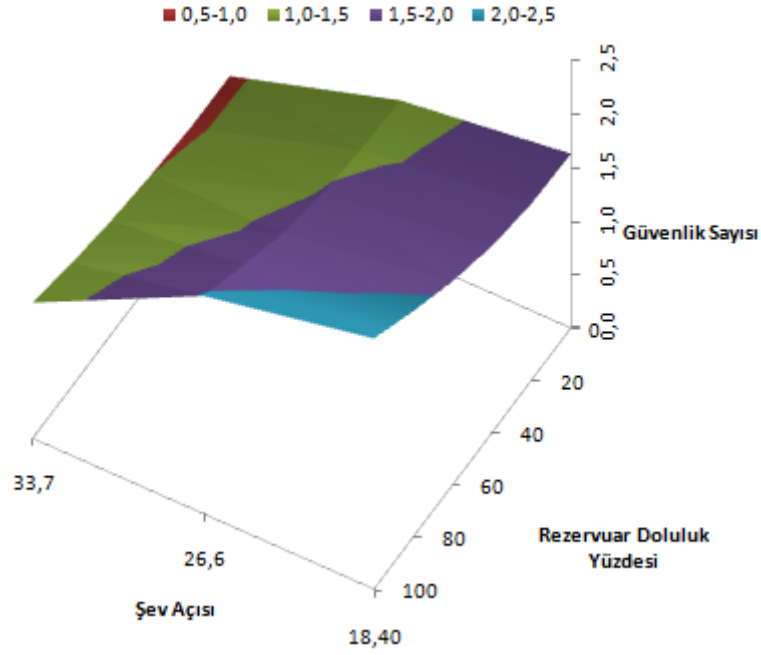


Ek Şekil 5.7  $s/D=3$  ve  $c/(\gamma H)=0.025$  için güvenlik sayısı-şev açısı- rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi

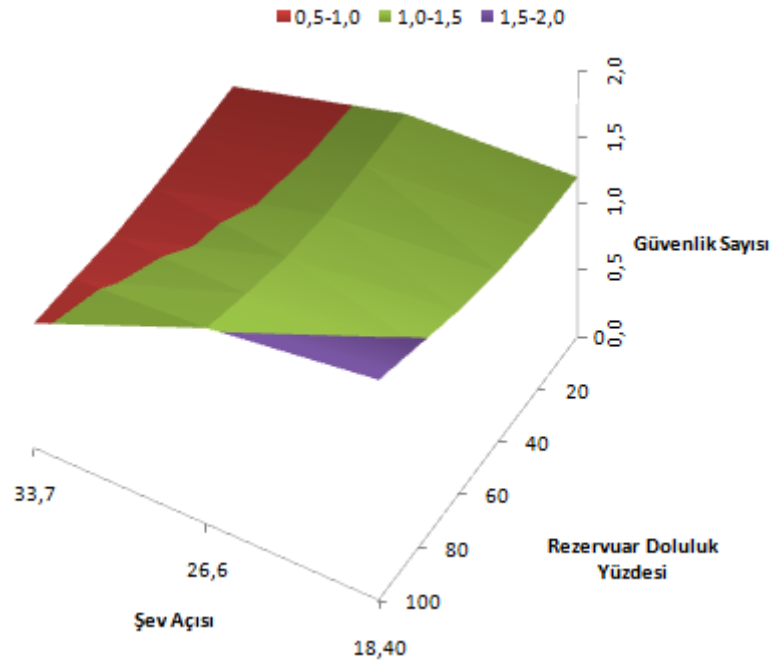


Ek Şekil 5.8  $s/D=3$  ve  $c/(\gamma H)=0.01$  için güvenlik sayısı-şev açısı- rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi

Ek 5'in Devamı

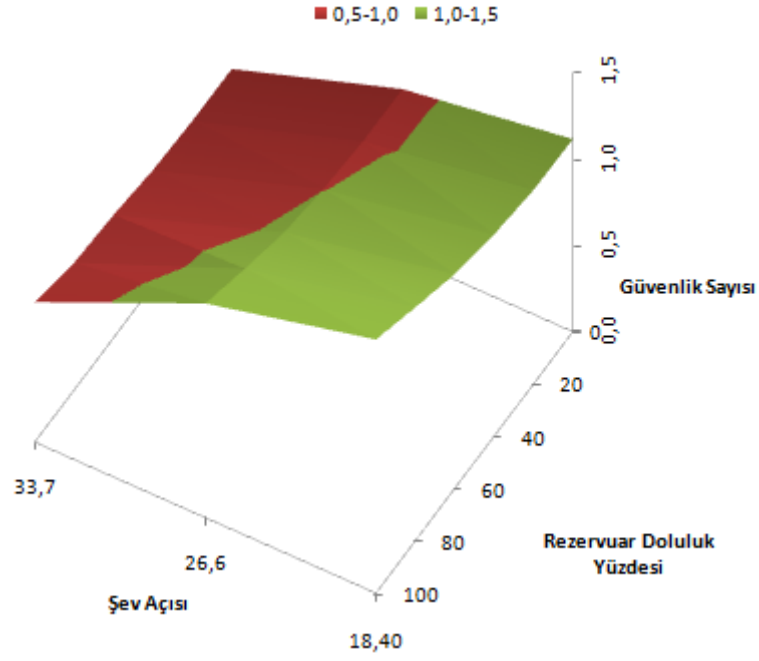


Ek Şekil 5.9  $s/D=4$  ve  $c/(\gamma H)=0.1$  için güvenlik sayısı-şev açısı- rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi

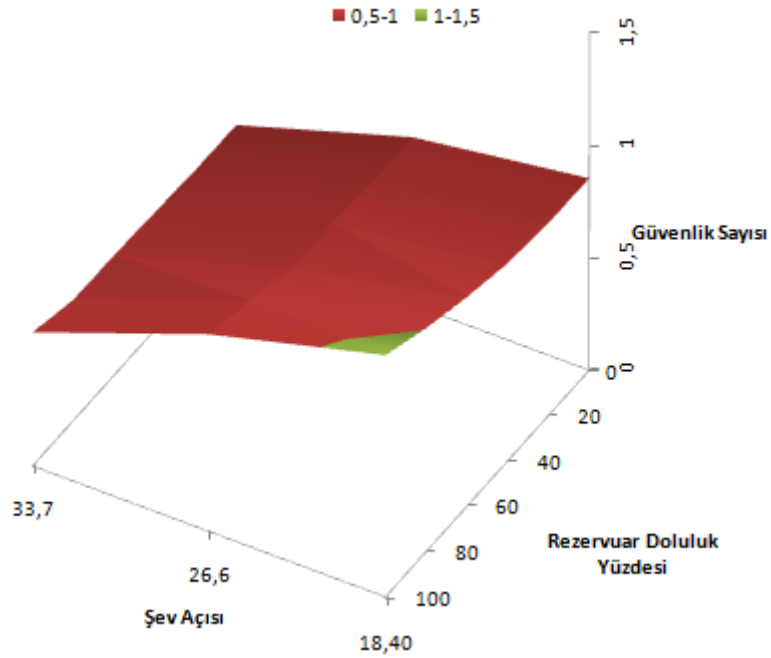


Ek Şekil 5.10  $s/D=4$  ve  $c/(\gamma H)=0.05$  için güvenlik sayısı-şev açısı- rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi

Ek 5'in Devamı



Ek Şekil 5.11  $s/D=4$  ve  $c/(\gamma H)=0.025$  için güvenlik sayısı-şev açısı- rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi



Ek Şekil 5.12  $s/D=4$  ve  $c/(\gamma H)=0.01$  için güvenlik sayısı-şev açısı- rezervuar doluluk yüzdesi ilişkisi

## ÖZGEÇMİŞ

15 Şubat 1978'de Kayseri'de doğdu. İlk ve orta öğrenimini Antalya'da tamamladı. 1995 yılında Erciyes Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünü kazandı. 1 yıl İngilizce hazırlık öğrenimi aldıktan sonra Haziran 2000 yılında bölüm ikincisi olarak mezun oldu. 2000 yılında Erciyes Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim dalında yüksek lisans öğrenimine başladı. 2001 yılında Erciyes Üniversitesi Yozgat Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'ne araştırma görevlisi olarak atandı. 2003 yılında İnşaat Yüksek Mühendisi unvanı aldı. Aynı yıl Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim dalında doktora öğrenimine başladı. 2004 yılı Nisan ayında Yüksek Öğretim Kurulu 35. Maddesi gereğince Karadeniz Teknik Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümüne araştırma görevlisi olarak atandı. Halen aynı görevi sürdürmekte ve iyi derecede İngilizce bilmektedir.