İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

OYUK GENİŞLEMESİ PROBLEMİNİN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE İKİ BOYUTLU SAYISAL ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Emin ŞENGÜN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

OCAK 2013

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

OYUK GENİŞLEMESİ PROBLEMİNİN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE İKİ BOYUTLU SAYISAL ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Emin ŞENGÜN
(501101304)

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Mete İNCECİK

OCAK 2013

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501101304 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **Emin ŞENGÜN** ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı **" OYUK GENİŞLEMESİ PROBLEMİNİN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE İKİ BOYUTLU SAYISAL ANALİZİ "** başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı :	**Prof. Dr. Mete İNCECİK** İstanbul Teknik Üniversitesi	.....
Eş Danışman :	**Doç. Dr. Mehmet BERİLGEN** Yıldız Teknik Üniversitesi	.....
Jüri Üyeleri :	**Doç. Dr. Recep İYİSAN** İstanbul Teknik Üniversitesi	.....
	Doç. Dr. İsmail Hakkı AKSOY İstanbul Teknik Üniversitesi	.....
	Prof. Dr. Gökhan BAYKAL Boğaziçi Üniversitesi	.....

Teslim Tarihi : **14 Aralık 2012**
Savunma Tarihi : **21 Ocak 2013**

Eşime ve aileme,

ÖNSÖZ

Geoteknik mühendisliğinde karşılaşılan birçok problemin temelini teşkil eden oyuk genişlemesi problemlerinin ele alındığı bu tez çalışması kapsamında oyuk genişlemesi probleminin sonlu elemanlar yöntemi ile iki boyutlu sayısal analizi yapılmıştır.

Bu çalışma süresince benden desteklerini hiçbir zaman esirgemeyen saygıdeğer danışmanım Prof. Dr. Mete İNCECİK'e teşekkür ederim. Çalışmanın her aşamasında değerli bilgileri ve destekleri ile bana yol gösteren başta saygıdeğer eş danışmanım Doç. Dr. Mehmet BERİLGEN olmak üzere, içinde bulunmuş olduğu Yıldız Teknik Üniversitesi Geoteknik Anabilim Dalı kürsüsüne de ayrıca teşekkür ederim.

Ayrıca maddi desteklerinden ötürü TÜBİTAK'a ve manevi desteklerinden ötürü aileme ve eşime teşekkürü bir borç bilirim.

Ocak 2013

Emin ŞENGÜN
İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ ..... **vii**
İÇİNDEKİLER ..... **ix**
KISALTMALAR ..... **xi**
ÇİZELGE LİSTESİ ..... **xiii**
ŞEKİL LİSTESİ ..... **xv**
SEMBOL LİSTESİ ..... **xvii**
ÖZET ..... **xix**
SUMMARY ..... **xxi**
1. GİRİŞ **1**
1.1 Tezin Amacı 1
1.2 Oyuk Genişlemesi Problemlerinin (Cavity Expansion Problems) Geoteknik Mühendisliğindeki Önemi 1
1.3 Tez Organizasyonu 2
2. OYUK GENİŞLEMESİ KURAMI (CAVITY EXPANSION THEORY) **3**
2.1 Elastik Çözümler 4
2.1.1 İzotropik ortam içerisinde elastik çözümler 4
2.1.1.1 Silindirik oyuğun genişlemesi 4
2.1.1.2 Denge denklemi ve sınır koşulları 5
2.1.1.3 Uygunluk şartı ve gerilme-şekil değiştirme ilişkisi 5
2.1.1.4 Çözüm aşaması 6
2.1.1.5 Özel durum: Sonsuz ortam 7
2.2 Elastik Tam Plastik Çözümler 8
2.2.1 Tresca Akma Hipotezine göre çözümler 8
2.2.1.1 Sonlu ortamda silindirik oyuğun genişlemesi 8
2.2.2 Mohr-Coluomb Hipotezine göre çözümler 11
2.2.2.1 Sonlu ortamda silindirik oyuğun genişlemesi 12
2.3 Kritik Durum Çözümleri 15
3. OYUK GENİŞLEMESİ KURAMININ GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDEKİ UYGULAMALARI **17**
3.1 Arazi Deneyleri 17
3.1.1 Presiyometre Deneyi 17
3.1.1.1 Kayma modülü 18
3.1.1.2 Arazi toplam yatay gerilmeleri 19
3.1.1.3 Drenajsız kayma mukavemeti 19
3.1.2 Koni Penetrasyon Testi 21
3.2 Kazıklı Temeller ve Zemin Ankrajları 23
3.2.1 Kil içerisindeki eksensel yüklü çakma kazıkların kapasitesi 24
3.2.1.1 Çakma kazıkların çevre sürtünmesi 24
3.2.1.2 Çakma kazıklarda uç direnci 29
3.2.1.3 Zemin içerisindeki ankrajların plaka çekme kapasitesi 30
3.3 Yeraltı Kazıları ve Tüneller 32

3.3.1 Tünel çevresindeki oturmalar 33
3.3.2 Tünellerin stabilitesi 37
3.4 Derin Kuyularda Stabilite Kaybı 39
4. ZEMİN MALZEME MODELLERİ 41
4.1 Lineer Elastik Model (LE) 41
4.2 Mohr Coulomb Model (MC) 41
4.3 Modified Cam Clay Model (Modifiye Cam Kili) 43
4.4 Soft Soil Model (Yumuşak Zemin Modeli) 45
4.5 Hardening Soil Model (Pekleşen Zemin Modeli) 46
5. SAYISAL MODELLEME 49
5.1 Plaxis Sonlu Elemanlar Programı 50
5.2 Ön Çalışmalar 53
5.2.1 Carter vd., 1979 ve Randolph vd., 1979a-1979b çözümlerine bakış 53
5.2.2 Model geometri ve malzeme özelliklerinin araştırılması 58
5.3 Sayısal Modelleme Parametreleri 62
5.4 Hesap Aşaması 65
6. SAYISAL ANALİZ SONUÇLARI VE KARŞILAŞTIRMALAR 69
7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER 75
KAYNAKLAR 79
ÖZGEÇMİŞ 85

KISALTMALAR

BBC **:** Boston Blue Clay (Boston Mavi Kili)
CPT **:** Koni Penetrasyon Deneyi
HS **:** Hardening Soil Model (Pekleşen Zemin Modeli)
LE **:** Lineer Elastik
MC **:** Mohr Coulomb
MCC **:** Modifiy Cam Clay (Modifiye Cam Kili)
SS **:** Soft Soil (Yumuşak Zemin)
AKO **:** Aşırı Konsolidasyon Oranı

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 5.1 : Seçilen malzeme parametreleri……. 60
Çizelge 5.2 : MCC bünye modeli için Boston Mavi Kili malzeme parametreleri (Randolph vd., 1979a)…….. 62
Çizelge 5.3 : SS bünye modeli için Boston Mavi Kili malzeme parametreleri……..64
Çizelge 5.4 : HS bünye modeli için Boston Mavi Kili malzeme parametreleri……. 64

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Uniform iç ve dış basınç etkisi altında silindrik oyuk…….5
Şekil 2.2 : Akma yüzeyleri ve silindirik bir oyuğun genişlemesi. ……...9
Şekil 3.1 : Presiyometre çalışma mekanizması ve deney eğrisi. 18
Şekil 3.2 : Presiyometre eğrisinden kayma modülü 19
Şekil 3.3 : Gibson ve Anderson (1961) analizi ile grafik metodu.. 20
Şekil 3.4 : Zemin içerisinde eksenel yüklü çakma kazığı..... 24
Şekil 3.5 : Kazık yüklemesi sonrasında zemin yerdeğiştirmesi. 25
Şekil 3.6 : Normal konsolide Huntspill killeri için kazık gövde normal gerilmesinin tahmini 26
Şekil 3.7 : Aşırı konsolide Madingley killeri için kazık gövde normal gerilmesinin tahmini 27
Şekil 3.8 : Drenajsız killerde küresel limit basıncı ile uç kapasite arasındaki ilişki.. 30
Şekil 3.9 : Ankraj plakasının geometrisi ve kırılma koşulları. 31
Şekil 3.10 : Yuvarlak ankrajlar için deneysel veriler ile karşılaştırma..... 32
Şekil 3.11 : Tünel ya da yeraltı kazısı sırasında gerilme durumu..... 33
Şekil 3.12 : Zemin içerisindeki sığ tünel görünümü..... 34
Şekil 3.13 : Tunel civari Londra kilinde düşey ve yatay yer hareketleri..... 35
Şekil 3.14 : Tünel iç basıncının azalmasından dolayı tahmin edilen ve ölçülen 36
Şekil 3.15 : Tünelde göçme meydana gelme durumu. 37
Şekil 3.16 : Deneysel ve teorik elde edilen tünel stabilite sonuçlarının 38
Şekil 3.17 : Düşey bir kuyu görünümü. 39
Şekil 3.18 : Hidrostatik olmayan gerilmeler altında kuyu problemi geometrisi..... 40
Şekil 4.1 : Üç eksenli deney sonucu elde edilen E_0 ve E_{50} rijitlik modülleri. …….. 42
Şekil 4.2 : Konsolidasyon karakterinin e - ln (p) diyagramında gösterim. ..……44
Şekil 4.3 : p'-q akma yüzeyinde Modified Cam Clay akma yüzeyi……...44
Şekil 4.4 : Hacimsel birim şekil değiştirme-ortalama efektif gerilme logartitmik ilişkisi…… 46
Şekil 4.5 : Hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi……..…46
Şekil 5.1 : Oyuk genişlemesi problemi geometrisi ve tanımı…….49
Şekil 5.2 : Bir düzlem şekil değiştirme problemi……... 52
Şekil 5.3 : Bir eksenel simetrik problem…… 52
Şekil 5.4 : Kazık yüklemesinin oyuk genişlemesi problemi olarak modellenmesi… 54
Şekil 5.5 : Kazık yüklemesi hemen sonrası zemin çevresindeki gerilme dağılımı… 55
Şekil 5.6 : Kazık yüzü yanındaki artık boşluk suyu basıncı- Randolph vd. (1979a). 55
Şekil 5.7 : Oyuk duvarındaki artık boşluk suyu basıncı-OCR değişimi ……56
Şekil 5.8 :a) Oyuk genişlemesi öncesi zemin elementi **b)** Oyuk genişlemesi durumu **c)** Teorik ve ölçüme dayalı radyal doğrultudaki zemin deformasyonları karşılatırılması……57
Şekil 5.9 : Silindirik oyuk genişlemesi……...58
Şekil 5.10 : Silindirik oyuk genişlemesi modelleme geometrisi…… 59
Şekil 5.11 : Oyuk genişlemesi problemi sonlu elemanlar ağı…… 59

Şekil 5.12 : Problemin hesap aşamasında verilen değerler (Plaxis 2D 2011)…….. 60
Şekil 5.13 : Oyuk basıncı radyal yerdeğiştime ilişkisi……61
Şekil 5.14 : Boston Mavi Kili için MCC modelde Zemin Deney Modülü…….63
Şekil 5.15 : MCC, SS ve HS modellerden elde edilen gerilme şekil değiştirme ilişkisi……..64
Şekil 5.16 : MCC, SS ve HS modellerden elde edilen boşluk suyu basıncı şekil değiştirme ilişkisi…… 65
Şekil 5.17 : MCC, SS ve HS modellerden elde edilen gerilme izi diyagramı……65
Şekil 5.18 : Oyuk genişlemesi problemi için model geometri özellikleri……..66
Şekil 5.19 : Sayısal modelleme için oyuk orta derinliğinde gerilme dağılımı……... 67
Şekil 6.1 : Sayısal modelleme sonuçları ile teorik ve ölçüme dayalı radyal doğrultudaki zemin deformasyonları karşılatırmaları…….. 69
Şekil 6.2 : MCC modeli için oyuk çevresindeki c_u ile normalize edilmiş gerilme radyal yer değiştirme diyagramı..... 70
Şekil 6.3 : SS modeli için oyuk çevresinde meydana gelen normalize edilmiş gerilme –radyal yer değiştirme diyagramı..... 70
Şekil 6.4 : HS modeli için oyuk çevresinde meydana gelen normalize edilmiş gerilme radyal yer değiştirme diyagramı..... 70
Şekil 6.5 : MCC modeli için oyuk genişlemesi sonrasında meydana gelen gerilme radyal yer değiştirme diyagramı..... 71
Şekil 6.6 : SS modeli için oyuk genişlemesi sonrasında meydana gelen gerilme radyal yer değiştirme diyagramı..... 72
Şekil 6.7 : HS modeli için oyuk genişlemesi sonrasında meydana gelen gerilme radyal yer değiştirme diyagramı..... 72
Şekil 6.8 : Oyuk yanındaki artık boşluk suyu basıncı (c_u ile normalize edilen) AKO ilişkisi..... 73

SEMBOL LİSTESİ

N_b	: Ankraj kopma faktörü
p_0'	: Arazi ilk durum ortalama efektif gerilme
u_e	: Artık boşluk suyu basıncı
q_a	: Asimptot deviatör gerilme
e_0	: Başlangıç boşluk oranı
U_0	: Başlangıç boşluk suyu basıncı
δ_v	: Birim düşey yer değiştirme
δ_h	: Birim yatay yer değiştirme
γ	: Birim hacim ağırlık
$\dot{\varepsilon}$	: Birim şekil değiştirme hızı
E_{ur}	: Boşalma tekrar yükleme elastisite modulü
e	: Boşluk oranı
υ_{ur}	: Boşaltma tekrar yükleme durumu poisson oranı
U	: Boşluk suyu basıncı
q	: Deviatör gerilme
ψ	: Dilatasyon parametresi
c_u, s_u	: Drenajsız kayma mukavemeti
σ_v,	: Düşey doğrultudaki toplam gerilme
σ_v'	: Düşey doğrultudaki efektif gerilme
E	: Elastisite modülü (Young modülü)
E_{50}	: Gerilme şekil değiştirme eğrisinde secant modulü
E_0	: Gerilme şekil değiştirme eğrisinde başlangıç elastisite modülü
m	: Gerilmeye bağlı rijitlik katsayısı
p_f'	: Göçme anı ortalama efektif gerilme
ε_v	: Hacimsel birim şekil değiştirme
K'	: Hacimsel elastisite modülü (Bulk Modulus)
$\sigma_z'(0)$	: Halihazırdaki düşey efektif gerilme
G	: Kayma modülü
ϕ	: Kayma mukavemeti açısı
a_p	: Kazık yarıçapı
q_b	: Kazık birim uç kapasitesi
α	: Kazık katsayısı
Q	: Kazık taşıma kapasitesi
Q_s	: Kazık gövde taşıma kapasitesi
Q_b	: Kazık uç kapasitesi
δ	: Kazık zemin yüzeyi arası sürtünme açısı
M	: Kritik Durum Eğrisi'nin deviator gerilme-ortalama efektif gerilme düzleminde eğimi
N_c	: Koni faktörü
p_w	: Kuyu iç basıncı
ψ_s	: Küresel oyuk limit basıncı
λ^*	: Modifiye sıkışma indisi
κ^*	: Modifiye şişme indisi
q_f	: Nihai deviatör gerilme

$\mathbf{R_f}$: Nihai gerilme oranı (q_a/q_f)
p **:** Ortalama toplam gerilme
p' **:** Ortalama efektif gerilme
p **:** Oyuğa etkiyen iç basınç
p_0 : Oyuğa etkiyen dış basınç
k **:** Oyuk geometrisine bağlı katsayı
B **:** Oyuk genişliği
H **:** Oyuk gömülme derinliği
r **:** Oyuk yarıçapı
Δr **:** Oyuk yarıçapı artışı
ψ **:** Oyuk limit basıncı
$\mathbf{E_{oed}}$ **:** Ödometre elastisite modulü
$\mathbf{p_c}$ **:** Önkonsolidasyon basıncı
c **:** Plastik bölge sınırı
υ **:** Poisson oranı
σ_r' **:** Radyal doğrultudaki efektif gerilme
σ_r **:** Radyal doğrultudaki toplam gerilme
ε_r **:** Radyal doğrultudaki birim şekil değiştirme
E_{oed}^{ref} **:** Referans gerilme şekil değiştirme ödometre elastisite modülü
E_{50}^{ref} **:** Referans gerilme şekil değiştirme sekant modülü
E_{ur}^{ref} **:** Referans gerilme şekil değiştirme boşaltma tekrar yükleme
p^{ref} **:** Referans gerilme (p^{ref} =100 kN/ m^2)
ψ_c **:** Silindirik oyuk limit basıncı
a **:** Silindirik oyuk iç yarıçapı
a_0 **:** Silindirik oyuk başlangıç iç yarıçapı
b **:** Silindirik oyuk dış yarıçapı
b_0 **:** Silindirik oyuk ilk dış yarıçapı
λ **:** Spesifik hacim- ortalama efektif gerilme düzleminde normal sıkışma eğrisinin eğimi
κ **:** Spesifik hacim- ortalama efektif gerilme düzleminde normal kabarma eğrisinin eğimi
K_0^{nc} **:** Sukunetteki yanal toprak basıncı
σ_θ **:** Teğetsel doğrultudaki toplam gerilme
σ_θ' **:** Teğetsel doğrultudaki efektif gerilme
ε_θ **:** Teğetsel doğrultudaki birim şekil değiştirme
σ_{ho} **:** Toplam yatay arazi gerilmesi
N **:** Tünel stabilite numarası
σ_i **:** X doğrultusundaki asal gerilme bileşeni
σ_j **:** Y doğrultusundaki asal gerilme bileşeni
u **:** Yer değiştirme
σ_k **:** Z doğrultusundaki asal gerilme bileşeni
c **:** Zemin kohezyonu
q **:** Zemine etkiyen sürsaj yükü

OYUK GENİŞLEMESİ PROBLEMİNİN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE İKİ BOYUTLU SAYISAL ANALİZİ

ÖZET

Oyuk genişlemesi teorisinin temelini oluşturduğu oyuk genişlemesi analizleri geoteknik mühendisliğinde karşılaşılan birçok problemin çözümünde kullanılmaktadır. Özellikle son yirmi yılda kazıklı temellerin ve zemin ankrajlarının kapasitelerinin araştırılmasında, arazi deneylerinin yorumlanmasında, tünellerin ve yeraltı kazılarının davranışlarının analizlerinde ve kuyu stabilitesinde oyuk genişlemesi yaklaşımları oldukça yararlı sonuçlar vermiştir.

Bu çalışma kapsamında killi bir zemin içerisinde drenajsız koşullar altında oyuk genişlemesi analizleri ele alınmış olup zemin içerisinde var olan bir oyuğun çapının iki katına çıkartılması suretiyle oyuk genişlemesi sırasında ve konsolidasyon sonrasında oyuk çevresinde meydana gelen gerilme, şekil değiştirme ve boşluk suyu basıncı değişimi araştırılmıştır. Bu amaç doğrultusunda oyuk çevresini oluşturan zemin, Boston Mavi Kili (Boston Blue Clay) olduğu kabul edilerek Plaxis 2011 2D kullanılarak ve Modified Cam Clay (MCC), Soft Soil (SS) ve Hardening Soil (HS) malzeme bünye modelleri ile sonlu elemanlar analizleri yapılarak incelenmiştir. Konsolidasyon analizlerinde iki boyutlu bütünleşik analizler kullanılarak minumum boşluk suyu basıncı elde edilmiştir. Ayrıca oyuk genişlemesi sırasında oyuk çevresindeki zeminin gerilme geçmişi ile boşluk suyu basıncını arasındaki ilişki de araştırılmıştır. Oyuk genişlemesi probleminin incelenmesi için gerçekleştirilen sayısal analizlerde aksi simetrik geometrik idealizasyonu yapılmış ve problem iki boyutlu olarak ele alınmıştır. İlk olarak oyuk çapının iki katına çıkartılması suretiyle oyuk genişlemesi sırasında oluşan zemin deformasyonları teorik ve ölçüme dayalı sonuçlarla karşılatırılmış ve sonuçların birbiriyle çok uyumlu olduğu görülmüştür. Bir sonraki aşamada yapılan analizler sonucunda oyuk çevresinde meydana gelen gerilme, şekil değiştirme ve boşluk suyu değişimleri ile zemin gerilme geçmişi ve boşluk suyu basıncı ilişkisi elde edilerek literatürde yapılan benzer çalışma sonuçları ile karşılaştırılmıştır. MCC ve SS ve HS bünye modülleri için oyuk genişlemesi hemen sonrasında elde edilen gerilmeler literatür çalışmalarıyla uyumlu dağılımlar gösterirken oyuk çevresinde oluşan plastik bölge alanı HS model için daha geniş alan kapladığı görülmüştür. Ayrıca SS ve HS bünye modülü için oyuk genişlemesi sonrasında aşırı konsolidasyon oranının artması ile boşluk suyu basıncında önemli bir değişim görülmezken, MCC bünye modelinde aşırı konsolidasyon oranının artması ile elde edilen boşluk suyu basıncında önemli düşüş görülmüş ve bu sonuç literatürde görülen teori ve ölçüme dayalı sonuçlarla uyum göstermiştir.

Killi bir zemin içerisindeki drenajsız oyuk genişlemesi problemi üzerine gerçekleştirilen iki boyutlu sayısal analiz çalışma sonuçları literatürde yapılan benzer teorik ve ölçüme dayalı çalışmalarla uyumlu sonuçlar verirken aynı zamanda benzer problemler için daha hızlı ve pratik çözüm olanakları sağlamıştır ve ayrıca sayısal modellemeler için seçilen malzeme bünye modüllerinin de önemini bir kez daha göstermiştir.

TWO DIMENSIONAL NUMERICAL ANALYSIS OF CAVITY EXPANSION PROBLEM WITH FINITE ELEMENT METHODS

SUMMARY

The cavity expansion methods forming the basis of theory of cavity expansion is widely used to solve the problems encountered in geotechnical engineering. In recent decades, cavity expansion methods have given beneficial results in the areas of soil testing and the main soil properties cab specifically be obtained such as shear modulus, total horizontal in-situ stress, undrained shear strength and coefficient of horizontal consolidation thanks to similar mechanical action formed by cavity expansion and cone penetration and pressumeter expansion. Cavity expansion theory is used with considerable success in the interpretation of these types of in-situ soil tests. Moreover, cavity expansion methods are used in the prediction of end-bearing and shaft capacities of a driven pile in soils and can also be used to estimate the pull-out capacity of earth anchors. They are also applied to the design and construction of tunnels and underground excavations in order to provide stability and serviceability and, furthermore, they are used to estimate ground settlements due to tunneling and designing tunnel support systems to maintain stability. Cavity expansion method also provides a useful prediction of borehole instability.

For the first time, cavity expansion analysis emerged to figure out the problems of metal indentation, which became more important when the industrial revolution intensified in the late 19th century and early 20th century. After metal indentation, the concerns were related to explosions within the ground and how the stress waves generated by these explosions would propagate.As a result of these improvements, geomechanics with more of a geotechnical engineering property followed notably with works by Ladanyi (1972), Palmer (1972), Vesic (1972) who attempted to capture the important feature of soil stress-strain nonlinearity. The next generation of cavity expansion analyses appeared in the 1980s, 1990s, and 2000s (notably, Randolph et al. 1979; Yu and Houlsby 1991; Collins et al. 1992 and Salgado et al. 1997).

Cavity expansion processes can be divided into two basic types, firstly expansion from a finite radius and secondly expansion from zero initial radius. Although different types of analyses can be used to solve each of these problems, this study presents numerical analysis that provides the solution to both problems simultaneously.

The expansion of cavity in soil is a one-dimensional boundary value problem. To solve it using the principles of continuum mechanics, a mathematical constitutive model is needed to describe the stress-strain behavior of soil. However, soil is some of the oldest and most complex construction materials and, therefore, a description of soil behavior can only be achieved by developing a constitutive model. The most widely used theories for developing soil models are the assumptions of elasticity and plasticity. Linear or nonlinear elastic models, viscoelastic or viscoelastic-plastic models or elastic-plastic models (perfectly plastic or strain hardening/softening) may

be used to adequately describe the stress-strain behavior of soils. In this study, cavity expansion analysis was used in Plaxis finite element code's soil models to describe the stress-strain behavior of soils. Some of them are Modified Cam Clay (MCC), Soft Soil (SS) and Hardening Soil (HS). The Modified Cam Clay model (Roscoe and Burland, 1968; Schofield and Wroth, 1968) represents the hardening behavior of the elasto-plastic materials based on the critical state concept and involves logarithmic relationship between the mean effective stress and void ratio. Yield surface of the MCC is described by an ellipse and therefore the plastic strain increment vector (which is vertical to the yield surface) for the largest value of the mean effective stress is horizontal, and hence no incremental deviatoric plastic strain takes place for a change in mean effective stress. The Soft Soil is based on the modified Cam Clay model especially meant for primary near-normally consolidated clays, clayey silts and peat also to describe the non-linear stress-strain behavior of soils, beside the Cam Clay model, the pseudo-elastic (hypo-elastic) type of model has been developed. Soft Soil model also provides some features in Plaxis such as stress dependent stiffness, memory of preconsolidation stress, failure behavior based on Mohr- Coulomb criterion. The Hardening Soil model is an advanced model for simulation of soil behavior such as different types of soil both soft soils and stiff soils and well known hyperbolic model (Duncan and Chang, 1970). Basic feature of the Hardening soil model is the stress dependency of soil stiffness so that all stiffnesses increase with pressure.

In the concept of this study, the cavity expansion methods were studied and the changes in stresses, pore-water pressures and displacements caused by the undrained expansion of cylindrical cavity were investigated during and subsequent consolidation by doubling initial radius of the cavity existing in a clayey soil. For this purpose, the surrounding soil of cavity, which is assumed Boston Blue Clay, was investigated by using Plaxis 2011 2D and Modified Cam Clay (MCC), Soft Soil (SS) and Hardening Soil (HS) constitutive models and by making finite element analysis. In addition, the relation between the surrounding soil stress history and the pore-water pressure during the expansion of the cavity was explored.

In the numerical analysis of the cavity expansion problem, modelled as undrained expansion of an existing cavity with an initial radius 1 m, and a length of 10 m, axisymmetric geometric idealization was assumed and the surrounding soil (Boston Blue Clay) using 15 node triangular elements was generated in Plaxis 2D. During the modeling of cavity expansion, the expansion took place by assigning prescribed displacement in the radial direction along the side of the initial cavity. Plastic calculation was used to carry out elastic-plastic deformation analysis for undrained behavior in the expansion step. The modeling of undrained behavior based on effective stiffness parameters was available for all materials in plaxis such as Undrained (A), Undrained (B) and Undrained (C). During the plastic phase, Undrained (A) that enables modelling undrained behavior using effective parameters for stiffness and strength was used in all material models in this study. During the cavity expansion, assuming sufficient time for excess pore pressure dissipation, soil behaviour was arranged to undrained. Subsequently, the soil modelling was allowed to consolidate until the excess pore pressure at any point dissipated below 1.0 kPa. Consolidation (EPP) coupled two-dimensional analysis was used to in consolidation phase.

First of all, the cylindrical cavity expansion analysis showed good agreement with measurements of radial soil displacement around a cavity mid-depth in the field (Cooke and Price, 1973; Pestana et al., 2002) and in the laboratory model tests (Randolph et al., 1979a; Randolph et al., 1979b; Steenfelt et al., 1981) and cavity expansion analytical solutions. At the second stage, as a result of the analysis carried out in this thesis, the change of stresses, pore-water pressures and displacements in soil, the relation between the surrounding soil stress history and the pore-water pressure were obtained. These results were compared with the results of the similar studies of the literature made in the mentioned area such as Randolph et al. (1979a) who provided numerical analysis for an undrained expansion of a cylindrical cavity by using BBC parameters and MCC constitutive model and presented the changes of stresses, displacements and pore pressures in the surrounding soil of cavity during cavity expansion and after subsequent reconsolidation as a function of radial distance. When compared with the results provided by Randolph et. al. (1979a) , SS and HS constitutive models show an acceptable level whereas MCC Model results obtained match quite well results for the stress distributions during radial expansion. However, after the subsequent consolidation, the change of stresses, pore water pressures in surrounding soil of cavity results were compared with the results of Randolph et al. (1979a) and these results were seen to be different from each other. The reason for this is that Randolph et al. (1979a) used Tergazhi's one-dimensional consolidation analysis whereas this study used two-dimensional coupled consolidation analysis as a more realistic method. Moreover, when compared with the other constitutive models, the plastic zone around the cavity for HS constitutive model was observed to be occupying larger area. Furthermore, when the relation between the excess pore pressure near the cavity face and the overconsolidation was concerned, no significant change was observed in SS and HS models with respect to the excess pore pressure depending on the increase of overconsolidation ratio. However, in the MCC constitutive model, a significant decrease was observed in the increasing overconsolidation ratio and excess pore water pressure. Nonetheless, Coop and Wroth (1989) at Oxford University and Bond and Jardine (1991) at Imperial College measured pore water pressures generated at the pile soil interface during pile installation in clay and they observed a decrease ,to a considerable extent, in pore pressure along the pile (assume cavity) for overconsolidation clays. That is why, numerical solution is in agreement with the theory and based on the measurement results.

In particular, in agreement with the field-testing, the results of numerical analysis were consistent with the results of the similar studies of the literature made in the mentioned area and numerical modeling also demonstrated the importance of constitutive models selected for the description of soil behavior.

Despite some restrictions and simplifications in geometric idealizations and soil properties during the cavity expansion approaches and related numerical modelling solutions dealt within the context of this thesis, the study hopefully aims to contribute to the efficient and effective solutions of the cavity expansion problems as quite many problems encountered in geotechnical engineering have been closely associated with the problems of cavity expansion. Since the related studies carried out in Turkey are limited in number, this study is bound to play a vital role in this field to a considerable extent. If some recent researches carried on interpretation of in-situ soil testing and investigation of capacity of pile foundations are taken into account, the current numerical solutions might be improved on sandy soil analysis.

Finally, numerical analyses developed for the cavity expansion problems presented matching results with the similar studies and findings based on measurement as well as producing rapid and effective solutions for the similar problems, and the materials selected for numerical modelling once more showed the importance of constitutive models.

1. GİRİŞ

Geoteknik mühendisliğinde önemli bir role sahip olan oyuk genişlemesi (cavity expansion) veya daralması analizi birçok problemin çözümünde kullanılmaktadır. Özellikle son yirmi yılda gelişen teknoloji ile birlikte geoteknik mühendisliğinde sıkça karşılaşılan arazi deneyleri, kazıklı temeller, zemin ankarajları, yer altı kazıları ve tüneller gibi alanlara ilişkin pek çok problemin çözümünde oyuk genişlemesi teorisini esas alan birçok analitik ve sayısal çözüm yöntemleri başarı ile uygulanmaktadır. Ancak bazı özel durumlar hariç problemlerin çözümünde analitik yöntemlerin kullanılmasının oldukça zor olması, birçok araştırmacıyı daha gerçekçi malzeme bünye modelleri ve sınır şartları da belirleyerek oyuk genişlemesi analizlerinde sayısal çözüm yöntemleri kullanmaya teşvik etmiştir.

Genel olarak oyuk genişlemesi problemleri iki sınıfa ayrılmaktadır: Birinci sınıf daha önceden var olan bir oyuğun genişlemesi veya daralması sonucu oluşan problemleri kapsarken, ikinci sınıf ise yeni bir oyuğun oluşturulması sonucu ortaya çıkan problemleri kapsamaktadır. Bu tez kapsamında hem birinci sınıf problemler hem de ikinci sınıf problemler sayısal analizler ile incelenmiştir.

1.1 Tezin Amacı

Bu çalışmada belirli bir ilk çapa sahip silindirik bir oyuğun genişlemesi (cavity expansion) sonucu oyuk çevresinde oluşan gerilme, şekil değiştirme ve boşluk suyu basıncı değişimleri, farklı malzeme bünye modelleri ile kullanılarak yapılan sayısal analizler ile incelenmesi amaçlanmıştır.

1.2 Oyuk Genişlemesi Problemlerinin (Cavity Expansion Problems) Geoteknik Mühendisliğindeki Önemi

Geoteknik mühendisliğinin pratik uygulamalarında karşılaşılan birçok problemin çözümü doğrudan veya dolaylı olarak oyuk genişlemesi analizi ile ilgilidir. Özellikle presiyometre ve Koni Penetrasyon Deneyi gibi oyukların genişlemesine dayalı arazi

deneylerinin yorumlanması, kazıklı temellerin ve zemin ankrajlarının kapasitelerinin belirlenmesi, yeraltı kazılarının ve tünellerin stabilitelerinin sağlanması gibi büyük şekil değiştirmelerin (large deformation) olduğu pek çok geoteknik problemi oyuk genişlemesi analiziyle doğrudan ilgilidir.

1.3 Tez Organizasyonu

Zeminlerde oyuk genişlemesi probleminin iki boyutlu sayısal analizler ile incelenmesinin amaçlandığı bu tez çalışması kapsamında ilk olarak oyuk genişlemesi kuramına ait literatür bilgileri araştırılmış ve sonra ele alınan bir silindirik oyuk problemi farklı malzeme modelleri kullanılarak modellenmiştir. Bu kapsamda tez organizasyonu, oyuk genişleme problemi ve tez organizasyonunun verildiği bu giriş bölümden itibaren 2. Bölüm'de ve 3. Bölüm'de oyuk genişleme problemine ait literatür bilgilerine ve geoteknik mühendisliğindeki uygulamalarına yer verilmiştir. Tez kapsamında gerçekleştirilen sayısal çalışmalarda kullanılan malzeme bünye modellerine ait kurumsal bilgiler Bölüm 4'te, sayısal modellemeler de Bölüm 5'te anlatılmıştır. Sayısal modellemelere ait analiz sonuçları ve bu sonuçlardan elde olunan bulgular Bölüm 6'da verilmiştir. Son olarak ise Bölüm 7 de ise yapılan çalışmalar kapsamında oyuk genişlemesi probleminin sayısal analizleri neticesinde ulaşılan sonuçlar ve bu konulara benzer çalışmalar yapacaklar için öneriler sunulmuştur.

2. OYUK GENİŞLEMESİ KURAMI (CAVITY EXPANSION THEORY)

Oyuk genişlemesi teorisi geoteknik problemlerin analizlerinde oldukça sık kullanılmakta ve zeminlerde oyuk genişlemesi problemlerinin çözümünde çok büyük katkılar sağlamaktadır. Oyuk genişlemesi teorisi ve analizleri, ilk kez 19. yüzyılın sonu ve 20. yüzyılın başında ortaya çıkan endüstri devrimi ile birlikte özellikle artan metal kullanımı ve metallerin çentikleme ve delme süreçlerinde görülen problemleri çözmek için geliştirilmiştir (Bishop vd. 1945; Hill 1950). Daha sonra geliştirilen teori, soğuk savaş sırasında silahların geliştirilmesi için kullanılmış ve pek çok oyuk genişlemesi analizi, özellikle Chadwick (1959, 1962) tarafından Mohr Coloumb Kırılma Hipotezi de göz önüne alınarak gerçekleştirilmiştir. Özellikle ilerleyen dönemlerde zemin içerisinde meydana gelen patlamalar sonucu oluşan dalgaların nasıl yayıldığı ile ilgili bilgiler artmış ve oyuk genişlemesi teorisi ile açıklanmaya çalışılmıştır. Bu sürecin ardından geoteknik mühendisliğinin bir alt disiplini olan geomekanik sahasında da önemli gelişmeler yaşanmıştır. Ladanyi (1963) tarafından ilk defa killi zeminlerde oyuk genişlemesi durumu incelenmiş ve ayrıca Palmer (1972) tarafından da bir oyuk genişlemesi analizi olan presiyometre deneyi üzerinde çalışmalar yapılmıştır. Ayrıca Vesic (1972) ve Baligh (1976) tarafından da yapılan çalışmalar artırılarak zemine ait lineer olmayan gerilme şekil değiştirme davranışları ampirik ifadelere dayandırılarak göz önüne alınmıştır. Oyuk genişlemesi teorisi ve analizleri ile en önemli gelişmeler özellikle 1980'li, 1990'lı ve 2000'li yıllarda Carter v.d. (1986), Yu ve Houslby (1991), Collins v.d. (1992), Yu (2000), Salgado ve Randolph (2001) gibi araştırmacılar tarafından gerçekleştirilmiştir.

Ancak oyuk genişlemesi analizleri yapılan yaklaşımlara göre başlıca farklılıklar içermekte ve bu yaklaşımlara göre sonuçlar da değişmektedir. Örneğin ele alınan probleme göre basıncın maksimum ya da limit olmasına göre yer değiştirme ilişkisinin belirlenmesi, küçük ya da büyük birim şekil değiştirme formulasyonları, lineer elastik, tam plastik, viskoelastik vb. ya da lineer olmayan zemin davranışları, Mohr Columb ya da benzeri diğer akma varsayımları, sınır koşulları ve sayısal çözüm yöntemleri gibi pek çok varsayım oyuk genişlemesi analizleri sonuçlarını

etkilemektedir. Ancak oyuk genişlemesi analizlerini etkileyen en büyük faktör zemin gerilme şekil değiştirme ilişkisinini belirleyen matematiksel bünye modelleridir (Yu, 2000).

Genel olarak zemin ya da kaya içerisindeki oyukların genişlemesi veya daralması bir boyutlu değer problemi olarak ele alınmaktadır. Sürekli ortam mekaniği prensiplerine göre bu tarz problemleri çözmek için zemine ait gerilme-şekil değiştirme davranışlarını veren matematiksel bünye modellerine ihtiyaç vardır. Zemin ve kaya modellerinin davranışlarının belirlenebilmesi için geliştirilen ve genel olarak teorilerde oldukça sık kullanılan varsayımlar elastisite ve plastisite davranışlarıdır. Şu an var olan pek çok zemin modeli genel olarak üç gruba ayrılır (Yu,2000).

a) Lineer veya lineer olmayan elastik modeller,

b) Viskoelastik veya viskoelastik-plastik modeller,

c) Elastik-plastik modeller (elastoplastik, tam plastik vb.).

Oyuk genişlemesi teorisi için belirtilen birçok zemin modellemesine göre farklı kapalı çözümler üretilmektedir. Bu çalışma kapsamında zeminin sadece elastik ve elastoplastik davranışlar sergilediği düşünülerek bu durumla ilgili kapalı çözümler verilecektir.

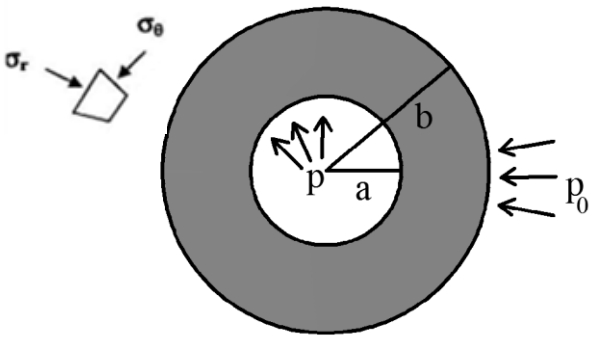
2.1 Elastik Çözümler

Elastik bir ortam içerisine yapılan oyuk genişlemesi analizi ile ilgili temel bağıntılar verilecektir.

2.1.1 İzotropik ortam içerisinde elastik çözümler

2.1.1.1 Silindirik oyuğun genişlemesi

Ele alınan problem elastisite teorisi kapsamı içerisine giren klasik bir problem olarak görülebilir. Silindirik bir oyuğun içeriden p ve dışarıdan p_o basınçların etkisi altında olduğu düşünülerek, silindirik oyuğun iç çapı a ve dış çapı da b olduğu kabul edilerek Şekil 2.1'de gösterilmiştir.



Şekil 2.1 : Uniform iç ve dış basınç etkisi altında silindrik oyuk.

Problemde iç ve dış basınçların sıfır ilk değerinden itibaren uygulanmaya başladığı kabul edilir. Ancak bizi ilgilendiren kısım basınç uygulanmaya başlandığı andan itibaren silindirik oyuk çevresinde oluşan gerilme şekil değiştirme alanlarıdır. Bu problem ile ilgili çözümler Timoshenko ve Goodier (1970) tarafından verilmiştir.

2.1.1.2 Denge denklemi ve sınır koşulları

Silindirik bir oyuk için radyal ve teğetsel gerilmeler cinsinden denge denklemi aşağıda belirtilmiştir.

$$r\frac{d\sigma_r}{dr}+(\sigma_r-\sigma_\theta)=0 \qquad \textbf{(2.1)}$$

Burada σ_r ve σ_θ radyal ve teğetsel doğrultudaki normal gerilmelerdir.

Radyal gerilmeye ait iç ve dış sınır şartları bilinmektedir. Sınır şartları aşağıdaki denklemlerde gösterilmektedir.

$$\sigma_{r\to r=a}=p \qquad \textbf{(2.2)}$$

$$\sigma_{r\to r=b}=p_0 \qquad \textbf{(2.3)}$$

2.1.1.3 Uygunluk şartı ve gerilme-şekil değiştirme ilişkisi

Radyal ve teğetsel gerilmeye ait iki normal birim şekil değiştirme ifadesi radyal yer değiştirme *u* cinsinden yazılımı aşağıda belirtilmiştir.

$$\varepsilon_r=-\frac{du}{dr} \quad ve \quad \varepsilon_\theta=-\frac{u}{r} \qquad \textbf{(2.4)}$$

Denklem **(2.4)**'te yer değiştirme *u* yok edilerek iki ifade birleştirilirse aşağıda verilen uygunluk koşulu elde edilir.

$$\varepsilon_r = \frac{d}{dr}(r\varepsilon_\theta) \tag{2.5}$$

Elastik malzemeler için düzlemsel deformasyonlu silindirik oyuk genişlemesi probleminde gerilme-şekil değiştirme ilişkini veren bağıntılarsa aşağıdaki denklemlerde görülmektedir.

$$\varepsilon_r = \frac{1-\nu^2}{E}\left[\sigma_r - \frac{\nu}{1-\nu}\sigma_\theta\right] \tag{2.6}$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1-\nu^2}{E}\left[-\frac{\nu}{1-\nu}\sigma_r + \sigma_\theta\right] \tag{2.7}$$

Burada *E* elasitisite modulünü ve *v* ise possion oranını vermektedir.

2.1.1.4 Çözüm aşaması

Silindirik bir oyuğun genişlemesi probleminin çözümü için gerekli olan tüm denklemler sunulmuştur. Bu denklemler kullanılması sureti ile birçok alternatif çözüm prosedürü kullanılarak sonuca ulaşılabilmektedir. Bu tez kapsamında ele alınan problemin analitik çözümünde Timoshenko ve Goodier (1970) çözüm prosedürü dikkate alınmıştır.

Silindirik bir oyuğun genişlemesi problemi için yukarıda verilen denge denklemleri**,** uygunluk şartları ve gerilme şekilde değiştirme ilişkileri ele alınarak denklemler bir arada çözüldüğünde normal gerilmeyi ifade eden diferansiyel denklemin genel çözümü elde edilmektedir.

$$\sigma_r = C + \frac{D}{r^2} \tag{2.8}$$

Burada C ve D sabitlerdir. **(2.1)**'de verilen denge denklemindeki radyal gerilme ifadesi yerine **(2.8)**'de elde edilen eşitlik yerleştirildiğinde teğetsel gerilme elde edilemektedir.

$$\sigma_\theta = C - \frac{D}{r^2} \tag{2.9}$$

Sınır şartlarını veren **(2.2)** ve **(2.3)** ifadeleri integrasyon sabiti olan C ve D değerlerini bulmak için kullanılırsa;

$$C + \frac{D}{a^2} = p \tag{2.10}$$

$$C + \frac{D}{b^2} = p_0 \tag{2.11}$$

C ve D sabitlerini veren aşağıdaki ifade elde edilir.

$$C = \frac{-pa^2 + p_0 a^2}{b^2 - a^2} \tag{2.12}$$

$$D = \frac{a^2 b^2 (-p_0 + p)}{b^2 - a^2} \tag{2.13}$$

Sonuç olarak ise gerilmeler için aşağıdaki ifadeler elde edilir.

$$\sigma_r = -\frac{p_0 b^2 (r^2 - a^2)}{r^2 (a^2 - b^2)} - \frac{p a^2 (b^2 - r^2)}{r^2 (a^2 - b^2)} \tag{2.14}$$

$$\sigma_\theta = -\frac{p_0 b^2 (r^2 + a^2)}{r^2 (a^2 - b^2)} + \frac{p a^2 (b^2 + r^2)}{r^2 (a^2 - b^2)} \tag{2.15}$$

Radyal yer değiştirme *u* ise teğetsel birim şekil değiştirme denklemi **(2.7)**'den elde edilir.

$$u = -r\varepsilon_\theta = \frac{p - p_0}{2G(\frac{1}{a^2} - \frac{1}{b^2})} \left[\frac{1 - 2\nu}{b^2} + \frac{1}{r} \right] \tag{2.16}$$

Burada $G = E / 2(1+\nu)$ kayma modulünü ifade etmektedir.

2.1.1.5 Özel durum: Sonsuz ortam

Sonsuz ortam içerisinde oyuk genişlemesi problemlerinin çözümü yapılmak istenirse $b \to \infty$ durumu göz önüne alınarak **(2.14)**, **(2.15)** ve **(2.16)** denklemlerinde yerine konulur ve aşağıdaki denklemler elde edilir.

$$\sigma_r = p_0 + (p - p_0)(\frac{a}{r})^2 \tag{2.17}$$

$$\sigma_\theta = p_0 - (p - p_0)(\frac{a}{r})^2 \tag{2.18}$$

$$u = \frac{p - p_0}{2G} (\frac{a}{r})^2 r \tag{2.19}$$

2.2 Elastik Tam Plastik Çözümler

Bu bölümde oyuk genişlemesi çözümleri için elastik tam plastik zemin davranışı göz önüne alınacaktır. Zemin tam plastik olarak modellendiği zaman zemin davranışının ya drenajlı ya da drenajsız koşullar altında olduğu kabul edilir. Genel olarak drenajsız yüklemelerde kohezyonlu zeminler toplam gerilme analizine göre Tresca akma varsayımına göre modellenirken, drenajlı yükleme durumlarında ise efektif gerilme analizine göre Mohr -Coulomb kırılma hipotezine göre modellenmektedir. Ancak bu bölümde verilen oyuk genişlemesi problemi için elastik-plastik çözümlerde Tresca ve Mohr-Coulomb olan her iki varsayımda kullanılacaktır.

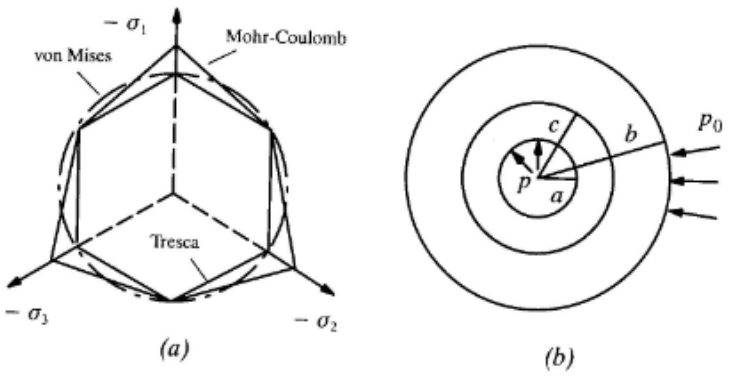
2.2.1 Tresca Akma Hipotezine göre çözümler

Tresca malzemesinde görülen silindirik boşlukların genişlemesi ile gerilme ve yer değiştirme analizleri için büyük birim şekil değiştirme yaklaşımı ilk olarak Hill (1950) tarafından sunulmuştur. Hill (1950) çözümlerinde sıfırdan farklı bir dış basınç alınırken ayrıca problemlerde ilk sıfır gerilme durumu göz önüne alınmıştır. Hill ayrıca sıfır çapla başlayan oyuk genişlemesi probleminin çözümünde birçok kolaylaştırıcı varsayımlar da yapmıştır.

2.2.1.1 Sonlu ortamda silindirik oyuğun genişlemesi

a) Gerilme analizi

Gerilme analizi için öncelikle iç basınçla genişleyebilen uzun düzlem şekil değiştirmeli silindirik bir tüp düşünülmelidir. Halihazırdaki iç çapı a ve dış çapı b olan silindirik tüpte plastik bölge sınırı ise c ile gösterilmiştir (Şekil 2.2). İlk durumdaki iç çap ve dış çap sınırları ise sırasıyla a_0 ve b_0 olarak düşünülerek zemine p_0'lık bir hidrostatik basınç verilerek şekilde gösterilmiştir. İç basınç düzenli şekilde p_0'dan itibaren artırılmaya başlanmıştır. Bu analizdeki en önemli kısım iç basıncın artması ile oluşan p basıncı ile iç ve dış çap değişimlerinin belirlenmesidir. Malzemede p_0'dan itibaren artmaya başlayan iç basınçla ile malzeme ilk olarak elastik davranışlar sergilemektedir ve elastik davranış için gerekli çözümler bir önceki bölümde yapılmıştır.



Şekil 2.2: Akma yüzeyleri ve silindirik bir oyuğun genişlemesi

İlk hidrostatik basınçla birlikte görülen genel radyal yerdeğiştirme **(2.20)**'de belirtilebilir.

$$du = Ar + \frac{B}{r} \tag{2.20}$$

İlk hidrostatik basınçtan itibaren görülen gerilme değişimleri ile ilgili elastik çözümler silinidirik koordinatlar (r, θ, z) cinsinden ifadesi aşağıdaki denklemlerde görülmektedir.

$$d\sigma_r = \frac{E}{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}\left[A-(1-2\upsilon)\frac{B}{r^2}\right] \tag{2.21}$$

$$d\sigma_\theta = \frac{E}{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}\left[A+(1-2\upsilon)\frac{B}{r^2}\right] \tag{2.22}$$

$$d\sigma_z = \upsilon(d\sigma_r + d\sigma_z) \tag{2.23}$$

Burada E ile Elastisite Modulü υ ile possion oranı gösterilmiştir. A ve B sabitlerdir ve gerilme sınır koşullarından bulunmaktadır. Sınır şartları $\sigma_r = -p$ ve $r = a_0$ ile $\sigma_r = -p_0$ ve $r = b_0$ olarak düşünülürse:

$$A = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)(p-p_0)}{E(b_0^2/a_0^2-1)} \tag{2.24}$$

$$B = \frac{(1+\nu)b_0^2(p-p_0)}{E(b_0^2/a_0^2-1)} \tag{2.25}$$

Gerilmeler ile ilgili son ifade ise **(2.26)** ve **(2.27)**'de verilmiştir.

$$\sigma_r = -p_0 - (p - p_0)(\frac{b_0^2}{a_0^2} - 1) \quad \textbf{(2.26)}$$

$$\sigma_\theta = -p_0 + (p - p_0)(\frac{b_0^2}{r^2} + 1) / (\frac{b_0^2}{r^2} - 1) \quad \textbf{(2.27)}$$

Yer değiştirme ise **(2.28)** denkleminde verilmiştir.

$$u = \frac{(1+\nu)(p - p_0)}{E(\frac{b_0^2}{r^2} - 1)} \left[(1-2\nu)r + \frac{b_0^2}{r} \right] \quad \textbf{(2.28)}$$

Tresca akma hipotezinin maksimum ve minumum asal gerilmeler σ_1 ve σ_3 cinsinden, ifadesi **(2.29)** denkleminde görülmektedir.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = Y \quad \textbf{(2.29)}$$

Burada $Y = 2c_u$ ve c_u ise drenajsız kayma gerilmesidir.

Denklem **(2.26)** ve **(2.27)**'de verilen ifadeler akma durumunun ifade edildiği **(2.29)** denklemi içerisinde çözüldüğünde ve ayrıca $\sigma_1 = \sigma_\theta$ ve $\sigma_3 = \sigma_r$ ifadeleri göz önüne alındığında, iç yüzeyde meydana gelen akmaya neden olan iç oyuk genişlemesi basıncı **(2.30)** denkleminden elde edilir.

$$p = p_{1y} = \frac{Y}{2}(1 - \frac{a_0^2}{b_0^2}) + p_0 \quad \textbf{(2.30)}$$

İç basınç değeri elastik değerlerin üzerine çıktığında silindir kısmen plastik gibi davranmaya başlayacaktır. Bu bölgedeki gerilmeler artık **(2.31)** ve **(2.32)**'deki gibi ifade edilecektir.

$$\sigma_r = D(\frac{b_0^2}{a_0^2} - 1) - p_0 \quad \textbf{(2.31)}$$

$$\sigma_\theta = D(\frac{b_0^2}{r^2} + 1) - p_0 \quad \textbf{(2.32)}$$

Akma noktasında materyal için $r = c$ plastik sınır koşulu kullanılırsa, D sabiti aşağıdaki gibi belirlenebilir.

$$D = \frac{Yc^2}{2b_0^2} \quad \textbf{(2.33)}$$

Artık elastik bölgedeki gerilmeler **(2.34)** ve **(2.35)** ifadeleri ile gösterilebilir.

$$\sigma_r = \frac{Yc^2}{2b_0^2}\left(\frac{b_0^2}{r^2} - 1\right) - p_0 \qquad \textbf{(2.34)}$$

$$\sigma_\theta = \frac{Yc^2}{2b_0^2}\left(\frac{b_0^2}{r^2} + 1\right) - p_0 \qquad \textbf{(2.35)}$$

Elastik bölgedeki radyal yerdeğiştirme ise **(2.36)** ile gösterilebilir.

$$u = \frac{(1+\nu)Yc^2}{2Eb_0^2}\left[(1-2\nu)r + \frac{b_0^2}{r}\right] \qquad \textbf{(2.36)}$$

Plastik bölgedeki denge denklemleri akma durumu koşulları ile birleştirildiğinde **(2.37)** denklemi elde edilir.

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{(\sigma_\theta - \sigma_r)}{r} = \frac{Y}{r} \qquad \textbf{(2.37)}$$

Böylece plastik bölgedeki gerilmeler **(2.38)** ve **(2.39)** şeklinde elde edilir.

$$\sigma_r = -p_0 - \frac{1}{2}Y - Y\ln\left(\frac{c}{r}\right) + \frac{Yc^2}{2b_0^2} \qquad \textbf{(2.38)}$$

$$\sigma_\theta = -p_0 + \frac{1}{2}Y - Y\ln\left(\frac{c}{r}\right) + \frac{Yc^2}{2b_0^2} \qquad \textbf{(2.39)}$$

Ayrıca oyuk genişlemesinin sıfır yarıçaptan genişletilmesi yani ilk defa oyuk oluşturulması süreci ile analiz yapıldığında drenajsız oyuk genişlemesi için sabit limit iç basınç verilmiştir.

$$p_{\lim} = c_u\left[1 + \ln\left(\frac{G}{c_u}\right)\right] + p_0 \qquad \textbf{(2.40)}$$

2.2.2 Mohr-Coluomb Hipotezine göre çözümler

Bu bölümde Mohr-Columb Hipotezine göre büyük şekil değiştirmeli oyukların genişlemesi ile ilgili analitik çözümler sunulacaktır. Bir önceki bölümdeki Tresca Akma Hipotezine göre yapılan çözüm aşamaları Mohr-Coloumb Hipotezi içinde takip edilecektir.

2.2.2.1 Sonlu ortamda silindirik oyuğun genişlemesi

İlk olarak ele alınan kalın cidarlı silindirin sırasıyla iç yarıçapı ve dış yarıçapı a_0, b_0 olduğu kabul edilerek, hidrostatik basınç olan p_0 ise zeminden oyuğa doğru homojen olarak etkidiği düşünülmektedir. Bu bölümde iç basıncın ilk basınç p_0 değerinden yavaş yavaş p değerine ulaştığı zamana kadar ki oyuk çevresinde meydana gelen gerilme şekil değiştirme alanları ile ilgilenilmiştir. Yu (1993) tarafından geliştirilen çözümler sunulmuştur.

Zemin, elastik-tam plastik, isotropik, newtonier olmayan malzeme olarak modellenmiştir. Zeminin Mohr-Columb Akma Hipotezine göre akmanın başladığı zamana kadar elastik ve Hooke Kanunlarına uyduğu kabul edilmiştir. Asal gerilme bileşenleri arasında $\sigma i \le \sigma j \le \sigma k$ ilişki olduğu varsayılırsa, Mohr-Coloumb akma denklemi **(2.41)** formunu alır.

$$\alpha\sigma_k - \sigma_i = Y \qquad \textbf{(2.41)}$$

Burada $\alpha = (1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)$ ve Mohr-Coloumb Akma Kriterlerinde Y ifadesi ise aşağıda belirtilmiştir.

$$Y = 2c\cos\phi/(1-\sin\phi) \qquad \textbf{(2.42)}$$

Burada c ve ϕ sırasıyla zeminin kohezyon ve kayma mukavemeti açısı değerleridir. Kayma mukavemeti açısının sıfır olması durumunda Mohr-Columb akma denklemi, Tresca kriterlerine indirgenebilir ve Y ifadesi bir önceki bölümde açıklanan tresca çözümünde verilen ifade şeklini alır.

İç yarıçapı a ve dış yarıçapı b olan oyuk çevresindeki zeminin herhangi bir konum ve zamanda gerilmeler **(2.43)** denge denklemi ile ifade edilmektedir.

$$(\sigma_\theta - \sigma_r) = r\frac{\partial\sigma_r}{\partial r} \qquad \textbf{(2.43)}$$

Denklemin çözümü için gerekli olan iki sınır koşulu:

$$\sigma_r\big|_{r=a} = -p \qquad \textbf{(2.44)}$$

$$\sigma_r\big|_{r=b} = -p_0 \qquad \textbf{(2.45)}$$

a) Elastik çözüm

Oyuk basıncı ilk değerinden itibaren artış gösterdiği için, zemine ait ilk deformasyonların tamamıyla elastik olduğu düşünülmüştür. Radyal doğrultudaki simetri koşulları altında, elastik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi şu şekilde belirtilebilir.

$$\dot{\varepsilon}_r = \frac{\partial \dot{u}}{\partial r} = \frac{1-\upsilon^2}{E}\left[\dot{\sigma}_r - \frac{\upsilon}{1-\upsilon}\dot{\sigma}_\theta\right] \qquad \textbf{(2.46)}$$

$$\dot{\varepsilon}_\theta = \frac{\dot{u}}{\partial r} = \frac{1-\upsilon^2}{E}\left[-\frac{\upsilon}{1-\upsilon}\dot{\sigma}_r + \dot{\sigma}_\theta\right] \qquad \textbf{(2.47)}$$

(2.44) ve **(2.45)** sınır koşulları ile **(2.43)**, **(2.46)** ve **(2.47)** denklemlerin çözümü aşağıda belirtilmiştir.

$$\sigma_r = -p_0 + (p-p_0)\left[\frac{1}{(\frac{b}{a})^2 - 1} - \frac{1}{(\frac{r}{a})^2 - (\frac{r}{b})^2}\right] \qquad \textbf{(2.48)}$$

$$\sigma_\theta = -p_0 + (p-p_0)\left[\frac{1}{(\frac{b}{a})^2 - 1} + \frac{1}{(\frac{r}{a})^2 - (\frac{r}{b})^2}\right] \qquad \textbf{(2.49)}$$

$$u = \frac{(p-p_0)}{2G(\frac{1}{a^2} - \frac{1}{b^2})}\left[\frac{1-2\upsilon}{b^2}r + \frac{1}{r}\right] \qquad \textbf{(2.50)}$$

Çekme gerilmesi pozitif kabul edilirse, oyuk genişlemesi durumunda Mohr-Coulomb akma durumu **(2.51)** denkleminde verilmiştir.

$$\alpha\sigma_\theta - \sigma_r = Y \qquad \textbf{(2.51)}$$

Oyuk basıncında görülen belirli bir artıştan sonra gerilmeler akma şartlarına ulaştığı zaman silindirin iç duvarında ilk akmalar meydana gelir. Bu süreç sonunda oyuk basıncı aşağıdaki değere ulaşır.

$$p = p_{1y} = p_0 + \frac{(b^2 - a^2)\left[Y + (\alpha - 1)p_0\right]}{(1+\alpha)b^2 + (\alpha - 1)a^2} \qquad \textbf{(2.52)}$$

b) Elastik-plastik gerilme analizi

Oyuk duvarında görülen ilk akmanın ardından uygulanan *p* basıncının artması ile birlikte iç oyuk duvarı çevresinde bulunan kısım, plastik bölge halini alır. Plastik bölgenin dış yarıçapı *c* ile gösterilmiştir.

Plastik bölgedeki gerilmeler

Denklem **(2.43)** ve **(2.51)**'i sağlayan gerilme bileşenleri plastik bölge için aşağıda verilmiştir.

$$\sigma_r = \frac{Y}{\alpha - 1} + Ar^{-\frac{(\alpha-1)}{\alpha}} \qquad \textbf{(2.53)}$$

$$\sigma_\theta = \frac{Y}{\alpha - 1} + \frac{A}{\alpha} r^{-\frac{(\alpha-1)}{\alpha}} \qquad \textbf{(2.54)}$$

Burada A integral sabitidir.

Elastik bölgedeki gerilmeler

Elastik bölgedeki gerilme bileşenleri denge denklerinlerinden ve elastik gerilme şekil değiştirme ilişkilerinden elde edilmektedir.

$$\sigma_r = -p_0 + B\left(\frac{1}{b^2} - \frac{1}{r^2}\right) \qquad \textbf{(2.55)}$$

$$\sigma_r = -p_0 + B\left(\frac{1}{b^2} + \frac{1}{r^2}\right) \qquad \textbf{(2.56)}$$

Burada B ikinci integral sabitidir.

Elastik-plastik arayüzdeki gerilme bileşenlerinin sürekliliği A ve B integral sabitlerini bulmak için kullanılırsa;

$$A = -\left[Y + (\alpha - 1)p_0\right] \times \left[\frac{1}{\alpha - 1} - \frac{\left(\frac{c}{b}\right)^2 - 1}{(\alpha - 1)\left(\frac{c}{b}\right)^2 + 1 + \alpha}\right] c^{\frac{(\alpha-1)}{\alpha}} \qquad \textbf{(2.57)}$$

$$B = \frac{Y + (\alpha - 1)p_0}{\frac{\alpha - 1}{b^2} + \frac{1 + \alpha}{c^2}} \qquad \textbf{(2.58)}$$

Denklem **(2.44)** ve **(2.55)**'in birlikte çözülmesi ile birlikte elastik-plastik sınır bölgesinin yarıçapı bulunur.

$$\frac{c}{a}=\left\{\frac{\left[\left[(\frac{c}{b})^2+1+\frac{2}{\alpha-1}\right](Y+(\alpha-1)p)\right]}{(2+\frac{2}{\alpha-1})(Y+(\alpha-1)p_0)}\right\}^{\frac{\alpha}{\alpha-1}} \qquad \textbf{(2.59)}$$

Elastik plastik arayüzü $c=b$ dış sınırına ulaşırsa silindirin içerisi tamamıyla plastik hale gelir. Bu durumda da içeriden uygulanan oyuk basıncı da aşagıdaki formu alır.

$$p=\frac{Y+(\alpha-1)p_0}{\alpha-1}\left[(\frac{b}{a})^{\frac{\alpha-1}{\alpha}}-1\right]+p_0 \qquad \textbf{(2.60)}$$

2.3 Kritik Durum Çözümleri

Oyuk genişlemesi analizlerinde elastik-tam plastik modellemeleri analitik çözümlerde bazı kolaylıklar sağlamasına rağmen, tam plastiğin en önemli özelliği olan yükleme ve boşaltma durumlarında malzeme mukavemetinin sabit kalması durumu gerçek malzeme davranışıyla çok uyuşamamaktadır. Özellikle zeminin mukavemetinin deformasyon geçmişiyle büyük değişimler gösterebileceği bilinmektedir. Oyuk genişlemesi analizlerinde bu durumun göz önüne alınması için pekeleşen/yumuşayan (hardening/softening) birim şekil değiştirme özelliklerine sahip plastik modellerin kullanılması gerekmektedir.

Belki de zemin mekaniğinde en fazla kullanılan pekleşen/yumuşayan modellerin temelini Cambridge Üniversitesi (Schofield ve Wroth, 1968) tarafından ortaya konulan kritik durum teorisi oluşturmuştur. Kritik durum içerisindeki zemin ait oyuk genişlemesi problemi oldukça karmaşık yapıya sahip olduğu için kritik durum çözümlerinin gelişimi henüz çok yenidir.

Palmer ve Mitchell (1971) tarafından ilk kez oyuk genişlemesi problemi için basit kiritik durum modellemesi kullanılmıştır. Ancak bu çözüm yöntemi drenajlı normal konsolide silindirik bir oyuğun genişlemesi ait küçük birim şekil değiştirmeli

çözümü kapsamıştır. Özellikle Collins ve Yu (1996) tarafından drenajsız killerdeki büyük şekil değiştirmeli oyuk genişlemesi problemi için farklı kritik durum teorileri kullanılarak analitik çözümler üretilmiştir. Bu modeller Cam kili, Modifiye Cam kili ve Cam kili ile Hvorslev akma yüzeylerinin birleşimlerini içermektedir.

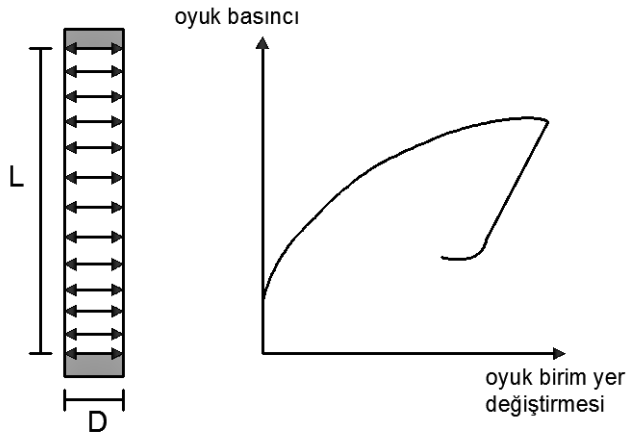
3. OYUK GENİŞLEMESİ KURAMININ GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDEKİ UYGULAMALARI

3.1 Arazi Deneyleri

Zemin özelliklerini arazide belirlemek geoteknik mühendisliği uygulamalarında önemli bir aşama olup hem tasarım aşamasında hem de uygulama aşamasında önemli bir rol oynar. Zemin özelliklerini arazide belirlemek için geliştirilen arazi deney yöntemlerinden bazılarının uygulanması için zeminde silindirik oyuk oluşturulur. Bu deneyler presiyometre ve Koni Penetrasyon Deneyi (CPT)'dir. Laboratuar deneylerinden farklı olarak presiyometre ve CPT deneyi sonuçlarının yorumlanması zemin davranışını anlama bakımından da büyük önem kazanmaktadır. CPT konisinin penetrasyonu ve presiyometre deneyinde probun genişlemesi çevre zeminde bir oyuk genişlemesi oluşmasına yolaçmaktadır. Zeminde benzer bir genleşme mekanizma gözlemlenmesinden dolayı, oyuk genişlemesi kuramı (cavity expansion theory) bu arazi deneylerinden elde edilen verilerin yorumlanmasında ve bu deneylerden yararlanarak çevre zeminin malzeme davranışını belirlemede birçok araştırmacı tarafından yararlanılmıştır. (Wroth, 1984, Clarke, 1995, Yu and Mitchell, 1998; Lunne vd., 1997).

3.1.1 Presiyometre Deneyi

Presiyometre, uygulanan uniform basınç sonucu radyal olarak genişleyebilir esnek bir membrana sahip silindirik bir sonda (prob) olarak tanımlanabilir (Clarke, 1995). Zeminde açılan bir sondaj kuyusuna yerleştirilen presiyometre sondası ile deney süresince uygulanan basınç sonucunda oluşan yer değiştirme eğrisinden zemine ait mekanik özellikler belirlenebilmektedir (Şekil 3.1). Yapılan bir presiyometre deneyinde çevre zeminde yanal yönde gerilme-şekil değiştirme ilişkisi ölçülerek zemin rijitliği, kayma mukavemeti ve yanal gerilme hakkında bilgi edinilebilir.

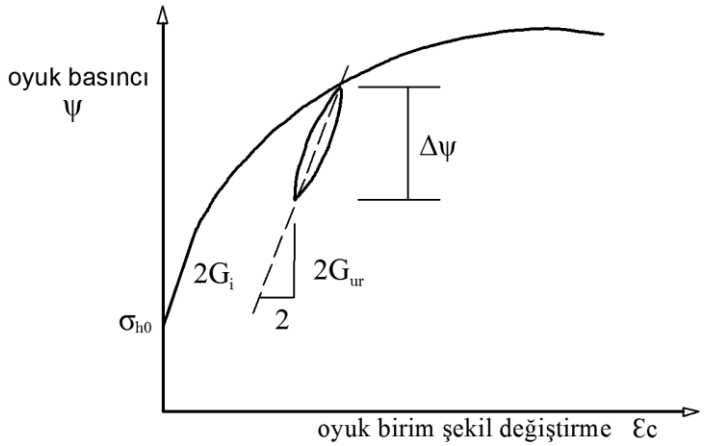


Şekil 3.1: Presiyometre çalışma mekanizması ve deney eğrisi (Yu, 2000).

Presiyometrelerin uygulama biçimlerine göre değişik türleri olmasına rağmen, geoteknik araştırmaları için kendi deliğini açan presiyometreler (self-boring pressumeter) daha fazla tercih edilmeye başlanmıştır. Ayrıca Menard (1957) ve Gibson ve Anderson (1961) tarafından yapılan öncü çalışmalardan itibaren pek çok araştırmacı ve geoteknik mühendisi tarafından oyuk genişlemesi kuramı uygulanmaya başlanmıştır (Clarke, 1995). Zeminin esas özelliklerini oluşturan kayma modülü, toplam yatay arazi gerilmesi, drenajsız kayma mukavemeti ve konsolidasyon katsayısı gibi zemin parametrelerinin Presiyometre deneyi sonucunda belirlenebilmesinde oyuk genişlemesi çözümleri önemli katkılar sağlamaktadır (Yu, 2000).

3.1.1.1 Kayma modülü

Wroth (1982) tarafından belirtildiği gibi kendi deliğini açan (self-boring) presiyometreler en fazla zemin rijitliğini ölçmek için kullanılmaktadır. Eğer presiyometre sonuçlarından oyuk basıncına ψ karşılık birim oyuk yer değiştirmesi ε_c grafiği çizilirse silindirik oyuk genişlemesi çözümleri, zemine ait kayma modüllerinin boşaltma-tekrar yükleme (unloading-reloading) döngüsü eğiminin yarısına eşit olacağını belirtmektedir (Şekil 3.2).



Şekil 3.2: Presiyometre eğrisinden kayma modülü (Yu, 2000).

Eğer zeminin lineer elastik mükemmel plastik malzeme gibi davrandığı kabul edilmiş olsaydı, boşaltma tekrar yükleme döngüsünden elde edilen kayma modülü oyuk basıncından ve birim yer değiştirme büyüklüğünden bağımsız olacaktı. Ancak zeminlerin birçoğu gerçekte lineer elastik mükemmel plastik gibi davranmadıklarından ötürü, oyuk genişlemesi çözümü tarafından sunulan boşaltma tekrar yükleme döngüsünün eğimi yaklaşımı gerçekçi sonuçlar vermektedir.

Boşaltma tekrar yükleme döngüsünün oluşumu sırasında önemli olan döngünün elastik bölgede kaldığından emin olmaktır. Elastik mükemmel plastik Tresca zemini için maksimum oyuk basıncındaki düşüş aşağıdaki değerden daha az olması gerekmektedir (Wroth, 1982).

$$(\Delta\psi)_{maks} = 2s_u \qquad \textbf{(3.1)}$$

Burada s_u zemine ait drenajsız kayma mukavemetidir.

3.1.1.2 Arazi toplam yatay gerilmeleri

Kendi deliğini açan presiyometre düzeneğinin geliştirilmesinin bir diğer ana sebebi de arazideki toplam yatay gerilmeleri ölçebilmektir. Zemine zarar vermeden herhangi bir şekilde zemine sokulan presiyometre için, ilk presiyometre basıncı yani sıfır birim oyuk şekil değiştirmesine karşılık gelen basınç, arazi toplam yatay gerilmelerine eşit olması gerektiği teorik olarak kabul edilmektedir.

3.1.1.3 Drenajsız kayma mukavemeti

Kendi deliğini açan (self-boring) presiyometreler drenajsız kayma mukavemetini bulmak için killerde oldukça sık kullanılan bir yöntemdir. Drenajsız kayma

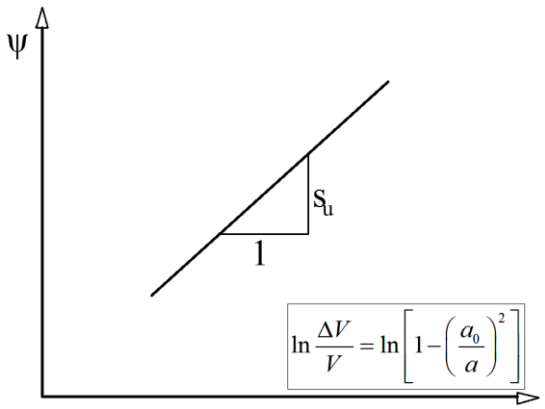
mukavemetini bulmak için yapılan yorumlar genel olarak iki kısma ayrılır. İlk yorumlamalar; Gibson ve Anderson (1961), Jefferies (1998) ve Yu ve Collins (1998) yaklaşımlarını da içeren, silindirik oyuk yaklaşımları kullanılarak teorik olarak elde edilen presiyometre eğrisinden elde edilen numerik yaklaşımlara aittir.

Özellikle Gibson ve Anderson (1961) ilk kez oyuk genişlemesi teorisini kullanarak presiyometre test sonuçlarından zemin özelliklerini belirlemek için yorumlama metotları geliştirmişlerdir. Gibson ve Anderson (1961) tarafından yapılmış olan analizlerde zeminin elastik mükemmel plastik Tresca malzemesi olduğu kabul edilmiştir. Presiyometre testi Gibson ve Anderson (1961) tarafından drenajsız zemin içerisinde sonsuz uzunluktaki silindirik oyuğun genişlemesi olarak idealize edilmiştir. Ayrıca kolaylık olması acısından toplam gerilme analizi yapılmıştır.
Tresca zemin modeli yaklaşımı ile plastik bölgedeki oyuk genişlemesi eğrisi için analitik çözüm denklemi **(3.2)**'de verilmiştir.

$$\Psi = \sigma_{h0} + s_u \left[1 + \ln(\frac{G}{s_u}) \right] + s_u \ln \frac{\Delta V}{V} \qquad \textbf{(3.2)}$$

Burada $\Delta V/V$ hacimsel birim yer değiştirme, ψ ve σ_{ho} ise arazi içerisindeki toplam yatay presiyometre basınçlarıdır. G ve s_u ise sırası ile kayma modülü ve drenajsız kayma mukavemetidir.

Presiyometre sonuçlarından elde edilen değerlerle oyuk basıncına karşın logaritmik hacimsel birim yer değiştirme eğrisi çizildiğinde plastik bölgenin eğimi, drenajsız kayma mukavemeti s_u değerine eşittir. Bu yorumlama metodu Şekil 3.3'te gösterilmiştir. Burada a_0 ve a sırasıyla ilk oyuk yarıçapı ve hâlihazırdaki oyuk yarıçapıdır.



Şekil 3.3 : Gibson ve Anderson (1961) analizi ile grafik metodu.

3.1.2 Koni Penetrasyon Testi

Özellikle kayma direnci parametrelerini belirleyerek, zemin taşıma gücü ve sıkılığı hakkında bilgi edinebilmek için oldukça sık kullanılan arazi deneylerinden birisi olan Koni Penetresyon Testi (CPT), zemin içerisine standart bir konik ucun sokulması karşısında zeminin göstermiş olduğunu mukavemeti saptama prensibine dayanır. Kendi deliğini açan presiyometre (self-boring pressumeter) testine göre koni penetrasyon testi analizleri daha zor olmasına rağmen son yıllarda önemli gelişme süreçleri görülmüştür. Ancak oyuk genişlemesi ile koni penetrasyonu arasındaki ilk bağlantı, elastik-plastik bir ortamda derin bir boşluk oluşturmak için gerekli olan basınçla aynı koşullar altındaki bir oyuğu aynı hacme ulaştırmak için gerekli basıncın orantılı olduğunun gözlemlenmesinin ardından Bishop vd. (1945) tarafından ortaya konmuştur. Koni direncinin tahmininde oyuk genişlemesi yaklaşımlarıın kullanılması için iki adımın takip edilmesi gerekmektedir. İlk adım, zemin içerisindeki oyuğun genişlemesi için teorik (analitik ya da nümerik) limit basınç çözümlerinin geliştirilmesi, ikincisi adım ise oyuk genişlemesi limit basıncı ile koni direnci arasında bağlantının oluşturmasıdır. Yu ve Mitchell (1998) tarafından oyuk genişlemesi yaklaşımı kullanılarak koni direnci değerinin hesaplanması ile yapılan tahminler taşıma kapasitesi teorisi kullanılarak elde edilen tahminlere göre oldukça iyi sonuçlar vermiştir. Bunun en büyük nedeni ise zemin rijitliğinin, sıkışabirliğinin, penetrasyon ile artan yatay gerilme artışı etkilerinin yeterli derecede göz önüne alınmasıdır.

Drenajsız killi zemin içerisindeki oyuk limit basıncı ile koni direnci arasındaki bağıntılar birçok araştırmacı tarafından farklı zamanlarda ortaya konulmuştur.

Vesic (1972, 1977) Çözümü

Vesic (1972, 1977) tarafından küresel oyuk limit basıncı ile kazık direnci arasında bir teori geliştirilmiştir. Kazıklar koni penetrasyonuna benzeştirilmiştir. Özellikle kazıktaki radyal kayma alanını ile koni yüzeyinde oluşan düzlemsel alanda ortaya çıkan kayma alanı Vesic tarafından özdeş olduğu varsayılmıştır. Göçme yüzeyi boyunca kayma direnci gözönüne alındıktan sonra, Vesic tarafından koni faktörü için **(3.3)** bağıntısı elde edilmiştir.

$$N_c = 3.90 + 1.33 \ln \frac{G}{s_u} \qquad \textbf{(3.3)}$$

Yu (1993) Çözümü

Kazıkların yerdeğiştirmesi ile ilgili Lehane ve Jardine (1992) tarafından yapılan deneysel çalışmalara göre; kazığın zemine sokulmasının ardından kazık gövdesi boyunca oluşan normal basıncın, bir silindirik oyuğun genişlemesi için gerekli olan radyal, düşey ve çevresel gerilmelerin ortalamasına eşit olduğu varsayılmıştır. Deneysel bulgular kullanılarak Yu (1993) tarafından gerçekleştirilen rijit koniye aksisimetrik hâlihazırdaki çözümler, 60^0 derecelik koni için aşağıda verilmiştir.

$$N_c = 4.18 + 1.155 \ln \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{G}{s_u} \qquad \textbf{(3.4)}$$

Ayrıca taşıma gücü (bearing capacity) ve oyuk genişlemesi (cavity expansion) teorisinden ve şekil değiştirme izi (strain path) ve büyük şekil değiştirmeli sonlu elemanlar (large strain finite method) metotlarından elde edilen bazı teorik koni faktörleri Yu ve Mitchell (1998) tarafından karşılaştırılmıştır. Taşıma gücü teorisi içinde elastik defermasyonlar göz önüne alınmadığı için, taşıma gücü teorisi tarafından koni faktörünün zeminin rijitliğine bağlı olmadığı belirtilmektedir. Bundan dolayı taşıma güçü koni faktörü 8.3 ile 10.4 arasında seyrederken normalde arazi deneylerinde gözlemlenen ortalama değerlerin 15 civarında olduğu bilindiğinden ötürü elde edilen bu değerler, koni faktöründen daha düşük seviyede kalmaktadır. Yu ve Mitchell (1988) tarafından karşılaştırılan koni faktörlerinde zemin rijitliğinin artışı ile koni faktörlerin artma eğilimi gösterdiği tespit edilmiştir.

Yu (1993) tarafından gerçekleştirilen oyuk genişlemesi çözümleri neticesinde elde edilen koni faktörü 13.8 ile 16.4 arasında elde edilmiştir. Bu koni faktörü değerleri arazi deneyleri sonucunda elde edilen ortalama koni faktörü olan değeri olan 15 değerine oldukça yakındır.

Sonuç olarak koni direnci ile oyuk genişlemesi limit basınçlarının ilişki ile ilgili pek çok bağıntı öne sürülmüştür. Oyuk genişlemesi yaklaşımı taşıma güçü teorisinden iki sebepten dolayı daha gerçekçi bulunmuştur.

- Zemine uygulanan koni penetrasyonu sırasında hem elastik hem de plastik deformasyonların oyuk genişlemesi teorisi kullanılarak daha uygun bir şekilde göz önüne alınabilmesi.
- Koni başlığı çevresinde oluşan efektif gerilme dönüşlerini ve koni penetrasyonu sırasındaki ilk gerilme durumu etkilerini göz önüne almasında oyuk genişlemesi

yaklaşımlarının oldukça başarılı olmasından dolayı oyuk yaklaşımları oldukça başarılı bulunmuştur (Yu, 2000).

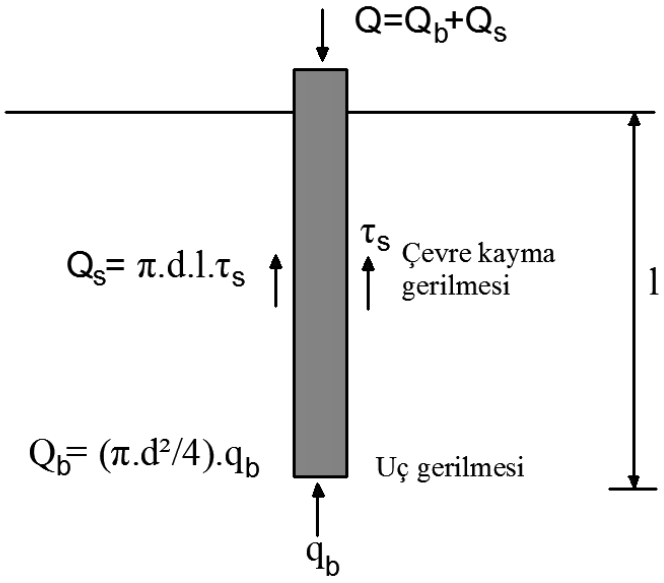
3.2 Kazıklı Temeller ve Zemin Ankrajları

Geoteknik mühendisliğinde karşılaşılan önemli problemlerinden biri de kazıkların taşıma gücü değerlerinin doğru şekilde tahmin edilebilmesidir. Özellikle kazık taşıma gücü bileşenlerini oluşturan kazıkların uç direncinin ve çevre sürtünmesinin tahmini, kazıkların taşıma gücünün belirlemesinde önemli bir aşamayı teşkil etmektedir. Ayrıca zemin içerisine çakılan kazığın davranışının büyük şekil değiştirme (large strain) problemi olduğu düşünürse ve bundan dolayı oluşacak olan geometrik nonlineerlik (doğrusal olmayan) hesaba katılırsa kazık taşıma gücü tahminlerinin neden zor olduğu daha iyi anlaşılabilmektedir. Bu durumdan ötürü pek çok araştırmacı özellikle killi zeminler içerisindeki kazık davranışını modellerken oldukça gerçeğe yakın davranışlar veren sayısal yöntemler geliştirmeye çalışmışlardır. Örneğin Baligh (1985) tarafından gerilme izi yöntemi, Yu vd., (2000) tarafından nihai duruma göre sonlu elemanlar yöntemi bunlardan birkaçıdır. Ancak killerde yapılan bu sayısal yöntemler kumlu zeminlerde pek başarılı olamadığı için zemin içerisindeki kazıkların tasarımı yapılırken pek çoğu yarı analitik ve ampirik metotlara dayanan yeni yöntemler oldukça sık kullanılmaktadır. Özellikle Bishop vd., (1945), Hill (1950) ve Gibson (1950) tarafından ilk olarak ortaya atılan fikirler daha sonra geliştirilen silindirik veya küresel oyuğa ait limit basınç analizi yöntemi, zemin veya kaya içerisindeki çakma kazıkların uç direncinin ve çevre direncinin tahmin edilmesinde kullanılmaktadır (Vesic, 1972; Randolph vd., 1979a; Yu ve Houslby, 1991; Collins vd., 1992; Carter ve Kulhawy, 1992; Randolph vd., 1994; Yu, 2000).

Kazık davranışının modellemesinin yanı sıra, oyuk genişlemesi teorisi ayrıca zemin ankrajlarının çekme kapasitesinin tahmininde de kullanılmaktadır (Vesic, 1971). Daha sonraki yıllarda bu teori geliştirilerek Yu (2000) tarafından kile ve kuma gömülü plaka ankrajlarının kapasitelerinin tahmininde de kullanılmıştır.

3.2.1 Kil içerisindeki eksensel yüklü çakma kazıkların kapasitesi

Eksenel yüklü kazıklarda yükün bir kısmı gövdede oluşan çevre kayma gerilmesi tarafından karşılanırken bir kısmı da kazık tabanında oluşan normal uç gerilmesi tarafından karşılanmaktadır (Şekil 3.4).



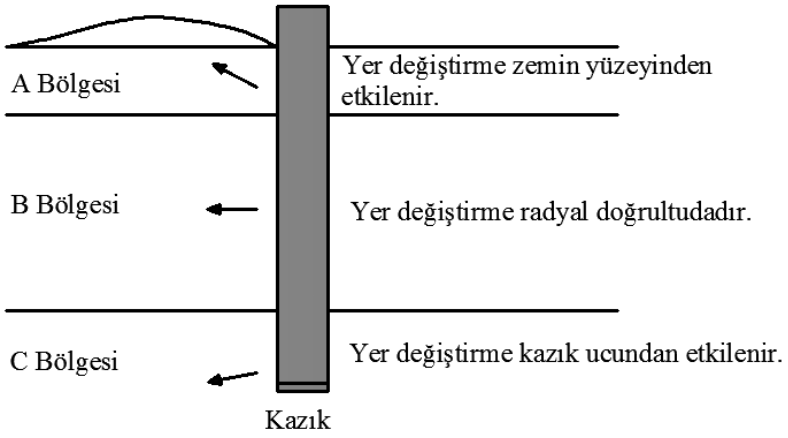
Şekil 3.4 : Zemin içerisinde eksenel yüklü çakma kazığı

Gövde ve uç kapasiteleri kazığın geometrik yapısına ve zemin profillerine bağlıdır. Kohezyonlu zeminlerde sürtünme kazığındaki gövde kapasitesi toplam kazık kapasitesinin % 80-90'nını kapsamaktadır. Kazık kapasitesinin büyük bir bölümünü gövde sürtünmesi teşkil ettiği için gövde kapasitesini tahmin etmek için pek çok araştırma yapılmıştır.

3.2.1.1 Çakma kazıkların çevre sürtünmesi

Son otuz-kırk yılı geçen süre içerisinde kil içerisine kazıkların yüklenmesi, zemin içerisindeki silindirik bir oyuğun genişlemesi mekanizmasına benzetilerek bir çok araştırmacı tarafından incelenmiştir (örneğin Randolph vd., 1979 ; Davis vd., 1984 ; Nystrom, 1984 ; Collins ve Yu, 1996). Problemin bu şekilde ele alınmasının en büyük sebebi, kazığın zemine sokulmaya başlanması ile birlikte zeminin büyük bir kısmının radyal doğrultuda yer değiştirmesidir (Şekil 3.5). Ayrıca Randolph vd., (1979) model testlerinden alınan kazık ortasındaki zeminin radyal yer değiştirmesi ölçümleri ile Cooke ve Price (1978) tarafından yapılan arazi ölçümleri, zeminin radyal doğrultuda yer değiştirmesi değerlerinin, silindirik oyuk genişlemesi

çözümleri kullanarak elde edilen tahmin değerleri ile oldukça tutarlı olduğunu göstermiştir.



Şekil 3.5 : Kazık yüklemesi sonrasında zemin yerdeğiştirmesi.

Oyuk genişlemesi teorisi kazığı çevreleyen zeminin A ve C bölgelerinde tam olarak zemin davranışını modelleyememesine rağmen, yine de analitik çözümler için gerekli olan ve kazık davranışlarını etkileyen parametrelerin tanımlanması için oldukça yarar sağlamaktadır. Nystrom (1984) tarafından yapılan çalışmada da basit bir boyutlu oyuk genişlemesi modelinin, diğer iki boyutlu sonlu elemanlar modelleri kadar kazık testi datalarının tahmininde kullanılabileceği belirtilmiştir.

Kazıkların zemine hızlı bir şekilde çakılması durumunda, modellemenin drenajsız yükleme koşulları içerisinde ele alınması uygun görülmektedir. Oyuk genişlemesi teorisinin kazık davranışlarının modellenmesinde iki farklı yöntem kullanılmaktadır.

a) İlk olarak kazığın kil içerisine sokulması süreci, silindirik bir oyuğun sıfır ilk yarıçaptan kazığın yarıçapına kadar genişletilmesi süreci olarak modellenmesi durumudur. Bu modelleme, kazığın zemine sokulması ile birlikte kazık çevresindeki zeminde meydana gelen gerilme değişimlerini verecek ve bu gerilme değişimleri ise kazığın çevre direncinin tahmininde kullanılacaktır.
b) İkinci yöntemde ise çakma kazığın uç direnci yarı ampirik bir şekilde küresel oyuk limit basıncı ile ilişkilendirililecektir.

a) Mükemmel plastik zemin modelleri ile toplam gerilme analizleri

Zeminin mükemmel plastik Tresca Akma Kriterlerine göre modellenmesi durumununda; kazıkların taşıma kapasitelerinin tahmini için gerekli olan hem oyuk

genişlemesi limit basıncı hem de kazık gövde çevresindeki zeminde meydana gelen gerilme değişimlerini veren kapalı çözüm formları elde edilebilmektedir.

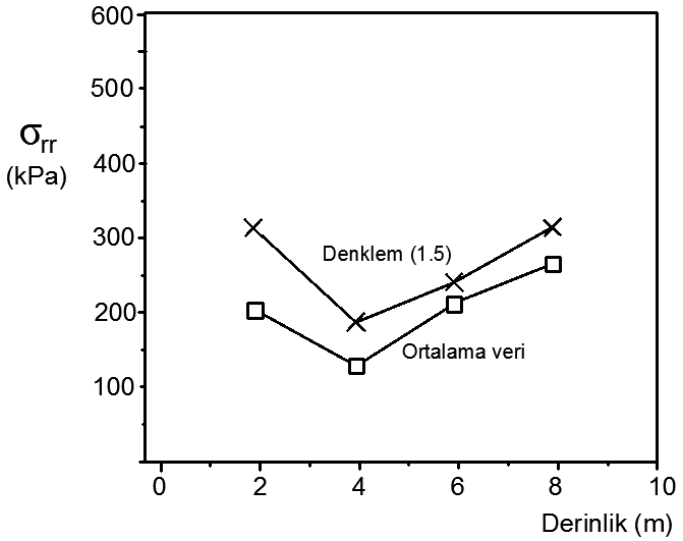
Sıfır yarıçaptan genişletilen oyukta belirli bir süreden sonra sabit oyuk basıncının oluşması beklenir. Sabit oyuk basıncı (constant cavity pressure) silindirik geometriğe sahip oyuk için denklem **(3.5)**'te verilmiştir.

$$\psi_c = \sigma_{h0} + s_u \left[1 + \ln \frac{G}{s_u} \right] \qquad \textbf{(3.5)}$$

Küresel oyuk geometrisi için limit basınç ifadesi aşağıda verilmektedir.

$$\psi_s = \sigma_{h0} + \frac{4}{3} s_u \left[1 + \ln \frac{G}{s_u} \right] \qquad \textbf{(3.6)}$$

Burada σ_{h0} kazığın ilk yüklenme anında toplam yatay arazi gerilmesini, G ve s_u ise sırasıyla kayma modülünü ve kil için drenajsız kayma mukavemetini göstermektedir. Şekil 3.6'da, Coop ve Wroth (1989) tarafından kazık gövde normal gerilmelerinin saptanması için normal konsolide kil içerisinde gerçekleştirilen model kazık testi ölçüm sonuçları ile denklem **(3.5)** 'ten yapılan tahmin sonuçları gösterilmektedir.

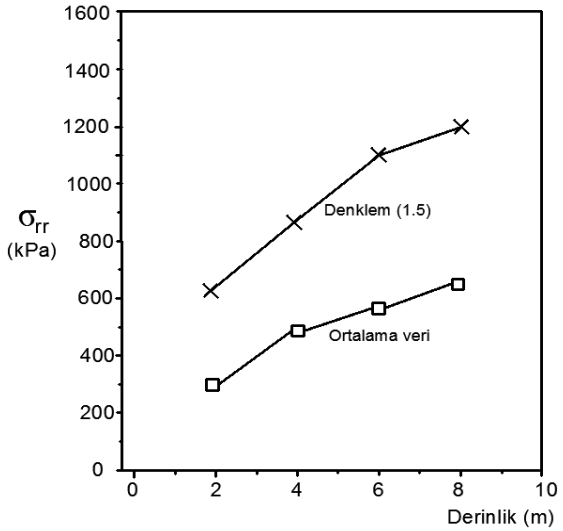


Şekil 3.6 : Normal konsolide Huntspill killeri için kazık gövde normal gerilmesini tahmini (Data verileri Coop ve Wrot, 1989).

Zemin kazı etkileşim yüzeyinde ölçülen normal gerilme değerlerinin, oyuk genişlemesi teorisi kullanılarak yapılan tahminlerden küçük olduğu görülmektedir. Bu durumun sebebi ise kazık yüklenmesi sırasında kazığın gövdesi boyunca zeminde görülen boşalma nedeninden ileri gelmektedir ve bu boşalma gövde de oluşan normal

radyal gerilmenin azalmasını sağlamaktadır (örnek için, Teh ve Houlsby, 1991; Yu vd., 2000).

Randolph vd. (1979) ve Collins ve Yu (1996) tarafından belirtildiği üzere mükemmel plastik zemin modellerin normal konsolide ve hafif aşırı konsolide killer için uygun sonuçlar vermesine rağmen, çok aşırı konsolide killer için mükemmel plastik zemin modelleri gerçekçi sonuçlar vermemektedir (Şekil 3.7). Bu durum yüksek OCR değerine sahip killerde ölçülen normal gerilmelerin teorik limit basınçlarından oldukça düşük çıkması ile de doğrulanmıştır (Coop ve Wroth, 1989 ; Bond and Jardine, 1991).



Şekil 3.7 : Aşırı konsolide Madingley killeri için kazık gövde normal gerilmesinin tahmini (Data verileri Coop ve Wrot, 1989).

Ele alınan problem için toplam gerilme oyuk genişlemesi çözümleri **(3.5)** ile Coop ve Wroth (1989) tarafından yapılan çalışma sonucunda elde edilen deneysel datalar Şekil 3.6 ve Şekil 3.7'de olduğu gibi karşılaştırılmış ve normal konsolide killer için yapılan tahminler oldukça makul olmasına rağmen, yüksek OCR değerine sahip killer için %100'ün üzerinde bir fark görülmüştür. Bundan dolayı mükemmel plastik zemin modelleri için yapılan toplam gerilme analizlerinden elde edilen oyuk genişlemesi çözümlerinin yüksek OCR değerine sahip aşırı konsolide killer için uygun olmadığı anlaşılmıştır.

Kazık normal gerilmesi tahmin edildikten sonra gövde kayma gerilmesi aşağıdaki bağıntıdan elde edilir.

$$\tau_s = \sigma_{rr} \tan\delta \qquad \textbf{(3.7)}$$

Burada δ, kazık ile zemin arasındaki artık sürtünme açısıdır. Coop ve Wroth (1989) ve Bond ve Jardine (1991) tarafından kazık ile zemin arayüzü kayma testleri üzerine yapılan deneysel çalışmalar sonucunda kazık zemin arası sürtünme acısı, kritik durum sürtünme açısının 0.35-0.40 katında olduğu belirtilmiştir.

b) Kritik durum zemin modelleri ile efektif gerilme analizleri

Mükemmel plastik zemin modeli ile toplam gerilme analizleri, oyuk genişlemesi problemleri için kapalı form çözümleri verdiği için avantajlı olmaktadır. Ancak Randolph vd. (1979) ve Collins ve Yu (1996) tarafından da belirtildiği gibi toplam gerilme analizlerinde iki önemli eksiklik vardır. Birincisi, basit kayma gerilmesinden ötürü oluşan su basıncının göz önüne alınmamasıdır. İkincisi ise mükemmel plastik zemin modelinin; zeminin mukavemetini, mevcut efektif gerilme durumdaki değişimini ve zeminin gerilme tarihçesini doğru bir şekilde açıklamadaki yetersizliğidir. Toplam gerilme analizleri tüm bu sebeplerden ötürü normal konsolide ve az aşırı konsolide killer için kullanımı uygun olabilirken, çok aşırı konsolide killer için doğru sonuçlar verememektedir.

Kritik durum zemin modeli (ör. Modified Cam Clay) kullanılarak ilk efektif gerilme oyuk genişlemesi analizleri, sonlu elemanlar metotları kullanılarak Randolph vd. (1979) tarafından gerçekleştirilmiştir. Daha sonra Collins ve Yu (1996) tarafından aynı problem için farklı kritik durum modellerinde kapalı form çözümleri türetilmiştir.

Radyal efektif gerilmenin oyuk genişlemesi yöntemiyle tahmin edilebilmesi oldukça basit bir yaklaşıma dayanmaktadır. Yaklaşıma göre kazık gövdesinin hemen çevresindeki zeminin, radyal en büyük asal gerilme ile düzlem şekil değiştirme koşulları altında kritik durumda olduğu kabul edilir. Oyuk duvarlarındaki efektif radyal gerilme aşağıdaki bağıntıdan elde edilebilir.

$$\sigma'_{rr} = \left[1 + \sqrt{3} / M\right] s_u \qquad \textbf{(3.8)}$$

Denklem **(3.8)** de ifade edilen M sembolü kritik durum eğrisinin $q' - p$ düzlemindeki eğimini göstermektedir.

Randolph vd. (1979) tarafından sonlu elemanlar parametrik çalışmaları ile elde edilen oyuk duvarındaki boşluk suyu basıncı bağıntısı aşağıda belirtilmiştir.

$$\Delta U = U - U_0 = (p_0' - p_f') + s_u \ln \frac{G}{s_u} \qquad \textbf{(3.9)}$$

Burada U_0 arazi boşluk suyu basıncını, p_0' ve p_f' ifadeleri ise sırasıyla arazideki ve göçme anındaki ortalama efektif normal gerilmeyi temsil eder. Denklem **(3.9)**'un ikinci kısmında ise zeminin kayarak göçme durumuna ulaştığı zaman ki ortalama efektif gerilmedeki değişimleri verir.

Son otuz yılı aşkın sürede pek çok araştırmacı (ör. Kirby ve Esrig, 1979) tarafından kazığın zemine yüklenmesi sırasında kazık-zemin arayüzünde oluşan su basıncı değerleri ölçülmüştür. Ayrıca son yıllarda kazıklar üzerine yapılan yüksek kalitedeki deneysel çalışmalar devam ettirilmiş ve dikkate değer çalışmalar Coop ve Wroth (1989) ve Bond ve Jardine (1991) tarafından yapılmıştır.

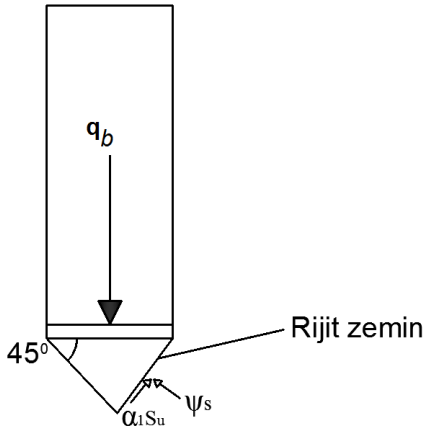
Coop ve Wroth (1989) tarafından hem normal konsolide hem de aşırı konsolide killer için enstüramasyonlu kazık üzerine yapılan çalışmalarda, Randolph vd. (1979) tarafından oyuk genişlemesi teorisinin normal konsolide killerde kazığın yer değiştirmesi modellemesi için yeteri derecede kullanılmasına rağmen, çok aşırı konsolide killer için kazık davranışlarının tahmin edilmesinde kullanılmasının doğru olmadığı görülmüştür. Özellikle Coop ve Wroth (1989) tarafından yüksek OCR killerinde oyuk genişlemesi teorisi kullanılarak Randolph vd. (1979) tarafından yapılan artık boşluk suyu basıncı (excess pore pressure) tahminlerinin, enstüramasyonlu kazık testinde çıkan sonuçlardan oldukça büyük çıktığı belirtilmiştir. Ayrıca bu bulgular Bond ve Jardine (1991) tarafından yapılan bağımsız araştırmalar neticesinde çok aşırı konsolide London kili için yapılan testlerle de desteklenmiştir. Oyuk genişlemesi teorisi kullanılarak Randolph vd. (1979) ve Wroth vd. (1979) tarafından yapılan çalışmalarda normalize edilmiş artık boşluk suyu basınçları çok aşırı konsolide London killeri için 3.1 ile 3.6 aralığında saptanmasına rağmen kazık testlerinden yapılan ölçümlerde bu değerin altında olduğu görülmüştür.

3.2.1.2 Çakma kazıklarda uç direnci

Uzun süreli drenajlı kazık uç kapasitesinin kısa süreli drenajsız uç kapasiteden daha büyük olduğu iyi bilinmektedir. Ancak yine de yüklemeden hemen sonra oluşacak kısa süreli göçmeden kaçmak için kazığının kısa süreli uç kapasitesi oldukça önemli olabilmektedir. Ayrıca uzun süreli kazık kapasitesinin tam olarak çalışabilmesi için gerekli olan oturmaların tolera edilemeyecek kadar büyük olabilme durumu da

vardır. Sonuç olarak, tüm bu sebeplerden ötürü drenajsız koşullarda killer için uç kapasitesinin hesaplanması standart bir uygulama olmuştur (Fleming vd., 1985).

Uç kapasitesi genel olarak küresel oyuk limit basıncı (spherical cavity limit pressure) ile ilgilidir (Şekil 3.8).



Şekil 3.8 : Drenajsız killerde küresel limit basıncı ile uç kapasite arasındaki ilişki.

Şekil 3.8'de görüldüğü gibi küresel oyuk genişlemesi ile göçme durumundaki uç basıncı arasındaki ilk ilişki Gibson (1950) tarafından önerilmiştir. Drenajsız killi zeminler için bu ilişki kullanılarak kazık uç direnci, küresel oyuk limit basıncı ψ_s ile rijit zemin ile plastik zeminler arasındaki $\alpha_1 s_u$ (α_1 = 0.0-1.0) yüzeyde görülen kayma gerilmesinin bir fonksiyonu olarak ifade edilebilmesi mümkün olabilmektedir.

$$q_b = \psi_s + \alpha_1 s_u \tag{3.10}$$

Mükemmel plastik Tresca zemin modeli için küresel oyuk limit basıncını bulmak için denklem **(3.6)** kullanılabilmektedir. Bu durumda kazık uç kapasitesi aşağıdaki bağıntıdan tahmin edilebilecektir.

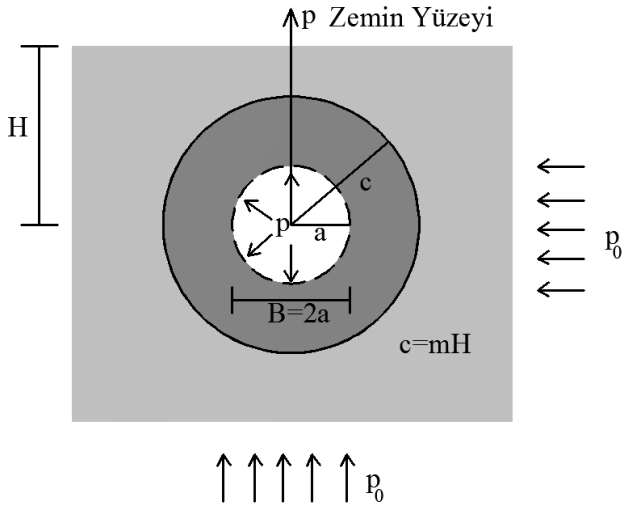
$$q_b = \sigma_{h0} + \left[\frac{4}{3} + \alpha_1 + \frac{4}{3}\ln\frac{G}{s_u}\right] s_u \tag{3.11}$$

Yukarıdaki denklemde kazığın uç kapasitesi üzerindeki zemine ait efektif arazi gerilmeleri ve rijitlik indeksleri göz önüne alınmıştır.

3.2.1.3 Zemin içerisindeki ankrajların plaka çekme kapasitesi

Oyuk genişlemesi çözümleri ayrıca ankraj plakalarının stabilite hesaplamasının yapılması için de kullanılabilmektedir. Bunun içinde bazı genel kabullerin yapılması gerekmektedir. Öncelikle oyuk genişlemesi teorisinden hesaplanan ankrajların

plastik bölge sınırlarının yüzeye çok yakın ya da yüzeyde olması durumunda ankraj plakasının kırıldığı kabul edilir. Yani plastik akma, elastik bölge ile çevrili olmaması durumunda ankrajların plakasının kırılmasıdır (Şekil 3.9). Plastik bölge yarıçapı $c=mH$ iken, ankraj üzerindeki zemin büyük defermasyonların meydana geldiği varsayılmıştır. Burada m 0 ile 1 arasında değişen değerlere sahiptir. Drenajsız sıkışmayan killi zeminler için m değerinin 1 alınması kabul edilebilir değer olmasına rağmen genel olarak 0.5 değeri kohezyonlu zeminler için en idealdir.



Şekil 3.9 : Ankraj plakasının geometrisi ve kırılma koşulları (Yu, 2000).

Şekil geometrisinin Şekil 3.9'da görülen ankraj plakasında genişlik B ve gömülme derinliği H ile gösterilmiştir. Ankraj gerilmesi verilmeden önceki zemin gerilmesi p_0 olarak belirtilirken, ankraj çekme gerilmesi ise p ile gösterilmiştir.

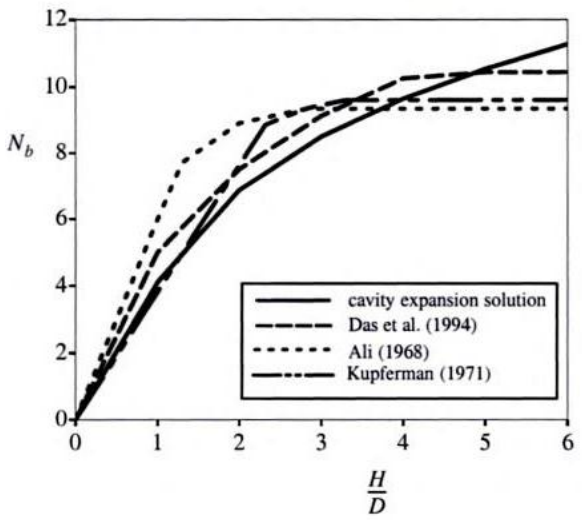
Oyuk genişlemesi yaklaşımları kullanıldığında, plastik bölge c nin H'a eşit olması durumunda, kil içerisindeki çekme limit basıncı p de oyuk iç basıncına eşit olmaktadır. Oyuk iç basıncı p ile plastik yarıçap c ilişkisi oyuk genişlemesi teorisine göre aşağıda verilmiştir.

$$\frac{p-p_0}{s_u} = 2k\ln\frac{c}{a} + \frac{2k}{1+k} \qquad \textbf{(3.12)}$$

Burada s_u drenajsız kayma mukavemetidir. Şerit plaka ankrajları için k=1 alınarak $c=mH$ ve $\alpha=B/2$ denklem **(3.12)**'de yerine konulduğunda ankraj kopma faktörü (anchor breakout factor) aşağıdaki gibi elde edilir.

$$N_b = \frac{p - p_0}{s_u} = 4\ln(2m\frac{H}{B}) + \frac{4}{3} \quad \textbf{(3.13)}$$

Das vd. (1994) ve Ali (1968) ve Kupferman (1971) tarafından yuvarlak ankrajlar için yapılan laboratuar deneyleri ve karşılaştırmaları Şekil 3.10'da gösterilmiştir.

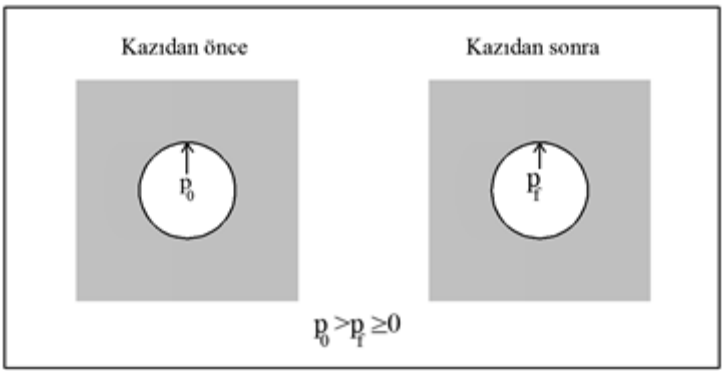


Şekil 3.10 : Yuvarlak ankrajlar için deneysel veriler ile karşılaştırma (Yu, 2000).

Das ve Kupferman tarafından yapılan laboratuar deneyleri ile oyuk genişlemesi çözümleri karşılaştırıldığında sonuçların birbirine oldukça yakın çıktığı görülmüştür. Oyuk genişlemesi çözümleri ile laboratuar sonuçları arasındaki en büyük farkın yaklaşık %15 dolaylarında olduğu görülmüştür bu da sonuçta, basit oyuk genişlemesi sürecinin plaka ankrajlarının çekme kapasitesinin belirlenmesinde yeterince iyi sonuçlar verdiğini göstermektedir.

3.3 Yeraltı Kazıları ve Tüneller

Geoteknik mühendisliğinde oldukça sık karşılaşılan oyuk genişlemesi problemlerinden birisi de yeraltı kazıları ve tünellerdir. Yeraltı kazılarının yapılması ve tünellerin açılması ile birlikte zemin ya da kaya parçasının bir kısmı bulunduğu konumdan dışarı çıkartılmaktadır. Bu durum da zemin içerisinde ilk gerilmenin azalmasına ya da tamamen ortadan kalkmasına neden olmaktadır (Şekil 3.11).



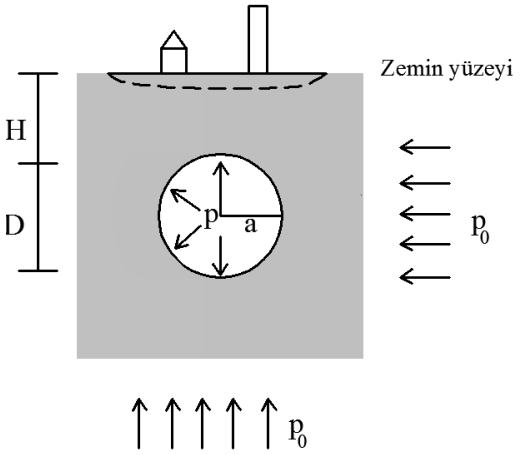
Şekil 3.11 : Tünel ya da yeraltı kazısı sırasında gerilme durumu.

Özellikle tünellerin ve yeraltı kazılarının gerek tasarım aşamasında gerekse inşaat sürecinde, stabilitesinin ve kullanılabilirliğinin (deformasyon kontrolü) sağlanabilmesi oldukça önemlidir. Stabilitenin sağlanabilmesi için tünel kazı işleminin ardından tünellerin içine betonarme kaplama yoluyla ya da çelik iksa sistemleri ile destek oluşturulması yoluna oldukça sık başvurulmaktadır. Ayrıca kullanılabilirliğinin de yeterince sağlanabilmesi için, tünel çevresindeki bina ve yapıların zarar görmemesi adına tünelden kaynaklanan deformasyonların minumum değerinde tutulması istenmektedir.

Oyuk genişlemesi teorisi özellikle son yirmi otuz yılda hem tünellerden meydana gelen oturmaların tahmininde hem de tünel kazısı ve sonrası boyunca stabilitenin sağlanabilmesi için gerekli olan destek sistemlerin tasarlanmasında oldukça kullanılmaktadır (Hoek ve Brown, 1980; Brown vd., 1983; Brady ve Brown, 1993; Mair ve Taylor, 1993; Yu ve Rowe, 1999).

3.3.1 Tünel çevresindeki oturmalar

Zemin içerisindeki özellikle sığ tünellerin tasarımında stabilite ve kullanılabilirlik şartlarının sağlanması oldukça önemlidir. Kullanılabilirliğin sağlanabilmesi için öncelikle tünel inşaatının, çevredeki yapı ve binalara zarara vermeyecek şekilde tünel çevresinde yer değiştirmeler yapmasına izin verilebilir şekilde tasarlanması gerekmektedir. Tünel inşaatı sırasında önemli olan yüzeydeki oturmalar ve bunların tünel üzerindeki binalara etkisidir (Şekil 3.12).



Şekil 3.12 : Zemin içerisindeki sığ tünel görünümü.

Tünel kazıları ve tünel etkisiyle oluşan oturmalarla ilgili ilk tahminler Peck (1969) tarafından geliştirilen ampirik ilişkiler ile sağlanmıştır. Peck vd. (1972) tarafından geliştirilen ampirik yöntemler tünel tasarımında oldukça kullanılmasına rağmen tünellerin farklı geometride, farklı zemin koşullarında ve inşaat tekniğinde inşaa edilmesi sonucunda ampirik ifadelerin kullanılabilirliği zamanla azalmaya başlamıştır. Bunun üzerine yumuşak zeminlerdeki tünel kazıları sonucunda zemin yüzeyinde meydana gelen oturmaların tahmini için pek çok teorik yöntem geliştirilmiştir. Ele alınan teorik yöntemlerin temelini ise basit oyuk boşalması çözümleri (simply cavity unloading solutions) ile lineer olmayan elastik-plastik iki veya üç boyutlu sonlu elemanlar metotları oluşturmuştur (ör: Ghaboussi vd., 1978; Rowe ve Kack, 1983; Clough vd., 1985; Lee and Rowe, 1990; Rowe ve Lee, 1992).

Özellikle Lo vd., (1980) ve Owaga ve Lo (1987) tarafından yapılan çalışmalarda, basit düzlemsel şekil değiştirmeli silindirik oyuk zemin boşaltması çözümünün tünel çevresinde zemin yer değiştirmelerinin tahmininde oldukça başarılı olduğu belirtilmiştir. Mair ve Taylor (1993) tarafından yapılan çalışmada ise küresel oyuk boşalması çözümlerinin ilerleyen tünel başı çevresindeki zemin modellenmesinde yeterince yararlı olduğu vurgulanmaktadır. Ayrıca yapılan oyuk boşalması çözümleri ile bazı arazi ve santafüj ölçümlerinin karşılaştırılmasının ardından, Mair ve Taylor tarafından oyuk boşalması üzerine yapılan basit plastik çözümlerin tünel çevresindeki hem yer değiştirmelerin hem de su basıncı değişimlerinin tahmininde oldukça başarılı sonuçlar verdiği gözlemlenmiştir.

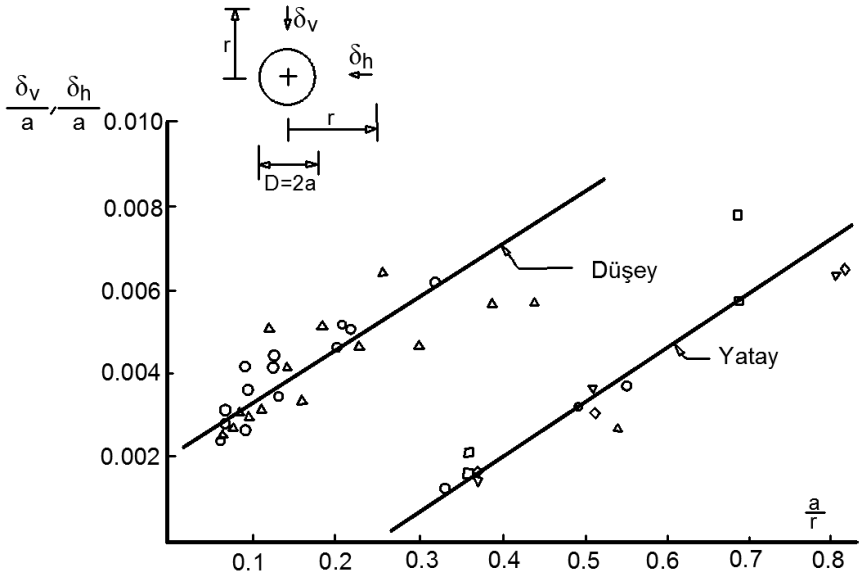
Toplam gerilme analizi kullanılarak tünel çevresindeki oturmaların hesabı sırasında bir serbest ortam içerisinde silindirik ya da küresel bir oyuğun yani tünelin

bulunduğu varsayılmıştır. Ayrıca ilk oyuk (tünel) yarıçapının a_0, homojen olarak kabul edilen zeminden gelen hidrostatik basıncın ise p_0 olduğu varsayılmış ve dinamik etkileşimlerden ötürü tünel duvarına gelen basınç azalması ihmal edilmiştir. Bu yaklaşımlar ışığında Mair ve Taylor (1993) tarafından elastik-plastik oyuk genişlemesi yer değiştirme analizleri yapılarak silindirik bir oyuk (tünel) için tünel duvarında yer değiştirme u ile tünel basıncı p arasındaki ilişki bağıntı aşağıda verilmiştir.

$$\frac{u}{a} = -\frac{Y}{2(1+k)G}\exp\left[\frac{(1+k)(p_o - p)}{Y} - 1\right] \qquad \textbf{(3.14)}$$

Burada $Y=2s_u$ ile ifade edilirken, G kayma modülünü, k sembolü ise oyuk geometrisine bağlı katsayıyı ifade etmektedir ve silindirik oyuk için k=1 alınmıştır.

Mair ve Taylor (1993) tarafından küçük şekil değiştirme çözümleri (small strain soluations) denklem **(3.14)**'te, tünel çevresindeki zemin yer değiştirmesinin tahminleri için kullanılmıştır. Yapılan teorik çalışmalar ile farklı yerlerdeki london killeri üzerine inşaa edilen tünellerin üzerinde ölçülen düşey ya da yatay yer değiştirme ölçümleri karşılaştırılmış ve lineer olarak çizilen ve oyuk genişlemesi teorisinden elde edilen sonuçların Şekil 3.13'te gösterildiği gibi genel olarak uyumlu olduğu görülmüştür.



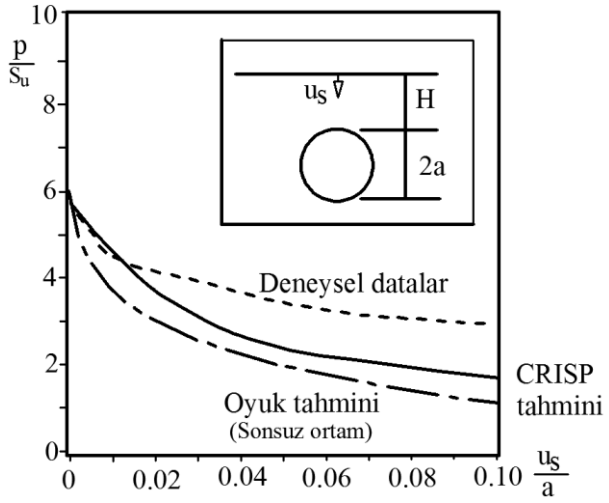
Şekil 3.13 : Tunel civari Londra kilinde düşey ve yatay yer hareketleri (Mair ve Taylor, 1993).

Ancak drenajsız koşullar için toplam gerilme analizleri oldukça kolaylık sağlamasına rağmen gerilme geçmişinin zemin davranışında görülememesi ve zemin rijitliği değişiminin etkilerini efektif gerilme analizleri kadar yansıtamaması sebebiyle Yu ve Rowe (1999) tarafından efektif gerilme oyuk boşalması çözümleri (the effective stress cavity unloading soluations) geliştirilmiştir. Yapılan elastik-plastik Tresca çözümleri kritik durum Cam Clay ve Hvorslev çözümlerinden yerdeğiştirme ilişkisini veren oyuk basıncı (cavity pressure) bağıntısı elde edilmiştir.

$$p = p_0 - \frac{2ks_u}{1+k}\left[1+\ln\frac{G}{s_u}\right] - \frac{2ks_u}{1+k}\ln\left[\left(\frac{a_0}{a}\right)^{k+1} - 1\right] \qquad \textbf{(3.15)}$$

Burada p toplam oyuk basıncı ve p_0 ise ilk durumdaki toplam gerilmedir.

Mair (1979) tarafından bir santrifüj tünel testinden elde edilen yüzeydeki ve zemin ortasındaki oturmalar ile Yu ve Rowe (1999) tarafından oyuk boşalması çözümlerinden elde edilen sonuçlar karşılaştırılmış ayrıca Cambridge Üniversitesi tarafından geliştirilen CRISP sonlu elemanlar programı ile de mukayese edilerek Şekil 3.14'te verilmiştir.



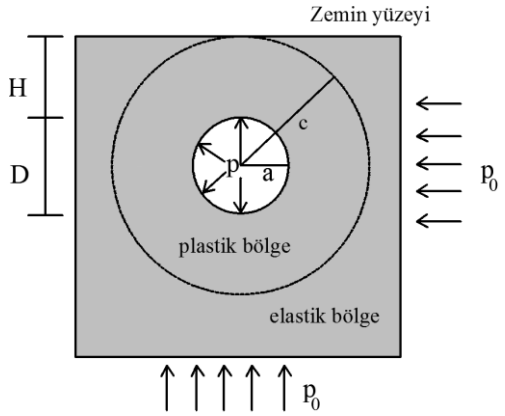
Şekil 3.14 : Tünel iç basıncının azalmasından dolayı tahmin edilen ve ölçülen yerdeğiştimeler.

Şekil 3.14'ten anlaşıldığı üzere deneysel sonuçlar ile Yu ve Rowe (1999) tarafından geliştirilen oyuk genişlemesi teorisine bağlı oyuk boşalması çözümleri birbirine oldukça yakın sonuçlar vermiştir. Tüm bu yaklaşımlardan oyuk genişlemesi yaklaşımlarını kullanılarak geliştirilen teorilerin tünel çevresinde meydana gelen oturmaların tahmininde kullanılabileceği görülmüştür.

3.3.2 Tünellerin stabilitesi

Tünel ve yeraltı yapılarının tasarımı sırasında dikkat edilmesi gereken en önemli noktalardan birisi de tünel çevresindeki zeminin göçme durumuna gelmemesi ve yeraltı yapılarında stabilitesinin sağlanmasıdır. Bundan dolayı stabilite hesaplarının en önemli aşamasını tüm yapının stabilitesinin sağlanması için gerekli olan iç basıncın hesaplanma aşaması oluşturmaktadır.

Yeraltı yapılarında stabilitenin sağlanabilmesi için geçmiş dönemlerde, oyuk çevresinde elastik veya elasto-plastik gerilme çözümleri ile geliştirilen yöntemler oldukça sık kullanılmıştır (Terzaghi ve Richart, 1952). Ancak basit bir yöntem olan oyuk genişlemesi yaklaşımının da tünellerin ve yeraltı yapılarının stabilitesinin belirlenmesinde kullanılabileceği yapılan çalışmalarda görülmüştür. Özellikle oyuk boşalması çözümleri ile kohezyonlu zeminlerde yapılan tünellerin stabilite hesaplarının yapılabilmesi amaçlanmıştır. Bunun için ilk olarak Caquat ve Kerisel (1966) tarafından bir tünelin göçmesinin, plastik bölge sınırlarının zemin yüzeyine ulaşması durumunda meydana geleceği yaklaşımı benimsenmiştir (Şekil 3.15). Bu durumda plastik akmalar serbest kalacak ve zemin göçme durumuna ulaşacaktır.



Şekil 3.15 : Tünelde göçme meydana gelme durumu.

Tunellerde merkeze gelen iç basınç ile arazi basıncı arasında fark oluştuğu zaman stabilite kaybı meydana gelebilir. Bundan dolayı iç tünel basıncı ile tünellemenin ilk başlama sırasındaki arazi basıncı arasındaki farkla, tünel çevresinde meydana gelen plastik bölgenin kontrolü sağlanır. Şekil de gösterilen iç basınç *p* ile plastik yarıçap *c* arasındaki ilişki kohezyonlu zeminlerde oyuk boşaltma çözümleri ile denklem **(3.16)** da verilmiştir.

$$\frac{p_0 - p}{s_u} = 2k \ln \frac{c}{a} + \frac{2k}{1+k} \qquad \textbf{(3.16)}$$

Burada p ve p_0 sırası ile hâlihazırdaki tünelin sabit durması sağlayan tünel iç basıncı ve tünel hemen öncesindeki arazi basıncıdır ayrıca s_u kil için drenajsız kayma mukavemetidir. Düzlem şekil değiştirmeli tüneller için **(3.16)** da verilen bağıntıda $c=H+D/2$ ve $a=D/2$ alınarak tünelin hemen göçme öncesi *stabilite numarası* N aşağıdaki bağıntıda verilmiştir.

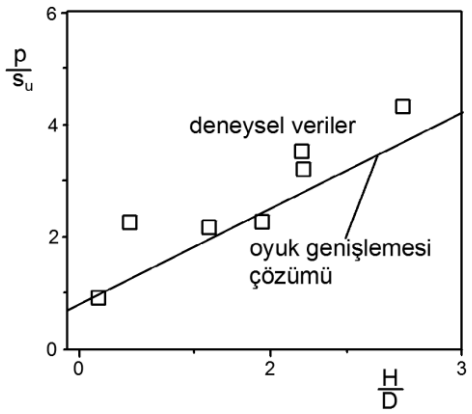
$$N = \frac{p_0 - p}{s_u} = 2\ln(2\frac{H}{D} + 1) + 1 \qquad \textbf{(3.17)}$$

Tünel öncesi basınç p_0 verilen bağıntıdan bulunabilir.

$$p_0 = q + \gamma(H + \frac{D}{2}) \qquad \textbf{(3.18)}$$

Burada q zemine etkiyen sürşarj yükünü gösterirken ve γ da kil birim hacim ağırlığıdır.

Pratikte tünel stabilitesinin tahmini için geliştirilen oyuk genişlemesi çözümünün uygunluğunun değerlendirilebilmesi için yapılan tahminler ile gözlemlenen davranışların karşılaştırılması gerekmektedir. Bu amaçla Mair (1979) tarafından gerçekleştirilen santrifüj testi sonuç dataları kullanılarak oyuk genişlemesi çözümü ile karşılaştırılmıştır. Zemin yüzeyinde sürşarj yükünün olmadığı ve drenajsız kayma mukavemetinin derinlikle uniform kaldığı kabul edilerek yapılan karşılaştırılmada Şekil 3.16'da görüldüğü gibi denklem **(3.16)**'da verilen oyuk genişlemesi çözüm ile ölçülen değerlerin birbiriyle çok iyi uyuştuğu görülmüştür. Sonuç olarak oyuk genişlemesi çözümünden türetilen stabilite numarasının killi zeminlerde tünel stabilitesinin değerlendirilmesinde oldukça yararlı olabileceği anlaşılmıştır.

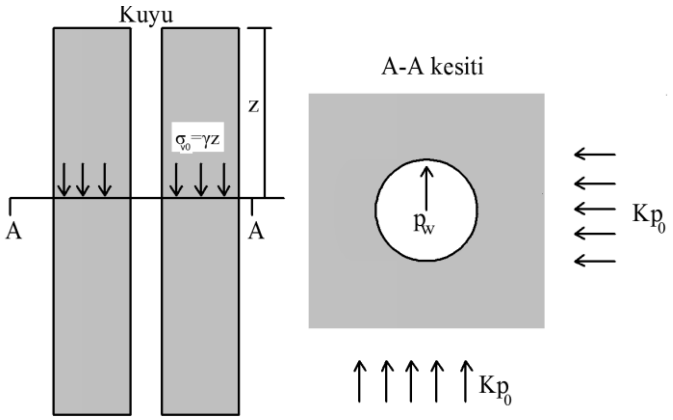


Şekil 3.16 : Deneysel ve teorik elde edilen tünel stabilite sonuçlarının karşılaştırılması (Yu, 2000).

3.4 Derin Kuyularda Stabilite Kaybı

Sondaj sırasındaki kuyu kararsızlığı özellikle petrol mühendisliğinin kaya mekaniği ile ilgili uygulamalarında oldukça sık karşılaşılan çok önemli problemlerinden biridir. Bu durumdan ötürü oluşan ekipman ve zaman kaybının ekonomik boyutlarının dünya genelinde yıllık 500 milyon doların üzerinde olduğu iyi bilinmektedir (Dusseault, 2004). Ancak ilerleyen zamanlarda kuyu stabilitesinin sağlanabilmesi için geliştirilen teknik ve analizler, bu miktarı oldukça azaltacağı tahmin edilmektedir.

Düşey bir kuyu çevresindeki gerilme koşulları Şekil 3.17'de gösterilmiştir. Basitleştirme için yatay gerilmelerin tüm doğrultularda aynı olduğu varsayılmıştır. Bradley (1979) ve Santarelli vd. (1986) tarafından yapılan çalışmalarda, kuyu içi gerilme durumuna bağlı olarak kuyu dengesizliği üç duruma bağlanmıştır. Bunlar zemin de görülen sünek davranış, sondaj kuyusu genişletilirken kayada görülen ufalanma ve kopmalar ve ayrıca kuyu açılırken verilen basınç sebebiyle oluşan hidrolik çökmelerdir.

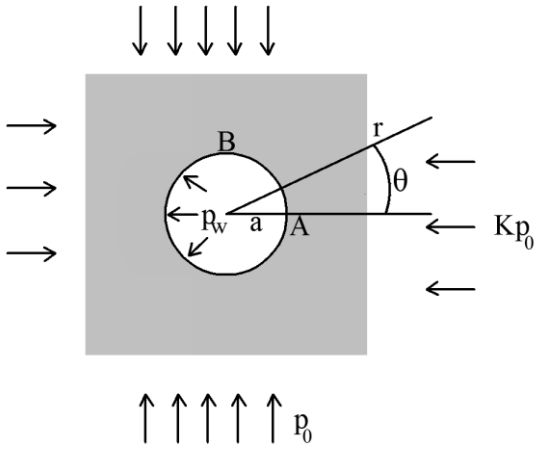


Şekil 3.17 : Düşey bir kuyu görünümü.

Elastik, plastik ve viskoelastik modeller kullanılarak kayalarda kuyu stabilitesini sağlamak için oyuk genişlemesi analizleri oldukça sık kullanılmaktadır (Woodland, 1990;Santarelli vd., 1986; Wu ve Hudson, 1991; Detournay ve Cheng, 1988; Charlez ve Heugas, 1991).

Özellikle gerilme azalmasına bağlı olarak kaya içindeki derin kuyularda stabilite kaybının tahminleri için oyuk genişlemesi analizleri kullanılmıştır. Şekil 3.18'de görülen problem geometrisine bağlı olarak, kuyu stabilitesinin araştırılması için

yapılan elastik, plastik, elasto plastik ve visko elastik oyuk genişlemesi analizleri sonucunda kuyu içi basıncı p_w 'ye bağlı kuyu stabilitesi bağıntıları elde edilmiştir.



Şekil 3.18 : Hidrostatik olmayan arazi gerilmeleri altında kuyu problemi geometrisi.

Elastik analizler sonucu geliştirilen Mohr Coulomb kırılma hipotezine göre kuyunun kararlı kalması için gerekli iç basınç **(3.19)** bağıntısı ile verilmiştir.

$$P_w < \frac{(3K-1)p_o - Y}{1+\alpha} \qquad \textbf{(3.19)}$$

Burada,

$$\alpha = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \; ve \; Y = \frac{2c\cos\phi}{1-\sin\phi} \qquad \textbf{(3.20)}$$

Ayrıca Yu ve Rowe (1999) tarafından ise plastik analizler geliştirilerek kuyu stabilitesi araştırılmıştır.

4. ZEMİN MALZEME MODELLERİ

Zemin içerisindeki oyukların genişlemesi veya daralması bir boyutlu sınır değer problemleridir. Ele alınan sınır değer probleminin sürekli ortam mekaniği ilkeleri kullanılarak çözülebilmesi için zeminin gerilme-şekil değiştirme ilişkisini tanımlayan matematiksel bünye modellerine ihtiyaç vardır. Zeminler yapısı itibariyle çok karmaşık ve bilinmezlik içeren malzemeler olduğu için mekanik özelliklerinin belirlenmesi oldukça zordur. Ancak geliştirilen farklı matematiksel bünye modellerine göre zeminin farklı koşul ve ortamlar içerisinde gerilme şekil değiştirme davranışları tanımlanabilmektedir. Bu çalışma kapsamında dört temel zemin matematiksel bünye modeli incelenecektir.

4.1 Lineer Elastik Model (LE)

Lineer elastik model; isotropik, elastik Hooke kanunlarının temeli oluşturduğu en genel malzeme modelidir. Elastisite Modulü E ve Passion oranı v olmak üzere iki temel rijitlik parametre ile temsil edilmektedir. Zemin davranışı gerçekte lineer olmayan plastik davranışlar gösterdiği için lineer elastik model, zeminlerin özelliklerini yansıtmada oldukça yetersiz kalmaktadır. Ancak bu model özellikle zemin ve kaya içerisindeki büyük beton yapıların modellemesinde kullanılabilmektedir. Lineer elastik modelde gerilme durumu hiçbir şekilde kısıtlanmadığı için malzeme de sonsuz rijitlik durumu oluşması sebebiyle modelleme esnasında zeminin gerçeğin dışında davranış göstermesine neden olmaktadır.

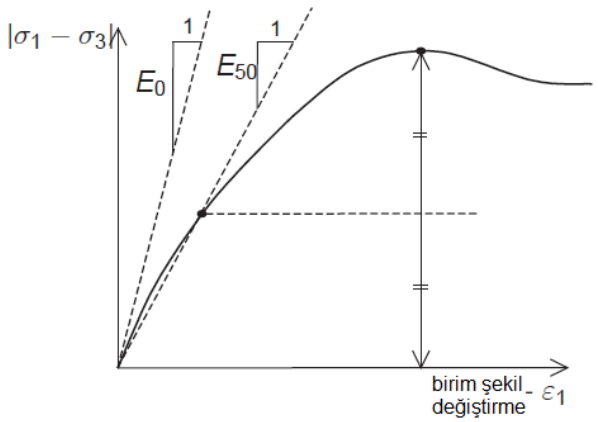
4.2 Mohr Coulomb Model (MC)

Zeminin elasto plastik davranış sergilediğini gösteren ilk zemin modelidir. Lineer elastik mükemmel plastik gerilme şekil değiştirme davranışını yansıtan zemin modelinde, malzeme davranışı beş parametre girilerek belirlenebilir. Zeminin elastisitesini; Elastisite modülü E ve Possion oranı ν, zeminin plastisitesini ise zemin

kayma mukavemeti ϕ, zemin kohezyonu c ve dilatasyon açısı ψ parametreleri göstermektedir. Mohr Coulomb Modeli genel olarak problemlerin ilk analizlerinde kullanılması uygundur. Ayrıca her bir zemin tabakası için ortalama sabit zemin rijitliği belirlenebilmekte ya da zemin rijitliğinin derinlik boyunca artırılması sağlanabilmektedir. Mohr Coulomb zemin modelinde, zemin rijitliğinin sabit olmasından ötürü hesaplamalar hızlı bir şekilde yapılabilmekte ve deformasyonlarla ilgili ilk tahminler elde edilebilmektedir.

Ancak lineer elastik-mükemmel plastik Mohr Coulomb modelde zeminlerin gerçek davranışlarını yansıtmada birçok kısıtlamalar içermektedir. Derinlik boyunca zemin rijitliğinin artımı gözönüne alınmasına rağmen, Mohr Coulomb modelde gerilme durumuna ya da aniztropik gerilme durumuna bağlı rijitlik göz önüne alınmamaktadır.

Plaxis sonlu elemanlar paket programı içerisinde kullanılan Mohr Coulomb zemin modeli için rijitliğin belirlenmesinde E_0, E_{50} ve E_{ur} olmak üzere üç farklı rijitlik parametresi belirlenmektedir. Üç eksenli basınç deneylerinde elde edilen gerilme şekil değiştirme eğrisinin baslangıç eğimi (tanjant modulü) E_0 ile gösterilirken, sekant modülü E_{50} ile gösterilmektedir (Şekil 4.1). Lineer elastik aralığı geniş malzemelerde E_0 kullanımı gerçekçi sonuçlar verememesinden dolayı zemin yükleme durumu için genellikle E_{50} sekant modülü kullanılmaktadır. Ancak tünel ve yeraltı kazıları gibi zeminin boşaltılması durumunda boşaltma-tekrar yükleme modülü E_{ur}, E_{50} yerine kullanılmaktadır. (Plaxis 2011 2D Material Models Manual).



Şekil 4.1: Üç eksenli deney sonucu elde edilen E_0 ve E_{50} rijitlik modülleri (Plaxis 2011 2D Material Models Manual) .

4.3 Modified Cam Clay Model (Modifiye Cam Kili)

Modifiye Cam Kili (MCC) zemin modelinin temelini oluşturan Cam Kili zemin modeli, 1960'lı yıllardan itibaren özellikle Scofield ve Wroth tarafından killi zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışı için ileri sürülen kritik durum kavramında, malzemenin plastik taraftaki davranışını matematiksel olarak modelleyebilmek için geliştirilmiştir (Schofield, Wroth 1968). Ancak Cam Kili bünye modülü çok gerçekçi sonuçlar vermediği anlaşıldığı için Modifiye Cam Kili (MCC) zemin modeli geliştirmiştir ve uluslararası literatürde zemin modelleri içerisinde en fazla bilinen zemin modeli haline gelmiştir (Muir Wood, 1990). Modifiye Cam Kili (MCC) modeli kritik durumu gösteren izotropik sıkışma eğrisinde ortalama efektif gerilme (p') ve boşluk oranı (e) arasındaki logaritmik ilişkiyi göz önüne alarak zeminlerin gerilme şekil değiştirme davranışını modellemektedir. Bu model zeminlerin plastik davranış gösterdiği durumdaki davranışı Mohr-Coulomb Akma Kriteri'ne dayanarak bileşik akma kuralı ve izotropik pekleşme prensibine dayanarak hesaplanmasını sağlamakta ve malzemenin sıkışabileceği nihai seviyeyi gerilme uzayında göz önüne alabilmektedir. Bu sebeple başlıklı (capped) zemin bünye modellerinden biridir. Özellikle normal konsolide killerde rijitliğin gerilmeyle doğrusal olarak değişmesi sonucunda gerçekçi gerilme, şekil değiştirme ve artık boşluk suyu basıncı sonuçları vermektedir.

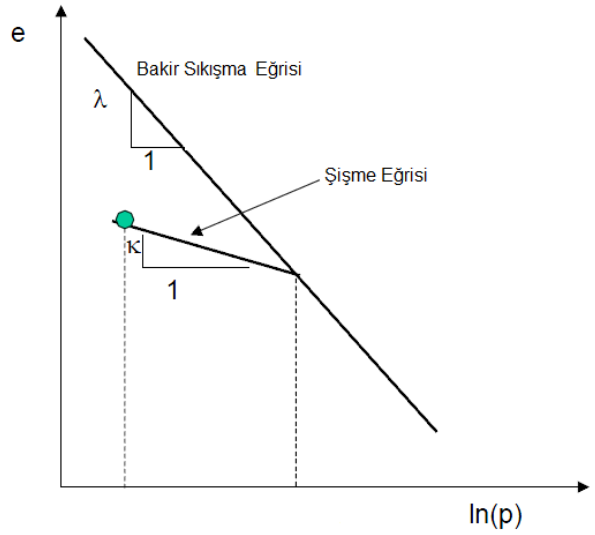
Modifiye Cam Kili (MCC) zemin modeli için standart laboratuvar deneylerinden elde edilen parametrelere ihtiyaç vardır. Bunlar; *(λ)* e-lnp' düzlemi üzerindeki izotropik logaritmik sıkışma indeksi, *(κ)* e-lnp' düzlemi üzerindeki izotropik logaritmik şişme indeksi, *(e_o)* bakir sıkışma eğrisini kesen boşluk oranı, *(M)* q-p' düzlemi üzerindeki kritik durum çizgisi tanjantı, *(G)* kayma modülü ve *(ν_{ur})* boşaltma ve geri yükleme durumundaki Possion oranıdır (Plaxis 2011 2D; Atkinson, 1993).

Modified Cam Kili zemin modeli için boşluk oranı *e* ile efektif ortalama gerilme *p'* arasındaki logaritmik ilişki bakir izotropik sıkışma bağıntı için **(4.1)** ve **(4.2)** 'de verilmiştir.

$$e - e_0 = -\lambda \ln(\frac{p'}{p^0}) \text{ (bakir sıkışma)} \qquad \textbf{(4.1)}$$

$$e - e_0 = -\kappa \ln(\frac{p'}{p^0}) \text{ (boşaltma tekrar yükleme)} \qquad \textbf{(4.2)}$$

Bağıntıda λ parametresi Cam Kili sıkışma indeksini göstermektedir. Şekil 4.2'de görüldüğü gibi e-ln p'diyagramından birincil şıkışma eğrisinden elde edilmektedir. κ parametresi ise Cam Kili şişme indeksini göstermektedir ve e-ln p' diyagramında boşaltma tekrar yükleme eğrisinden elde edilmektedir.

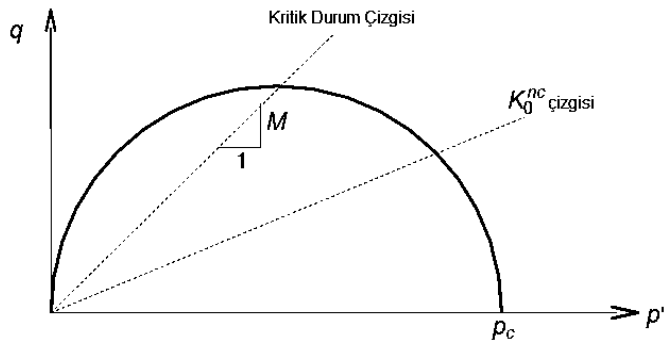


Şekil 4.2: Konsolidasyon karakterinin e - ln (p) diyagramında gösterimi (Das, 2005).

Modifiye Cam Kili'nde akma fonksiyonu aşağıdaki **(4.3)** bağıntı verilmiştir.

$$f = \frac{q^2}{M^2} + p'(p' - p_c) \qquad \textbf{(4.3)}$$

Bağıntıda p_c önkonsolidasyon basıncını ifade etmektedir. Akma yüzeyi (f=0) durumunda *p'-q* düzleminde elips şeklini alır ve akma yüzeyi elastik gerilme durumu sınırlarını oluşturur (Şekil 4.3).



Şekil 4.3: p'-q akma yüzeyinde Modified Cam Clay akma yüzeyi (Plaxis Manual 2D 2011).

p'-q düzleminde elipsi kesen ve kritik durum çizgisi olarak belirtilen doğrunun eğiminden **(4.4)** bağıntısı elde edilir.

$$q = Mp' \tag{4.4}$$

Bağıntıda verilen *M* sabiti kritik durum çizgisinin eğimidir ve sürtünme sabiti olarak bilinmektedir. Akma yüzenin şekline göre değişen M parametresi yanal taoprak baasıncı katsayısı K_0^{nc} etkiler.

4.4 Soft Soil Model (Yumuşak Zemin Modeli)

Brinkgreve ve Vermeer (2002) tarafından geliştirilen Soft Soil model, Modifiye Cam Kili modeline çok benzemekle birlikte akma fonksiyonu ve başlık daha farklı modellenmektedir. Bu model özellikle birincil sıkışma durumu altındaki normal konsolide ve yüksek sıkışabilirliğe sahip yumuşak zeminlerde kullanılan bir zemin bünye modelidir. Soft Soil model genel olarak gerilmeye bağlı logaritmik olarak rijitlik değişiminin dikkate alınması, birincil yükleme boşaltma tekrar yükleme arası farkın ve ön konsolidasyon basıncının göz önüne alınması, zemin göçme anında Mohr Coulomb kırılma hipotezinin geçerli olması gibi özelliklere sahiptir. (Plaxis 2011 2D Material Models Manual).

Soft Soil modelde kullanılan malzeme parametreleri; (λ^*) modifiye sıkışma indeksi, (κ^*) modifiye şişme indeksi, (c) kohezyon, (ϕ) içsel sürtünme açısı, (Ψ) dilatasyon açısı, (ν_{ur}) boşaltma ve geri yükleme durumundaki possion oranı ve (K_o^{nc}) normal konsolide killer için yanal toprak basıncı katsayısıdır.

Soft Soil model için hacimsel defermasyon ε_v ile ortalama efektif gerilme p' arasındaki ilişki **(4.5)**'te verilmiştir.

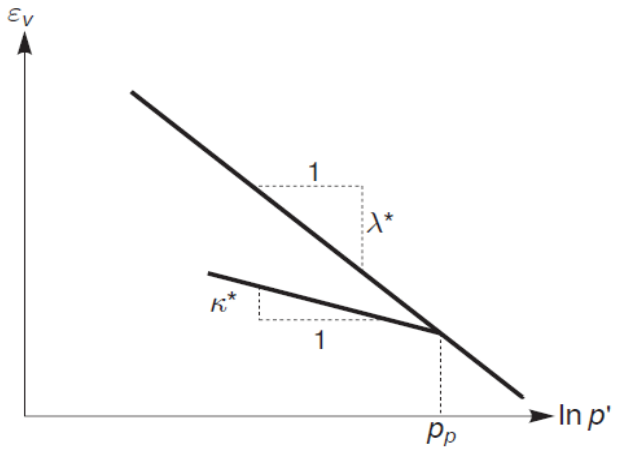
$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^{\,0} = -\lambda^* \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \text{ (bakir sıkışma)} \tag{4.5}$$

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^{\,0} = -\lambda^* \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \text{ (boşaltma-tekrar yükleme)} \tag{4.6}$$

Burada Şekil 4.4'te görüldüğü gibi λ^* birinci sıkışma eğrisinden elde edilen modifiye sıkışma indeksini vermektedir. Boşaltma tekrar yükleme durumunda denklem **(4.6)** ise modifiye sıkışma indeksi yerine κ^* modifiye şişme indeksi kullanılmaktadır.

Hacimsel elastisite modülü denklem **(4.7)**'de verilmiştir.

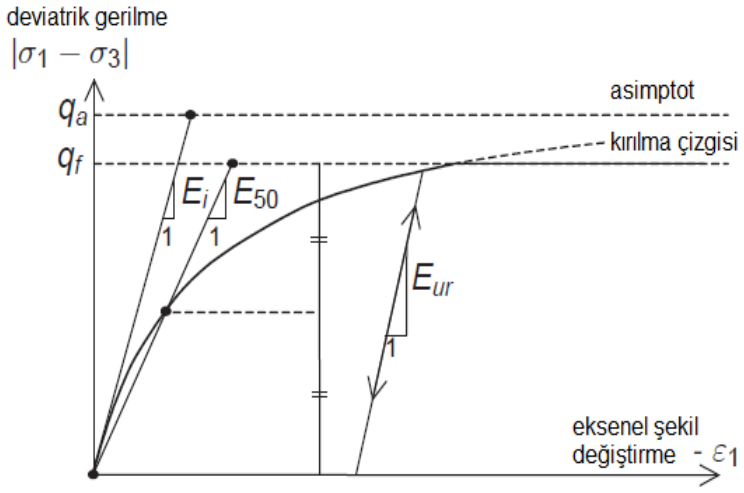
$$K_{ur} \equiv \frac{E_{ur}}{3(1-2\nu_{ur})} = \frac{p'}{\kappa^*} \qquad \textbf{(4.7)}$$



Şekil 4.4: Hacimsel birim şekil değiştirme-ortalama efektif gerilme logartitmik ilişkisi (Plaxis Manual 2D 2011).

4.5 Hardening Soil Model (Pekleşen Zemin Modeli)

Hardening Soil model, zemine ait gerilme şekil değiştirme ilişkisini yaklaşık hiperbolik şekilde tanımlayan ve farklı tipteki yumuşak ve sert zeminler için Duncan ve Chang (1970) tarafından geliştirilmiş doğrusal olmayan elastik bünye modelinin yeni bir uyarlamasıdır (Schanz vd, 1999). Özellikle gerilmeye bağlı rijitlik artışı, üç farklı rijitlik parametresi ile yükleme-boşaltma ve elastik-plastik ayrımının göz önüne alınması, bu bünye modelinin zemin gerilme-şekil değiştirme davranışını gerçeğe daha yakın modelleyebilmesini sağlamaktadır.



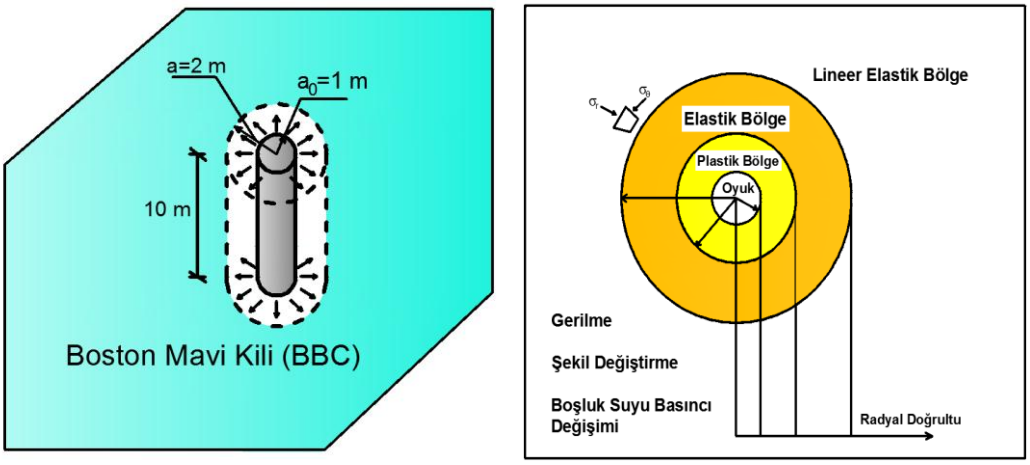
Şekil 4.5 : Hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilşkisi (Plaxis Manual 2D 2011).

Hardening Soil model için kullanılan malzeme parametreleri *(c)* kohezyon, *(ϕ)* içsel sürtünme acısı, *(v)* possion oranı, *(Ψ)* dilatasyon açısı gibi plastik parametreler yanında *(E_{50})* üç eksenli yükleme modülü, *(E_{ur})* üç eksenli parametreleridir (Şekil 4.5). Bunların yanında hiperbolik bağıntıdan gelen üstel parametre *(m)*, referans gerilme *(p_{ref})* ve nihai gerilme oranı *(R_f)* parametreleri kullanılmaktadır.

Modelin temel özellikleri arasında gerilmeye bağlı rijitlik değişimini (*m* giriş parametresi), birincil deviatorik yüklemede plastik deformasyonlar (E_{50} giriş parametresi), birincil sıkışmaya bağlı plastik deformasyonlar (E_{oed} giriş parametresi) elastik boşaltma/yükleme (E_{ur}) ve göçme anında Mohr Coulomb hipotezinin geçerli olması gibi durumlar sayılabilir.

5. SAYISAL MODELLEME

Bu tez kapsamında oyuk genişlemesi probleminin incelenmesi için drenajsız koşullar altında killi bir zemin içerisinde 1m'lik ilk yarıçapa ve 10 m'lik derinliğe sahip sürekli bir ortam içerisindeki silindirik bir oyuk ele alınmış ve oyuk yarıçapının iki katına çıkartılarak oyuğun genişletilmesi suretiyle oyuk çevresinde meydana gelen gerilme, şekil değiştirme ve boşluk suyu basıncın değişimi sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak geliştirilen sayısal modellemeler ile araştırılmıştır (Şekil 5.1).



Şekil 5.1: Oyuk genişlemesi problemi geometrisi ve tanımı.

Oyuk genişlemesi sonucu oyuk çevresinde meydana gelen radyal efektif gerilme $(\sigma_r^{'})$, teğetsel gerilme $(\sigma_\theta^{'})$ ve düşey gerilme $(\sigma_v^{'})$ ile boşluk suyu basıncı değişiminin araştırılması ayrıca aşırı konsolidasyon oranına bağlı boşluk suyu basıncı değişime bakılması ve oyuk çevresinde meydana gelen kritik bölgelerin (plastik bölge) belirlenmesi için iki boyutlu sayısal modellemeler geliştirilmiştir. Ayrıca oyuk genişlemesi problemleri ile yapılan analitik çalışmalarda sonuca etki eden en büyük etmenin, zemine ait gerilme ve şekil değiştirme ilişkinin olduğu görüldüğü için bu çalışma kapsamı altında zemine ait farklı gerilme ve şekil değiştirme ilişkilerini içeren MCC, SS ve HS gibi malzeme bünye modülleri de kullanılarak sayısal analiz sonuçlarıyla karşılaştırılması amaçlanmıştır. Bu amaçlar doğrultusunda

gerçekleştirilen iki boyutlu sayısal modellemeler için sonlu elemanlar yönteminin temelini oluşturduğu Plaxis 2D Sonlu Elemanlar Programı kullanılmıştır.

5.1 Plaxis Sonlu Elemanlar Programı

Kazı şevleri, toprak ve kaya dolguları, derin temel ve destek sistemleri gibi yeraltı yapılarının stabilite analizleri geoteknik mühendisliğinin en önemli disiplinlerinden birisidir. Ancak bu problemlerin stabilite tahkikleri için gerekli olan deneysel modellerin oluşturulması hem zaman açısından hem de maddi gerekçelerden ötürü oldukça zor olması dolayısıyla sadece yüksek maliyetli ve yüksek riskli projeler için deneysel modeller tercih edilmektedir. Normal projelerde yapılacak gerekli analizler içinse geleneksel olarak basit yöntemler ya da ampirik yaklaşımlar kullanılmıştır. Bu yöntemlerin birçoğu genel katagori içerisinde limit denge yöntemlerinin bir parçası içerisinde yer almaktadır. Ancak ele alınan bu yaklaşımlarda zeminler lineer elastik homojen ve izotropik olarak kabul edildiği için elde edilen sonuçlar gerçek değerlerinden uzaklaşmaktadır. Son yıllarda özellikle bilgisayar teknolojisinin gelişimine de paralel olarak geoteknik problemlerinde daha gerçekçi çözümler gerçekleştirebilmek için sayısal yöntemlere başvurulmaya başlanmıştır. Bir geoteknik mühendisliği probleminin çözümü için pek çok farklı yöntem bulunmasına rağmen, sayısal yöntemler özellikle eş zamanlı kısmı diferansiyel denklemlerin çözüme dâhil olması sebebiyle tercih edilmektedir. Zeminler özünde lineer olmayan, elasto-viskoplastik, anizotropik üç fazlı malzemeler olduğu için kısmi diferansiyel denklemlerin direkt çözümü neredeyse imkânsızdır. Bundan ötürü yinelenen sayısal yaklaşımlar kullanılmaktadır. Ana hatları ile beş farklı sayısal yöntemler metodu bulunmasına rağmen içlerinde en efektif ve en sistematik olan sonlu elemanlar yöntemi, geoteknik mühendisliği problemlerinde oldukça sık tercih edilmektedir.

Sonlu elemanlar yöntemi, matematiksel ifadelerle tanımlanan sürekli sistemlerin genel çözüm yöntemidir (Zeinkiewics, 1977) ve diğer sayısal yöntemlerden ayıran en önemli özelliği ise ele alınan bölgenin eleman adı verilen alt bölgelere ayrılması ve elemanların “node” adı verilen düğüm noktaları ile ilişkilendirilerek çözüm bölgesi sonlu elemanlar ağına dönüştürülmesidir. Sonlu elemanlar yönteminin bu özelliği sayesinde karışık geometriye ve farklı malzemelere sahip bölgelerin doğru bir şekilde modellenmesine izin verilmekte ve bir eleman için yazılan denklemler tüm

sisteme uyarlanmakta ve böylece sürekli bir ortam için ele alınan kısmı diferansiyel denklem lineer denklem takımına indirgenerek çözülmektedir.

Geoteknik mühendisliğinde en önemli malzeme olan zeminin fiziksel ve mekaniksel özelliklerinin belirlenmesi yapılan deneysel ölçümlere dayandığı için ölçümlerin yapıldığı yer ya da alınan numuneden, ölçüm teknik ve aletlerinden ve izlenen metotlardan zeminin mekanik özellikleri oldukça etkilenmektedir. Bundan dolayı bünye modülleri geoteknik sonlu elemanlar programında oldukça önemli bir konuma sahiptir. Zeminin doğası gereği üç fazlı (zemin-su-hava) olması gerçekçi bir bünye modellemesi yapılmasını çok zorlu bir hale getirmektedir. Zemin içerisinde verilen bir noktadaki kayma mukavemetinin o noktadaki efektif gerilmelere bağlı olmasından dolayı da, zeminin gösterdiği gerilme şekil değiştirme davranışı oldukça lineer olmayan bir hal almaktadır. Geoteknik sonlu elemanlar analizlerinde ise bu durumlar göz önüne alınarak aşağıdaki özellikler geliştirilmiştir.

- Malzeme modellerin, drenajsız (kısa süreli davranış), drenajlı (uzun süreli davranış) ve hepsinden önemlisi bütünleşik konsolidasyon analizini (coupled consolidation analysis) içermesi ve lineer olmayan gerilme şekil değiştirme davranışını göstebilme kabiliyetine sahip olması.
- Var olan arazi gerilmelerini belirleyebilme.
- Analizler sırasında inşaa ve kazı gibi modellemeler için elemanların eklenebilmesi veya çıkarılabilmesi.

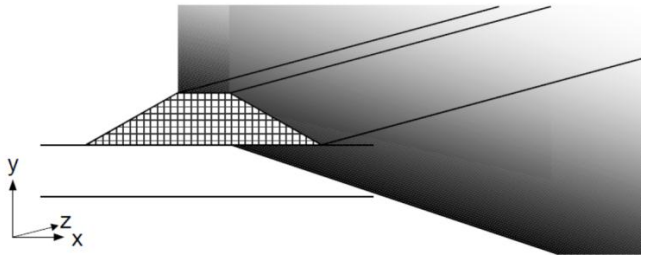
Sonlu elemanlar yöntemi geoteknik mühendisliği problemlerinde göstermiş olduğu bu gibi gerçeğe yakın yaklaşımları nedeniyle tercih sebebi olmuş ve mühendislik uygulamalarında sonlu elemanlar yönteminin temelini teşkil ettiği birçok paket programlar geliştirilmiştir.

Bu çalışma kapsamında da sayısal modellemelerin gerçekleştirilmesi için geoteknik mühendisliğinde iki boyutlu stabilitenin ve deformasyonların analizleri için oldukça sık tercih edilen ve sonlu elemanlar yönteminin temelini teşkil ettiği PLAXIS 2-D 2011 (Brinkgreve vd.) sonlu elemanlar paket programı kullanılmıştır.

Üç boyutlu sonlu elemanlar analizleri sıklıkla yapısal çözümlemelerde ve mekanik uygulamalarda kullanıldığı için geoteknik uygulamalarında kullanımı oldukça nadirdir. Geoteknik problemlerin büyük çoğunluğunda düzlem şekil değiştirme veya eksenel simetrik idealizasyonlarının kabul edilmesi, problem çözümlerin

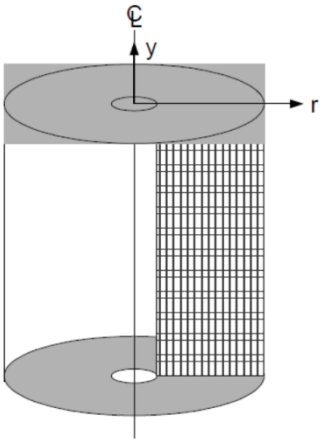
doğruluğunda önemli bir kayba neden olmadığı düşünülmektedir. Plaxis sonlu elemanlar programında da problem tipine göre düzlem şekil değiştirme veya eksenel simetrik geometri koşulları dikkate alınabilmektedir.

Düzlem şekil değiştirme problemlerin en önemli karakteristlik özelliği bir boyutun (z ekseni) diğer iki boyutundan oldukça büyük olması durumudur (Şekil 5.2). Bu durumda z ekseni doğrultusundaki birim şekil değiştirmeler sıfır kabul edilebilmektedir. Sonuç olarak şekil değiştirmeler sadece x-y düzleminde çözülmekte ve problem bir düzlem şekil değiştirme problemine indirgenebilmektedir.



Şekil 5.2 : Bir düzlem şekil değiştirme problemi (IGE, ETH Zurich).

Eksenel simetrik idealizasyonda ise hem yapı hem de yükleme durumu düşey merkez ekseni etrafında çepeçevre simetrik özelliği göstermektedir (Şekil 5.3). Sonuç olarak çevresel şekil değiştirmeler çözümde gözardı edilerek problem düşey radyal düzlemde bir iki boyutlu probleme indirgenebilmektedir. Burada dikkat edilmesi gereken husus problem eksenel simetrik olarak çözüldüğünde hem yapının hem de yükleme durumunun merkezi düşey ekseni etrafında simetrik olmasıdır. Yapı ya da yüklemeden birinin radyal simetrik olmaması durumda problemin artık üç boyutlu bir problem olarak ele alınması gerekir. En tipik eksenel simetrik geoteknik problemleri kazık yükleme problemleri ve daire kesitli düşey kazı problemleridir.



Şekil 5.3 : Bir eksenel simetrik problem (IGE, ETH Zurich).

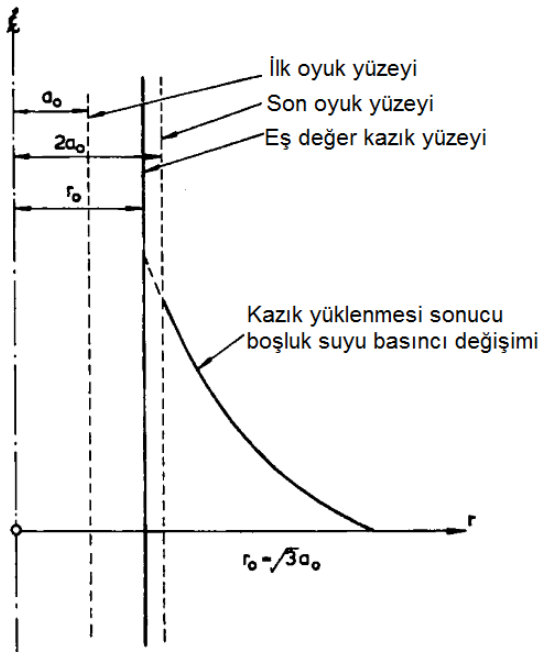
Plaxis programında ayrıca sonlu elemanlar ağı oluşturulurken zemin ortamı iki boyutlu üçgen elemanlara ayrılmıştır. Programda 6 ve 15 düğüm noktalı iki farklı üçgen eleman bulunmaktadır. Genel olarak daha hassas çözümler için 15 düğüm noktalı üçgen elemanlar problemlerde seçilmektedir.

5.2 Ön Çalışmalar

5.2.1 Carter vd., 1979 ve Randolph vd., 1979a-1979b çözümlerine bakış

Tez çalışması kapsamında ele alınan oyuk genişlemesi problemi, Carter vd., 1979 ve Randolph vd., 1979a tarafından ele alınan problemlere büyük benzerlik göstermektedir. Randolph vd., 1979a tarafından yapılan çalışmada bir çeşit oyuk genişlemesi problemi olan çakma kazıkların zemine yüklenme aşaması ele alınmış ve kazığın zemine sokulma anında kazık çevresinde meydana gelen gerilme, şekil değiştirme ve boşluk suyu basıncı değişimleri araştırılmıştır. Yapılan numerik analizler sonucunda kazık çevresinde oluşan maksimum radyal gerilme kullanılarak çakma kazıkların gövde kapasitelerinin tahmin edilebilmesi amaçlanmıştır. Ayrıca bu metotla kazık çevresindeki zemin mukavemetin ve su muhtevası değişimlerinin de tahmin edilebilmesi sağlanmıştır.

Modelleme gerçekleştirilirken yazarlar tarafından kazıkların yüklenilmesi esnasında başlangıçta zemin ilk durumunda oyuk olmamasına rağmen (ilk yarıçap sıfır), numerik hesaplamalar sonucu sonsuz çevresel şekil değiştirmelerin çıkmasını engellemek için oyuk ilk yarıçapının a_0 olduğu kabul edilerek, yarıçapın $2a_0$ genişletilmesi yoluyla kazık yüklenmesi modellenmiştir. Modelleme neticesinde bulunan sonuçlar, gerçeğe uygun olması için r_0 kazık yarıçapına dönüştürülmüştür (Şekil 5.4). Her iki durumda da zemin de meydana gelen deformasyonların sabit olduğu kabul edilerek $r_0 = \sqrt{3}a_0$ ilişkisi kabul edilmiştir. Bu şekilde araştırmacılar tarafından hem ilk etapta zeminde hiç boşluk olmama durumuna göre oyuk açılması sonucu oyuk çevresinde meydana gelen gerilme değişimleri bulunarak, hem de zemin içerisinde daha önceden var olan bir oyuğun genişletilmesi sonucu oyuk çevresinde meydana gelen gerilme değişimi bunularak iki durum içinde çözüm imkanı sağlanmıştır.



Şekil 5.4 : Kazık yüklemesinin oyuk genişlemesi problemi olarak modellenmesi (Carter vd. 1979).

Randolph vd. (1979a) tarafından yapılan çalışmada problemin geometrisi düzlem gerilme şekil değiştirme olarak kabul edilmiş ve belirlenerek drenajsız yükleme koşulları altında silindirik oyuğun yarıçapı iki katına çıkartılarak sayısal analizler yapılmıştır. Analizler sırasında Boston Mavi Kili parametreleriyle belirlenen MCC bünye modeli kullanılmıştır. Ayrıca analizlerde düşey radyal düzlemde oluşacak kayma gerilmeleri ihmal edilerek düşey doğrultudaki oyuk genişlemesinden ötürü oluşan zemin hareketleri ihmal edilmiştir.

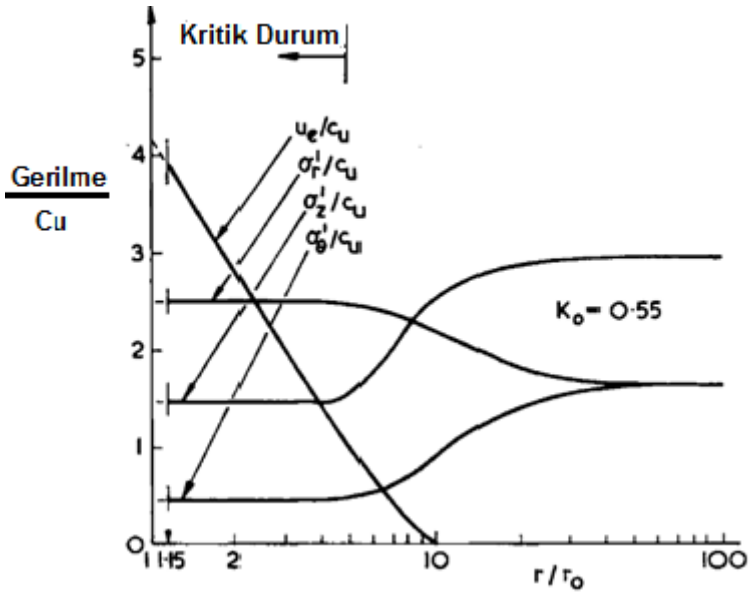
Randolph vd. (1979a) tarafından gerçekleştirilen çalışmada ayrıca zeminin tek fazlı (katı) olduğu kabul edilerek, efektif gerilme parametreleri kullanılarak yapılan gerilme şekil değiştirme analizlerinden elde edilen gerilmeler, Randolph ve Wroth (1979) boşluk basıncı formülü **(5.1)** ve **(5.2)** eşitliği yardımıyla boşluk suyu basıncı artışına dönüştürülmüştür.

$$u_e = 2c_u \ln(R/r), \qquad r_0 \le r \le R \tag{5.1}$$

$$R^2 = (G/c_u)\, r_0^{\,2} \tag{5.2}$$

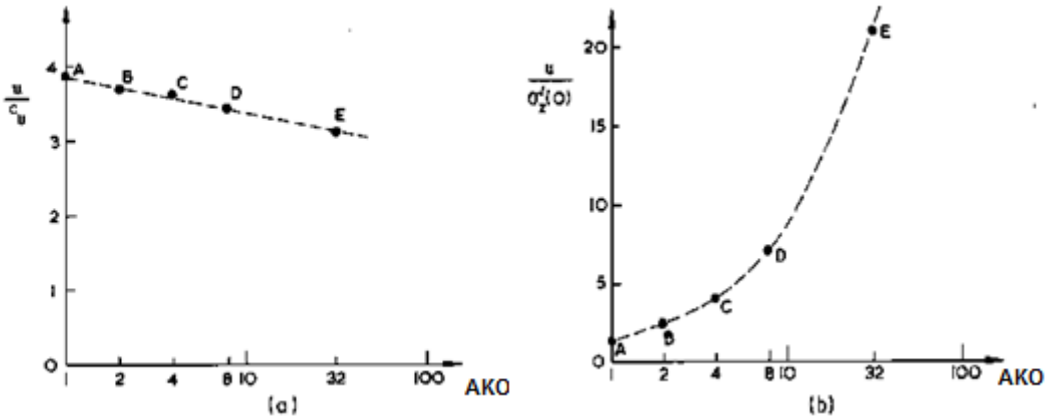
Kazık yüklemesi sonucunda kazık çevresinde meydana gelen gerilme ve boşluk suyu değişimlerinin araştırması amacıyla ilk olarak Carter vd. (1979) tarafından daha sonra da Randolph vd. (1979a) tarafından gerçekleştirilen sayısal analizlerde oyuk genişlemesi süresince oyuk çevresindeki gerilme hallerinde büyük değişiklikler

olduğu ancak bu değişikliklerin radyal doğrultudaki ilerlemelerle azaldığı görülmüştür (Şekil 5.5).



Şekil 5.5 : Kazık yüklemesi hemen sonrası zemin çevresindeki gerilme dağılımı (AKO=1, Ko=0.55)- Carter vd. (1979).

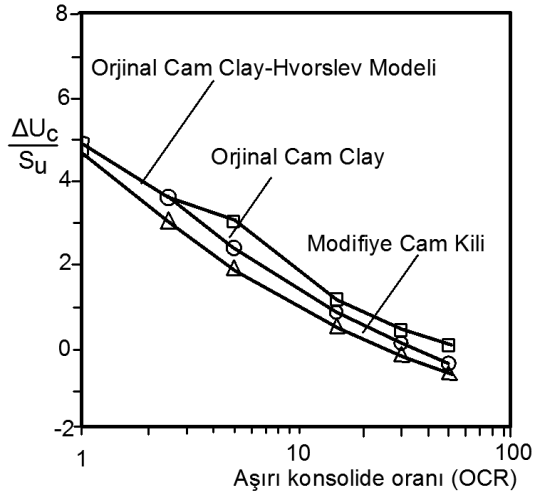
Ayrıca Randolph vd. (1979a) tarafından yapılan çalışmalar sonucunda boşluk suyu basıncı aşırı konsolidasyon oranı ilişkisi elde edilmiş ve şekil 5.6'da gösterilmiştir. Yazarlar tarafından elde edilen sonuca ilişkin, kazığın çakılması esnasında oluşan ve drenajsız kayma mukavemeti ile normalize edilen artık boşluk suyu basıncının neredeyse zeminin gerilme tarihçesinden yani OCR değerinden bağımsız olduğu yorumu yapılmıştır.



Şekil 5.6 : Kazık yüzü yanındaki artık boşluk suyu basıncı- Randolph vd. (1979a).

Ancak özellikle Coop ve Wroth (1989) ve Bond ve Jardine (1991) tarafından arazide gerçekleştirilen model kazık testi üzerinde yapılan ölçümler neticesinde bulunan

sonuçların Randolph vd. (1979a) tarafından bulunan sonuçları desteklemediği görülmüştür. Ayrıca yüksek dereceli aşırı konsolide killer için kazık gövdesinin hemen yakınında ölçülen artık boşluk suyu basınçlarının negatif değerde alabileceği ama genel olarak Randolph vd. (1979a) tarafından yapılan tahminlerden oldukça düşük olacağı belirtilmiştir. Collins ve Yu (1996) tarafından daha gerçekçi kritik durum modelleri kullanılarak kazık çakılması sırasında oluşan artık boşluk suyu basınçlarının tahminini Randolph vd. (1979a) çalışmalarından daha gerçekçi sonuçlar vermiş ve özellikle arazi ölçümleri ile uygunluk sağladığı görülmüştür. Bord ve Jardine (1991) tarafından yapılan çalışmada, Randolph vd. (1979a) ve Wroth vd. (1979) tarafından yapılan çalışmalarındaki oyuk genişleme teorisine ait nümerik analizler kullanılmış ve aşırı konsolide London kiline ait normalize edilmiş artık boşluk suyu basıncının aralığı 3.1 ile 3.6 olarak bulunmuş ancak kazık deneyi üzerinde yapılan ölçümler neticesinde negatif boşluk suyu basınçlarının oluştuğu görülmüştür (Şekil 5.7).



Şekil 5.7 : Oyuk duvarındaki artık boşluk suyu basıncı - OCR değişimi (Collins ve Yu 1996).

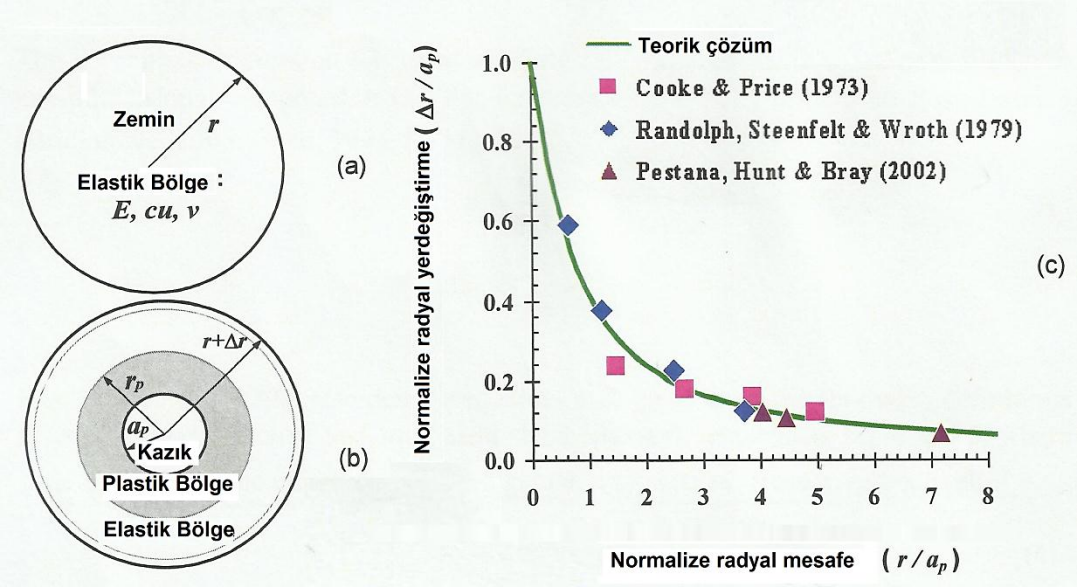
Randolph vd. (1979a) tarafından yapılan oyuk genişlemesi teorisi kullanılarak gerçekleştirilen nümerik analizler her ne kadar aşırı konsolide killer için uygun olmayan sonuçlar ortaya koymasına rağmen, normal konsolide ve az aşırı konsolide killer için yapılan tahminlerde oldukça iyi sonuçlar vermiştir (Yu, 2000).

Randolph vd., 1979b tarafından gerçekleştirilen çalışmanın bir bölümünde ise oyuk genişlemesi problemi tekrar ele alınarak, oyuk genişlemesi sonucu oyuk çevresinde meydana gelen şekil değiştirmeler incelenmiştir.

Düzlem gerilme şekil değiştirme koşullarının temelini oluşturduğu drenajsız düşey silindirik oyuk genişlemesi problem modelin de zemin içerisine oyuğun yerleştirilmesi (kazık yüklenmesi gibi) durumunda zeminin radyal doğrultuda dışa doğru yerdeğiştirmesi gerekmektedir (Randolph vd., 1979b). Ayrıca oyuk genişlemesi sırasında drenaj için yeterli zaman olmadığından, zemin yerdeğiştirmesi sabit hacimde gerçekleşir. Oyuk yarıçapı a_p 'nin (ör. çakma kazık yarıçapı) oluşumu sırasında, ilk yarıçapı r olan zemin elementi ilk hacmi değişmeksizin radyal doğrultuda Δr miktarında hareket etmiştir (şekil 5.8-a,b). Radyal zemin yer değiştirmesi için teorik Δr ifadesi Randolph vd., 1979b çalışmasında denklem **(5.3)** 'teki gibi verilmiştir.

$$\frac{\Delta r}{a_p} = \sqrt{\left\{\left(\frac{r}{a_p}\right)^2 + 1\right\}} - \left(\frac{r}{a_p}\right) \qquad \textbf{(5.3)}$$

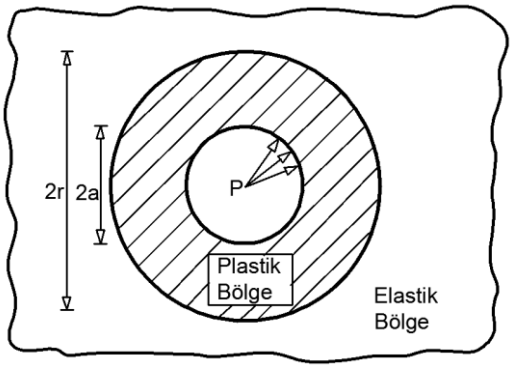
Şekil 5.8-c'de görüldüğü gibi kazığın orta derinliğinde ölçülen radyal zemin yer değiştirmeleri ölçümleri (Cooke ve Price, 1978; Pestana vd., 2002) ile laboratuar model testleri (Randolph vd., 1979a; Randolph vd., 1979b; Steenfelt vd., 1981) ve denklem **(5.3)** ifadesi kullanılarak uygulanan oyuk genişlemesi teorisi çözüm tahminleri birbiri ile çok iyi uyum sağlamıştır.



Şekil 5.8 :a) Oyuk genişlemesi öncesi zemin elementi **b)** Oyuk genişlemesi durumu **c)** Teorik ve ölçüme dayalı radyal doğrultudaki zemin deformasyonları karşılatırılması (Biringen, 2005).

5.2.2 Model geometri ve malzeme özelliklerinin araştırılması

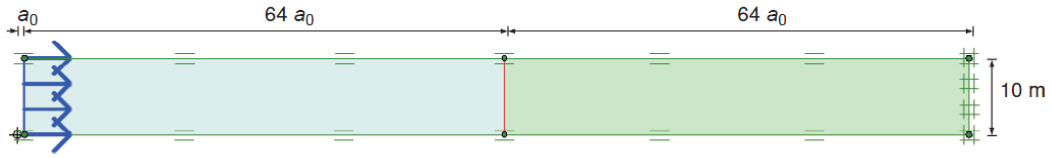
Bu tez çalışması kapsamında zemin içerisinde daha önceden var olan bir oyuğun genişlemesi sonucu oyuk çevresinde meydana gelen gerilme, şekil değiştirme ve boşluk suyu basıncı değişiminin incelenmesi için oluşturulacak sayısal modellemenin gerçeğe uygunluğunun gösterilmesi için ilk olarak Plaxis Validation (2011) tarafından önerilen sayısal modelleme kullanılmıştır. Daha sonra Sageseta (1984) tarafından yapılan teorik çalışmalarden elde edilen analitik sonuçlar ile karşılaştırmıştır. Sagaseta (1984) tarafından hem büyük hem de küçük yerdeğiştirmeler için elastik mükemmel kohezyonlu zemin içerisinde silindirik bir oyuğun genişlemesi üzerine teorik bir çözüm geliştirilmiş ve oyuk iç basıncı ile radyal yer değiştirme arasında ilişki verilmiştir.



Şekil 5.9 : Silindirik oyuk genişlemesi.

Sageseta (1984) tarafından ele alınan problemde ilk yarıçapı a_0 olan bir silindirik oyuk yarıçapı a olana kadar p iç basıncı ile genişletilmiştir (Şekil 5.9). Elastik plastik sınır bölgesinin yarıçapı r ile gösterilmiş ve zemin sıkışamaz kabul ederek içsel sürtünme açısı sıfır alnmıştır.

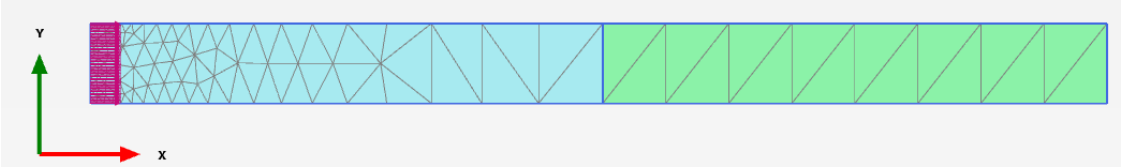
Plaxis Validation tarafından önerilen sayısal modellemede ilk olarak silindirik bir oyuk ele alındığı için aksisimetri idelizasyonu yapılmış ve zemin ortamı daha hassas bir çözüm elde etmek amacıyla 15 düğüm noktalı üçgen eleman olarak modellenmiştir. Ele alınan problemin geometrisi ve model özellikleri Plaxis Validation (2011) tarafından şekil 5.10'da verilmiştir.



Şekil 5.10 : Silindirik oyuk genişlemesi modelleme geometrisi.

Burada zemin içerisindeki oyuğun ilk yarıçapı a_0 değeri 1.0 m'dir. Oyuk derinliği ise 10 m olarak alınmıştır. 1.0 m'lik ilk oyuk yarıçapı 4.0 m'ye ön yerdeğiştirme ile çıkartılarak küçük ve büyük yerdeğiştirme çözümleri için oyuk iç basıncı araştırılmıştır. Modelleme sırasında sınır etkisini minimize etmek için oyuk çevresindeki zemin radyal doğrultuda 64 m'lik iki bölgeden oluşturulmuştur. Sınır şartları ise şekilde görüldüğü gibi problemin üst ve alt sınırlardan düşey hareketi engellenerek sadece ön yerdeğiştirme doğrultusunda hareket etmesine izin verilmiştir.

Plaxis tarafından bu çalışma için sonlu elemanlar ağı "orta" sıkılıkta modellenmesi önerilmiş ancak ön yerdeğiştirmenin verildiği noktaların büyüklük faktörleri (local element size factor) 0.2 alınmıştır. Diğer noktaların ise büyüklük faktörleri 2.0 olarak oluşturulmuştur (Şekil 5.11).



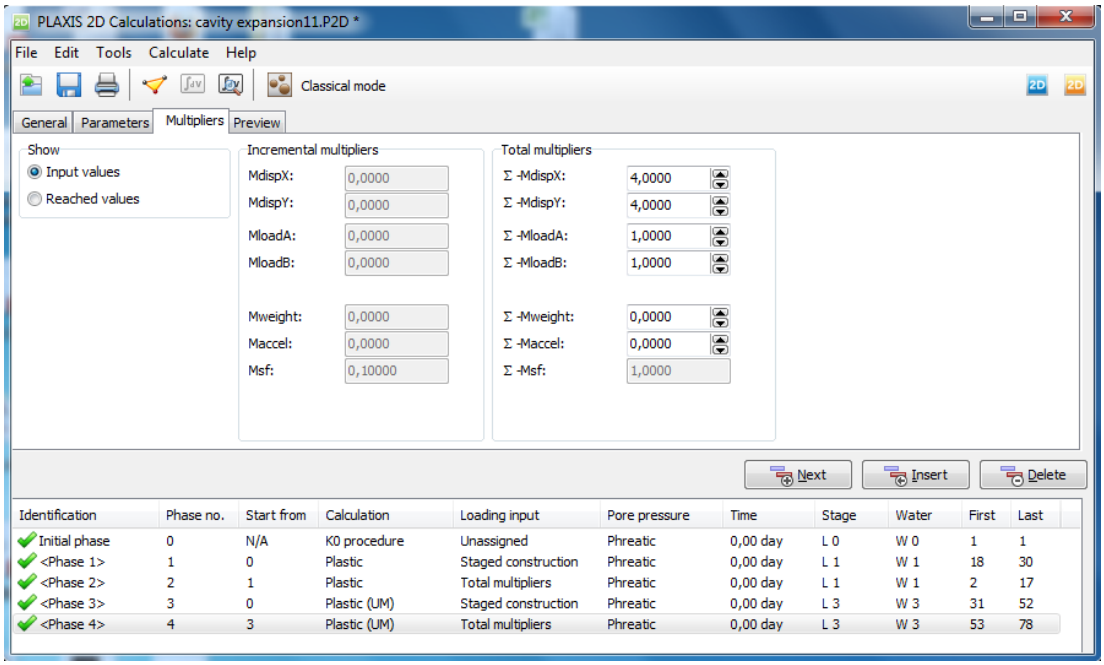
Şekil 5.11 : Oyuk genişlemesi problemi sonlu elemanlar ağı.

Sayısal modelleme de ilk 64 m'lik bölge için elasto-plastik zemin davranışı göz önüne alınırken, ikinci 64 m'lik bölge için ise teorik çözümlerin sonsuz sürekli ortam mekaniğine dayandığı için düzeltme malzeme tabakası eklenmiştir. Bu bölgede lineer elastik zemin davranışı göz önüne alınmıştır. Bu yaklaşım ilk olarak Burd ve Houlsby (1990) tarafından önerilmiş olup oyuk genişleme problemlerinin sayısal analizlerinde gerçekçi sonuçlar vermektedir. Birinci ve ikinci tabaka için seçilen malzeme özellikleri **Çizelge 5.1**'de verilmiştir. Mohr- Coluomb malzeme modeli için Plaxis programında drenaj koşulu, drenajsız koşul parametreleri kullanılarak drenajsız toplam gerilme analizinin yapıldığı "Undrained C" seçeneği seçilmiştir.

Çizelge 5.1: Seçilen malzeme parametreleri

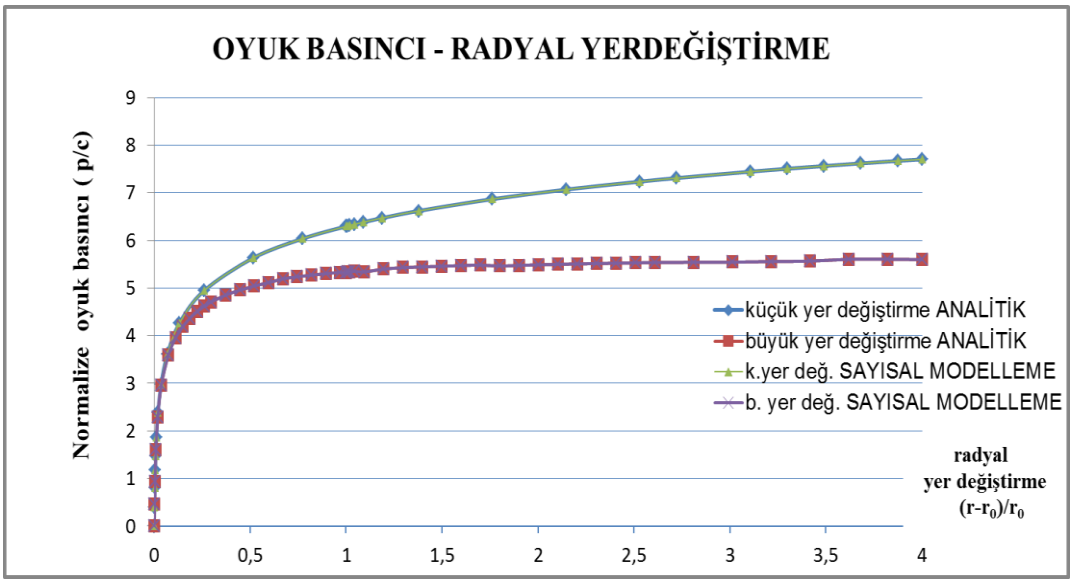
	Malzeme modelleri	Elastisite modülü E (kN/m^2)	İlk durum boşluk oranı e_o	Kohezyon c (kN/m^2)	Possion Oranı ν	Birim hacim ağırlığı γ (kN/m^3)
Zemin	Mohr-Coulomb	250	0.5	1	0.495	18
Elastik Tabaka	Lineer Elastik	125	0.5	-	0.25	18

Hesaplama aşamasında ilk durum için K_o hesap aşaması uygulanarak $\sum Mweight$ ağırlık sıfır olarak alınmıştır. Problem ilk önce küçük yerdeğiştirme (small displacement) yaklaşımı ile daha sonra ise büyük yerdeğiştirme (large displacement) yaklaşımı ile çözülmüştür. İlk aşamada plastik hesap öngörülerek inşaat aşamasında (staged construction) ön yerdeğiştirme aktif hale getirilmiştir. Daha sonraki ikinci aşamada ise plastik hesap öngörülerek ön yerdeğiştirme miktarı 4 katına çıkartılmıştır (Şekil 5.12). Aynı hesaplama adımları büyük yerdeğiştirme yaklaşımı çözümü için de yapılmıştır.



Şekil 5.12 : Problemin hesap aşamasında verilen değerler (Plaxis 2D 2011).

Plaxis 2D 2011 programı kullanılarak gerçekleştirilen analizler sonucunda normalize edilmiş oyuk iç basıncına karşılık normalize edilmiş radyal yer değiştirmelere ait sonuçlar ile Sagaseta (1984) tarafından teorisi geliştirilerek yapılan analitik çözüm sonuçları şekil 5.13'te verilmiştir.



Şekil 5.13 : Oyuk basıncı radyal yerdeğiştime ilişkisi.

Analitik çözümler için aşağıda verilen ifadeler kullanılarak elde edilmiştir.

Küçük yerdeğiştirme (Small Displacement) çözümleri için:

$$r^2 = 2(\frac{G}{c})a_0(a-a_0) \tag{5.4}$$

$$p = \frac{2G(a-a_0)}{a_0} \qquad r < a_0 \tag{5.5}$$

$$p = c - 2c\ln(\frac{a_0}{r}) \qquad r > a_0 \tag{5.6}$$

Büyük yerdeğiştirme (Large Displacement) çözümleri için:

$$r^2 = \frac{1}{\eta_r^{\,2}}(a-a_0^{\,2}) \tag{5.7}$$

$$p = GF(\eta) \quad r < a \tag{5.8}$$

$$p = GF(\eta_r) + 2c\ln(\frac{\eta}{\eta_r}) \qquad r > a \tag{5.9}$$

Burada;

$$\eta^2 = \frac{a-a_0^{\,2}}{a^2},\ \eta_r^{\,2} = 1-\exp(\frac{-c}{G}),\ F(\eta) = \eta^2 + \frac{\eta^4}{4} + \frac{\eta^6}{9} + \ldots \tag{5.10}$$

Verilen ifadelerle yapılan analitik çözümler ile Plaxis 2D 2011 kullanılarak gerçekleştirilen modelleme sonucu bulunan değerler Şekil 5.12'de görüldüğü gibi

çok iyi uyum sağlamıştır. Analitik ve modelleme sonuçlarının birbiriyle uyumlu olmasından dolayı tez çalışmasının devamını teşkil eden oyuk genişlemesi problemi analizlerinde bu modelleme geometrisi ve özellikleri kullanılmıştır.

5.3 Sayısal Modelleme Parametreleri

Tez çalışması kapsamı altında sayısal modelleme için kullanılacak malzeme parametreleri için Randolph vd. (1979a) tarafından Modifiye Cam Kili (MCC) bünye modeli için kullanılan Boston Mavi Kili seçilmiştir. MCC bünye modeli için kullanılan Boston Mavi Kili'ne ait malzeme parametreleri **Çizelge 5.2**'de verilmştir.

Çizelge 5.2 : MCC bünye modeli için Boston Mavi Kili malzeme parametreleri (Randolph vd., 1979a).

AKO	K_0	e_0	λ	κ	G/c_u	G/σ_v	M	c_u/σ_v
1	0.55	1.16	0.15	0.03	74	25	1.2	0.33

Tez çalışması kapsamında ayrıca zemin içerisinde daha önceden var olan silindirik bir oyuğun genişlemesi sonucu oyuk çevresinde meydana gelen gerilme, şekil değiştirme ve boşluk suyu değişimlere, malzeme bünye modellerinin etkisinin de araştırılması için Soft Soil (Yumuşak Zemin) ve Hardening Soil (Pekleşmeli Zemin) bünye modelleri kullanılmıştır.

SS ve HS malzeme bünye modelleri ile yapılan analizlerde kullanılan parametrelerin belirlenmesi için **Çizelge 5.2**'de verilen MCC bünye modeli için Boston Mavi Kili malzeme parametreleri kullanılmıştır. **Çizelge 5.2**'de verilen parametreler ile MCC model de gerilme şekil değişimi hesaplanmış ve bu gerilme-şekil değiştirme ilişkisine karşı gelen malzeme parametreleri, Plaxis 2D 2011 programına ait Zemin Deneyi Modülü (Soil Test Module) yardımı ile SS ve HS zemin modelleri için türetilmiştir.

SS zemin modeli parametrelerinden λ^* ve κ^* parametreleri belirlenirken ayrıca denklem **(5.11)** ve **(5.12)** dan faydalanılmıştır.

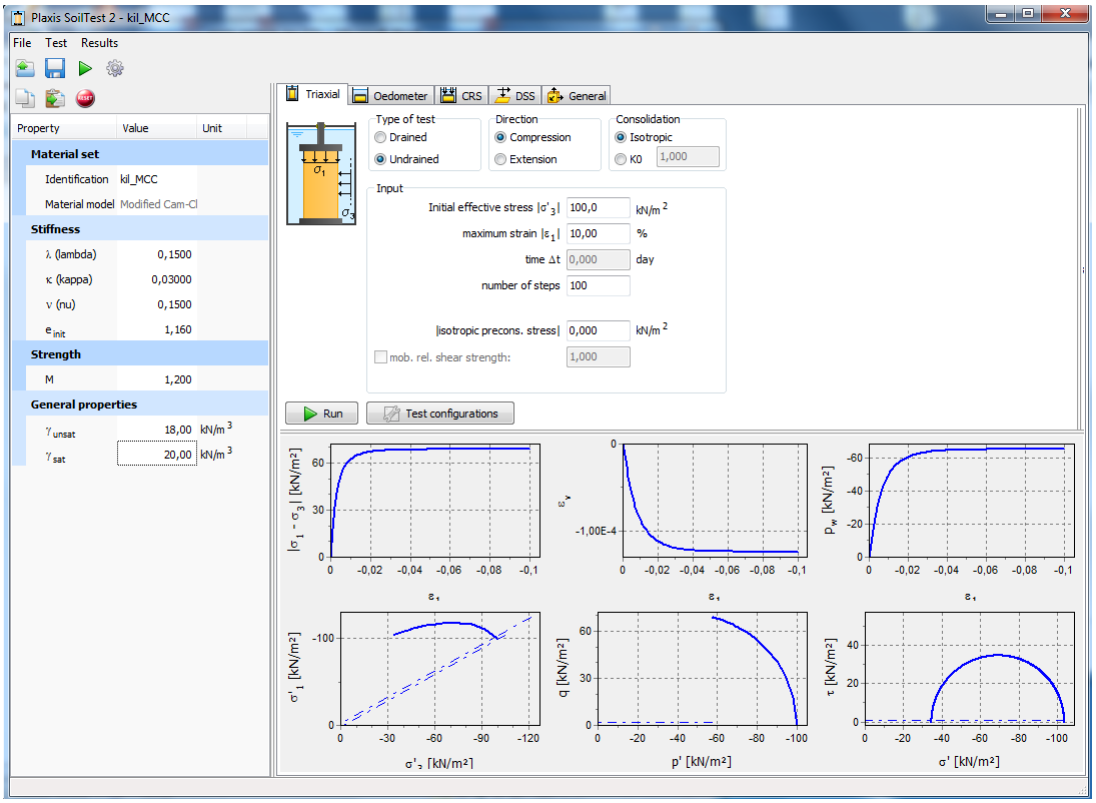
$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e} = \frac{C_c}{2.3(1+e)} \qquad \textbf{(5.11)}$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e} \approx \frac{2C_r}{2.3(1+e)} \qquad \textbf{(5.12)}$$

Possion oranı seçilirken Plaxis programınında önerdiği 0.15 katsayısı alınmıştır. Efektif içsel sürtünme açısı denklem **(5.13)** ilişkisinden yararlanılmıştır (M=1.2). Dilatasyon açısı ihmal edilerek sıfır alınmıştır.

$$M = \frac{6\sin\phi'}{3-\sin\phi'} \qquad \textbf{(5.13)}$$

Plaxis programında gerçekleştirilen Zemin Deneyi Modülünde her üç zemin modeli parametresi için drenajsız koşullarda, 100 kN/m^3 lük çevresel basınç etkisinde ve maximum %10'luk birim şekil değiştirmeye izin verilecek şekilde izotropik konsolidasyon şartlarında uygulanan üç eksenli basınç deneyi uygulanmıştır (Şekil 5.14). Deney modülü sonucunda her üç zemin modeli için birbirine çok yakın gerilme şekil değiştirme, boşluk suyu basıncı şekil değiştirme ve gerilme izi davranışı verecek parametrelerin seçimi amaçlanmıştır. Zemin modül deneyinden elde edilen sonuçlara göre SS ve HS zemin parametreleri belirlenmiştir.



Şekil 5.14 : Boston Mavi Kili için MCC modelde Zemin Deney Modülü (Plaxis-Soil Test Module).

Boston Mavi Kili için bu şekilde türetilen malzeme parametreleri SS model için **Çizelge 5.3**'te, HS model için ise **Çizelge 5.4**'te verilmiştir.

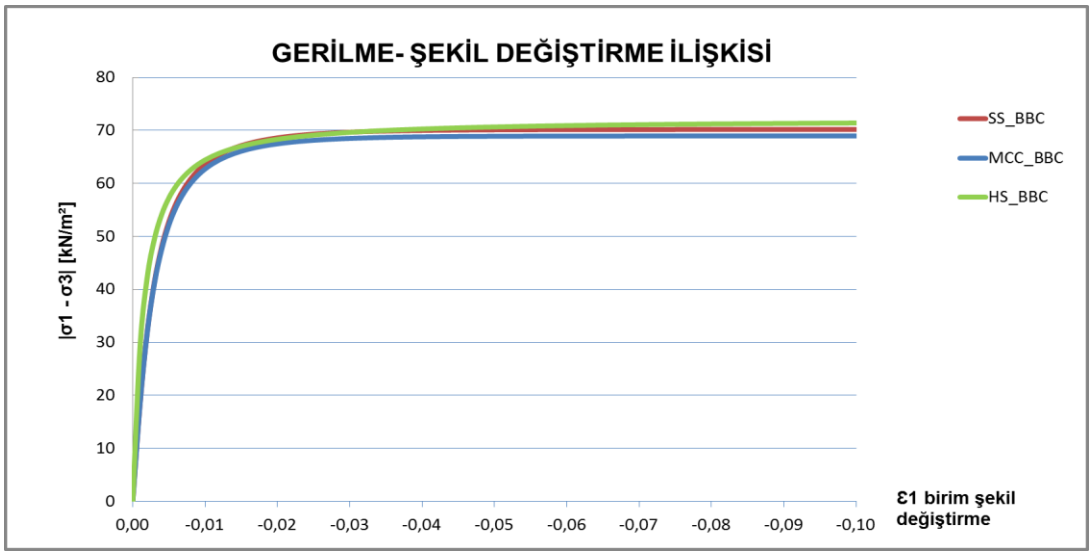
Çizelge 5.3 : SS bünye modeli için Boston Mavi Kili malzeme parametreleri.

AKO	K_0^{nc}	e_0	λ*	κ*	ϕ’	ν'_{ur}	c'	γ'
1	0.6373	1.16	0.0694	0.0139	30^0	0,15	1kPa	$18kN/m^3$

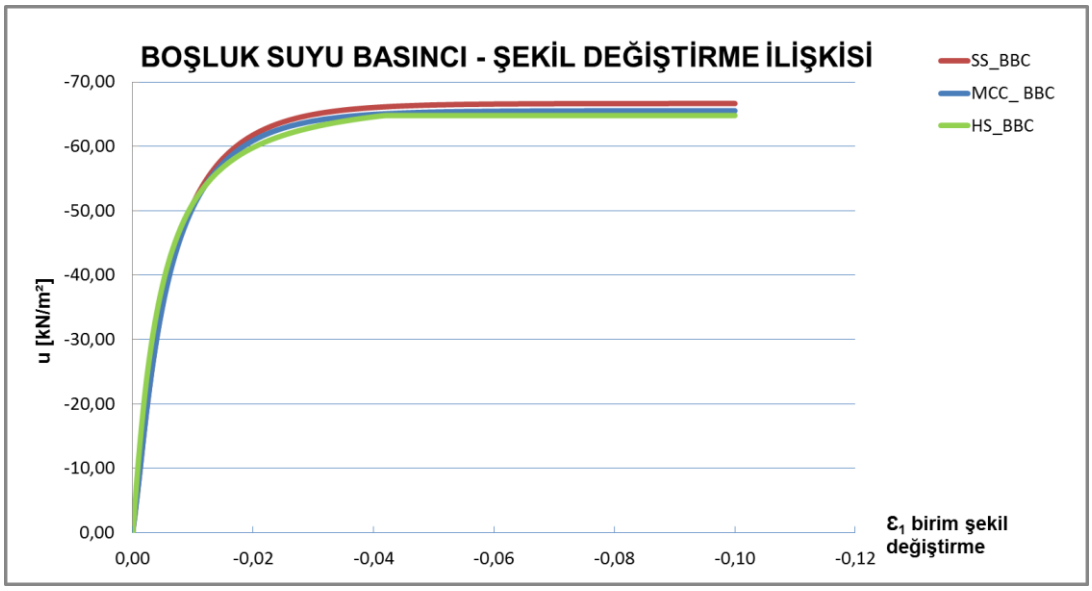
Çizelge 5.4 : HS bünye modeli için Boston Mavi Kili malzeme parametreleri.

AKO	K_0^{nc}	e_0	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	power (m)	c'	ν'_{ur}	R_f
1	0.6373	1.16	3200	2400	45000	0.75	1kPa	0.20	0.9

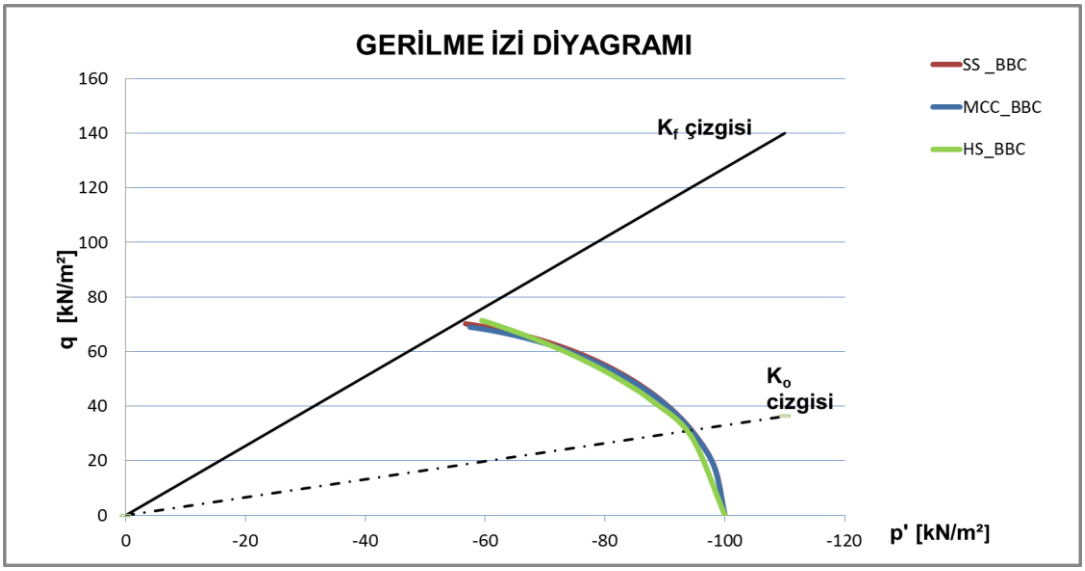
Tüm bünye modellerinden elde edilen gerilme-şekil değiştirme değişiminin karşılaştırılması Şekil 5.15’te, artık boşluk suyu basıncı - düşey gerilme değişiminin karşılaştırılması Şekil 5.16’da, gerilme izlerinin karşılaştırılması ise Şekil 5.17’de verilmiştir. Bu şekilden görüldüğü gibi farklı bünye modelleri ile elde edilen gerilme-şekil değiştirme, boşluk suyu basıncı-düşey şekil değiştirme ve gerilme izleri (deviator gerilme-ortalama normal gerilme) birbirlerine çok yakındır.



Şekil 5.15 : MCC, SS ve HS modellerden elde edilen gerilme şekil değiştirme ilişkisi.



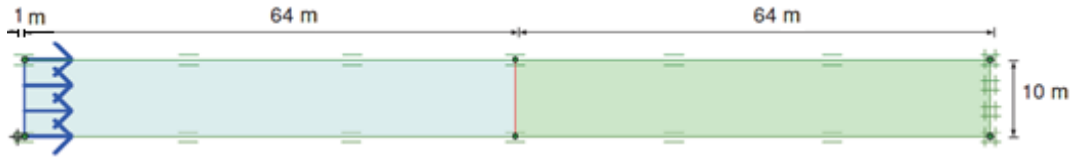
Şekil 5.16 : MCC, SS ve HS modellerden elde edilen boşluk suyu basıncı şekil değiştirme ilişkisi.



Şekil 5.17 : MCC, SS ve HS modellerden elde edilen gerilme izi diyagramı.

5.4 Hesap Aşaması

Çalışmanın ilk kısmında 1m'lik ilk yarıçapa ve 10 m'lik uzunluğa sahip oyuğun çapının iki katına çıkartılarak oyuğun drenajsız olarak genişletilmesi üzere ön çalışmada ele alınan model üzerine çalışmalar yapılmıştır. Plaxis Validation 2011 tarafından da oyuk genişlemesi problemleri için önerilen model Şekil 5.18'de ki gibi ele alınan probleme uyarlanmıştır.



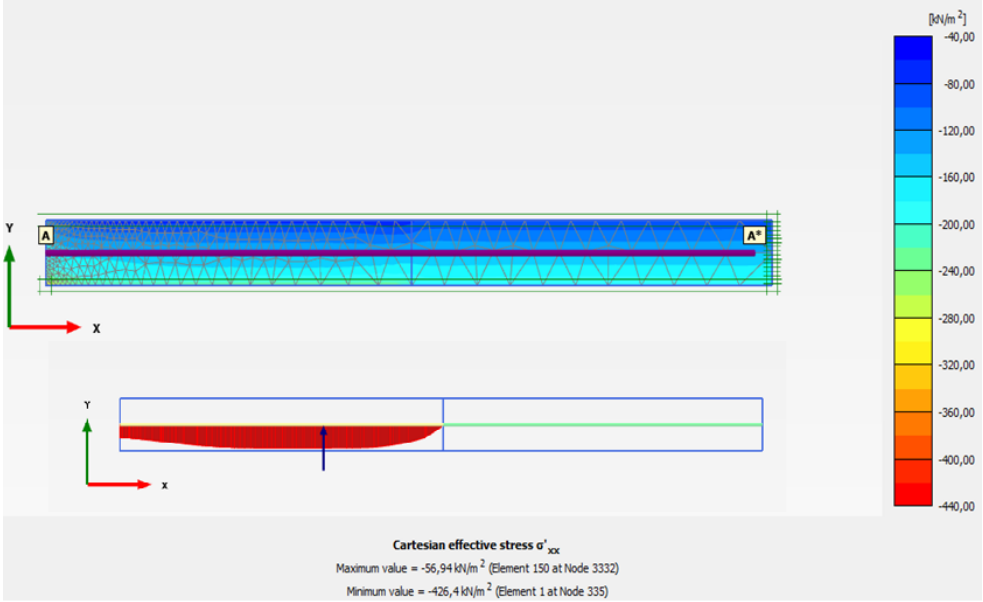
Şekil 5.18 : Oyuk genişlemesi problemi için model geometri özellikleri.

Burd ve Houlsby (1990) tarafından oyuk genişlemesi probleminin analitik çözümlerinde sonsuz, sürekli ortam esasları dikkate aldığı için sonlu elemanlar ağı dağılımı tarafından bu durumun sağlanabilmesi için oyuk çapının ilk 64 m'lik katı plastik ve ikinci 64 m'lik katı elastik bölge olarak alınabilmesi ile mümkün olabileceği belirtilmiştir. İlk tabaka için zemin modeli olarak ilk öncelikle malzeme parametreleri Boston Mavi Kili için belirlenen MCC bünye modeli kullanılmış gerekli analizler yapıldıktan sonra Boston Mavi Kili için malzeme parametreleri Plaxis Zemin Deneyi Modülü kullanılarak bulunan belirlenen SS ve HS bünye modelleri kullanılmıştır. Sayısal analizlerde tüm zemin modelleri için drenaj tipi olarak Plaxis programında drenajsız gerilme analizlerinin efektif gerilme parametreleri kullanılarak gerçekleştiğini ifade eden "Undrained A" seçeneği uygun görülmüştür. İkinci tabaka için de daha önceden de belirtildiği üzere Burd ve Houlsby (1990) tarafından önerilen düzeltme tabakası şeklinde düşünülmüş ve lineer elastik zemin davranışı ve parametreleri kullanılmıştır.

Aksisimetri idealizasyonu ile 15 düğüm noktalı üçgen elemanlarla kurulan sonlu elemanlar modelinde sınır şartları, üst ve alt sınırlardan düşey hareketi engellenerek sadece ön yerdeğiştirme doğrultusunda hareket etmesine izin verilecek şekilde oluşturulmuş ve sonlu elemanlar ağı "orta" sıkılıkta modellenerek ön yerdeğiştirmenin verildiği noktalarda sadece büyüklük faktörleri (local element size factor) 0.2 alınmıştır. Diğer noktaların ise büyüklük faktörleri 2.0 seçilerek Plaxis 2D 2011 de sayısal modelleme ön çalışmadaki şekilde gerçekleştirilmiştir.

Zemin içerisinde daha önceden var olan oyuğun genişlemesi sonucu oyuk çevresinde meydana gelen gerilme, şekil değişitirme ve boşluk suyu basınç değişiminin araştırması için Plaxis sonlu elemanlar programı ile gerçekleştirilen sayısal analiz çalışmlarında oyuk genişlemesi meydana gelen zemin için iki fazlı poroz ortam yaklaşımı benimsenmiştir. Bu yaklaşımla zemin iskeleti ve zemin suyu ayrı rijitliklere sahip malzeme bileşenleri olarak göz önüne alınmış ve zemin iskeleti için efektif parametreler kullanılmıştır.

Sayısal modelleme sonucu yapılan sayısal analizlerde oyuk genişlemesi sonucu oyuk çevresinde meydana gelen gerilme, şekil değiştirme ve boşluk suyu basıncı değişimi sınır etkilerini minimize etmek için oyuk derinliğinin orta noktası (5 m) göz önüne alınarak incelenmiştir (Şekil 5.19).



Şekil 5.19 : Sayısal modelleme için oyuk orta derinliğinde gerilme dağılımı.

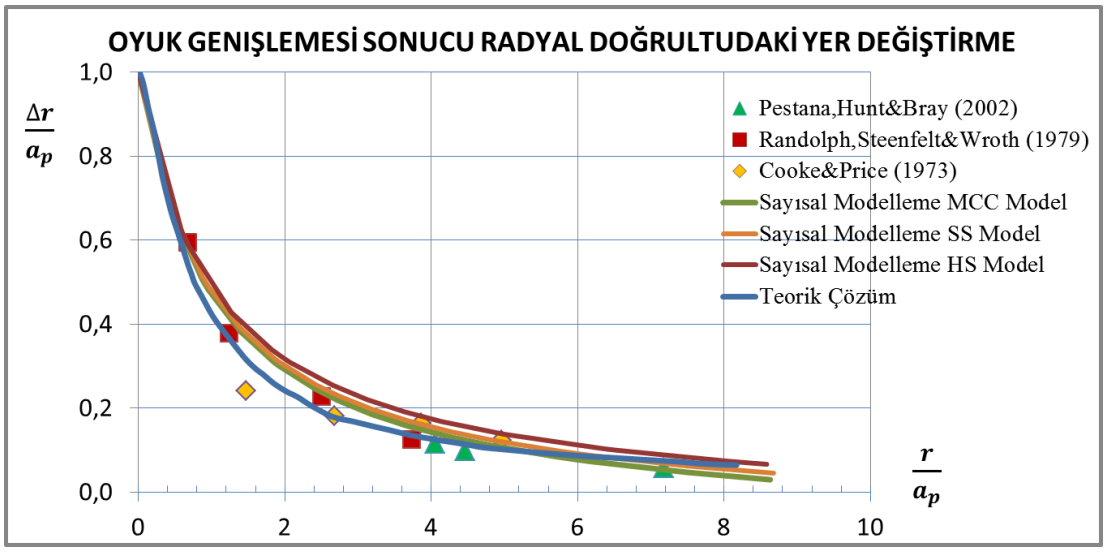
Sayısal analiz sonucunda bulunan radyal, teğetsel ve düşey gerilmeler ile boşluk suyu basıncı ilk durumdaki drenajsız kayma mukavemetine bölünerek normalize edilmiştir. Ayrıca oyuk çevresindeki zeminde meydana gelen deformasyonlar sabit kaldığı varsayılarak, a_0 ilk yarıçaptan 2 a_0 durumuna genişletilmesi durumu sıfır yarıçaptan yani zeminde hiç boşluk bulunmama durumundan a_p, (r_0) yarıçapa kadar genişletilmesi duruma dönüştürülmüştür. Bu durumda a_p, (r_0) terimi $\sqrt{3}\,a_0$'a eşit olmaktadır.

Ayrıca çalışmanın diğer bir safhasını oluşturan oyuk genişlemesi sonucu drenaja izin verilerek konsolidasyon sonucu oyuk çevresinde meydana gelen gerilme değişimlerinin araştırılması için Plaxis Sonlu Elemanlar Programında iki boyutlu bütünleşik (coupled analysis) konsolidasyon analizi yapılarak minumum artık boşluk suyu basıncının oluşması sağlanmıştır.

6. SAYISAL ANALİZ SONUÇLARI VE KARŞILAŞTIRMALAR

Boston Mavi Kili zemin özelliklerine sahip drenajsız koşullar altındaki oyuk çapının iki katına çıkartılması sonucu oyuk çevresinde meydana gelen radyal doğrultuda yer değiştirme, radyal, teğetsel ve düşey gerilme değişimleri ile boşluk suyu basıncı değişiminin bulunması için MCC, SS ve HS zemin modelleri için ayrı ayrı modeller oluşturulmuştur.

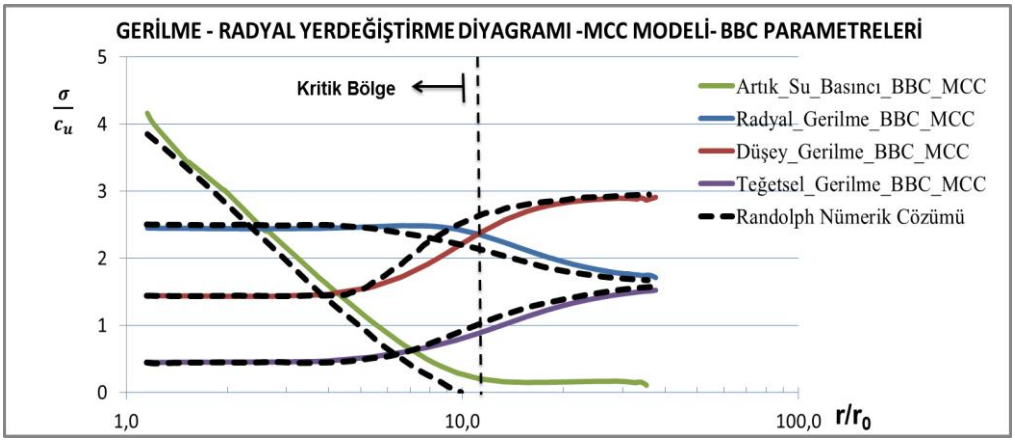
İlk olarak Şekil 5.7'de de verilen oyuk genişlemesi sonucu oyuk çevresinde meydana gelen radyal zemin yer değiştirmesi incelenmiş ve sayısal analiz sonucu elde edilen radyal yer değiştirme sonuçları ile oyuk genişlemesi kapalı çözümleri, Cooke ve Price (1973) ve Pestana vd., (2002) tarafından gerçekleştirilen çakma kazığın orta derinliğinde ölçülen radyal zemin yer değiştirme ölçümleri ve laboratuar model testleri (Randolph vd., 1979a; Randolph vd., 1979b; Steenfelt vd., 1981) sonuçları ile karşılaştırılarak sonuçların çok iyi uyum gösterdiği görülmüştür (Şekil 6.1).



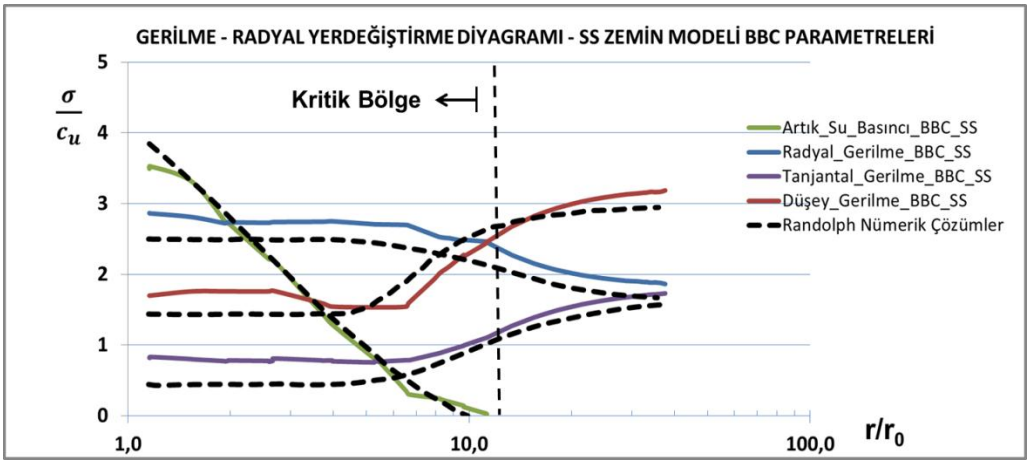
Şekil 6.1 : Sayısal modelleme sonuçları ile teorik ve ölçüme dayalı radyal doğrultudaki zemin deformasyonları karşılatırmaları.

Oyuk genişlemesi hemen sonrasında oyuk çevresinde meydana gelen radyal (σ_r') teğetsel (σ_θ') ve düşey gerilme (σ_v') değişimleri ile artık boşluk suyu değişimleri Randolph vd. 1979a tarafından yapılan nümerik çözümlerle karşılaştırılarak MCC

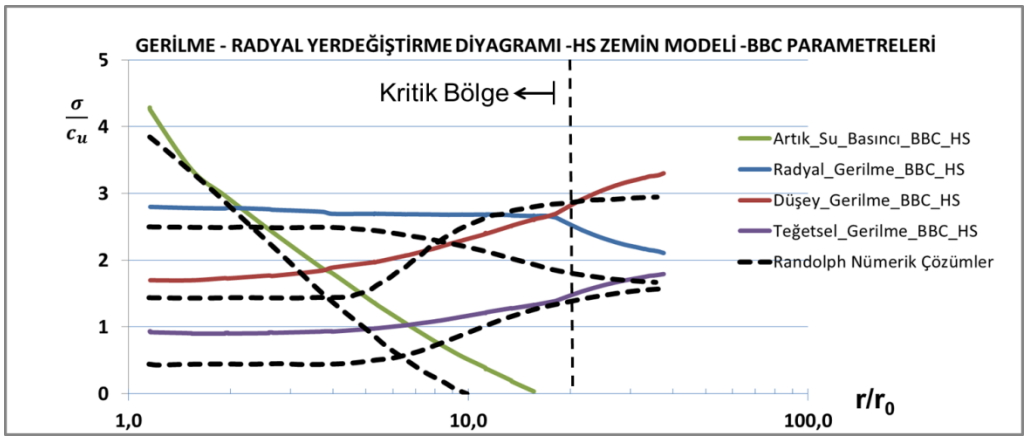
zemin modeli için Şekil 6.2'de, SS zemin modeli için Şekil 6.3'te ve HS zemin modeli için Şekil 6.4'te verilmiştir.



Şekil 6.2 :MCC modeli için oyuk çevresindeki c_u ile normalize edilmiş gerilme radyal yer değiştirme diyagramı.



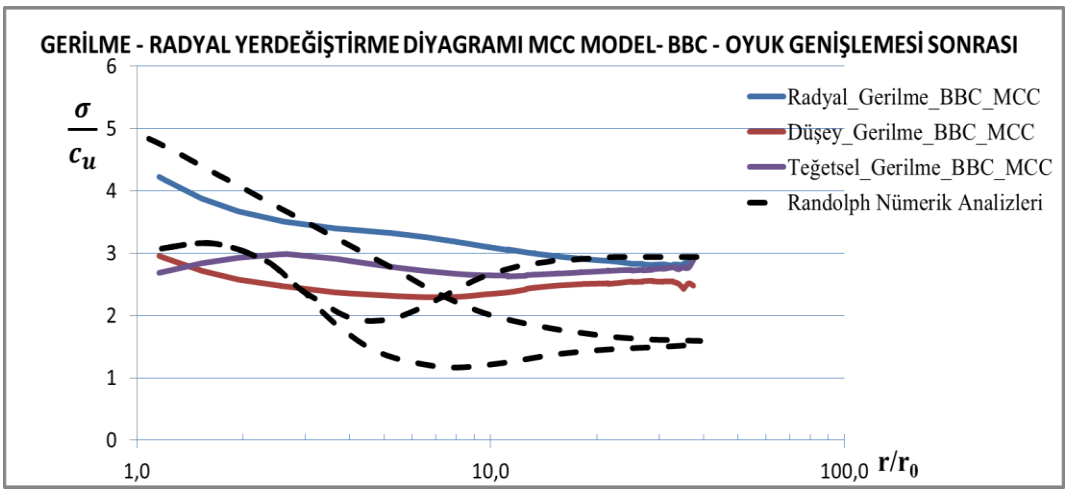
Şekil 6.3 : SS modeli için oyuk çevresinde meydana gelen c_u ile normalize edilmiş gerilme –radyal yer değiştirme diyagramı.



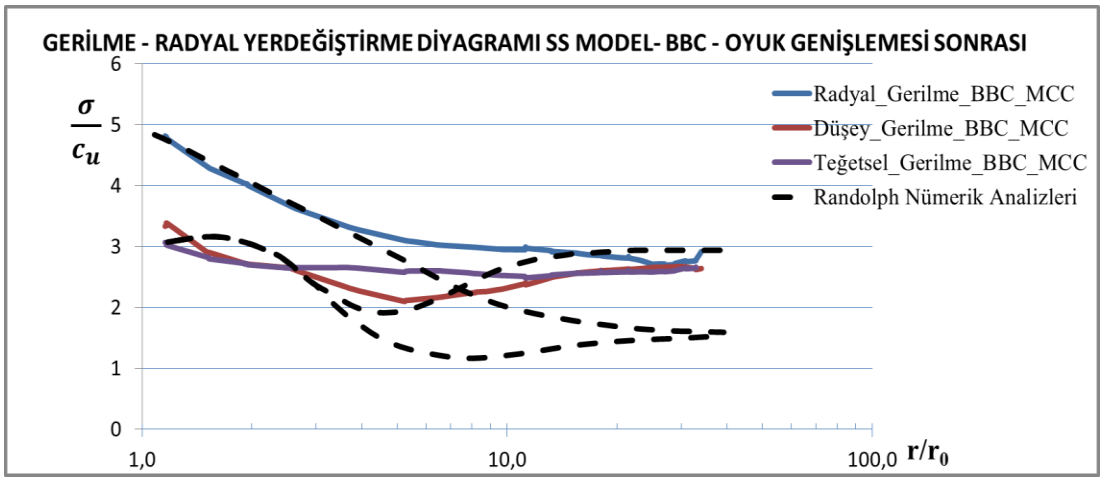
Şekil 6.4 : HS modeli için oyuk çevresinde meydana gelen c_u ile normalize edilmiş gerilme radyal yer değiştirme diyagramı.

Oyuk genişlemesi hemen sonrasında oyuk çevresinde meydana gelen gerilme değişimlerini veren sayısal analiz sonuçlarının Randolph vd. 1979a sonuçları ile özellikle MCC bünye modeli için neredeyse üst üste ve SS ve HS zemin bünye modelleri için oldukça yakın sonuçlar verdiği görülmüştür. Ayrıca analiz sonuçlarında gerilme değişimleri tüm zemin modellerinde belirli bir mesafeye kadar önemli değişimler gösterirken belirli bir noktadan itibaren durağanlaşmaya başlamıştır. Özellikle $50r_0$'dan itibaren efektif gerilme değişimleri çok azalmıştır. Ancak plastik bölge sınırlarında bünye modellerine göre önemli değişimler olmuştur. HS modelde plastik bölge sınırı diğer zemin modellerine göre daha geniş bir mesafeyi kapsarken MCC ve SS zemin bünye modelleri ile Randolph vd. 1979a plastik bölge sınırları hemen hemen bir birine yakın çıkmıştır. Artık boşluk basıncı ise genel olarak tüm zemin modellerinde $10r_0$'dan sonra önemli derecede azalırken, MCC zemin modelinde $50r_0$'dan sonra ancak tamamen sönümlenebilmiştir. MCC, HS ve SS zemin modelleri genel olarak aynı davranışını göstermesine rağmen plastik bölge sınırlarda değişiklikler göze çarpmaktadır.

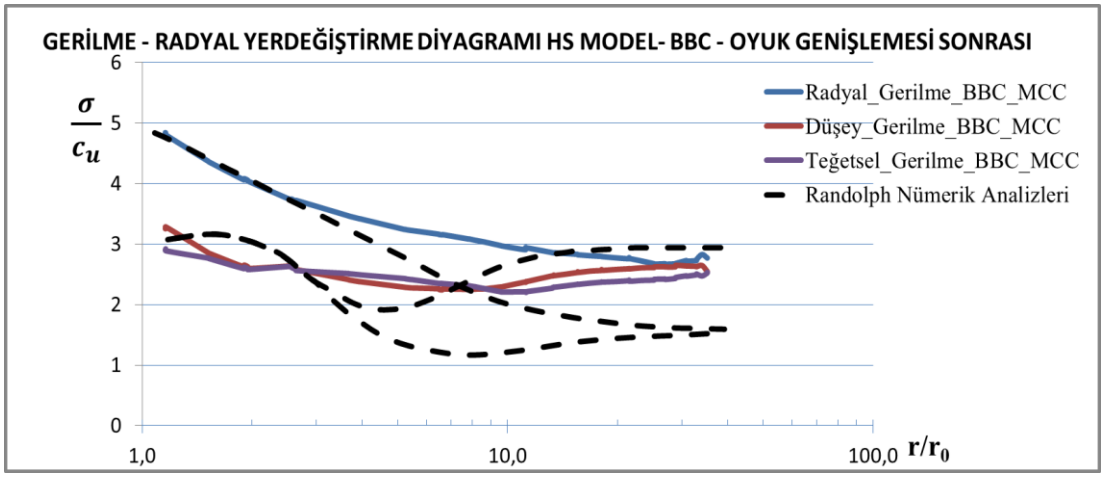
Oyuk genişlemesi sürecinin ardından gerçekleşen konsolidasyon sonucu meydana gelen gerilme değişimleri ise Şekil 6.5'te MCC bünye modeli için, Şekil 6.6'da SS bünye modeli için ve Şekil 6.7'de HS bünye modeli için verilerek Randolph vd., 1979b drenajlı durum nümerik sonuçları ile karşılaştırılmıştır.



Şekil 6.5 : MCC modeli için oyuk genişlemesi sonrasında meydana gelen gerilme radyal yer değiştirme diyagramı.



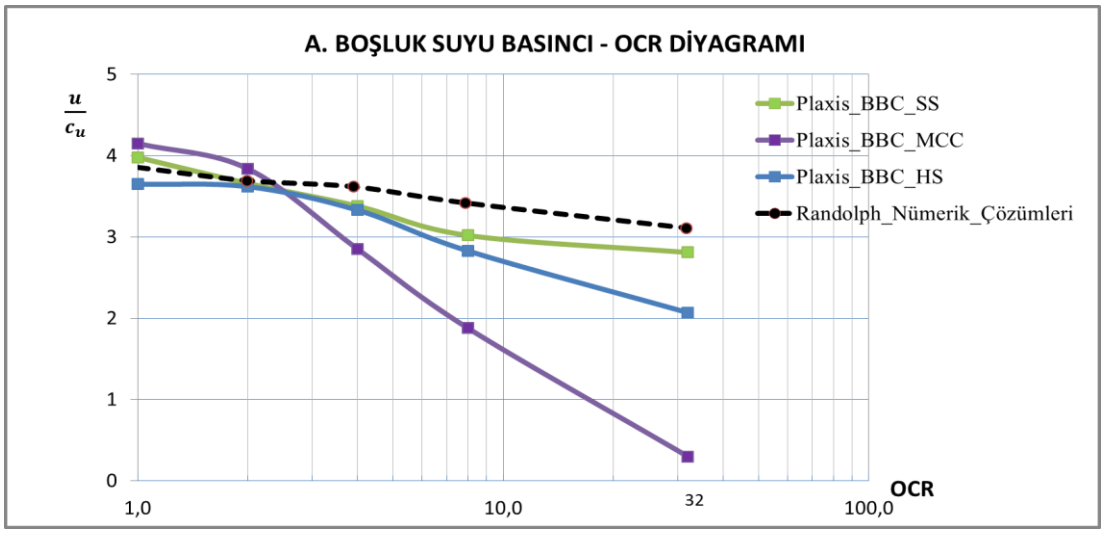
Şekil 6.6 : SS modeli için oyuk genişlemesi sonrasında meydana gelen gerilme radyal yer değiştirme diyagramı.



Şekil 6.7 : HS modeli için oyuk genişlemesi sonrasında meydana gelen gerilme radyal yer değiştirme diyagramı.

Randolph vd. 1979b tarafından gerçekleştirlen konsolidasyon analizlerinde bir boyutlu Terzaghi konsolidasyon teorisi kullanıldığı için yapılan karşılaştırmalarda sayısal modelleme sonuçları ile Randolph vd., 1979b sonuçları birbirinden farklı davranışlar göstermiştir.

Ayrıca yapılan analizlerde boşluk suyu basıncının Aşırı Konsolide Oranı (AKO) ile ilişkisi de araştırılmıştır. Oyuğun hemen yanındaki orta derinlikte (5 m) boşluk suyu basıncının AKO oranı ile değişimi ele alınmıştır. Drenajsiz kayma mukavemeti c_u ile normalize edilen artık boşluk suyu basıncının AKO oranı ile ilişkisi Şekil 6.8'de gösterilmiştir.



Şekil 6.8 : Oyuk yanındaki artık boşluk suyu basıncı (c_u ile normalize edilen) AKO ilişkisi.

Randolph vd. 1979b tarafından gerçekleştirilen nümerik analiz sonuçlarında oyuk genişlemesi sonrasında oyuk kenarında AKO oranı ile artık boşluk suyu basıncı değişiminin neredeyse birbirinden etkilenmediği görülmesine rağmen sayısal analiz sonuçlarından MCC bünye modeli için AKO oranı ile oyuk genişlemesi durumunda artık boşluk suyu basıncının önemli ölçüde düşüş gösterdiği görülmüştür.

7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Oyuk genişlemesi analizleri modern zemin mekaniğinde önemli bir rol oynamaktadır. Geoteknik mühendisliğinin önemli problemlerinden olan derin kazıkların taşıma kapasitelerinin belirlenmesi, presiyometre ve benzeri arazi deneylerinin yorumlanması, çakma kazık dirençlerinin belirlenmesi ve tünel ve benzeri derin kazıların stabilite analizlerinin yapılması gibi pek çok geoteknik mühendisliği uygulamalarının temelini oyukların genişlemesi/daralması problemleri teşkil etmektedir. Özellikle son otuz yılda geliştirilen birçok farklı yöntem ve yaklaşım ile oyuk genişlemesi teorisi ve analizleri bu tarz problemlerin çözümünde oldukça sık kullanılmaya başlamıştır.

Bu çalışma kapsamında, ilk kez detaylı olarak Carter vd., 1979, Randolph vd. 1979a ve Randolph vd. 1979b çalışmalarında ele alınan, çakma kazıklar ya da presiyometre aleti gibi zemine uygulandığı takdirde zemin içerisinde oyuk oluşumuna sebebiyet verecek geoteknik uygulamalar sırasında oyuk çevresinde meydana gelecek olan gerilme, şekil değiştirme ve boşluk suyu basıncı değişimi süreci iki boyutlu sayısal analizler ile araştırılmıştır.

Bu çalışmada Plaxis 2D 2011 sonlu elemanlar programı kullanılarak eksenel simetrik olarak tasarlanan killi zemin içerisindeki drenajsız oyuk genişlemesi probleminde, oyuğun çapının iki katına çıkartılması ile oyuk çevresinde meydana gelen gerilme şekil değiştirme ve boşluk suyu basıncı değişimi araştırılmıştır. Oyuk çevresindeki zemin modeli oluşturulurken başta Boston Mavi Kilinden türetilen MCC bünye modeli kullanılmış daha sonra SS ve HS bünye modelleri olduğu düşünülerek ayrıca oyuk genişlemesi analizlerine bünye modellerinin etkisi de araştırılmıştır.

İlk olarak geliştirlen sayısal modelleme analiz sonuçları ile oyuk genişlemesi teorisi analitik sonuçlarının birbiriyle tutarlılığının araştırılabilmesi ve deneysel ve ölçüme dayalı sonuçlarla uyumunun görülebilmesi için oyuk genişlemesi sırasında oyuk çevresinde meydana gelen radyal yer değiştirmeler incelenmiştir. Yapılan karşılaştırmalar sonucunda, sayısal analiz sonuçlarının teorik çözümle ve deneysel ve ölçüme dayalı veri sonuçları ile çok iyi uyum sağladığı görülmüştür (Şekil 6.1).

Ayrıca her üç zemin modeli için ayrı ayrı yapılan oyuk genişlemesi analizlerinde oyuk genişlemesi hemen sonrasında drenajsız koşullar altında oyuk çevresinde meydana gelen radyal (σ_r') teğetsel (σ_θ') ve düşey gerilme (σ_v') değişimleri ile artık boşluk suyu değişimleri, Randolph vd. 1979a tarafından yapılan nümerik çözümlerle karşılaştırılmış genel olarak aynı dağılımı gösterdiği özellikle MCC zemin bünye modeli için üst üste, SS ve HS zemin bünye modelleri için yakın dağılım verdiği görülmüştür (Şekil 6.2-3-4). Oyuk çevresinde oluşan kritik bölgeler incelendiğinde; MCC ve SS bünye modelleri için Randolph vd. 1979a nümerik çalışmalara benzer olarak plastik bölge 10 r_0 dolaylarında oluşurken, HS bünye modeli için plastik bölgenin 25 r_0 civarına kadar yayıldığı görülmüştür. Bu durum yapılan analizlerde bünye modeli seçiminin önemli olduğunu ve analiz sonuçlarını etkileyebileceğini göstermektedir.

Ancak oyuk genişlemesi süreci sonunda artık boşluk suyu basıncının sönümlenmesinin ardından meydana gelen gerilme değişimlerinin Randolph vd. 1979b sonuçları ile karşılaştırılması sonucunda genel olarak dağılımların birbirine yakın çıkmadığı görülmüştür (Şekil 6.5-6-7). Bu durumun en büyük nedeni ise Randolph vd. 1979b tarafından yapılan çalışmada bir boyutlu konsolidasyon analizinin göz önüne alınması ve sayısal analizdeyse gerçeğe daha yakın sonuçlar elde edilmesi için iki boyutlu bütünleşik konsolidasyon analizleri (EPP) kullanılmasıdır. Bu durumdan ötürü oyuk genişlemesi sonrası boşluk suyu basıncının sönümlenmesinin ardından elde edilen gerilme dağılımları Randolph vd. 1979b çalışmalarından farklı çıkmıştır.

Ayrıca tez kapsamı altında aşırı konsolidasyon oranının (AKO) oyuk genişlemesi sonucu oyuk yüzeyindeki oluşan artık su basıncı değişimi üzerine etkisi de araştırılmış ve aşırı konsidosyon oranı ile artık boşluk suyu basıncı ilişkisinin Randolph vd. 1979b çözümleri ile SS ve HS bünye modülleri için yakın sonuçlar verirken MCC bünye modülü için AKO oranı artmasıyla boşluk suyu basıncında düşüş görülmüştür. Ayrıca Randolph vd. (1979b) tarafından yapılan çalışmada zemine kazıkların çakılması sırasında ortaya çıkan artık boşluk suyu basıncının aşırı konsolidasyon oranından neredeyse bağımsız olduğu belirtilmiştir. Ancak Coop ve Wroth (1989) ve Bond ve Jardine (1991) tarafından birbirinden bağımsız olarak arazi model kazıkları üzerinde gerçekleştirilen yüklemeler sonucunda aşırı konsolidasyon oranına göre alınan ölçüm sonuçlarının Randolph vd. (1979a) sonuçlarını

desteklemediği belirtilerek ve oyuk genişlemesi teorisi kullanılarak gerçekleştirilen Randolph vd. (1979a) tahminlerinin beklenenden çok daha yüksek olduğunun vurgulanması önemlidir. Son olarak Collins ve Yu (1996) tarafından yapılan düzeltilmiş farklı kritik durum modellerine göre gerçekleştirilen çalışmalarda kazık yüklemesi sırasında oluşan artık boşluk suyu basıncının aşırı yüksek AKO değerleri ile oldukça düştüğü belirtilmiş arazi deneyi ölçümleri ile sonuçların tutarlılığı gösterilmiştir. Ayrıca Yu (2000) tarafından Randolph vd. (1979b) sonuçlarının normal konsolide ve az aşırı konsolide killer için olumlu sonuçlar verirken, aşırı konsolide killeri için nümerik analizlerin gerçekten uzaklaştığı boşluk suyu basıncı aşırı konsolidasyon ilişkisinin gerçeği yansıtmadığı bildirilmiştir. Tüm bu literatür çalışmaları göz önüne alındığında aşırı konsolidasyon oranı ile oyuk genişlemesi sonucu oyuk yüzeyinde oluşan artık su basıncı değişiminin, MCC bünye modülü için elde edilen sayısal analiz sonucuyla oldukça tutarlı olduğu ancak SS ve HS bünye modülleri için elde edilen sonuçların bu aşamada tam olarak gerçeği yansıtmadığı görülmüştür. Bu durumda malzeme gerilme şekil değiştirme davranış ilişkilerinin yansıtıldığı zemin malzeme bünye modüllerinin önemi bir kez daha görülmüştür.

Bu tez kapsamında ele alınan oyuk genişlemesi yaklaşımları ve bunun üzerine gerçekleştirilen sayısal modelleme çözümleri esasında geometrik idealizasyonunda ve zemin parametrelerinde yapılan bir takım kısıtlamalara ve basitleştirmelere rağmen, özellikle son yirmi otuz yılda geoteknik mühendisliğinde karşılaşılan birçok problemin temelini oyuk genişlemesi yaklaşımının teşkil ettiğinin anlaşılması üzerine gerçekleştirilen çalışmalara katkı sağlaması ve oyuk genişlemesi problemlerinin daha hızlı ve etkin çözülmesi adına yapılan çalışma oldukça önemlidir. Özellikle ülkemizde bu konu üzerine yapılan çalışmaların oldukça kısıtlı olması bu çalışmanın önemini bir derece daha artırmıştır. Son dönem araştımacılarının özellikle kumlu zeminler üzerinde yapılan bazı arazi deneylerin yorumlanmasında ve kazıklarının taşıma kapasitelerinin araştırılması gibi geoteknik mühendisliği problemlerinde kumlu zeminler için oyuk genişlemesi analizlerinin kullanımına yönelik yoğun çalışmalar içerisinde olduğu dikkate alınırsa, bir sonraki aşamada da kumlu zeminlerin dikkate alınmasının gerekliliği önemlidir.

Bu çalışma kapsamında ele alınan problemin iki boyutlu olarak incelenmesi ve ilk etapta drenajsız killi bir zemin ortamı içerisinde düşünülmesi sebebiyle özellikle bundan sonraki çalışmalarda oyuk genişlemesi problemleri ile daha gerçekçi sayısal

analizlerin yapılması için problemin üç boyutlu olarak ele alınması, kumlu zemin koşullarının düşünülmesi ve geometrik idealizasyonunun geliştirilmesi daha yararlı olacaktır.

Sonuç olarak her geçen gün gerçeğe daha yakın olarak geliştirilen oyuk genişlemesi sayısal analizleri sayesinde geoteknik mühendisliğin birçok uygulamasında karşılaşılan oyuk genişlemesi problemleri daha hızlı, daha etkin ve daha pratik bir şekilde çözülebilecek ve ayrıca bu çözümler teorik sonuçlarla ve saha ölçümleri ile desteklenebilecektir.

KAYNAKLAR

Ali, J.I. (1968). *Pullout Resistance of Anchor Plates and Anchored Piles in Soft Bentonite Clay*. M.Sc. Thesis, Duke University, Durham, USA.

Atikson, J. H. (1993). *An introduction to the mechanics of soils and foundations*, McGraw-Hill.

Baligh, M.M. (1976). Cavity expansion in sands with curved envelopes. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 102(GT11), 1131-1147.

Biringen, E. (2005). The effects of cylindirical pile insertion on the vertical stiffness and strength of the surronding soil. *2005 Deep Foundations Institute Student Paper Competition Winner presented at the 30th Annual Conference on Deep Foundations*, Chicago,22-24 September,2005

Biringen, E., Berilgen, M. ve Edil, T.B. (2006). Numerical Modelling of Preload™ Pier by Cavity Expansion. *Seventh International Congress on Advances in Civil Engineering*, Yildiz Technical University, İstanbul, Turkey.

Bishop, R.F., Hill, R. ve Mott, N.F. (1945). The theory of indentation and hardness tests. *Proceedings of Physics Society*, 57, 147-159.

Bond, A.J ve Jardine, R.J. (1991). Effect of installing displacement piles in a high OCR clay. *Geotechnique*, 41, 341-363.

Bradley, W.B. (1979). Failure of inclined boreholes. *Journal of Energy Resource and Technology*, Transactions of ASME, 101, 232-239.

Brady, B.H.G. ve Brown E.T. (1993). *Rock Mechanichs for Underground Mining*. 2nd edition, Chapman & Hall, London.

Brinkgreve, R.B.J. (2005). Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application. *Geotechnical Special Publication No.128: Soil constitutive models*: evaluation, selection, and calibration, A. Y. Yamamuro and V.N. Kaliakin, eds., ASCE, 69-98.

Brown, E.T., Bray, J.W., Ladanyi, B. ve Hoek E. (1983). Ground response curves for rock tunnels. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 109(1), 15-39.

Burd, H.J. ve Houlsby, G.T. (1990). Finite element analysis of two cylindirical expansion problems involving nearly incompressible material behaviour. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.14, No.,pp. 351-366.

Carter, J.P. ve Kulhawy, F.H. (1992). Analysis of laterally loaded shafts in rock. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 118(6), 839-855.

Caquot, A. ve Kerisel, J. (1966). *Traite de Mecanique des Sols*. Gauthier-Villars.

Carter, J.P., Randolph, M.F. ve Wroth, C.P. (1979) , Stress and pore pressure changes in clay during and after the expansion of a cylindirical cavity. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.3, No.,pp. 305-322.

Charlez, Ph. ve Heugas, O. (1991). Evaluation of optimal mud weight in soft shale levels. *Rock Mechanics as a Multidisciplinary Science*, Balkema, 1005-1014.

Clarke, B.G. (1993). The interpretation of self-boring pressumeter tests using critical state soil models. *Proceedings of the 7th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics* (NUMOG7), Graz, 645-650.

Clough, G.W., Shirasuna, T. ve Finno, R.J. (1985) Finite element analysis of advanced shield tunneling soils. *Proceeding of the 5th International Conference on Numarical Methods in Geomechanichs*, Nagoya, 1167-1174.

Collins, I.F., Pender, M.J. ve Wang, Y. (1992) Cavity expansion in sands under drained loading conditions. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 16(1), 3-23

Collins, I.F. ve Yu, H.S. (1996). Undrained cavity expansions in critial state soils. *International Jurnal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 20, 485-516.

Cooke, R.W. ve Price, G. (1978). Strains and displacements around friction piles. Building Research Station CP 28/78, October.

Coop, M.R. ve Wroth, C.P. (1989). Field studies of an insturemented model pile in clay. *Geotechnique*, 39(4), 679-696.

Das, B.M., (1995). *Advanced Soil Mechanics*, Mc. Graw-Hill Book Company, New York, NY:, U.S.A.

Das, B. M., Shin E. C., Dass R. N., ve Omar M. T. (1994). Suction force below plate anchors in soft clay. *Marine Georesources and Geotechnology*., 12, 71-81.

Davis, R.O., Scott R.F. ve Mullenger, G. (1984). Rapid expansion of a cylindirical cavity in a rate type soil. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanichs*, 8, 125-140.

Detournay, E ve Cheng, A.H.D. (1988). Poroelastic response of a borehole in a non-hydrostatic stress field. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 25(3), 171-182.

Duncan, J.M. ve Chang, C.Y. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 96, No. 5, September/October 1970, pp. 1629-1653.

Dusseault, M.B. (1994). Analysis of borehole stability. *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Balkema, 125-137.

ETH Zurich Institute of Geotechnical Engineering (t.y) *Modelling in Geotechnics* Alındığı tarih: 11.09.2012 adres: http://www.geomechanics.ethz.ch/education/CNMG_docs/Lectures/Lecture_5_FE.pdf.

Fleming, W.G.K., Weltman A.J., Randolph, M.F. ve Elson, W.K. (1985). *Piling Engineering*. John Wiley and Sons.

Gibson, R.E. ve Anderson, W.F. (1961). *In-situ measurement of soil properties with the pressumeter*. Civil Engineering Public Works Review., 56, 615-618.

Gibson, R.E. (1950). Correspondence. *Journal of Institution of Civil Engineers*, 34, 382-383.

Ghaboussi, J., Ranken, R.E. and Karshenas, M. (1978). Analysis of subsidence

over soft ground tunnels. *ASCE International Conference on Evaluation and Prediction of Subsidence*, Pensacola Beach, 182-196.

Hill, R. (1950). *The Mathematical Theory of Plasticity*. Oxford University Press.

Hoek, E. ve Brown, E.T. (1980). *Undergorund Excavations in Rocks*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, England.

Jefferies, M.G. (1998). Determination of horizontal geostatic stress in clay with self-bored pressumeter. *Candian Geotechnical Journal*, 25, 559-573.

Kirby, R.C. ve Esrig, M.I. (1979). Further development of a general effective stress method for prediction of axial capacity for driven piles in clay. *Recent Development in the Design And Construction of Piles*, ICE, London, 335-344.

Kupferman, M. (1971). *The Vertical Holding Capacity of Marine Objects in Clay Subjected to Static and Cyclic Loading*. M.S. Thesis. University of Massachusetts, Amherst.

Kurtulus,A. (2001), *Kilin Kritik Durum Parametrelerinin Laboratuarda Belirlenmesi*. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.

Ladanyi, B. (1963). Evaluation of pressuremeter tests in granular soils. *Proc. 2nd Pan American Conference on Soil Mechanics*, San Paulo, 1, 3-20.

Ladanyi, B. (1963). Expansion of a cavity in a saturated clay medium. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 89(SM4), 127-161.

Lee, K.M. ve Rowe, R.K. (1990). Finite element modelling of the three dimensional gorund deformantions due to tunneling in soft cohesive soils: I – method of analysis. *Computers and Geotechnics*, 10, 87-109.

Lo, K.Y., Ng, M.C. ve Rowe, R.K. (1984). Predicting settlement due to tunneling in clays. *Tunneling in Soil and Rock, ASCE Geotech III Conference*, Atlanta, 48-76.

Lunne, T., Robertson, P.K. ve Powell, J.J.M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechincal Practice*. Blackie Academic and Professional, London.

Mair, R.J. (1979). *Centrifuge Modelling of Tunnel Construction in Soft Clay*. PhD Thesis, University of Cambridge, England.

Mair, R.J. ve Taylor, R.N. (1993). Prediction of clay behaviour around tunnels using plasticity solutions. *Predictive Soil Mechanichs* (Editors: G.T. Houlsby and A.N Schofield), Thomas Telford, London, 449-463.

Menard, L. (1957). *An Apparatus for Measuring the Strength of Soils in Place*. Yüksek lisans tezi. University of Illinois.

Muir Wood, D. (1990). *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press.

Nystrom, G.A. (1984). Finite strain axial analysis of piles in clay. *Analysis and Design of Pile Foundations* (Editor: J.R. Meyer), ASCE, 1-20.

Ogawa, T. ve Lo, K.Y. (1987) Effects of dilatancy and yield criteria on displacements around tunnels. *Canadian Geotechnical Journal*, 24, 100-113.

Palmer, A.C. (1972). Undrained plane strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressumeter test. *Geotechnique*, 22(3), 451-457.

Palmer, A.C. ve Mitchell, R.J. (1971). Plane strain expansion of a cylindirical cavity in clay. *Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium*, Cambridge, 588-599.

Peck, R.B., Hendron, A.J. ve Moheraz, B. (1972). State of the art of soft ground tunneling. *Proceedings of the 1st Rapis Excavation Tunneling Conference*, Chicago, AIME, Vol 1, 259-286.

Peck, R.B. (1969). Deep excavations and tunneling in soft ground. *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, 225-290.

Pestana, J., Hunt, C., ve Bray, J. (2002). Soil Deformation and Excess Pore Pressure Field around a Closed-Ended Pile. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 128(1), 1–12.

Plaxis. (2011) 2D- 2011 Material Models Manual. R. B. J. Brinkgreve, W. Broere, and D. Waterman, eds., Delft, the Netherlands.

Randolph, M.F., Carter, J.P., ve Wroth, C.P. (1979a) Driven piles in clay-the effects of installation and subsequent consolidation . *Geotechnique*, Vol.29, No.4,pp. 361-393.

Randolph, M.F., Steenfelt, J.S., ve Wroth, C.P. (1979b) The effect of pile type on design paremeters for driven piles. *Proc. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brighton, Engl, 1979, 107-114

Randolph, M.F., Dolwin, J. ve Beck, R. (1994). Desing of driven piles in sand. *Geotechnique*, 44(3), 427-448.

Roscoe, K. H., Schofield, A. N. ve Wroth, C. P. (1958). On the Yielding of Soils, Geotechnique 8: 22–53

Roscoe, K.H. ve Burland, J.B. (1968). On the generalized stress-strain behaviour of wet clay, in Engineering Plasticity. J. Heyman and F.A. Leckie, eds., Cambridge University Press, Cambringe.

Rowe, R.K. ve Kack, G.J. (1983). A theoretical examination of teh settlements induced by tunneling: four case histories. *Canadian Geotechnical Journal*, 20 (2), 299-314.

Rowe, R.K. ve Lee, K.M. (1992). An evaluation of simplified techniques for estimating three dimensional undrained ground movements due to tunneling in soft soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 29, 39-52.

Sagaseta, C. (1984). Personel Communication.

Santarelli, F.J., Brown, E.T. ve Maury, V. (1986). Analysis of borehole stresses using pressure-dependent, linear elasticity. *International Journal for Rock Mechanics and Mining Sciences*, 23(6), 445-449.

Salgado, R. ve Prezzi, M. (2007). Computation of Cavity Expansion Pressure and Penetration Resistance in Sands. *İnternational Journal of Geomechanics, ASCE, Vol. 7, No. 4.*

Schanz, T., Vermeer, P.A. ve Bonnier, P.G. (1999). The Hardening Soil Model: Formulation and Verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics-10 years of Plaxis*, Balkema, Rotterdam, pp. 281–96.

Schofield, A.N. ve Wroth, C.P. (1968). *Critical State Soil Mechanics,* McGraw-Hill, London.

Steenfelt, J.S., Randolph, M.F., ve Wroth, C.P. (1981) Instrumented model piles jacked into clay. *10th ICSMFE*, Stockholm, Vol.2.

Tech, C.I. ve Houlsby, G.T. (1991). An analytical study of the cone penetration test in clay. *Geotechnique*, 41(1), 17-34.

Terzaghi, K. ve Richart, F. E. (1952) Stresses in Rock around Cavities. *Geot*. Vol. 3, pp. 57-90.

Timoshenko, S.P. ve Goodier, J.N. (1970). *Theory of Elasticity*. 3rd edition, McGraw-Hill.

Vesic, A. S. (1972). Expansion of cavities in infinite soil mass. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.98, pp. 265-290.

Vesic, A.S. (1977). Design of pile foundations. *National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice 42*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

Wroth, C.P. (1982). British experience with self-boring pressumeter. *Proceedings of the Symposium on Pressuremeter and ist Marine Applications*, Paris, Editions Technip, 143-164.

Woodland, D.C. (1990). Borehole instability in the Western Canadian overthrust belt. *SPE Driling Engineering*, March, 27-33.

Wu, B. ve Hudson, J.A. (1991) Stress-induced anisotropy in rock and ist influence on wellbore stability. *Rock Mechanics as a Multidisciplinary Science*, Balkema, 941-950.

Yu, H.S. (1990). *Cavity Expansion Theory and Ist Application to the Analysis of Pressuremeters*, DPhil Thesis, University of Oxford, England.

Yu, H.S. (1993). Finite elastoplastic deformation of an internally pressurized hollow sphere. *Acta Mechanica Solida Sinica*, 6(1), 81-97.

Yu, H.S. (2000). *Cavity Expansion Methods in Geomechanics*, Kluewer Academic Publishers.

Yu, H.S. ve Houlsby, G.T. (1990). A new finite element formulation for one-dimensional analysis of elastic-plastic materials. *Computers and Geotechnics*, 9(4), 241-256.

Yu, H.S. ve Houlsby, G.T. (1991). Finite cavity expansion in dilitant soil: loading analysis. Geotechnique, 41, 173-183.

Yu, H.S. ve Mitchell, J.K. (1998). Analysis of cone resistance: review of methods. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 124(2), 140-149.

Yu, H.S. ve Rowe, R.K. (1999). Plasticity solutions for soil behaviour around contracting cavities and tunnels. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanichs*, 23, 1245-1279.

Yu, H.S., Hermann, L.R. ve Boulanger, R. W. (2000). Analysis of steady cone penetration in clay. *Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering*, ASCE, 126(7).

Zienkiewicz, O.C., (1977). The Finite-Element Method 3rd ed., New York, McGraw- Hill Book Co., 787p.

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: Emin ŞENGÜN

Doğum Yeri ve Tarihi: 01.01.1989 Tokat / Merkez

E-Posta: esengun@yildiz.edu.tr

Lisans: Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği

TEZDEN TÜRETİLEN YAYINLAR/SUNUMLAR

▪ **Şengün, E.,** Berilgen M., İncecik M., 2012 : Malzeme Bünye Modellerinin Oyuk Genişlemesi Probleminin Sayısal Analizine Etkisi. *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 14. Ulusal Kongresi,* Ekim 4-5, 2012 Süleyman Demirel Üniversitesi, Isparta, Türkiye.