İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YUMUŞAK KİLLİ HAVZALARDA AŞAMALI SEDDE İNŞAATININ SONLU ELEMANLAR İLE ANALİZİ

Anabilim Dalı: İnşaat Mühendisliği
Programı: Geoteknik Mühendisliği

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Ferruh GÜNDOĞAN

Tez Danışmanı: Doç.Dr. Hüseyin YILDIRIM

OCAK 2003

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YUMUŞAK KİLLİ HAVZALARDA AŞAMALI SEDDE İNŞAATININ SONLU ELEMANLAR İLE ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
Ferruh GÜNDOĞAN
501 951 311

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 25 Aralık 2002
Tezin Savunulduğu Tarih : 15 Ocak 2003

Tez Danışmanı : *Doç.Dr. Hüseyin YILDIRIM*
Diğer Jüri Üyeleri **Prof.Dr. Atilla ANSAL (B.Ü.)**
Prof.Dr. Kutay ÖZAYDIN (Y.T.Ü.)

OCAK 2003

ÖNSÖZ

Bu çalışmamda görüşleri ile bana yol gösterici olan ve çalışmaların sonuçlanması için gerekli hiçbir desteği benden sakınmayan öğretmenim Doç. Dr. Hüseyin YILDIRIM'a sonsuz teşekkürlerimi bir borç bilirim. Ayrıca yine bana pek çok konuda yardımcı olan ve değerli görüşleri ile çalışmama katkıda bulunan İTÜ doktora öğrencisi Emre HAŞAL'a karşılığını asla ödeyemeyeceğim yardımları için müteşekkirim.

Her şeyi kendileri için yaptığım eşim ve çocuğumun bütün yardımları ve gösterdikleri sabır sayesinde bu çalışmamı tamamlayabildim, onların katkısı şükran duygularımın da ötesindedir.

Ferruh Gündoğan, 2003

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR **VI**
TABLO LİSTESİ **VII**
ŞEKİL LİSTESİ **VIII**
SEMBOL LİSTESİ **IX**
ÖZET **XI**
SUMMARY **XII**

1. GİRİŞ **1**

2. YUMUŞAK KİLLERİN OLUŞUMU VE ÖZELLİKLERİ **5**
2.1. Jeolojik Çember ve Aşınma 5
2.2. Taşınmanın Sediment Özellikleri Üzerindeki Etkisi 6
2.3. Delta Depositleri 7
2.4.1. Sedimentlerde Birikmeden Sonra Ortaya Çıkan Değişiklikler 9
2.5. Yumuşak Zeminlerin Özelliklerini Belirleyen Etkenler 11

3. ZEMİN MODELLERİ VE SONLU ELEMANLAR **15**
3.1. Analizde Kullanılan Zemin Modelleri 15
3.1.1. Cam Kili Modeli 15
3.1.2. Plaxis Yazılımında Kullanılan Yumuşak Zemin Modelinin Özellikleri 20
3.1.3. Plaxis7.2 Yazılımında Kullanılan Mohr-Coulomb Zemin Modeli 24

4. ANALİZİN TEMELLERİ **25**
4.1. Drenaj ve Yükleme Şartlarına Göre Stabilite Probleminin Sınıflandırılması 25
4.1.2 Limit Denge Stabilite Analizi Yöntemleri 27
4.1.3. Aşamalı İnşaat İçin Stabilite Analizi:Tarihsel Perspektif 29
4.1.4. Drenajsız Mukavemet Analizi (USA) 30
4.1.5. Drenajsız Mukavemetin Tanımı 32
4.2. Efektif Gerilmeler ve Drenajsız Mukavemet ile Stabilite Analizinin Karşılaştırılması 32
4.2.1. Geleneksel Efektif Gerilme Analizi 32
4.2.2. Aşamalı Sedde İnşaatı İçin Efektif Gerilmeler ve Drenajsız Mukavemetler ile Yapılan Analizlerin Karşılaştırlması 33
4.3. Zemin Davranışı Konuları 35
4.3.1. Önkonsolidasyon Basıncı: Önemi 36
4.3.2. Önkonsolidasyon Basıncı: Değerlendirme 36
4.3.2.1. Laboratuvar Deneyleri. 36
4.3.2.2. Arazi Deneyleri 38
4.3.3. Konsolidasyonlu-Drenajlı Mukavemet Deneyini Etkileyen Faktörler 39
4.3.3.1. Numune Örselenmesi ve Yenidenkonsolidasyon Yöntemi 40
4.3.4. Zamanın Etkisi 44
4.3.5. CK_0U Deney Programları İçin Gerilme Sistemleri 45
4.3.6. Anizotropinin Nedenleri ve Bileşenleri 47
4.3.7. Progressive Göçme ve Şekil Değiştirme Uyumu 48
4.4 Drenajsız Mukavemet Analizi İçin Önerilen Yöntem 52
4.4.1. Genel Değerlendirme 52
4.4.2. Gerilme Tarihçesinin Değerlendirilmesi ve Konsolidasyon Analizi 52
4.4.3. Doğal Killerin Bir Boyutlu Konsolidasyonu 54
4.4.4. Laboratuar Mukavemet Deneyleri 54

4.4.5. Stabilite Analizleri 58
4.5. Arazideki Performansın Gözlemlenmesi 59
4.5.1. Arazideki Sedde Davranışının Ölçümlendirilmesi 61
4.5.2. Temel Geoteknik Sorular 61
4.5.3. Temel Stabilitesinin Değerlendirilmesi 63
4.5.3.1. Düktil Zeminlerde Oturmalar ve Yanal Deplasmanların Analizi 65

5. MUAR DENEY DOLGUSUNUN ANALİZİ 68
5.1 Giriş 68
5.2 Muar Deney Seddesi 68
5.2.1 Muar Kili 69
5.2.2. Deney Seddesi 70
5.2.3. Yapılması İstenen Tahminler 72
5.2.4. Gözlemlenen Sedde Performansı 72
5.2.5. Gözlemlenen Göçme Şartları 73
5.3. Sonlu Elemanlar Kullanılarak Yapılan Çözüm 74
5.3.1. Zemin Parametrelerinin Belirlenmesi 75
5.3.2. Dolgu İnşaatının Modellenmesi 75
5.4. Analizin Sonuçları 76
5.4.1. Maksimum Sedde Yüksekliği ve Göçme Yüzeyi Dairesinin Derinliği 76
5.4.2. Sedde Merkezinde Zemin Kesiti Boyunca Ölçülen Aşırı Boşluk Basınçları 77
5.4.3. P2, P5 ve P7 Piezometrelerinde Hesaplanan Aşırı Boşluk Basınçları 80
5.4.4. Sedde Zemindeki Düşey Deplasmanların Dolgunun Her Metresi İçin Değişimi 81
5.4.5. I1, I2, ve I3 İnklinometrelerinde 4.5 Metre Derinlikte Ölçülen ve Hesaplanan Yanal Deplasmanlar 83
5.4.6. Göçme Anında I1, I2 ve I3 İnklinometrelerindeki Yanal Deplasmanın Düşey Profilinin Çıkarılması 85
5.5 Sonuçlar ve Öneriler 86
5.5.1. Sonuçlar 86
5.5.2. Öneriler 87

KAYNAKLAR 88
EKLER 90
ÖZGEÇMİŞ 105

KISALTMALALAR

CD : Konsolidasyonlu-drenajlı

CIU : İzotropik donsolidasyonlu-drenajsız kesme deneyi.
CIUC : İzotropik donsolidasyonlu-drenajsız TC deneyi.
CK_0U : K_0 donsolidasyonlu-drenajsız kesme deneyi.
CU : Konsolidasyonlu-drenajsız.
DSS : Basit kesme deneyi.
E : Uzama.
ESA : Efektif gerilme analizi.
PSC : Düzlemsel şekil değiştirme sıkışma.
PSE : Düzlemsel şekil değiştirme uzama.
SS : Standart sapma.
TC : Üçeksenli sıkışma.
TE : Üçeksenli uzama.
TSA :Toplam gerilme analizi.
USA : Drenajsız mukavemet analizi.
UU : Konsolidasyonsuz-drenajsız.
UUC : UU üçeksenli basınç deneyi.

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 2.1 Kilin mekanik özelliklerini belirleyen etkenler.....10
Tablo 2.2 Birikme sonrası depozitte ortaya çıkan değişiklikler.....11.
Tablo 3.1 Yumuşak zemin modeli parametreleri.....22
Tablo 3.2 Modifiye Cam kili İçin kabarma indisi ve sıkışma indisi ilişkileri.....22
Tablo 3.4. Plaxis 7.2 Mohr-Coulomb modelinde kullanılan zemin parametreleri.....24.
Tablo 4.1 CK_0U Sıkıştırma, Basit Kesme ve Uzama deneylerinden şekil değiştirme uyumu için elde edilmiş normal konsolide drenajsız mukavemet oranları.(Ladd, 1991).....49
Tablo 4.2 Aşamalı inşaat analizi için tavsiye Edilen Drenajsız Mukavemet Analizi Yöntemi.....52.
Tablo 4.3 Konsolidasyonun gelişmesini ölçümlemek için uygun cihazlar.....62
Tablo 4.4 Tahmin edilen zemin özellikleri ve temel davranışı için zemin kırılganlık indisinin(FBI) sınır değerleri.....64
Tablo 5.1 Muar deney seddesinin zemin profili.....69
Tablo 5.2 Analizde zullanılan zemin parametreleri.....75
Tablo 5.3. Muar deney seddesinde göçme anında ölçülen ve Plaxis yazılımından elde edilen sedde yüksekliği ve kesme yüzeyi derinliği sonuçları..... 77

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 3.1. İzotropik sıkışma altında Cam kili modeli davranışı.....17
Şekil 3.2 Cam kili akma yüzeyinin J-p' düzlemine izdüşümü.....18
Şekil 3.3 Cam kili modellerinin hacimsel davranışı.....19
Şekil 3.4 p'-q Düzleminde Plaxis 7.2 Yumuşak-Kil modeli akma yüzeyi.....21
Şekil 3.5. Plaxis 7.2'de kullanılan farklı elastisite modülleri.....24
Şekil 4.1 Boşaltma Problemlerinde Kritik CD Durumuna Uygulanan Geleneksel Efektif Gerilme Analizi.....28
Şekil 4.2 Aşamalı inşaatın efektif gerilmeler ve drenajsız mukavemetler ile analizinin karşılaştırılması.....33
Şekil 4.3 D elemanı için aşamalı inşaat süresince ortaya çıkan karmaşık gerilme durumları.....40
Şekil 4.4 CK_0U deneyleri için laboratuar konsolidasyon işlemleri.....41
Şekil 4.5 Kesme deneyi cihazlarıyla CK0U deneylerinde elde edilen gerilme sistemleri.....45
Şekil 4.6. Şekil değiştirme uyumu yöntemi için normalize gerilme-şekil değiştirme verileri.....48
Şekil 4.7. Sedimanter zeminlerin arazi ve laboratuar drenajsız mukavemetlerinin karşılaştırılması.....50
Şekil 4.8. Konsolidasyon kesme gerilmesinin kesme mukavemetine etkisi.....51
Şekil 4.9. Aşamalı sedde inşaatı için uygun bir aletsel gözlem kesiti.
Şekil 4.10. Maksimum yanal deplasman ile maksimum oturma arasındaki şematik ilişki.....60
Şekil 5.1 Muar Deney seddesinin ölçümlenmesini gösteren aletsel yerleşim.....70
Şekil 5.2 Muar Deney Seddesinin merkezinden alınan ve aletsel ölçümlemeyi gösteren kesit.....71
Şekil 5.3 Muar Deney Seddesi Göçme Yüzeyi Kesiti.....76
Şekil 5.4 Plaxis 7.2 Yazılımı ile Hesaplanan Muar Deney Seddesi Göçme Kesiti.....76
Şekil 5.5. 4.5 Metre derinlikte P2, P5 ve P7 piezometrelerinde ölçülen ve hesaplanan aşırı boşluk basınçları.....78
Şekil 5.6 Sedde Yüksekliği Artışıyla Yumuşak Kil Tabakası Ortasında (P2,P7,P5) Ölçülen ve Hesaplanan Aşırı Boşluk Basınçları.....80
Şekil 5.7 Sedde Temelinde Her Yükleme Adımı İçin Hesaplanan ve Ölçülen Düşey Deplasmanlar.....82
Şekil 5.8. I1, I2 ve I3 İnklinometrelerinde Ölçülen Yatay Deplasmanlar.....84
Şekil 5.9 I1, I2 ve I3 İnklinometrelerinde Göçme Anındaki Toplam Yanal Deplasmanlar.....85
Şekil 5.10 Sedde zeminine arayüz temel uygulaması.....88
Şekil 5.11 Sedde zeminine uygulanacak drenaj.....89

SEMBOL LİSTESİ

b : $(\sigma_2-\sigma_3)/(\sigma_1-\sigma_3)$
c' : Efektif gerilmeler cinsinden kohezyon.
c_h : Yatay drenaj için konsolidasyon sabiti.
c_u : Drenajsız kesme mukavemeti.,
c_h : Düşey drenaj için konsolidasyon sabiti.
E_u : Drenajsız elastisite modülü.
h : Yatay deplaman.
I_L : Likit indis.
I_p : Plastik indis.
K_c :Yatay konsolidasyon gerilmesinin düşey konsolidasyon gerilmesine oranı.
K_0 : Sükunetteki toprak basıncı katsayısı.
m :Mukavemet artışı kuvveti.
q : $0.5(\sigma_1-\sigma_3)$ veya $(\sigma_v-\sigma_h)$
q_f : Göçme anındaki q.
S : AKO=1 için drenajsız mukavemet oranı.
S_t : Hassasiyet, s_u(örselenmemiş)/s_u(yorulmuş).
s : Düşey oturma.
s_d : Drenajlı mukavemet.
s_u : UU deneyinden elde edilen drenajsız mukavemet.
u : Boşluk basıncı.
u_e : Aşırı boşluk basıcı.
u_s : Kesme gerilmelerinin tetiklediği aşırı boşluk basıcı.
w_L : Likit limit.
w_N : Doğal su muhtevası.
w_P : Plastik limit.
δ : Düşey ile σ_{1f} doğrultusu arasındaki açı.
γ : Kesme şekil değiştirmesi.
γ_f : Göçme anındaki kesme şekil değiştirmesi.
γ_t : Toplam birim ağırlık.
μ : Arazi veyn deneyi düzeltme faktörü.
σ'_c : İzotropik konsolidasyon gerilmesi.
σ'_{fc} : Göçme yüzeyindeki konsolidasyon gerilmesi.
σ'_{ff} : Göçme yüzeyinde göçme anındaki gerilme.
σ'_h : Düşey efektif gerilme.
σ'_n : Efektif normal gerilme.
σ'_p : Önkonsolidasyon basıncı.
σ'_v : Düşey efektif gerilme.
σ'_{vc} : Düşey konsolidasyon gerilmesi.
σ'_{vo} : Arazideki düşey efektif gerilme.
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$: Büyük, orta, küçük asal gerilmeler.
σ'_{1f} : Göçme anındaki büyük asal gerilme.
τ : Kesme gerilmesi.
τ_{ort} : Ortalama kesme gerilmesi, $\tau_{ort} = 1/3(\tau_d + \tau_c + \tau_{e)}$
τ_c : Sıkışma ile kesme için τ.
τ_d : Göçme yüzeyi yatay bölgesi boyunca ile kesme için τ.
τ_e : Uzamada kesme için τ.

τ_{ff} : Göçme yüzeyi üzerindeki τ.

τ_h : DSS deneyi için veya yatayda τ.

τ_m : Denge için gerekli mobilize olması gereken kesme gerilmesi.

ϕ_{cu} : CIUC deneylerinden elde edilmişsürtünme açısı.

ϕ' : Efektif gerilmeler cinsinden sürtünme açısı.

ϕ'_m : Mobilize olmuş efektif sürtünme açısı.

ÖZET

YUMUŞAK KİL HAVZALARDA YAPILAN AŞAMALI SEDDE İNŞATININ SONLU ELEMANLAR İLE ANALİZİ

Bu çalışmada, Muar Deney Seddesi için davetli bilim adamlarına sorulan sorulara Plaxis 7.2 sonlu elemanlar yazılımı kullanılarak cevap arandı. Analizde temel zeminini oluşturan iki yumuşak kil tabakası için drenajsız analiz yapıldı. Elde edilen sonuçlar gerçek değerler ile ortak eğilimlere sahiptir. Boşluk basıncı tahminleri gerçek değerler ile uyuşmakta iken özellikle sedde temel zemini boyunca göçme sonrasında gerçekleşen yatay deplasmanlar için hesaplanan değerler gerçek değerlerden çok farklıdır. Zemin özellikleri konusundaki belirsizlikler ve analizde kullanılan yazılımın ve zemin modelinin sınırlamalarından dolayı, deplasman hesapları bu yarışmaya davet edilen bilim adamlarının da birbirinden çok farklı değerler bulduğu gibi, yapılan analizde de çok farklı değerler elde edilmiştir. Sonlu elemanlar analizinde ve gerçek arazi verilerinde sedde temeli altındaki düşey deplasmanlar ve sedde merkezinde temel zemini profili boyunca elde edilen aşırı boşluk basınçları göçme öncesi en açık göçme uyarılarını verdiler. Bu açıdan yapılan analiz göçme davranışını ve göçme öncesi zeminin vereceği uyarıları modellemede başarılı olmuştur.

SUMMARY

ANALYSIS OF STAGED EMBANKMENT CONSTRUCTON BUILT ON SOFT CLAY BASINS USING FINITE ELEMENTS

In this study, Muar Test Embankment is analized using Plaxis 7.2 finite elements software and answered those questions that asked to invited scientists. Undrained analysis was applied to two soft clay foundation layers. Results of analysis have the same tendencies with actual foundation behaviour. Despite pore pressure estimations closely approach the measured values, horizontal displacement estimations through foundation soil profile just after the failure are very different from actual values. Because of uncertainities of soil properties and restrictions of software and soil models employed in analysis, like other estimations made by invited scientists, displacement calculations deviate considerably from actual displacements. On the other hand, results of finite element analysis and measured values of vertical displacements under the embankment and excess pore pressures under embankment center through the full foundation soil profile are in close coherence and present the clearest warnings of failure. Considering the failure behaviour and prefailure warnings, performed analysis is actually successful.

1. GİRİŞ

Muar Deney seddesi 1989 yılında Kuala Lumpur'da inşa edildi ve önde gelen yumuşak kil uzmanlarının davet edilmesi ve seçkin bilim adamalarının katılımıyla sonuçların tahmini istendi. Aynı yıl yapılan "Int. Symposium On Trial Embankements On Malaysian Marine Clays" sempozyumunda, katılımcılar buldukları sonuçları açıklayarak görüşlerini bildirdiler. Bu çalışmada, Plaxis 7.2 yazılımını kullanarak, özellikle davetli dört katılımcıya sorulan sedde temeli zeminindeki aşırı boşluk suyu basıncı ve deplasmanlar ile ilgili sorulara cevap arandı.

Herhangi bir depozitin özelliklerini anlamak ve değerlendirmek için geçtiği oluşum sürecini ve hangi bileşenlerden oluştuğunu bilmek gereklidir. Kabuk hareketleri, yıkılma, taşınma, sediment oluşumu olayları dünya yüzeyindeki zeminleri oluşumun temel mekanizmasıdır. Bütün zeminlerin kökeni malzeme olarak magmadır. Isıl stabilitelerine göre çeşitli hızlarda parçalanan bu kayaçlar, kimyasal ve fiziksel aşınma süreçlerine uğrayarak nehir, rüzgar ve hava akımlarıyla belli bölgelerde birikerek depozitleri oluştururlar. Delta depozitlerinde erozyon, kuruma, donma kabarma, yığılma ve deformasyon, sızıntı, çimentolaşma ve yaşlanma ile aşırı konsolidasyona uğrarlar, yüzeylerinde bir kabuk oluşur, iyon alış verişi ile sıkışma davranışı değişir ve mukavemet artış ve azalmaları gözlenir.

Yumuşak killer yaygınlıkla karşılaşılan zeminlerdir ve bunların çoğu deniz kökenlidir, düşük mukavemetleri ve yüksek sıkışabilme özellikleri ve likit limit değerine yakın su muhtevalarından dolayı önemli geoteknik problemlere neden olurlar(Skempton, 1969). Genellikle normal konsolide olmalarına rağmen, yaşlanma, kuruma ve zemin suyu alçalıp yükselmesinden dolayı az aşırı konsolide davranış gösterirler. Bu belirgin aşırı konsolidasyon 2.5 ve daha yüksek olabilir dolayısıyla p_c gerilmesini ve s_u mukavemetini artırır ((Bjerrum, 1973). Uygulama açısından, yüzey kuruması ile oluşan kabuk çok önemlidir, kil zeminin taşıma kapasitesini büyük ölçüde artırabileceği gibi, tasarım ve yapı performansı açısından önemli bir belirsizlik unsurudur.

Bilim adamları, yumuşak kil zeminler üzerinde yapılan aşamalı sedde inşaatı için efektif gerilmelerle ve drenajsız mukavemetler ile olmak üzere temelde iki analiz tipi önermektedirler. Efektif gerilmeler ile yapılan analizin geçerli olabilmesi için göçme anında kesme şekil değiştirmelerinin aşırı boşluk basınçlarını tetiklemeyecek kadar göçmenin yavaş gerçekleşmesi gereklidir. Oysa bu durumun gerçekleşmesi için aşamalı inşaatın son derece yavaş ilerleyerek bu aşırı boşluk basınçlarından sakınılması gereklidir, efektif gerilmeler kullanılarak yapılan bir analiz güvenlik katsayısı için çok yavaş yüklemeyi tanımlayan sadece bir üst sınır verebilir. Zeminde drenajsız şartlar altında göçme şartları gerçekleştiğinde efektif gerilmeler ile yapılan analiz geçerliliğini yitirecektir. Zemin stabilitesinde daha kritik ve emniyetsiz bir durumu temsil eden drenajsız mukavemetler dikkate alınmalıdır.

Yumuşak kil depozitler üzerinde yapılan aşamalı sedde inşaatında zemin davranışının önemli problemleri değerlendirilmesi gerekir. Sedde temeli inşaatın ilk aşaması ile konsolide olmaya başlar, inşaatın ilerlemesi için zeminde yeteri kadar aşırı boşluk basıncı sönümlenmesi, dolayısıyla mukavemet artışının çıktığı belirlenmelidir. İlerleyen inşaat aşamaları ile, sedde temelinde stabilite açısından en kritik bölgeyi oluşturan sedde topuğu bölgesinde, kesme gerilmeleri altında konsolidasyon süreci başlar, bu olgunun genel stabiliteye katkısı olumlu yöndedir ve geleneksel deney yöntemleriyle değerlendirilmesi mümkün değildir. Diğer yandan, temel zemini göçme yüzeyi boyunca farklı gerilme durumları gelişir ve her bölgede şekil değiştirme miktarları farklıdır. Daha çok doğal şevlerde sıkı killer için uygulanan progresif göçme analizi uygulanarak, göçme yüzeyi boyunca şekil değiştirmeler sonucu gelinen mukavemet farklılıkları değerlendirilmelidir.

Aşmalı inşaat projelerinde inşaattan önce yapılan zemin etüdü kadar, inşaat süresince zeminin aletsel gözlemlenmesi de önemlidir. Konsolidasyon davranışını belirlemek, drenaj şartlarını açıklığa kavuşturmak ve aşırı boşluk basınçlarını gözlemek amacıyla boşluk basınçları ölçümü önemli yer tutsa da, doğrudan stabilite ve konsolidasyon ile ilgili çıkarımlar yapmak yanıltıcı olur. Zemindeki kısmi göçmeler, belirsiz drenaj şartları ve normal konsolide killer için boşluk basıncı parametrelerinin açık veriler sunmamasından dolayı böyle bir yaklaşım yanıltıcı olabilir. Sedde temelindeki oturmalar ve topuk profili boyunca yanal deformasyonlar zemindeki plastik akmaları bire bir yansıtır. Dolayısıyla boşluk basıncı değişmelerinden ziyade zeminde gelişen drenajsız deformasyonlara dayalı bir arazi gözlem yöntemi daha sağlıklı olacaktır.

Muar Deney seddesi performansını tahmin etmek için çağrılan davetlilere seddenin belli bir inşaat hızı ile erişebileceği maksimum yükseklik, göçme yüzeyi derinliği, sedde temelindeki

boşluk basıncı dağılımı, sedde temeli yüzeyindeki düşey deplasmanlar ve temel altında üç farklı kesitin yanal deplasman profilleri soruldu. Davetli bilim adamları, boşluk basıncı tahminleri için gerçeğe yakın değerler bulmakla beraber, deplasmanlar konusunda son derece zayıf tahminlerde bulundular. Aynı gerçek Plaxis 7.2 yazılımının kullanıldığı bu çalışmada için de geçerlidir, yukarıda belirtilen sorulara cevap aranırken elde edilen sonuçlar eğilimler açısından gerçek değerler ile son derece uyum içinde olmakla beraber, özellikle sedde temelinden alınan üç düşey kesitin yanal deplasman profilleri sayısal olarak büyük sapmalar göstermektedir. Yapılan arazi gözlemleri içinde, sedde merkezi boyunca ölçülen boşluk basınçları ve sedde temeli yüzeyinde yapılan düşey deplasman ölçümlerinden göçme öncesinde en açık uyarılarılar elde edildi.

Aşamalı sedde inşaatı esnasında temel zemininde gerçekleşecek deplasmanların hesabı en belirsiz konudur. Böyle bir çalışmada, temel zemini mühendislik özellikleri doğru bir şekilde belirlenmeli, zeminin gerilme şekil değiştirme özelliklerini yansıtan modeller kullanılmalı ve zeminde gelişen farklı gerilme durumları dikkate alınmalıdır. Zemin etütleri ve tasarım işlemleri ne denli iyi olursa olsun, bir aşamalı sedde inşaatında aletsel gözlem, özellikle temel yüzeyinde ve sedde topuğu kesiti boyunca deplasman ölçümleri, yapılarak analizlerin ve etütlerin doğruluğu sınanmalı ve zeminde gelişebilecek bir göçme durumu önceden değerlendirilmelidir.

Göçme öncesinde temel zemininde bir pasif zemin takozu mobilize olmaktadır. Bu takozun mobilizasyonu ancak zeminde belli deformasyonların gerçekleşmesi ile mümkündür. Drenajsız şartlar için bu deformasyonlar laboratuar deneyleri ile belirlendikten sonra, arazide ölçülen temel zemini oturmaları değerlendirilerek zemindeki göçme durumu önceden belirlenebilir.

Sedde inşaatında şev bölgesi stabilite açısından en kritik bölgedir, burada uygulanacak drenaj yöntemleri ile genel yapı stabilitesinin arttırılması mümkün olur.

2. YUMUŞAK KİLLERİN OLUŞUMU VE ÖZELLİKLERİ

Herhangi bir depozitin özelliklerini anlamak ve değerlendirmek için hangi bileşenlerden oluştuğunu ve hangi oluşum süreçlerinden geçtiğini bilmek gereklidir. Bu konu ile ilgili olmak üzere zemin ve kaya aşınması, zeminlerin erozyonu ve taşınması, sedimentlerdeki birikme işlemleri ve birikme sonrası işlemler büyük öneme sahiptir. [1,2]

2.1. Jeolojik Çember ve Aşınma

Jeolojik zamanlar boyunca dört temel olay yer kabuğu üzerinde ardışık olaylar zinciri şeklinde etkindir. Bunlar Yıkılma (Denudation) kıta kayaları üzerinde etki eden, mekanik, kimyasal bütün aşınma işlemlerini içermektedir, Taşınma aşınma ürünlerinin çeşitli taşıyıcılarla genellikle yüksek bölgelerden alçak bölgelere aktarılmasını tanımlar. Birikme taşınmış sedimentlerin diğer bir alanda toplanmasının ifade eder. Sediment oluşumu, birikmiş sedimentlerdeki yoğunlaşma, kompozisyonlarının değişmesi ve taşlaşmalarını içerir. Kabuk hareketleri yük boşalmasına uğramış yer kabuğunu aşamalı yükselmesini, deposit havzalarının zamanla çökelmesini ve yer kabuğundaki ani hareketleri ve fay oluşumlarını tanımlar. [1]

Kaya kristallerinin yapısı boyutları ve aşınmaya olan dirençleri üzerinde önemli etkiye sahiptir. Bir kaya minerali en büyük elektrokimyasal stabiliteye kristalleşme ısısında erişir, ısı kristalleşme sıcaklığının altında azaldıkça stabilite de azalır. Olivin yüksek kristalleşme ısısından dolayı stabilite açısından en zayıf kayadır, kuartz ise düşük kristalleşme ısısına sahiptir ve en bol bulunan kil olmayan mineraldir. Zeminler ve kayaların erozyonu çeşitli boyutlarda, kompozisyonlarda ve karışımlarda parçacıkların oluştuğu bir parçalanma sürecidir. Ortaya çıkan yeni ürün bir miktar iç enerjisini kaybetmiştir ve önceki haline göre daha kararlıdır. Yerkabuğunun aşağı seviyelerindeki kayalar ile karşılaşınca erozyon etkileri ile karşılaşınca kayalar basınç ve ısı azalmasına uğrarlar, bu yeni ortamda mevcut dengenin gerektirdiğinden fazla bir iç enerjiye sahiptirler. Bu durum atmosfer etkileri, su ve çeşitli kimyasal ve biyolojik unsurlar ile birleşince, bir değişim süreci ortaya çıkar. Çok çeşitli fiziksel, kimyasal ve biyolojik unsurlar kaya kitlelerini parçalarlar, fiziksel unsurlar parçacık boyutunu küçültür, yüzey

alanını ve yığın hacmini artırır, kimyasal unsurlar ise fiziksel ve kimyasal özellikleri aynı anda değiştirir. Yeryüzündeki zeminler genellikle kil mineralleri ve kuvartzdan oluşur, çünkü feldispat, olivin, camlar gibi mineraller kararsızdır ve bozularak kil minerallerini oluşturur, kuvartz ise kararlı bir mineraldir ve kimyasal erozyona uğramaz. [1]

2.2. Taşınmanın Sediment Özellikleri Üzerindeki Etkisi

Taşınmanın fiziksel özellikler üzerindeki en büyük etkisi birikme ve aşınmadır. Birikme iki şekilde olabilir; değişen parçacık boyutlarında merceklerin oluştuğu yerel birikme ve akıntı yönünde parçacık boyutunun boyuna veya aşamalı değiştiği birikme. Genellikle akıntı kaynağına doğru sediment çapı büyür, bu durum kayalık vadilerde ve yaşlı nehir deltalarının ince taneli sedimentlerinde açıkça görülür. Küresel parçacıklar aynı boyutlu daha az küresel parçacıklara göre asıltı içinde daha hızlı çökelir, fakat akıntı ile diğer parçacıklara göre daha uzaklara taşınabilirler. Yüksek yoğunluğa sahip küçük parçacıklar, düşük yoğunluğa sahip büyük parçacıklar ile aynı hızda çökelirler. Akıntı miktarı arttıkça taşınan madde miktarı da artar. Akıntı hızı arttıkça taşınan parçacıkların çapı artar. Bununla beraber akım şiddeti mevsimsel farklılıklardan dolayı çok değişik özellikler sergileyebilir, dolayısıyla bir noktadaki birikme özellikleri son derece karmaşıktır. Parçacık boyutu öğütülme, darbe, kırılma ve patlama gibi olaylarla değişir. Aşınma iri taneli parçacıkların şeklini ve boyutunu etkilerken kum boyutundaki parçacıkların sadece şeklini değiştirir. Su ile taşınan kumlar yuvarlaklaşır ve yüzeyleri düzgünleşir; rüzgarın sürüklediği parçacıklar donma etkilerine maruzdur. Piroksen, amfibol, feldispat, ve kaya parçacıkları taşınma sırasında hızla kırılırlar. Kuvartz gibi kimyasal olarak kararlı mineraller çok daha yavaş hızda ve fiziksel olarak parçalanırlar. Kuvartz tanecikleri rüzgar ile taşınırken birkaç sedimantasyon çemberinden geçerek ancak yüzde bir yada iki kayba uğrayabilirler, hatta şekilleri yuvarlak ise bu kayıp daha az olabilir. Rüzgar taşınması ile ortaya çıkan aşınma su taşıması ile ortaya çıkan kayıplardan yüzlerce kez daha fazladır (Kuenen, 1959).

2.3. Delta Depositleri

Sedimentlerin akıntı ile taşınarak denize veya göle birleşirken hızları azalır ve nehir ağızlarına birikirler, bu bölgelere delta depozitleri denir. Asıltı içindeki iri taneli parçacıklar nehir ağzına birikirken, daha küçük taneli parçacıklar akıntı ile yoğun deniz suyu içinde taşınarak deniz içine birikirler. Büyük deltalar çok geniş alanlar kaplamaktadırlar, örneğin Ganj deltasının yüzey alanı yaklaşık olarak 130 bin kilometre karedir. Büyük deltalar karmaşık sedimanter yapılar olmalarına rağmen, üç belirgin kısımları ile ayrılırlar. Bunlar deltanın yüzeyini kaplayan üst yapı, nehir ağzını kaplayan ön yapı ve delta tabanını kaplayan alt yapıdır. Ayrıca su altı ve hava altı kısımları olmak üzere alt bölümlere de ayrılırlar. Deltanın su altı kısmı sürekli deniz seviyesinin altında bulunur ve ince taneli delta zemini bu bölgede bulunur. Deltanın hava altı kısmı tipik olarak aşağı ve yukarı delta düzlemlerinden oluşur. Yumuşak killer ince tabakalardan oluşur, kırıklıdır ve yüksek plastisiteye sahiptir. Ön delta killerini oluşturan üst ve ön yapılar iri taneli ve heterojen killerden oluşur [2]. İleri

aşamalarda nehir akıntısı geniş deltanın sadece küçük bir parçasını oluşturur. Nehirdeki mevsimlik taşmalar sonucu nehir yatağı boyunca alüvyonlar birikir, böylelikle doğal taşma seddeleri meydana gelir. Bu seddeler genellikle kum ve çakıldan oluşur. [1].

Akıntı boyunca birikme sonucunda eğim azalır, sürüklenmeye karşı sürtünme direnci artar, akıntı debisi azalır, nehire veya denize birleşirken daha sakin akar.

2.4.1. Sedimentlerde Birikmeden Sonra Ortaya Çıkan Değişiklikler

Bir deposit oluştuktan sonra insanların yaptıkları inşaatlar ile karşılaşıncaya kadar birikme sonrası bazı kimyasal, fiziksel veya biyolojik karakterli olaylar sonucunda değişikliklere uğrar. Bu değişikliklerin sebebi sedimentin bulunduğu bölgenin kimyasal, fiziksel ve basınç değişmelerine uğramasıdır. Zemin özelliklerini anlamada, zemin profili verilerini değerlendirmede ve jeolojik tarihçeyi belirlerken bu değişiklikleri dikkate alınmalıdır[1]. Argilakoz sedimentler birikmelerinden hemen sonra kimyasal ve mineralojik değişmelere uğrarlar, argilakoz kayalardan oluşan kil mineraller latis lerindeki iyonik alış-veriş ile tamamen değişikliğe uğrarlar, örneğin montmorillonit illite dönüşür (Greensmith, 1978). Sedimentin sıkışma ile başlayan ilk oluşum aşamalarında, yeteri kadar porozite mevcut ise kil mineralleri kolloit çözelti içinde taşınır. Smektit grubu mineralleri daha hareketlidir ve genellikle kabuk parçacıkları içindeki kalsit ile yer değiştirir. Yeni oluşmuş bir sediment asıltı halinde hacimsel olarak %10-30 katı madde içerir ve %70-90 poroziteye sahiptir. Bu sedimentlerin önemli miktarda organik madde içermesi durumunda başlangıçtaki porozite %90'ı geçebilir, genellikle ayrık (flocculated) depositler yönlenmiş (dispers) olanlara nazaran daha yüksek poroziteye sahiptir. Depositin üstündeki tabaka yüksekliği arttıkça serbest su sürekli olarak depositi terk eder fakat porozite %75'e düşünceye kadar deposit sıvı haldedir. Sedimentin sıkışması serbest suyun uzaklaşması ile beraber katı parçacıkların mekanik olarak düzenlenmesinden etkilenir. Serbest su depoziti terk ettikçe konsolidasyon oturmaları ilerler ve fiziksel temas durumuna geçen mineral parçacıklar deforme olmaya başlarlar. Birikme sonrası gelişen işlemler(=prosesler) kuruma, konsolidasyon ve oturma, eklem (joint) oluşumu, kimyasal aşınma, sızma ve çimentolaşmadır, bu başlıklar aşağıda irdelenecektir. [1,2]

Kuruma

Yumuşak kil sedimentler havaya maruz kalmaları halinde üst yüzeyleri kurumaya başlar. Aşağı bölgelerdeki su kapiler kuvvetler ile yukarı hareket eder, boşluk basınçları eksi değerler alır ve efektif gerilmeler artar. Depozit yüzeyindeki sıkışabilir sedimentler buharlaşma ile önemli miktarda boşluk oranı azalmasına uğrarlar, genellikle donma etkilerinden dolayı fizürlü yapıya sahiptirler. Kuru tabakanın kalınlığı genellikle 1-3 metre arasında değişir, bazı bölgelerde 8 metreye kadar çıkabilir. Yumuşak kil depozitlerdeki çatlaklar ve fizürler iki mekanizmadan dolayı ortaya çıkabilir. Birinci grup çatlaklar "çamur çatlağı" olarak adlandırılır ve kurumdan dolayı ortaya çıkan hacim azalması ve ile oluşurlar. Genel bir kural olarak çatlak derinliği çatlak genişliğinin on katı olan ortogonal poligonlardan oluşurlar. Diğer mekanizma ani kuruma (syneresis) olarak adlandırılan jeldeki anlık su kaybı çatlağıdır.

Aslında bir kuruma çatlağı değildir, nemli ortamlarda da oluşabilir, daha çok büzülme ile ortaya çıkan bir çeşit su kaybıdır. Bir kural olarak e maruz kalan jeller maruz bulundukları çekme kuvvetine bağlı olarak su kaybederler ve büzüşürler. Bu olgu daha çok doğal killerde ortaya çıkmaktadır ve makro yapıdaki çatlakları açıklamaktadır. Bu fizürlerin yüzeyleri düzensizdir, kenarları düzgündür ve derinlik boyunca uzarlar. [2]. Havaya maruz kalması halinde depozitte oksidasyon ortaya çıkar ve aşınma süreci hızlanır. Pek çok killer ve shaleller özellikle aktif kil mineralleri içerenler, kuruma ve uzun zaman havaya maruz kaldıktan sonra tekrar ıslanıp doygun hale gelerek stabilitelerini önemli ölçüde yitirebilirler [1].

Aşınma

Kuru kabuk tabakasının altında kimyasal aşınma ve sızıntılardan dolayı bir aşınma bölgesi oluşur. Çözünmüş oksijen içeren yağmur suyu sızıntıları aşınmayı hızlandırır. Organik maddelerin çözünmesiyle oluşan hümik asit ve kil minerallerinde önemli ölçüde değişmeler gözlenmiştir (Bjerrum, 1967, 1969) kimyasal aşınma yumuşak killerin plastisite, sıkışabilirlik, ve mukavemet özellikleri üzerinde büyük etkiye sahiptir [2] . Aşınma ile beraber depozitte, aynen kayalarda gerçekleşen aşamalı kimyasal değişiklikler olur, bazı durumlarda zeminin özellikleri iyileşir ve daha aşağı tabakaları koruyan bir katman ortaya çıkar. Örneğin jeolojik hareketlerle yükselmiş deniz killeri bünyelerindeki sodyumu baskın bir katyon olan potasyum ile değiştirebilirler (Moum ve Rosenqvist, 1957). Bu örselenmiş ve yoğrulmuş mukavemetleri artırır. Bazı lös depozitlerin aşınması ile ortaya çıkan geçirimsiz lem tabakası kararlı olmayan alt tabakalarını sızıntılardan korumaktadır. [1]

Konsolidasyon ve Oturma

İnce taneli sedimentlerin konsolidasyonu, dolgu üzerindeki efektif gerilmeleri artıran, geostatik yük artışı, kuruma ve zemin suyu seviyesinin yükselip alçalmalarından dolayı ortaya çıkmaktadır. Granüler malzemelerden oluşan depozitler bir seviyeye kadar aynı şekilde etkilenirler. Konsolidasyonun sedimentler üzerindeki etkileri mukavemet artışı, sıkışabilirliğin azalması, şişme potansiyelinin artması ve permeabilitenin azalması olarak sıralanabilir. [1]

Sızıntı, İyon Alış-Verişi, Differansiyel Çözeltiler

Sızıntı, yumuşak killerin fiziksel ve mekanik özelliklerinde ciddi değişikliklere neden olur. Bu proses çözeltideki maddeleri uzaklaştırır (örneğin tuzlar) ve hidrolik basınç altında veya difüzyon ile gerçekleşir. Sedimentin yüzeyine doğru tuz muhtevası azalır, derinlik arttıkça tuz muhtevası artar. Bununla beraber, sızıntı parçacıklar arası kuvvetler üzerinde büyük değişmelere yol açar ve hassas kil oluşumunda ana sebep olarak gösterilmektedir (Lambee, 1953; Bjerrum, 1954; Mitchell, 1956). Sızıntı sadece sıkışabilirliği artırmaz, aynı zamanda drenajsız mukavemeti de azaltır (Bjerrum, 1956). [2] [1]

Mineral Oluşumu, Mineral Dönüşümü, Çimentolaşma ve Yeniden Kristalleşme

Mineral oluşumu taneleri daha köşeli ve pürüzlü bir hale getirir, boşluk oranını ve dolayısıyla permeabiliteyi azaltır. Küçük kristaller ve kaya parçacıkları büyüyerek iri daneli parçacıklara dönüşebilir. Isı, basınç ve zaman etkilerinden dolayı, parçacık yüzeyi tekstürü değişmesi, bir mineralin diğer bir minerale dönüşmesi ve parçacıklar arasında bağlar oluşması mineral dönüşümü olarak adlandırılır. Sedimanter bir havza da derinliğin artması ile beraber kil sedimenti önemli değişikliklere uğrar, su tabakalarının aşamalı olarak uzaklaşmasıyla

genleşebilen kil mineraller değişmeyen formlara dönüşebilir (örneğin montmorillonit, karışık tabakalar halinde illite dönüşür) (Burst, 1969). Çimentolaşma zemin özellikleri ve stabilitesi üzerinde önemli etkilere sahiptir. Kil hassasiyeti üzerindeki etkileri bilinmesine rağmen, çimentolaşma ne her zaman kolaylıkla tanınabilir ne de her zaman etkileri miktarsal olarak belirlenebilir (Mitchell, 1956) ve zeminde belirgin miktarda önkonsolidasyon basınçlarına sebep olabilir. Çimentolaşmanın belirlenememesi inşaat zorluklarına ve tartışmalara neden olabilir. [1]

Eklem (Joint) ve Fizür Oluşumu

Bazı normal konsolide killer, taşma deltalarında bulunan hemen bütün killer ve önkonsolidasyona uğramış pek çok killer eklem (joint) oluşumu nedeniyle ile zayıflarlar. Taşma deltalarında bulunan killer, ıslanma ve kurumalardan dolayı genleşip, büzüşürler ve bu nedenle kil tabakaları arasında eklemelr (joint) oluşur. Bu tip killerde kısa mesafelerle oluşmuş eklemelr (joint), yapılan bir kazı ile stabilitesini kaybedebilir, yük boşalması ile eklemler açılır tabakalar arasına su girer ve kil yumuşar. [1]
Fizürler kuruma veya boşaltma ile erişilemiyecek, büzülme (=schrinkage) limitinin hemen üstünde bir su muhtevasına sahip normal konsolide killerde bulunurlar (Skempton ve Northey, 1952). Sabit bir su muhtevasında depolanmış kil öbeklerinde artan kırılganlık gözlenebilir. Bu davranış kil parçacıklarının birbirini çekerek sıkıca yapışmış fizürlülü agrega parçacıkları oluşturma davranışından kaynaklanabilir. Ağaçlar bazı killerde fizürlüoluşumuna ve büzüşmeye sebep olduğu gözlenmiştir (Barber, 1958). Ağaç kökleri suyu emer ve bu durum zeminde büyük kapiler basınçlara neden olur. Yağmur, kurumuş kabuklu depozitin üzerine düştüğü zaman, kapiler boşluklar tarafından emilir; kilin içindeki hava gerilme çatlaklarına neden olacak kadar sıkışır veya ağaç köklerinin geçtiği boşluklardan püskürür. Bu sedimentler bir şok sonucu şiddetli kırılmalara uğrayabilirler. Yarım metre genişliğinde, derinliği belirsiz, metrelerce aralıkla yerleşmiş çatlaklar binaların ve yolların zarar görmesine neden olabilir.[1]

2.5. Yumuşak Zeminlerin Özelliklerini Belirleyen Etkenler

Aşamalı sedde inşaatı tasarımında birincil öneme sahip zemin özellikleri sıkışabilirlik, permeabilite, mukavemet ve sıkılıktır. Bu özellikler zeminin mekanik davranışını, otrma özelliklerini v stabilitesini belirler. Killerin mekanik özelliklerini etkileyen unsurlar Tablo 2.1 de özetlenmiştir.

Tablo 2.1 Kilin Mekanik Özelliklerini Belirleyen Etkenler

Birleşim	Fabrik	Gerilme Tarihçesi	Kimyasal Tarihçe
Derecelenme Mineraloji Organik Muhteva Boşluk Suyu Kimyası	Eğilim Tabakalaşma Fizürlenme Kayma yüzeyleri Kök boşlukları Kuruma çatlakları	Yük boşaltması Kuruma Yaşlanma	Aşınma Sızıntı İyon alış-verişi Çimentolaşma Tiksotropi
← *Birikme Ortamındaki Değişiklikler* →			
← *Birikme Sonrası Değişiklikler* →			

Kilerin mekanik özellikleri genellikle nonlineer, gerilme-şekil değiştirme seviyesine bağlı, anizotropik ve gerilme-şekil değiştirme hızına bağlıdır.

Birikme Ortamındaki Değişiklikler

Yumuşak killerin mekanik özelliklerini etkileyen birikme ortamınki değişiklikler şunlardır:

- Sedimantasyon hızı ve enerjisi: Birikme hızının yüksek olması durumunda, yükleme ile ortaya çıkan aşırı boşluk basıncı tamamen sönümlenmeyebilir. Bu durumda zeminde konsolidasyon tamamlanmamıştır, boşluk basınçları hidrostatik değerlerden büyüktür. Düşük yoğunluklu zeminlerde sedimantasyon hızının azalması , dolayısıyla büyük boşluk oranlarında zemin denge durumundadır ve bir sedde yüklemesi ile büyük sıkışmalar gösterebilir.
- Sedimantasyonun gerçekleştiği ortamdaki su içeriği ve suyun kimyasal özellikleri: Kilin oluştuğu ortamdaki boşluk oranı veya su muhtevası kısmen bakir konsolidasyon eğrisinin yerleşimini belirler. Bu durum zeminin ilerideki davranışına, özellikle sıkışabilirlik üzerinde, önemli etkilerde bulunur, başlangıçtaki su muhtevasındaki değişmelerden dolayı gerilme seviyesi yükseltilerek bu olumsuz durum giderilmeden normalizasyon yöntemi kullanılamaz.
- Oluşan sedimentin birleşimi ve organik zemin içeriği.
- Makro ve mikro ölçekte sedimantasyon fabriği (özellikle tabakalı ve ardalı siltli killerde olma durumu).
- Depozitteki düşey ve yatay değişmeler.

Birikme Sonrası Ortaya Çıkan Değişim

Kildeki birikme sonrası değişikliler ve mekanik özelliklere etkisi. Tablo 2.2de özetlenmiştir.

Tablo 2.2 Birikme sonrası depozitte ortaya çıkan değişiklikler.

Gerilme Tarihçesi		Erozyon	Erozyon ile ortaya çıkan yük boşaltması (yeniden sıkışma) Yığılma ve kesilme.
		Dalga sıkıştırması	Aşırıkonsolidasyon
		Kuruma	Aşırıkonsolidasyon. Kabuk oluşumu. Büzülme çatlakları.
	Fabrik Etkisi	Donma-kabarma	Aşırıkonsolidasyon. Ayrışma.
		Canlı etkileri	Kazı ve dolgu ile örselenme. Kök boşlukları oluşumu. Permeabilitede ve zemin kimyasında değişiklikler.
		Yığılma ve kesilme	Plastik killerde fizürlerin, kesme yüzeylerinin ve düşük mukavemetli yüzeylerin gelişmesi.

Kimyasal Geçmiş		Aşınma	Oksidasyon ve kompozisyondaki değişmeler, plastistede, yğrulmuş mukavemette ve hassasiyette değişmeler neden olur.
		Sızıntı	Boşluk suyu kimyası değişir, iyon alış-verişi ve farklı çözeltiler oluşur, bütün bunlar plastisite, hassasiyet ve yoğrulmuş mukavemeti etkiler.
		Çimentolaşma	Mukavemet artışı, başlangıçtaki sıkışabilirlik, karbonat bağlarından, oksitlerden dolayı azalır.
	Zaman Etkisi	Tiksotropi	Sabit su muhtevasında mukavemet artar. Belirgin önkonsolidasyon gerçekleşir.
		Yaşlanma	Su muhtevası azalır, sabit düşey efektif gerilmeler altında mukavemet artar. Belirgin önkonsolidasyon gerçekleşir.

Yük boşalması ile aşırı konsolidasyon: Birikme ortamındaki değişiklikler sediment birikmesini durdurabilir, takip eden erozyon ile depozitteki düşey efektif gerilme azalır, boşluk oranı artar, depozit bu durumda mekanik olarak aşırıkonsolide duruma geçer. Birikme süreci yeniden başlayarak depozit yeniden normal konsolide duruma gelebilir.

Dalga sıkıştırmasıyla aşırı konsolidasyon: Bazı birikme ortamlarında yumuşak kilin yüzeyi inip çıkan dalgaların düşey yüklerine maruz kalabilir, bu yüklemeler sediment içinde aşırı boşluk basınçlarına neden olur, bu basınç zaman içinde sönümlenir ve konsolidasyon gerçekleşir.

Tiksotropi : Tiksotropi, yeniden şekillenme ile yumuşama ve zaman içinde eski sert halini almak olarak tanımlanır (Burgers ve Scott Blair, 1948) sabit hacim altında karışım değişmeden geri dönüşümlü bir işlemdir. Doğal killerin çoğu tamamen tiksotropik malzemeler değildir, yeniden şekillendirildiklerinde ilk mukavemetlerini kazanamazlar. Buna rağmen doğal killer yeniden şekillendirildikten sonra mukavemet artışıyla, tiksotropik pekleşme gösteririler.

3. ZEMİN MODELLERİ VE SONLU ELEMANLAR

Bu bölümde analizlerde kullanılan zemin modelleri Plaxis7.2 yazılımındaki kulanımına değinilerek açıklanacak ve sonlu elemanlar yöntemi ile ilgili özet bilgi verilecektir.

3.1. Analizde Kullanılan Zemin Modelleri

3.1.1. Cam Kili Modeli

Coulomb (1776) ve Rankine'nin (1857) çalışmalarından beri plastisite teorisi uzun zamandır geomekanik alanında uygulanmaktadır. Kayma doğrusu teorisi ve limit analiz teoremleri sıklıkla kullanılmaktadır. Fakat zemin için gerçekçi bünye denklemlerinin üretilmesi metaller için aynı çalışmaların yapılmasından çok sonra olmuştur. Zeminlerin sürtünme davranışı ile ilgili ilk çalışmalar, von Mises göçme kriterinin geliştirilmesi (Drucker ve Prager, 1952) veya Mohr-Coulomb göçme zarfının geliştirilmesi pek çok temel zemin davranışı konularını modellemede başarısız olmuşlardır. Aynı zamanda birleşik birleşik akma kurallarının kabulü akma sırasında aşırı dilatant davranışın hesaplanmasına yol açıyordu. 1950'li yıllarda ilk kritik durum modellerinin formülasyonları ile ilgili ilk çalışmalar yapılmıştır. Drucker ve diğerleri (1957) hacim değişikliği ile kontrol edilen bir akma başlığının olduğunu belirttiler, Roscoe ve diğerleri (1958) kritik durum teorisi ve durum sınır yüzeyi varlığına dayanarak zemin davranışı için bir model geliştirdiler, ve Calladine (1963) bu modelin formülasyonu için bir temel oluşturan, pekleşen plastisite teorisini önerdi. Elastoplastik bünye kanunu olarak Cam kili modeli ilkönce Cambridge Üniversitesi'nde Roscoe ve Schofield (1963) ve Schofield ve Wroth (1968) tarafından sunuldu. Daha sonra Roscoe ve Burland (1968) Modifiye Cam Kili modelini önerdiler. [4]

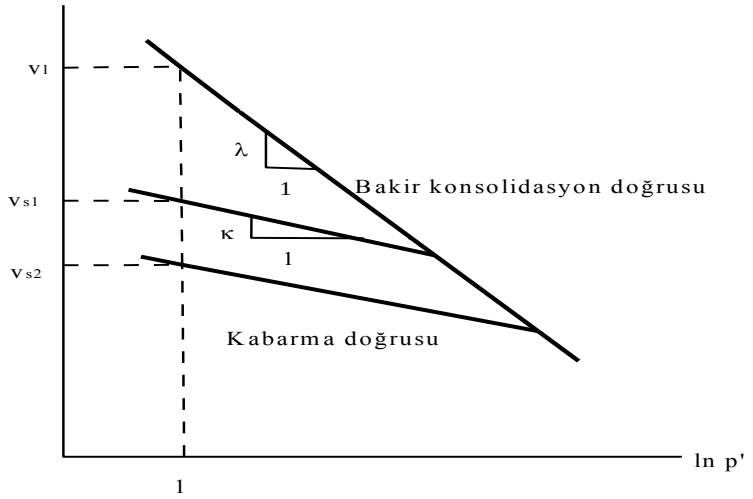
Cam Kili ve Modifiye Cam Kili modelleri başlangıçta üçeksenli gerilme durumları için geliştirilmişti. Model esasen şu kabullere dayanmaktadır:

1. Bir kil numunesi, tamamen drenajlı ve izotropik sıkışmaya maruz kalırsa, ν-lnp' uzayında kabarma ve bakir konsolidasyon doğrularından oluşan bir doğru grubu üzerinde hareket eder, Şekil 3.1. Başlangıçta ilk yükleme ile zemin bakir konsolidasyon eğrisi üzerinde aşağı doğru hareket eder. Eğer b noktasında zemin üzerindeki yük boşaltılırsa bc dorusu üzerinde yukarı hareket eder. Yeniden yüklenmesi halinde yine bc dorusu üzerinde aşağı hareket eder ve bakir konsolidasyon eğrisi ile b noktasında kesişir ve bu doru üzerinde aşağı doğru harekete devam eder. Bakir konsolidasyon eğrisi üzerinde d noktasında zemindeki yük boşaltılması halinde de doğrusu üzerinde geri hareket eder. Bakir konsolidasyon ve kabarma doğruları ν-lnp' uzayında sabit eğimli doğrular olarak kabul edilir ve Bağıntı 3.1 ile tanımlanır:

$\nu + \lambda \ln p' = \nu_l$ (bakir konsolidasyon doğrusu) 3.1.a

$\nu + \kappa \ln p' = \nu_s$ (kabarma doğrursu) 3.1.b

Burada κ, λ ve ν_l değerleri bir kil tipine ait karakteristik değerlerdir, fakat ν_s değeri her kabarma dorusu için farklıdır. Bakir konsolidasyon doğrusu üzerindeki hacim değişikliği geri dönüşümsüzdür veya plastik olarak tanımlanır, kabarma eğrisi üzerindeki hacim değişikliği ise geri dönüşümlü veya elastiktir.



Şekil 3.1 İzotropik sıkışma altında Cam kili modeli davranışı

2. Artan üç eksenli gerilmeler altında, $q=\sigma'_v-\sigma'_h=\sqrt{3}\,J$, q bir akma değerine ulaşıncaya kadar elastik kabul edilir ve akma fonksiyonu $F(\{\sigma'\},\{k\})=0$ ile elde edilir. Cam Kili ve Modifiye Cam kili modelleri için akma yüzeyleri Bağıntı 3.2. ile tanımlanır;

$$F(\{\sigma'\},\{k\})=\frac{J}{p'M_J}+\ln\left(\frac{p'}{p'_0}\right)=0 \qquad \text{(Cam kili)} \qquad 3.2.a$$

$$F(\{\sigma'\},\{k\})=\left(\frac{J}{p'M_J}\right)^2-\left(\frac{p_0'}{p'}-1\right)=0 \qquad \text{(Modifiye Cam Kili)} \qquad 3.2.b$$

Burada, p' ortalama efektif gerilme, J deviatörik gerilme, M_J diğer bir kil parametresi ve p'_0 o anki kabarma eğrisi ile bakir konsolidasyon eğrisinin kesişim noktasıdır. Cam kili akma yüzeyi logaritmik bir eğri çizer, Modifiye Cam kili akma yüzeyi ise bir elipstir. p'_0 parametresi akma yüzeyi boyutlarını belirler ve her kabarma doğrusu için ayrı bir değeri vardır. Bağıntı 3.2 ile ifade ν-J-lnp' yüzeyi Stabil Durum Sınırı Yüzeyi olarak adlandırılan bir yüzeyi tanımlar. ν-J-lnp' yüzeyi içinde bulunan bir zemin elastik davranış gösterir, ν-J-lnp' yüzeyi üzerinde ise davranış elasto-plastiktir, bu yüzeyin dışında ise bir kilin bulunması mümkün değildir.

3. Yumuşama ve pekleşme izotropiktir, ve p'_0 parametresi ile kontrol edilir, bu da hacimsel plastik şekil değiştirme, ε_v^p ile ilişkilendirilir, Bağıntı 3.3:

$$\frac{dp'_0}{p_0} = d\varepsilon_v^p \frac{v}{\lambda - \kappa} \qquad 3.3$$

4. Zemin eğer plastik ise, (Stabil Durum Sınır Yüzeyi üzerinde) plastik şekil değiştirme artım vektörü akma eğrisine dik alınır. Sonuç olarak model Bağıntı 3.3 ile tanımlanan plastik potansiyel P({σ'},{k}) ile birleşik akma kuralına sahiptir.

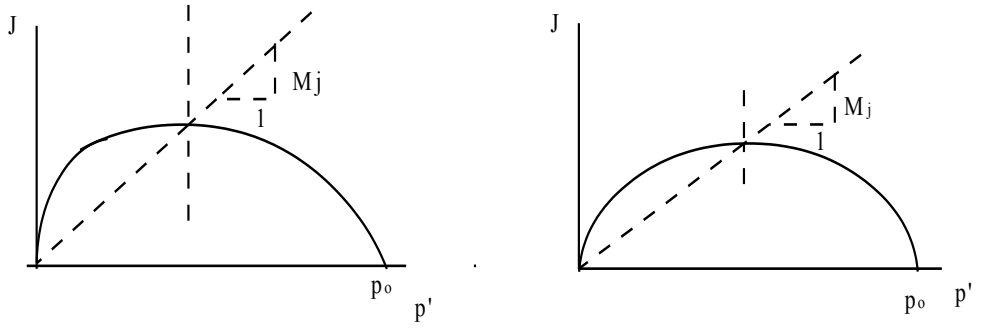
5. Yukarıda belirtildiği gibi bir kabarma eğrisi boyunca davranış elastiktir. Bu şu anlama gelmektedir, elastik hacimsel şekil değiştirmeler Bağıntı 3.1 kullanılarak elde edilebilir:

$$d\varepsilon_v^e = \frac{dv}{v} = \frac{\kappa}{v}\frac{dp'}{p'} \qquad 3.4$$

buradan elastik hacimsel modül elde edilir,

$$K = \frac{dp'}{d\varepsilon_v^e} = \frac{vp'}{\kappa} \qquad 3.5$$

İlk formülasyonda elastik şekil değiştirmeler dikkate alınmamıştı. Sayısal problemlerden sakınmak ve durum sınır yüzeyi içinde daha bir modelleme elde etmek için elastik şekil değiştirmeler genellikle elastik kesme modülü, G, kullanılarak elde edilir. Bu da modelin bir diğer parametresidir. [4]

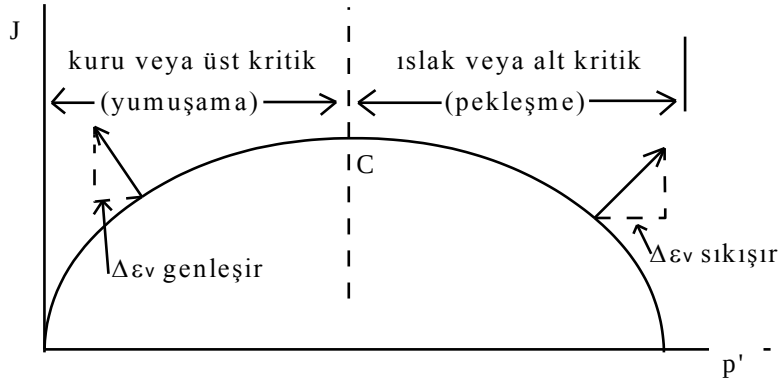


(a) Cam Kili (b) Modifiye Cam Kili

Şekil 3.2 Cam kili akma yüzeyinin J-p' düzlemine izdüşümü.

Cam kili modelinin akma yüzeyindeki, J=0, süreksizliklerden dolayı teorik ve uygulama problemleri içermektedir. Akma kuralı birleşik olduğu için izotropik gerilmeler bu noktada sıfırdan büyük şekil değiştirmeler verir. Bu problemden sakınmak için göçme yüzeyinin bu bölgesinde bir köşe kabul edilerek çözülebilir ve artımsal şekil değiştirme vektörü p' eksenine paralel olarak elde edilebilir, fakat yine de deviatörik gerilmeler artarken, artımsal şekil değiştirme vektörünün ani bir atlama yapması gerekecektir. Bu model aynı zamanda

uygulanan artımsal şekil değiştirmelerin verdiği gerilmelerin hesabında problemli sonuçlae verebiliyordu. Bu nedenlerle modifiye Cam kili modeli geliştirildi. Akma yüzeyi için bir elips kabul edilerek bu problemler giderildi. [4].



Şekil 3.3 Cam kili modellerinin hacimsel davranışı

Şekil 3.3'te gösterilen C noktası akma yüzeyi (ve plastik potansiyel) üzerindeki sıfır eğimli bir noktayı temsil eder. Bu noktada artımsal plastik hacim şekil değiştirmeleri sıfırdır ve bu noktada akma yüzeyi durağan duruma gelir (pekleşme ve yumuşama yok). C gibi bir nokta zemin için, başlangıç durumundan bağımsız göçmeden önceki son durumudur. Böyle bir durum kritik hal olarak tanımlanır ve çok önceleri zemin davranışın temel bir özelliği olarak tanımlanmıştır. Farklı akma yüzeyleri için kritik durum noktaları, izotropik pekleşme kuralından dolayı, eğimi M_J olan bir doğruyu oluşturur. Model doğal bir yol ile, birleşik plastisiteyi sürtünme zarfı ile ve nihai durumda sıfır dilatasyonla uyumlu hale getirir. Cam kili modellerinin başarıyla tahmin ettiği bir diğer zemin davranışı özelliği, gerilme tarihçesine bağlı olarak zeminin farklı hacimsel tepkileridir. Eğer bir zemin elemanı C noktasının sağında akarsa artımsal hacim değiştirmeler sıfırdan büyüktür (sıkışma), Şekil 17, ve pekleşme davranışı gerçekleşir, (Bağıntı 3.3'te p'_0 artar) akma yüzeyinin bu kısmı *alt* kritik veya ıslak olarak tanımlanır. Akmanın C noktasının solunda gerçekleşmesi halinde (kuru veya üst kritik taraf), Şekil 7.18, yumuşama davranışı gerçekleşir, (Bağıntı 3.3 p'_0 'da azalma hesaplar). Böylece C noktasının sol tarafı da bir akma yüzeyi gibi davranır.

3.1.3. Plaxis Yazılımında Kullanılan Yumuşak Zemin Modelinin Özellikleri

Plaxis 7.2 yazılımında Modifiye Cam kili kullanılmaktadır, modelin bilinen avantajları dahil olmak üzere bazı özellikleri aşağıdadır:

- Gerilmeye bağlı elstisite modülü (logaritmik sıkışma davranışı)
- İlk yükleme, yükleme ve tekrar boşaltma arasında farklılık vardır.
- Önkonsolidasyon gerilmeleri hafızası mevcuttur.
- Göçme davranışı Mohr-Coulomb kriterine göre gerçekleşir.

Üçeksenli Gerilme Durumu İçin Göçme Kriteri

Kolaylık olması için burada sadece üç eksenli gerilme durumu ($\sigma'_2=\sigma'_3$) ile sınırlandırılacaktır. Bu durum için akma fonksiyonunun gerilme durumu Yumuşak-Zemin modelinde Bağıntı 3.7 ile tanımlanır.

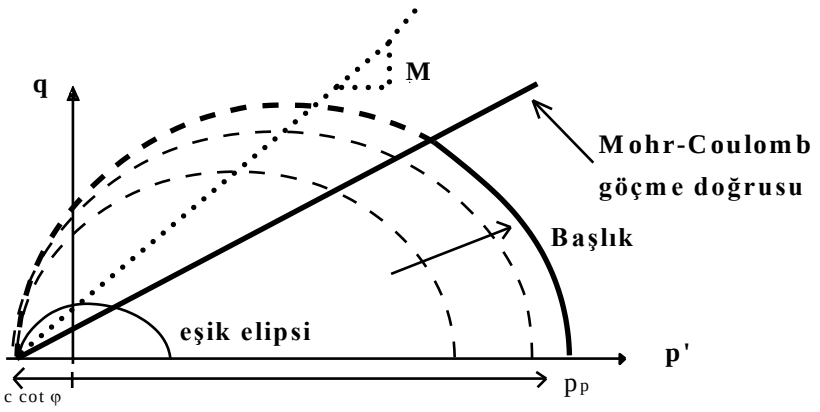
$$f = \overline{f} - p_p \qquad 3.7$$

burada $\overline{f}$ gerilme durumunun (p',q) bir fonksiyonudur, ve önkonsolidasyon basıncı p_p plastik şekil değiştirmenin bir fonksiyonudur:

$$\overline{f} = \frac{q^2}{M^2(p'+c\cot\phi)} + p' \qquad 3.8$$

$$p_p = p_p^0 \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \qquad (\sigma'_2=\sigma'_3, \text{ üç eksenli gerilme durumu}) \qquad 3.9$$

bu göçme fonksiyonu p'-q düzleminde bir elips tanımlar, Şekil 6.2, M parametresi elipsin yüksekliğini tanımlar. Elipsin yüksekliği birincil bir boyutlu sıkışmada yatay gerilmenin düşey gerilmeye oranını temsil eder. Sonuç olarak M parametresi büyük ölçüde, yanal toprak basıncını, K_0^{nc} belirler. Bu bakış açısıyla, bir boyutlu birincil sıkışmada K_0^{nc} değeri ile uyuşan bir değer seçilebilir. M değerinin bu şekilde değerlendirilmesi orijinal kritik durum düşüncesinden ayrılıyor olabilir, fakat K_0^{nc} ile arada iyi bir uyuşma sağlanmaktadır. [18]



Şekil 3.4 p'-q düzleminde Plaxis 7.2 Yumuşak-Kil Modeli Akma Yüzeyi

Plaxis7.2 yazılımı kritik durum sürtünme açısına dayanan M doğrusunu kullanmak yerine ϕ ve c parametrelerini kullanarak göçme durumunu tanımlar. Bu iki doğrunun çakışmasına

gerek yoktur ve Mohr-Coulomb göçme yüzeyi daha emniyetli taraftadır, dolaysıyla göçmeyi belirleyen kriterdir. İzotropik önkonsolidasyon gerilmesi p_p elipsin büyüklüğünü belirler. Her biri faklı p_p değerine dayanan sonsuz sayıda elips vardır, Şekil 3.4. Elipsin sol tarafı asal gerime uzayının çekme bölgesine (p'<0), cotϕ kadar uzar. Elipsin sağ tarafının basınç bölgesinde (p'>0)kalmasını sağlamak amacıyla, p_p için küçük bir c cotϕ değeri kabul edilir. c=0 için p_p değeri gerime biriminde 1 kabul edilir. Sonuçta bir *eşik elipsi* elde edilir, Şekil 3.4. p_p değeri hacimsel şekil değiştirmelerden etkilenir ve Bağıntı 3.9 ile ifade edilir, bu eşitlik, önkonsolidasyon gerilmesinin azalan plastik hacimsel şekil değiştirme (sıkışma) ile eksponansiyel olarak arttığını gösterir. p_p^0 değeri başlangıç önkonsolidasyon gerilmesi olarak değerlendirilebilir. Göçme davranışını modellemek için elastik Bir Mohr-Coulomb cinsi akma fonksiyonu kullanılır. Bu fonksiyon p'-q düzleminde bir doğruyu ifade eder. Bu doğru Şekil 3.4'de gösterilmiştir ve eğimi M doğrusu eğiminden daha düşüktür. Toplam akma hattı, Şekil 3.4'de kalın çizgi ile gösterildiği gibi, elastik gerilme alanı için bir sınır oluşturur. Göçme doğrusu sabittir fakat başlık birincil sıkışma ile artabilir. Bu sınır içindeki gerilme izleri sadece elastik şekil değiştirme artışları verir, sınırdaki şekil değiştirme artışları ise elastoplastik şekil değiştirmeler verir.

Yumuşak Zemin Modelinde Kullanılan Parametreler:

Yumuşak zemin modeli şu temel parametreleri Tablo 3.1'de verilmektedir.

Tablo 3.1 Yumuşak Zemin Modeli Parametreleri

SİMGE	TANIM	BİRİM
λ^*	Modifiye sıkışma indisi	-
κ^*	Modifiye kabarma indisi	-
ϕ	Sürtünme açısı	kN/m^2
c	Kohezyon	kN/m^2
ψ	Dilatasyon açısı	-
ν_{ur}	Poisson oranı, yükleme ve boşaltma için	-
K_0^{nc}	Normal konsolidasyonda yanal gerilme katsayısı	-
M	K_0^{nc} parametresi	-

M değerinin dorudan girilmesi yerine, normal konsolidasyondan elde edile yanal toprak basıncı katsayısı K_0^{nc}, buradan M otomatik hesaplanmaktadır. Dikkat edilmelidir ki buradaki M'in anlamı Modifiye Cam kili modelindekinden farklıdır.

Modifiye Kabarma İndisi ve Modifiye Sıkışma İndisi:

Bu değerler izotropik konsolidasyonlu üçksenli yükleme boşaltma deneylerinden elde edilir. Bir boyutlu konsolidasyon deneylerinden de elde edilmesi mümkündür. Diğer bir yöntem ise koni penetrasyon deneyi sonuçları C'_p ve C_p kullanılarak elde edilebilir. Bu formüller Tablo 3.2'de sunulmaktadır.

Tablo 3.2 Modifiye Cam Kili İçin Kabarma İndisi ve Sıkışma İndisi İlişkileri

Grup No	Parametreler ve veriler	λ^*	κ^*
1	Cam kili parametreleri	$\frac{\lambda}{1+e}$	$\frac{\kappa}{1+e}$
2	Koni penetrasyon deneyi verileri	$\frac{1}{C'_p}$	$\frac{1-v_{ur}}{1+v_{ur}}\frac{3}{C_p}$
3	Uluslar arası normalize parametreler	$\frac{C_c}{2.3(1+e)}$	$1.3\frac{1-v_{ur}}{1+v_{ur}}\frac{C_s}{1+e}$

Tablo 3.2 ile ilgili notlar:

- Birinci grup parametrelerde e sabit alınır, yükleme esnasında veya deney süresince e değişse bile bu değişim, çok küçüktür.
- 2 ve 3. grup bağıntılarda κ^* ile bir boyutlu kabarma indisi arasında tam bir ilişki yoktur, çünkü bir boyutlu yükleme süresince düşey ve yatay gerilmelerin oranı değişir. Yaklaşık bir değer olarak boşaltma esnasında ortalama gerilme durumunun izotropik olduğu, düşey gerilme eşittir yatay gerime, kabul edilir.
- λ^*/κ^* ($=\lambda/\kappa$) oranı genellikle 3 ile 7 arasında değişir.

Kohezyon:Büyük kohezyon değerleri girilmesi halinde p'-q grafiğinde p' ekseninin sol tarafında çekme kuvvetleri doğar, bu durumda zemin aşırıkonsolide davranış gösterir. Sonuç olarak yükleme başladığında zemin rijit davranış gösterir. Model parametreleri efektif değerlere dayanmalıdır.

Sürtünme Açısı:ϕ_{cv} sürtünme açısının girilmesi önerilir.

Poisson Oranı:Burada kullanılan Poisson oranı tamamen plastik bir sabittir ve değeri genellikle 0.1 ile 0.2 arasında değişir. Yükleme problemlerinde çok az bir rol oynar, fakat boşaltma problemlerinde önem kazanır. Örneğin, bir boyutlu sıkıştırmada uygulanan boşaltmalarda küçük Poisson oranları düşey gerilmedeki büyük azalmalara nispetle daha az yanal gerilme azalmasına neden olacaktır. Sonuç olarak yanal gerilmenin düşey gerilmeye oranı artacaktır, ki bu aşırıkonsolide zeminlerde iyi bilinen bir gerçektir. Bu nedenle Poisson

oranı normal konsolide K_0^{nc} değerine dayanmamalıdır, bunun yerine odometre deneyinden elde edilen yatay gerilme farkının düşey gerilme farkına oranı kullanılmalıdır. M parametresi normal konsolide durumdaki yanal toprak basıncı katsayısını, K_0^{nc}, esas alarak otomatik olarak hesaplanır, K_0^{nc} kullanıcı tarafından girilir.

3.3 Plaxis7.2 Yazılımında Kullanılan Mohr-Coulomb Zemin Modeli

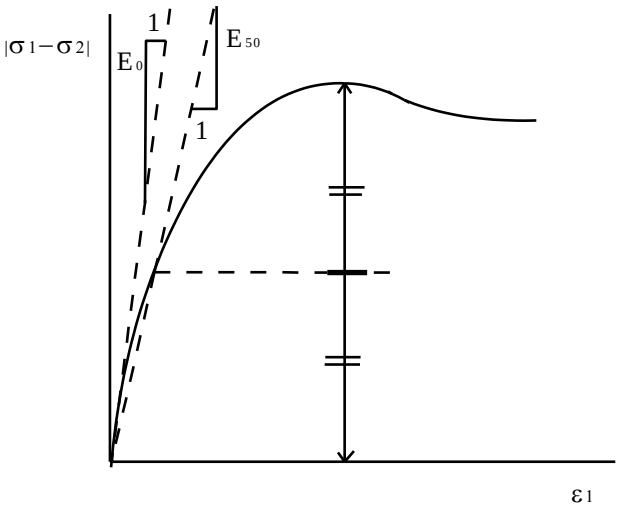
Plaxis7.2 mükemmel plastisite (tamamen plastik) Mohr-Coulomb modelini kullanır. Plastisite geri dönüşümsüz şekil değiştirmeler anlamına gelir. Plastisitenin gerçekleştiğini kontrol etmek amacıyla için bir akma fonksiyonu tanımlanır, f , tanımlanır. Bu plastisite modeli sabit bir akma yüzeyine sahiptir, akma yüzeyi model parametreleri ile belirlenmiştir ve plastik şekil değiştirmelerden etkilenmez. Akma yüzeyinin altındaki noktalarda davranış tamamen elastiktir, bütün şekil değiştirmeler geri dönüşümlüdür. Mohr-Coulomb akma şartı Coulomb'un sürtünme kanunun genel gerilme durumuna dönüştürülmesidir. Gerçekten bu şart malzeme içindeki bütün düzlemlerde Mohr-Coulomb sürtünme kanununa uyulmasını gerektirir.

Mohr-Coulomb Modelinin Temel Parametreleri:Mohr-Coulomb modeli geoteknik mühendislerinin çok iyi bildikleri beş parametreyi kullanır ve zemin numunesi üzerinde yapılan basit testlerden elde edilir. Parametreler Tablo 3.3'te özetlenmektedir.

Tablo 3.4. Plaxis 7.2 Mohr-Coulomb modelinde kullanılan zemin parametreleri

Sembol	Tanım	Birim
E	Elastisite modülü	KN/m^2
ν	Poisson oranı	-
C	Kohezyon	KN/m^2
ϕ	Sürtünme açısı	°
ψ	Dilatasyon açısı	°

Elastisite Modülü:Hesaplarda kullanılan elestisite modülü özel dikkat gerektirir, pek çok zeminler yüklemenin başlamasından itibaren nonlineer davranış gösterirler(Şekil3.5.)



Şekil 3.5. Plaxis 7.2'de kullanılan farklı elastisite modülleri.

4. ANALİZİN TEMELLERİ

4.1. Drenaj ve Yükleme Şartlarına Göre Stabilite Probleminin Sınıflandırılması

Stabilite problemleri tarihsel olarak drenaj şarlarına göre üç sınıfa ayrılır, bunlar; mevcut durumda veya inşaat esnasında kritik olarak ortaya çıkabilecek ve potansiyel bir durumda ortaya çıkabilecek durumlardır. Buna ek olarak zemin kitlesinde oluşacak toplam gerilmelerdeki azalma ve artışlara sebep olan inşaatları ayırt etmek için yükleme ve boşaltma şeklinde bir ayrıma gitmek faydalıdır (Lambee ve Whitman). Aşamalı inşaat projeleri genellikle yükleme problemlerini kapsar, kazılarda ise boşaltma problemleri ile karşılaşılır. Etkin bir stabilite analizi için ilk şart, doğru problemin doğru yol kullanılarak çözümlenmesidir. Uygun analiz şartlarının seçilmesi drenajlı ve drenajsız şartlar altında zeminlerin kesme mukavemetlerinin belirlenmesini ve arazideki drenaj şartlarını belirleyen unsurların tespit edilmesini gerektirir. Geçirgen zeminler inşaat veya yükleme periyodu içinde aşırı boşluk basınçlarının tamamen sönümlendiği zeminlerdir, inşaat veya yükleme periyodu içinde aşırı boşluk basınçlarının sönümlenmediği zeminler geçirgen olmayan zeminlerdir. İnşaat süresince ortaya çıkan drenajın en mantıklı hesabı boyutsuz zaman faktörü T kullanılarak elde edilir, T değeri 3.0'ü aşarsa zemini drenajlı olarak değerlendirmek uygundur, 0.001'den küçük değerler için drenajsız zemini drenajsız kabul etmek makuldür. T değerinin bu iki sınır arasındaki değerleri için her iki drenaj şartı da değerlendirilmelidir. Eğer T değerini hesaplayacak parametreler mevcut değilse, normal yükleme hızı ile gerçekleşen inşaatlarda 10^{-4} cm/s'den büyük permeabiliteye sahip zeminler drenajlı, 10^{-7}cm/s'den küçük permeabiliteye sahip zeminler ise drenajsız olarak değerlendirilebilir.[8,3]

Ladd (1991) zemin inşaatlarında ortaya çıkan drenaj şartlarını üç sınıfa ayırıyor:

1. Drenajsız Durum (Kısa zamanlı veya İnşaat Sonu)

İnşaatın ve göçmenin yeterli miktarda drenaja müsaade etmeden gerçekleşmesi halinde ortaya çıkan şartları tanımlar. İhmal edilebilir seviyelerde drenaj gerçekleştiği için kohezyonlu zeminin su muhtevası değişmez ve başlangıçtaki kayma mukavemeti inşaat süresince stabilitede belirleyicidir. Bu durum yükleme problemleri için en kritik noktayı temsil eder, çünkü konsolidasyondan dolayı güvenlik katsayısı zaman içinde artacaktır.

2. Drenajlı Durum (Uzun Zamanlı)

Bu durum diğer uç şartları temsil eder, şöyle ki, yüklemeden dolayı oluşan aşırı boşluk basıncı (u_e=0) çok düşük olduğu için veya inşaattan sonra yeteri kadar zaman geçtiğinden dolayı ihmal edilebilir seviyededir, buna ek olarak göçme esnasındaki yavaş kesmeden ötürü kayma gerilmelerinden doğan boşluk basınçları da ihmal edilebilir büyüklüktedir. Böylelikle stabilite analizinde denge durumundaki uzun-dönem boşluk basınçları dikkate alınarak zeminin drenajlı mukavemeti belirlenir. Bu durum boşaltma problemlerindeki kritik şartları temsil eder (sıkı kilde kazı), kabarmadan dolayı güvenlik katsayısı zaman içinde azalır.

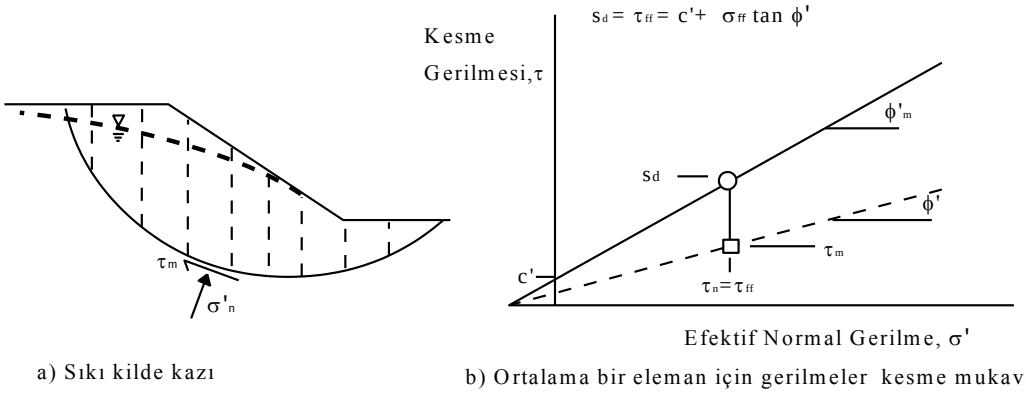
3. Kısmen Drenajlı Durum

Aşamalı inşaata uygulanır, çünkü yüklemeler aşırı boşluk basınçlarına neden olur (u_e >0) , dolayısıyla inşaat süresince su muhtevası sürekli azalır. Buna rağmen, aşamalı inşaat ile ortaya çıkan bir göçme anındaki stabilite problemlerini değerlendirirken drenaj şartları açısından farklı kabuller yapılır. Örneğin, göçme drenajlı şartlara çok yakın yavaş mı gerçekleşecek veya çok hızlı bir şekilde gerçekleşerek drenajlı şartlara mı yaklaşacak? Diğer bir deyişle kayma gerilmelerinden doğan boşluk basınçları sıfıra mı yaklaşacak veya belirgin bir şekil de sıfırdan büyük mü olacak? [14]

4.1.1 Limit Denge Stabilite Analizi Yöntemleri

Bir sedde yapısı tasarlanırken, mühendis genellikle yapının tamamen göçmemesini sağlamaya çalışır. Birkaç santim hatta birkaç metrelik deplasmanlar, daha fazla ilerlememesi veya ani göçmeler olmaması halinde kabul edilebilir. Sedde yapıları tasarımında genellikle göçme anındaki şartlar analiz edilir ve göçmeyi engellemek için uygun bir güvenlik katsayısı kullanılır. Bu yaklaşım limit denge analizi olarak tanımlanır ve limit denge mekaniğinin uygulanmasını gerektirir. [3] Kohezyonlu zeminlerde bir dilim yöntemi kullanılarak yapılan analizlerde, mevcut kesme mukavemetini ve herhangi bir potansiyel göçme yüzeyi için güvenlik katsayısnı hesaplamada kullanılan yöntemler ele alınacaktır. Bu bölümde üç tip analiz irdelenecektir:(1) Efektif gerilme analizi (ESA); (2) toplam gerilme analizi(TSA); (3)

drenajsız mukavemet analizi (USA). ESA ve TSA analiz yöntemleri için önce boşaltma ve yükleme durumlarında geleneksel kullanım yöntemlerinde uygulanan güvenlik katsayıları tanımlanacaktır.



a) Sıkı kilde kazı

b) Ortalama bir eleman için gerilmeler kesme mukavemeti

Şekil 4.1 Boşaltma Problemlerinde Kritik CD Durumuna Uygulanan Geleneksel Efektif Gerilme Analizi

Şekil 4.1'de gösterildiği gibi, geleneksel efektif gerilme analizinde mevcut kesme mukavemeti ($s_d=\tau_{ff}$) potansiyel bir göçme yüzeyi boyunca Bağıntı 4.1 ile ifade edilir;

$$\tau_{ff}=c' + \sigma'_{ff} \tan \phi' \qquad 4.1$$

c' ve ϕ' Mohr-Coulomb efektif gerilme zarfını tanımlayan parametrelerdir; τ_{ff} ve σ'_{ff} göçme anında göçme yüzeyindeki efektif kesme gerilmesi ve efektif normal gerilmelerdir.

$$\sigma'_{ff} = \sigma_{ff} - u = \sigma'_n = \sigma_n - u \qquad 4.2$$

burada σ_n ve σ'_{ff} değişkenleri toplam normal gerilmeleri ve u değişkeni göçme anında öngörülen boşluk basıncını temsil eder. Şekil 4.1'de verilen sıkı kilde kazı (ve aşırıkonsolide kohezyonlu zeminlerde benzer boşaltma problemleri için) , Bağıntı 4.2'de verilen boşluk basıncı için (u) uygun bir değer, uzun zaman içinde gerçekleşecek denge durumunu tanımlayan ve drenajsız mukavemete (s_d) karşılık gelen basınç değeridir.

Genel olarak kabul gören ve Bishop (1955) tarafından da tanımlandığı gibi güvenlik katsayısı Bağıntı 4.3 deki gibi tanımlanır:

$$GK = \frac{ze\ \min\ de_mevcutkesm\ e_mukavemeti}{dengeyi\ _sağlamak\ _içingerekl\ i_kesme_gerilmesi} \qquad 4.3.a$$

$$GK = \frac{\tau_{ff} = c' + \sigma_{ff}' \tan \phi'}{\tau_m} \qquad 4.3.b$$

Şekil 4.1'de gösterilen CD durumu için s_d/τ_m 'e eşittir. τ_m değeri aynı zamanda zeminde mobilize olmuş kesme mukavemetini temsil eder.

$$\tau_m = \frac{c' + \sigma_{ff}' \tan \phi'}{GK} \qquad 4.3.c$$

eğer c' ve tanϕ' için mobilizasyon seviyeleri aynı ise, ki genel olarak öyle kabul edilir, alternatif bir güvenlik katsayısı Bağıntı 4.3.d ile tanımlanır (Janbu 1973):

$$GK = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_m} \qquad 4.3.d$$

Geleneksel toplam gerilme analizlerinde bir kayma yüzeyi boyunca mevcut kesme mukavemeti Bağıntı 4.4.a kullanılarak hesaplanır:

$$s = c + \sigma_{ff} \tan\phi \qquad 4.4.a$$

c ve ϕ değerleri toplam gerilme zarfının sırasıyla y eksenini keseni ve eğimidirler. Kohezyonlu doygun zeminler toplam gerilmeler cinsinden sürtünmesiz malzemeler (ϕ=0) gibi davrandıkları için Bağıntı 4.4.a Bağıntı 4.4.b'ye dönüşür, (Skempton 1948)

$$s_u = 0.5(\sigma_1 - \sigma_3)_f = q_f \qquad 4.4.b$$

ki bu da zeminin drenajsız mukavemetine eşittir. Sonuçta güvenlik katsayısı Bağıntı 4.5'teki gibi tanımlanır.

$$GK = \frac{s_u}{\tau_m} \qquad 4.5$$

toplam gerilme analizi daha önce de açıklandığı gibi yükleme problemlerinde stabiliteyi irdelerken geleneksel yaklaşımı temsil eder ve UU durumu için minimum güvenlik katsayısı elde edilir. Bishop ve Bjerrum (1960) s_u mukavemetleri araştırılırken konsolidasyonsuz-drenajsız üçeksenli basınç deneylerini (UUC) veya arazi veyn deneylerini önermektedirler, bu yaklaşık olarak ±%15 doğruluk anlamına gelmektedir. Takip eden araştırmalar göstermiştir ki arazi veyn deneyi mukavemetleri yüksek plastisiteli killer için önemli ölçüde azaltılmaları gereklidir (Bjerrum 1972, 1973).

4.1.2. Aşamalı İnşaat İçin Stabilite Analizi:Tarihsel Perspektif

Aşamalı inşaat projesi tasarımcısı kohezyonlu zeminin başlangıçtaki mukavemetini ve uygulanan yükler altında konsolidasyon ile zaman içindeki mukavemet artışını hesaplamalıdır. Konsolidasyonsuz-drenajsız laboratuar deneyleri veya arazide yapılan veyn

deneylerine dayalı toplam gerilme analizinin zemindeki boşluk basıncı boşalması ile ortaya çıkan mukavemet artışını tespit etmek için kullanılamayacağı açıktır ve zaman açısından konsolidasyonsuz-drenajsız analiz inşat sonu ile sınırlıdır. Buna rağmen Bishop ve Bjerrum (1960) "efektif gerilme analizini herhangi bir gerilme analizi için geçerli ve özel olarak toplam gerilme yöntemleri ile yapılan analizlerde belirlenemeyen eğilimleri gösteren bir analiz yöntemi" olarak önermektedirler, ayrıca aşamalı inşaat için kullanılmasını savunmakta ve boşluk basıncı sönümlenmesi tahmininde konsolidasyon teorisinin büyük belirsizlikler içerdiğini dolayısıyla önemli projelerde arazide boşluk basıncı sönümlenmesinin gözlemlenmesi gerektiğini ifade ettiler. Diğer araştırmacılar (örneğin Peck ve Loewe (1960)) tasarım sürecinde boşluk basıncının doğru tahmin edilmesinin zor olduğunu belirtmelerine rağmen, efektif gerilme analizi pek çok araştırmacının ilgisini çekmiştir, öncelikle inşaat süresince ölçülen boşluk basınçlarına dayanarak stabilite hesapları gözden geçirilebilir buna rağmen yüklemeden hemen sonra yapılan arazi deneyleri veya örselenmemiş numune ile yapılan UUC deneyleri belirsizlikler içerecektir. Bununla beraber bütün araştırmacılar zeminin mukavemetinde efektif gerilmelerin belirleyici olduğunu kabul etmektedirler. EGA ile göçmeden önceki boşluk basınçları kullanılarak hesaplanan güvenlik katsayısı efektif normal gerilmenin (σ'_{ff}, Bağıntı 4.1 ve 4.2) potansiyel bir göçme süresince sabit kaldığını kabul eder. Diğer bir deyişle, bu stabilite analizi aşamalı inşaatı konsolidasyonlu-drenajlı (CD) durum ile aynı değerlendirmektedir. Bishop ve Bjerrum bu önemli gerçeği belirttiler ve şunu ifade ettiler: Birden farklı güvenlik katsayısı değerleri için efektif gerilme ve toplam gerilme yöntemleri genellikle aynı güvenlik katsayısı değerlerini vermemektedir, efektif gerilme yöntemi gerçek yükleme şartları altındaki boşluk basınçlarını kullanır ve güvenlik katsayısı "c' ve tan ϕ' değerlerinin denge için gerekli gerilmeye oranını ifade eder"; toplam gerilme yöntemi ise drenajsız göçme anındaki boşluk basınçlarını kullanır. Buna rağmen Bishop ve Bjerrum açıkça bunu önemli bir pratik sınırlama olarak değerlendirmediler çünkü onlar ellerinde boşluk basıncı verileri mevcuttu ve bu verileri kullanarak efektif gerilme analizi uyguladılar. Brinch-Hansen (1962) ve Barron (1964) gibi araştırmacılar bu yaklaşımı tehlikeli bulmakta ve aşamalı inşaatı konsolidasyonlu-drenajsız olarak değerlendirmekteydiler. Casagrande'nin killerin mukavemeti üzerine yaptığı ilk araştırmalar ile beraber konsolidasyon ile mukavemet artışı hesabı hakkında Amerika Birleşik Devletleri'nde tamamen farklı yaklaşımlar gelişmeye başladı; bu yaklaşım aşamalı inşaat süresince güvenlik katsayısı hesabında açıkça drenajsız göçmeyi öngörmektedir. [3, 14].

4.1.3. Drenajsız Mukavemet Analizi (USA)

Drenajsız mukavemet analizi (USA) basitçe arazideki efektif gerilmeleri konsolidasyon gerilmeleri olarak kabul eder, bu gerilmeler c_u olarak adlandırılan drenajsız kayma mukavemetinin hesabında kullanılır, toplam gerilme analizinde kullanılan drenajsız kayma mukavemeti s_u ile c_u drenaj farkı ile birbirinden ayrılırlar. Drenajsız mukavemet analizinin aşamalı inşaata bilinen önemli ilk uygulaması 1940'lı yılların başında Casagrande'nin yaptığı çalışmaların bir ürünü olan kil mukavemetinin UU, CU, ve CD deneyleri ile ölçülmesidir (Cassagrande ve Wilson (1960)). Cassagrande belirtmektedir ki: Kil temelin stabilitesini değerlendirirken UU veya CU zarfları arasındaki tercih "kil tabakasının kalınlığına ve konsolidasyon özelliklerine ve yüklemenin uygulanma hızına bağlı olacaktır" . Drenajsız mukavemet analizinin kullanılması ile ilgili diğer bir neden ise 1970'li yılların başında killerin arazideki drenajsız mukavemetlerinin tahmini için iki yeni deney metodunun geliştirilmesi olmuştur, bunlar Norveç Geoteknik Enstitüsü'nde geliştirilen Yenidensıkıştırma Yöntemi (Bjerrum, 1973) ve MIT'de Ladd ve Foot (1974) tarafından geliştirilen ve SHANSEP olarak bilinen gerilme tarihçesi ve normalize edilmiş zemin mühendisliği parametreleri yöntemidir. Her iki yöntem gerilme tarihçesinin önemini vurgulayarak ve drenajsız gerilme-şekil değiştirme-mukavemet anizotropisini K_0 şartlarında ve farklı göçme tipleri altında konsolidasyonlu-drenajsız (CK_0U) deneyler ile belirlemektedir ve çok farklı yolar izleyerek numune örselenmesinin olumsuz etkilerini azaltmaya çalışır. Yenidensıkıştırma veya SHANSEP yöntemini kullanarak yapılacak bir drenajsız mukavemet analizi, örneğin tabii kil dolgu üzerine yapılacak aşamalı dolgu için, özünde şu basit adımlardan oluşur;

1. Zeminin başlangıçtaki gerilme tarihçesini, yani efektif geostatik basınç ve önkonsolidasyon basıncı, belirlenir.
2. Önerilen inşaat için gerilme tarihçesindeki değişiklikler hesaplanır, tasarım için konsolidasyon analizini kullanılır ve inşaat süresince boşluk basınçları gözlemlenir.
4. Bir laboratuvar programı ile farklı göçme tipleri altında CK_0U kayma mukavemeti deneylerini kullanarak, drenajsız kayma mukavemeti konsolidasyon gerilmeleri ile ilişkilendirilir.
5. Yukarıdaki bilgiler yardımı ile hesaplanmış c_u profili belirlendikten sonra stabilite analizi yapılır. [15].

4.1.4. Drenajsız Mukavemetin Tanımı

Terzaghi (1936) ve Skempton'un (1948) ilk çalışmalarının ardından Bishop ve Bjerrum (1960) homojen doygun bir kilde yapılacak dikey bir kazı için, drenajsız göçme analizlerini kullanarak iki temel noktayı ifade etmişlerdir: (1) $s_u=0.5\ (\sigma_1-\ \sigma_3)=q_f$ kullanılarak yapılan toplam gerilme analizi ($\phi=0$ analizi ile uyumlu) , $\alpha=45' + \phi/2$ eğimli yüzeyde $\tau_{ff} = q_f \cos \phi'$ kullanılarak yapılan efektif gerilme analizi ile aynı göçme yüksekliğini verir; ve (2) kritik kırılma yüzeyinin yeri analizde kullanılan sürtünme açısına bağlıdır, içsel sürtünme açısı ne kadar hassasiyetle hesaplanırsa göçme yüzeyi o derce doğru tahmin edilir. [14]

Özetle toplam gerilme analizi herhangi bir göçme yüzeyinde $s_u=q_f$ gerilmesinin uygulandığını kabul eder ve $\phi=0$ kabulü ile uyumludur, drenajsız mukavemet analizi ise öngörülen gerçek göçme yüzeyinde $c_u=q_f \cos \phi'$ mukavemet değerini kullanır.

4.2. Efektif Gerilmeler ve Drenajsız Mukavemet ile Stabilite Analizinin Karşılaştırılması

4.2.1. Geleneksel Efektif Gerilme Analizi

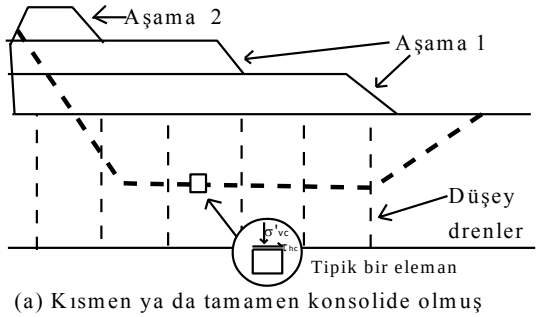
Kohezyonlu doğal havzalarda uygulanan aşamalı inşaatların stabilitesini değerlendirmek için kullanılan efektif gerilme analizi (Bishop ve Bjerrum 1960; Tavenas ve diğerleri 1978; Pilot ve diğerleri 1982; Muray ve Symons 1984) aşağıdaki tipik adımlardan oluşur:

1. Bir dilimleme yöntemi kullanılarak potansiyel göçme yüzeyi boyunca normal gerilme dağılımı (σ_n) ve denge için gerekli (τ_m) kayma gerilmeleri hesaplanır.
2. Piezometrelerden ölçülen boşluk basınçları (u) alınarak mevcut efektif gerilme (σ'_n) dağılımı elde edilir.
3. σ'_n'nin σ'_{ff}' eşit olduğu kabul edilir, Bağıntı 4.1. ile göçme anındaki kesme gerilmesi (τ_{ff}) hesaplanır:

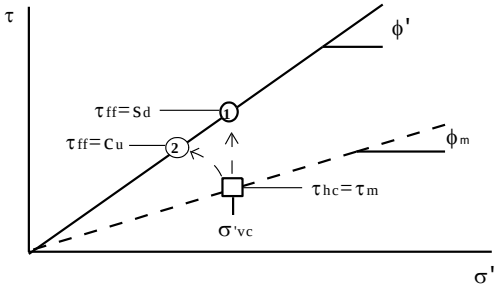
   $$\tau_{ff}=c' + \sigma'_{ff} \tan \phi' \qquad 4.1$$

4. c' ve ϕ' değerleri CD deneyleri veya potansiyel bir göçme yüzeyinde mevcut kayma mukavemetini ($s= \tau_{ff}$) veren maksimum eğilim ile yapılan CU deneyleri ile elde edilir.
5. Sonuç olarak güvenlik katsayısı basitçe Bağıntı 4.3 teki gibi ifade edilir;

   $$GK= \tau_{ff} /\tau_m =\tan \phi'/\tan \phi'_m \qquad 4.3$$



(a) Kısmen ya da tamamen konsolide olmuş bir kil temelin arazideki durumu



(b) Efektif gerilme ve drenjsız mukavemet analizlerinden elde edilen mukavemetler.

Şekil 4.2 Aşamalı inşaatın efektif gerilmeler ve drenajsız mukavemetler ile analizinin karşılaştırılması.

4.2.2. Aşamalı Sedde İnşaatı İçin Efektif Gerilmeler ve Drenajsız Mukavemetler ile Yapılan Analizlerin Karşılaştırlması

Şekil 4.2 örnek bir aşamalı sedde inşaatını göstermektedir. İnşaat aşamalı devam ettiği için, ikinci tabaka yüklenmeden önce birinci tabaka yükleri altında doğal zemin normal konsolide olur. Şekil 4.2 tipik bir zemin elemanı üzerinde yatay bir göçme düzlemi için gerilmeleri göstermektedir, bu gerilme durumu laboratuarda basit kesme deneyi ile oluşturulabilir (Bjerrum ve Landva 1966). Düşey konsolidasyon gerilmesinin (σ'_{vc}) değeri toplam düşey gerilmelerin ve boşluk basıncı ölçümlerinden tahmin edilebilir. Dilim yönteminde genel denge denkleminden elde edildiği gibi yatay konsolidasyon gerilmesi (τ_{hc}) mobilize olmuş kayma gerilmesine eşitlenir.

Geleneksel efektif gerilme analizi mevcut efektif normal gerilmeyi göçme anındaki efektif normal gerilme olarak değerlendirilir, yani $\sigma'_n = \sigma'_{vc} = \sigma'_{ff}$ ve bu durumda Nokta 1 de hesaplanan mevcut kayma mukavemeti τ_{ff} 'e eşittir. Bu ise kilin drenajlı mukavemetini temsil eder ve karşılık gelen güvenlik faktörü Bağıntı 4.6 ile hesaplanır:

$$GK = \sigma'_d/\tau_m = \tan\phi'/\tan\phi'_m \qquad 4.6$$

olur, diğer bir deyişle , EGA kayma gerilmelerinden doğan boşluk basınçlarının tamamen sönümlendiği (u_s=0) yavaş bir göçmeyi öngörür, bu daha önce açıklanan konsolidasyonlu–drenajlı durumun dengidir. Normal konsolide bir kile drenajsız şartlarda kayma gerilmeleri uygulanması durumunda kayma gerilmelerinin tetiklediği artı boşluk basınçları (u_s>0) oluşur ve dolayısıyla göçme anında efektif normal gerilme değerleri azalır, drenajsız kayma mukavemeti ($\tau_{ff}=c_u$, Nokta 2) drenajlı kayma mukavemetinden (σ_d) daha düşüktür. Bu durumda güvenlik katsayısı $GK=c_u/\tau_m$, EGA ile hesaplanan değerden daha düşük hesaplanır.

Tasarımcı hangi kabulü yapmalıdır, göçme çok yavaş gerçekleşerek drenajlı (CD) şartlara mı yaklaşmaktadır, veya çok hızlı gerçekleşerek drenajsız şartlara mı yaklaşmaktadır? Göçme süresince boşluk basıncı sönümlenmesi hızı ve zemindeki hareketlerin hızı hassasiyetle belirlenmesi mümkün olmamakla beraber konsolidasyon teorisinin esaslarını arazi gözlemleri ile birleştirerek olası sınırlar hakkında bilgi sahibi olmak mümkündür. Aşamalı inşaat ile yüklenmiş zeminde normal konsolidasyon şartları geçerli olacaktır, bu durumda konsolidasyon katsayısı (c_v) 0.05 m^2/gün ile 0.003 m^2/gün arasında değişecektir (tipik olarak 30% ve %90 likit limit değerlerine sahip killer için). Kırılgan bir temel zemini için ince bir göçme yüzeyi tahmin edilir, yaklaşık 5 cm. kalınlığında böyle bir kırılma yüzeyinde zeminin orta ekseninde %50lik boşluk basıncı sönümlenmesi 30 dakika ile 8 saat arasında bir zaman alır. Fakat kırılgan zeminlerde büyük deplasmanlar birkaç saniye veya dakikada gerçekleştiği için drenajsız şartlar öne çıkacaktır. Düktil zeminlerde oluşan göçmelerde ise deplasmanlar küçüktür, birkaç saatten ve birkaç güne kadar sürebilir. Bununla beraber gerilmelere maruz kalan göçme yüzeyi kesiti çok daha kalındır, bu sebeple çok az boşluk basıncı sönümlenmesi beklenir. Sonuç olarak kısımlı barajlarda kitlesel akmalara sebep olan göçmelerde kesinlikle drenajsız şartlar hakimdir (Jeyapalan ve diğerleri, 1983) [12, 14]

Bu değerlendirme göçmeden önceki birkaç saat veya gün içinde hiçbir drenajın gerçekleşmediği anlamına gelmez, göçme süresince zemin büyük deplasmanlar yaparken drenajsız şartların öne çıktığını belirtir. Şu nokta ifade edilmelidir ki, bir zemindeki herhangi bir potansiyel göçme yüzeyi boyunca ortalama kayma gerilmesi mevcut drenajsız kayma mukavemetine erişmesi durumunda ($\tau_m > c_u$)drenaj şartları ne olursa olsun drenajsız göçme başlayacaktır. Yetkin bir tasarımcı bu ihtimali her zaman değerlendirmelidir.

4.3. Zemin Davranışı Konuları

Drenajsız mukavemet analizinin yapılabilmesi için kohezyonlu temel zeminin drenajsız kayma mukavemeti (c_u) ve aşamalı inşaat süresince c_u değişiminin bilinmesi gereklidir. Diğer taraftan bu işlemler için, zeminin gerilme geçmişi (σ'_{vo} ve σ'_p) bilinmesini, inşaat süresince nasıl değiştiğini ve en önemlisi c_u ve gerilme tarihçesi arasındaki ilişkinin tahmin edilmesini gerektirir.

4.3.1. Önkonsolidasyon Basıncı: Önemi

Önkonsolidasyon basıncı "zemin üzerine etki eden en yüksek gerilme" olarak tanımlanmasına rağmen uzman gözü ile "bir boyutlu basınç altında, elastik küçük şekil değiştirmeleri plastik

(geri dönüşümsüz) şekil değiştirmelerden ayıran akma gerilmesi" olarak değerlendirilir. Zeminin gerilme tarihçesi uyumlu bir σ'_p profili belirlerken ve arazideki gerilme durumunun tahmininde bu ayrım uygulama açısından önemlidir. Düzlemsel bir kil havzasında geostatik yükler altında aşırı konsolidasyona neden olabilecek dört mekanizma aşağıda belirtilmektedir:

1. Mekanik, zemindeki yüklerin uzaklaştırılması veya su seviyesinin düşmesi: K_0 şartlarından sapmalar mümkündür.
2. Kuruma, buharlaşma veya donma ile gerçekleşir: K_0 şartlarından sapmak mümkündür.
3. Yaşlanma(ikincil sıkışma), drenajlı akma ile gerçekleşir: Derinlik boyunca AKO sabittir; K_0değeri artabilir fakat genellikle sabittir.
4. Fiziko-kimyasal, doğal çimentolaşma veya bununla ilgili olgular: σ'_p muhtemelen değişkendir; K_0 üzerindeki etkisi belirsizdir (bu mekanizma bazı hassas killerde, deniz killeri gibi kırılgan havzalarda görülür) [12]
5. Hidrolik(dredged) malzemeler ve mineral işlem atıkları gibi insanlar tarafından yapılan dolgularda genellikle mekanik ve kuruma mekanizmaları baskındır ve en önemli problem ise "konsolide olmama" derecesinin belirlenmesidir (dolgudaki konsolidasyon halen devam etmektedir, ($\sigma'_{vo}= \sigma'_p$). Fakat doğal dolgularda yukarıda belirtilen mekanizmaların göreceli önemleri açık değildir ve ispatlamak da mümkün olmaz. Bu nedenle normal konsolide killer için "genç" ve "yaşlı" ayırımlarını yapmak gerçek konsolidasyon mekanizması açısından yanıltıcı olabilir (Bjerrum, 1973), çünkü yaşlı killerin AKO oranı mekanik ve fiziko-kimyasal etkileri de içerebilir. Uygulamacı bakış açısından başlangıçtaki σ'_p profilinin gerilme tarihçesinin doğru olarak belirlenmesi tasarımın ana problemidir çünkü fiziksel önkoslidasyon mekanizmalarından bağımsız olarak başlangıçtaki gerilme tarihçesi dar bir aralıkta başlangıç c_u değerlerini etkiler ve σ'_p değeri ise c_u'da düşük artışlar ile büyük mukavemet artışlarına neden olan bakir sıkışma değeri arasındaki doğruyu temsil eder. [12, 14]

4.3.2. Önkonsolidasyon Basıncı: Değerlendirme

4.3.2.1. Laboratuvar Deneyleri.

Laboratuvarda yapılan konsolidasyon deneyleri keşif ve deney programının en önemli kısmını oluşturur.

Numunelerdeki Örselenme :Tamamen doygun killer ve diğer önemli miktarda plakamsı mineral içeren ince taneli zeminler, genellikle depozit oluşumundan sonra büyük hacim

değişikliklerine ve deformasyonlara uğrarlar, ve genellikle büyük yanal deplasman yapma eğilimleri vardır. Zeminden kesilerek alınmış numunedeki kapiler basınçlar ve efektif gerilmeler önemli büyüklüklerde olabilir ve hatta numune yapısal örselenmeye maruz kalmaması şartıyla, örselenmemiş depozitteki ortalama efektif gerilmelere yaklaşır. Diğer taraftan pek çok kil depozitte, derinlik artışıyla su muhtevası pek az değişir; malzeme deformasyonlarına maruz kalmamışlardır ve çok az genleşme eğilimi gösterirler. Bu durumda, başlangıçta zemindeki boşluk suyunun genleşmesiyle zeminde elastik olarak depolanan enerjinin büyük bir kısmı boşalır ve kapiler kuvvetler çok küçülür hatta sıfıra yaklaşır. Bununla beraber zeminin mukavemeti bu durumdan niteliksel olarak etkilenmez, çünkü bu mukavemet öncelikle parçacıklar arasındaki bağlarla ilişkilidir. Gerilme durumundaki değişmeler şüphesiz kesme mukavemetinde azalmalara neden olacaktır, fakat muhtemelen bu azalmalar pek çok durumda ihmal edilebilir ölçülerde olacaktır. Bu gerçek şu gözlem ile desteklenebilir, düşey basınç deneyi ile üç eksenli konsolidasyonsuz sıkıştırma deneyi arasında çok az fark vardır. Konsolidasyon, kesme kutusu ve üçeksenli deney sonuçları üzerindeki olumsuz etkisi muhtemelen düşey basınç deneyinden daha az olacaktır. Bu etki, numune zemindeki gerilmelerden daha büyük gerilmelere maruz kalınca ihmal edilebilir ölçülerde olacaktır.[13]

Aşamalı inşaat projelerinde sabit pistonlu, ince cidarlı numune tüpleri kullanılmasına rağmen numune örselenmesi verileri olumsuz etkileyebilir. Radyografi ile numune gövdesindeki örselenmiş kısımlar, mikrofabrik özellikleri, kum lensleri, gaz boşlukları, zemin tipindeki değişmeler belirlenebilir, ayrıca ölçülen şekil değiştirme değerlerine karşılık gelen σ'_{vo} değerleri ile σ'_{p} değerleri arasında kurulan ilişki ve odometre sıkışma eğrisinden elde edilen parametreler faydalı olabilir (Lacasse ve diğerleri 1986) [14,19].

Deney Cihazları: Artımsal odometre deneyi cihazları ile yapılan deneylerde genellikle yük artım oranı olarak ($\Delta P/P$) 1 değeri en uygun olanıdır, bu oran 0.5 ‘e indirilerek σ'_{p} yakınlarında daha iyi bir eğri elde edilebilir. Kontrollü eğim artışı (Lowe ve diğerleri, 1969) ve sabit şekil değiştirme oranlı (Smith ve Whals, 1969) deneylerde daha az zamanda sürekli veri profilleri elde edilmektedir, fakat bu deneyler ileri teknolojili cihazlar gerekmektedir, ayrıca deneyler çok hızlı yapılması halinde σ'_{p} değeri için büyük değerler elde edilebilir. [14]

Değerlendirme Yöntemi: σ'_{p} değerini hesaplaması için çok çeşitli yöntemler önerilmiştir (boşluk oranı veya şekil değiştirmeler ile σ'_{vc} verileri kullanılarak), halen en yaygın yöntem Cassagrande’nin (1936) önerdiği ε veya e değerleri ile log σ'_{vc} değerleri kullanılarak yapılan çözümdür. Dikkat edilmelidir ki minimum çapı tespit ederken ölçeğin olumsuz etkisi olabilir bu nedenle standart grafikler kullanılmalıdır, hafif yuvarlak eğriler bazı hatalar içerebilir (sıkı killer, örselenmiş numuneler için). Aşırıkonsolide killer ile çalışırken ve örselenme şüphesi var ise Schmertman’ın (1955) yöntemi daha avantajlıdır. [12,14]

Zaman Etkisi: Birincil konsolidasyon süresinin (t_p) sıkışma eğrisinin yerini değiştirip değiştirmediği konusunda farklı görüşler vardır. Diğer bir deyişle aşırı boşluk basıncı

sönümlendiği zaman önemli miktarda akma oturmaları gerçekleşmiş midir? Leroueil (1988) ileri derecede sıkışabilir (aşırı yapılaşmış) dört kil için arazi verilerini sunarak, konsolidasyon sürecinde önemli miktarda anma oturmalarının gerçekleştiğini ileri sürmüştür. Fakat bu veriler tüm killer için örnek oluşturamaz. Kırılgan numuneler (AKO>1) için, düşük şekil değiştirme oranlarıyla tepe mukavemetlerindeki azalma efektif gerilme zarfında azalmaya neden olur ve boşluk basınçlarında hiçbir değişme olmaz. Yapılaşmamış kil (AKO=1) numuneler, boşluk basınçlarında artma tepe mukavemetlerinde azalmalara neden olur ve efektif göçme zarfı değişmez. Şöyle ki, zemin iskeletinde çimentolaşmadan dolayı ortaya çıkan (daha önce açıklanan fiziko-kimyasal nedenlerle) artı direnç şekil değiştirme oranına bağlıdır, bu durum Leroueil'in (1988) sunduğu sonuçların bir açıklaması olabilir. [12]

4.3.2.2. Arazi Deneyleri

Arazi özelliklerini araştıran bir çalışma zeminin mühendislik özelliklerindeki hacimsel değişmeyi belirlemek amacıyla, özellikle örselenmeden dolayı laboratuar verileri yanıltıcı olabileceği için zemin profilinin arazi deneylerini de içermelidir.

Arazi Veyn Deneyi: Göreceli olarak homojen kil dolgular için (içinde kabuklar, iri taneli tabakalar, lifler, ardalı siltli killer hariç) FVT genellikle ön tasarım aşamasında düzeltme faktörü kullanılarak gerçeğe yakın mukavemetler (Bjerrum(1972) ±%25 yaklaşımla elde edilebilir, bu sayede gerilme tarihçesindeki hacimsel değişmeleri yansıtmak mümkündür. Veriler log-log grafiğe bir eksende drenajsız kayma mukavemeti diğer eksende aşırı konsolidasyon oranı olacak şekilde aktarılmalı ve Chandler'in (1988) bağıntısı kullanılmalıdır, Bağıntı 4.7:

$$\frac{s_u(FV)}{\sigma'_{vo}} = S_{fv}(AKO)^m \qquad 4.7$$

S_{fv} ve m değerleri belirgin bir şekilde zemin tipine göre değişir ve σ'_p değerlerinin tahmini araziye has korelasyonlar kurulmasını gerektirir. [14, 16]

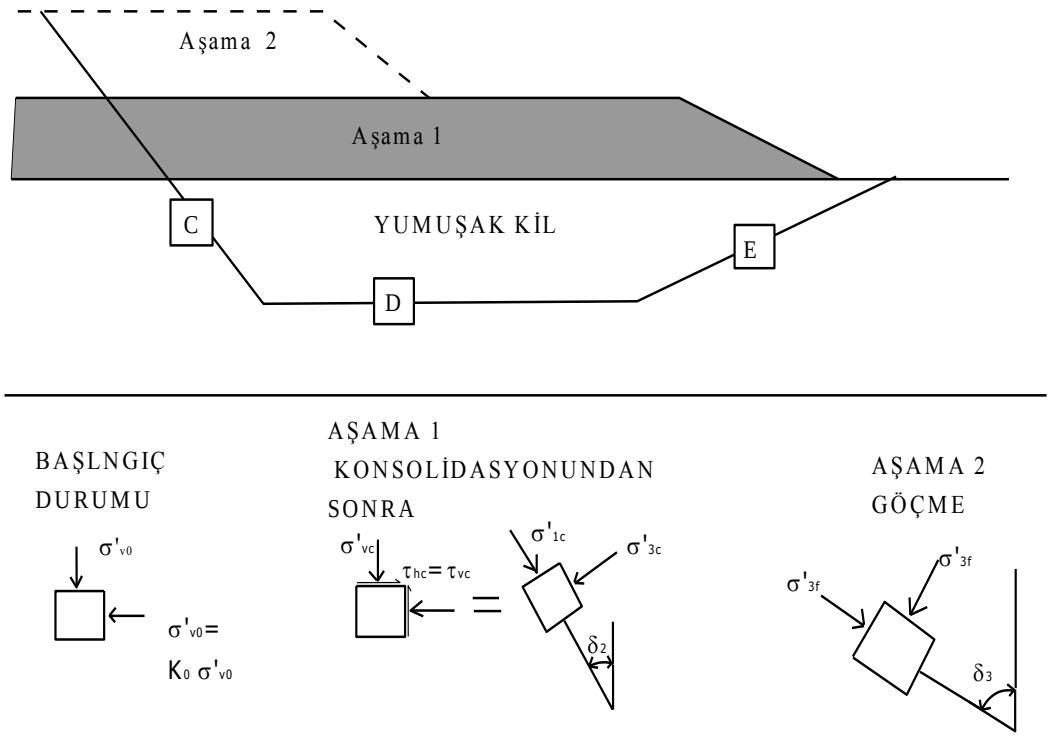
Koni Penetrasyon Deneyi (CPT): Baligh (1986) göstermektedir ki boşluk basıncı-koni direnci ve gerilme tarihçesi arasındaki bağıntıların geçerliliği zayıftır, AKO oranı ile değişen kesme gerilmelerinden dolayı ortaya çıkan boşluk basınçları koninin ucunda ve arkasında ölçülen toplam boşluk basıncının küçük bir kısmını ifade eder. Koni verilerinden güvenilir drenajsız mukavemet değerleri elde ederken boşluk basıncı düzeltmeleri yapılsa da problemler ortaya çıkar bu sebeple araziye has düzeltmeler yapılması gerekebilir. Fakat CPT iyi hazırlanmış aletler kullanılması ve cihazın kalibrasyonu yapılarak hava boşluğunun alınması şartları ile zemin profilinin hızla belirlenmesi ve konsolidasyon katsayısının tahmini için (Campanella ve Robertson 1988) uygun bir

yöntemdir. Ayrıca koni penetrasyon deneyinin geometrisinde, özellikle basınç ölçme elemanlarının yerleşiminde, deneyin yapılmasında (kalibrasyon, deney hızı), özellikle boyutsuz parametreler kullanılarak sonuçların değerlendirilmesinde standardizasyon problemi vardır. [15,12]

Marchetti Dilatometre Deneyi (DMT):Marcheti(1980) tarafından geliştirilen DMT deneyi için Schmertman (1986) kohezyonlu depozitler zemin tiplerinini belirleyen, K_0 ve AKO gibi mühendislik özelliklerini hesaplayan basit ve ucuz bir yöntem önermiştir. AKO değerini belirleyebilme özelliği bilhassa dikkat çekici olmakla beraber, Marchetti (1980) tarafından İtalya killeri için geliştirilen ampirik ilişkilerin sınırlamaları vardır (örneğin Lacasse ve Lunne (1988)) ve bu sebeple bütün büyük projelerde araziye has korelasyonlar geliştirilmelidir. [12]

4.3.3. Konsolidasyonlu-Drenajsız Mukavemet Deneyini Etkileyen Faktörler

Daha önce belirtildiği gibi, drenajsız mukavemet analizi (USA) temel zemininin başlangıçtaki mukavemetini ve başlangıç gerilme tarihçesi ile inşaat süresince değişiminin bir fonksiyonu olarak takip eden konsolidasyon ile ortaya çıkan mukavemet artışını tahmin etmeyi hedefler. Ne arazi deneyleri ile ne de laboratuarda yapılan UU deneyleri ile bunu başarmak mümkündür, ancak laboratuarda yapılan konsolidasyonlu-drenajsız deneyler ile drenajsız mukavemet ve konsolidasyon gerilmesi arasındaki ilişkiyi belirlemek mümkün olabilir. Rasyonel bir seçim ile yapılan uygun bir CU deney programı hakim zemin davranışı konularını değerlendirmeli ayrıca mevcut cihazların kapasitelerini de dikkate almalıdır. Örneğin Şekil 4.3'de gösterilen karmaşık gerilme durumunu değerlendirelim. Kil temel başlangıçta $K_0<1$ durumundadır, büyük asal gerilme ile birikme doğrultusu arasındaki açı sıfırdır ($\delta = 0^o$). Köşeli göçme yüzeyi üzerinde her üç eleman için Aşama 1 de başlangıçtaki drenajsız mukavemet anizotropisi laboratuarda CK_0U düzlemsel şekil değiştirme sıkıştırma deneyi (PSC), basit kesme deneyi (DSS) ve düzlemsel şekil değiştirme uzama deneyi (PSE) ile modellenebilir. Fakat Aşama 1 yüklemesi altında devam eden konsolidasyon, özellikle D elemanı için K_0 şartlarından sapmalara sebep olur. Aşama 2 de D elemanının mukavemetini doğru tahmin edebilmek için konsolidasyon gerilmesi σ'_{1c} büyüklüğünde ve δ_2 açısıyla uygulanmalı ve takiben σ'_{1f} gerilmesi δ_3 açısıyla uygulanmalıdır. Bu kapasiteye sahip deney araçları mevcuttur fakat sadece araştırma maksatlı kullanılmaktadır. [14]

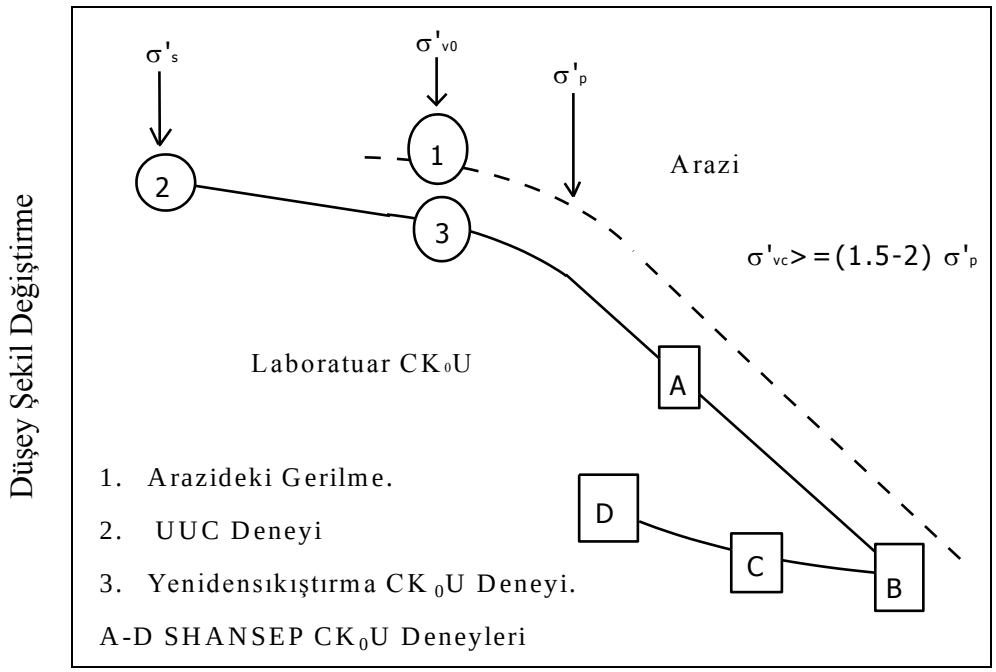


Şekil 4.3 D elemanı için aşamalı inşaat süresince ortaya çıkan karmaşık gerilme durumları.

Pratik çözümler gerçek problemi açıkça basitleştirmeli, çeşitli basitleştirmelerden dolayı ortaya çıkabilecek potansiyel hatalar öngörülebilmelidir. Bu amaçla CK_0U deneyinin önemli yönleri olan numune örselenmesi ve konsolidasyon gerilme tarihçesi; zaman etkileri; progresif göçme-şekil değiştirme uyumu konuları özetlenecektir.

4.3.3.1. Numune Örselenmesi ve Yenidenkonsolidasyon Yöntemi

Büyük çaplı numune alma cihazları mevcut olsa da pek çok projelerde ucuz maliyet ve derin numune alma ihtiyacından dolayı geleneksel tüp (tercihen sabit pistonlu) numune alma cihazları kullanılır. Baligh ve diğerleri (1987) gerilme izi yöntemini kullanarak yaptıkları teorik analizlerde ince cidarlı tüpler ile alınan numunelerde önemli miktarda deformasyondan dolayı ciddi örselenmeler olduğunu gösterdiler. Bu ve diğer örselenme nedenlerinden dolayı, zeminin arazideki durumu değişikliğe uğrar, numune içinde rutubet hareketi gerçekleşir. Sıklıkla numune üzerindeki efektif gerilmede (σ'_s) önemli azalmalar gözlenir ve genellikle drenajsısız-konsolidasyonsuz mukavemet deneylerinde (UU) değişken mukavemet değerleri elde edilir. Bu nedenle konsolidasyonlu-drenajsız deneyler uygulanarak bu olumsuz etkiler azaltılmalıdır. Bu deneylerde iki temel değişken düşey konsolidasyon gerilmesi, σ'_{vc}, ve konsolidason gerilmesi oranıdır, $K_c=\sigma'_{hc}/\sigma'_{vc}$. Konsolidasyon gerilme oranı arazideki K_0 değerine yaklaştırılarak arazideki zemin yapısının elde edilmesine yardımcı olur ve daha anlamlı gerilme-şekil değiştirme-mukavemet değerleri verir. Bu nedenle K_0 değeri 1 olmadıkça CIU deneylerinin az bir yararı vardır, dolayısıyla CK_0U deneylerinde uygulanan Yenidensıkıştırma ve SHANSEP yeniden konsolidasyon yöntemleri üzerinde yoğunlaşılacaktır.



Şekil 4.4 CK_0U deneyleri için laboratuar konsolidasyon işlemleri.

Bu iki yöntem Şekil 4.4 'te özetlenmiştir, az aşırı konsolide bir kil için hipotetik arazi ve laboratuar K_0 sıkışma eğrilerini göstermektedir. Nokta 1 ve 2 arazideki durumu tanımlamaktadır ve UU deneyi için kesmeden önceki durumu göstermektedir. Deney numunesi Yenidensıkıştırma yöntemi izlenerek Nokta 3'te görüldüğü gibi $\sigma'_{vc}=\sigma'_{vo}$ gerilmesine konsolide edilir. A-D noktaları SHANSEP için kullanılan tipik gerilmelere karşılık gelmektedir. [17,12]

Bjerrum (1973) uzun yıllar Norveç Geoteknik Enstitüsü'nde kullanılan Yenidensıkışma yönteminin özünde yatan mantığı şöyle ifade etmektedir: "Su muhtevasındaki azalma Nokta 3 çok büyük olmadıkça, elde edilen sonuçlar kilin arazideki davranışını doğru temsil eder" (Berre ve Bjerrum 1973). Tipik hacimsel şekil değiştirme değerlerini, %1.5-%4, dikkate alarak şu sonuca varmaktadırlar; zemin numunesindeki örselenmeden dolayı doğal bağlardaki kırılmalar su muhtevasındaki azalma ile ortaya çıkan mukavemet kazancından daha fazladır. Ladd ve Foot (1974) tarafından önerilen SHANSEP yöntemi şu temel adımlardan oluşmaktadır (verilen bir tabaka ve bir göçme tipi için):(1) Başlangıçtaki gerilme tarihçesi belirlenir; (2) Arazideki σ'_p gerilmesinden daha büyük gerilmelere konsolide edilmiş deney numuneleri üzerinde CK_0U deneyleri yaparak kilin normal konsolide davranışı tespit edilir, (Şekil 4.4 A ve B noktaları) aynı yolu izleyerek çeşitli AKO değerlerine boşaltılmış numuneler (Nokta C ve D) üzerinde CK_0U deneyleri yaparak aşırı konsolide davranış ölçülür; (3) drenajsız mukavemet oranı ve AKO değerleri log-log grafiğine aktarılır; (4) bu tablo gerilme tarihçesi ile birlikte kullanılarak c_u profilleri hesaplanır. SHANSEP yöntemi başlangıçta mantıklı sonuçlar veren ampirik gözlemlere dayansa da, yeniden konsolidasyon yönteminin

örselenmeyi azaltmada özündeki mantık doğal killerin normalize davranış göstermesi kabulüne dayanmaktadır. SHANSEP yöntemi bütün önkonsolidasyon mekanizmalarını temsil etmek için mekanik aşırıkonsolide davranışı kabul eder ve bu nedenle hassas ve yapılaşmış killerde, doğal çimentolaşmaya uğramış depozitlerde belirgin hatalar içerir. [12,14]

Yenidensıkıştırma ve SHANSEP yöntemleri kullanılırken ortaya çıkabilecek hataların sayısal olarak belirlenebilmesi için çeşitli numune kalitelerinde ve uygulamada karşılaşılan zeminler üzerinde araştırmalar yapılması gereklidir, bununla beraber bir CK_0U deneyi için ana hatlarıyla aşağıdaki adımlar ve değerlendirmeler kullanılabilir.

Yenidensıkıştırma Yöntemi:

1. Bu yöntem blok kalitesinde numuneler için tercih edilir.
2. Yapılaşmış ve kırılgan killer (S_t >5-10 ve I_L >1-1.5) için doğru sonuçlar verir, fakat güvenilir gerilme-şekil değiştirme sonuçları elde etmek için iyi kalite numuneler gereklidir. SHANSEP bu tip numunelerde maksimum üçeksenli mukavemetleri için belirgin ölçüde düşük değerler bulabilir, anizotropi ve şekil değiştirme uyumunu değerlendirdikten sonra muhtemelen muhafazakar tasarım mukavemetleri elde edilir.
3. Aşırı çimentolaşmışmış zeminler için (bu zeminlerin belirlenmesi zor olmasına rağmen) tercih edilir, SHANSEP yönteminin uygulanmasının zor olduğu erozyona uğramış, aşırı konsolide kabuk tabakalarına uygulanabilir.
4. Normal konsolide killerde (AKO=1) örneğin, hidrolik malzemelerde ve genç delta depozitlerinde kullanılmamalıdır, çünkü $\sigma'_{vo}= \sigma'_p$ ile yeniden konsolidasyon arazideki mukavemeti gerçek değerinden daha büyük hesaplayacaktır.
5. Deneyler muhakkak arazideki gerilme tarihçesi ile beraber değerlendirilerek K_0 tahmini yapılmalı, bulunan c_u/ σ'_{vo} değerlerinin geçerliliği kontrol edilmeli ve noktasal veriler ile AKO değerleri arasında enterpolasyon yapılmalıdır.

SHANSEP Yöntemi:

1. Normalize davranış davranış gösteren, mekanik olarak aşırı konsolide killere ve normal konsolide killere uygulanabilir.
2. Muhtemelen sıradan kil depozitlerden alınan düşük AKO değerlerine sahip tüp numunelerin test edilmesinde kullanılabilir, göreceli olarak bu killerin hassasiyeti düşüktür ve önkonsolidasyon basınçları genellikle mekanik, kuruma ve yaşlanma mekanizmalarından oluşur. SHANSEP belirgin fiziko-kimyasal etkilere maruz kalmış ve olasılıkla m=1 değerine sahip (Bağıntı 4.7, sabit c_U/ σ'_{vo} profilleri verir) depozitlerde düşük mukavemetler verme eğilimindedir. Diğer taraftan Peck (1973) uyarmaktadır ki; Yenidensıkıştırma yöntemi nitelikli numunelerin

çoğunluğunda uyumlu sonuçlar vermektedir fakat yeterli kalitede numuneler elde edilmemesi halinde yenidensıkıştırma yöntemi ciddi hatalara yol açmaktadır.

3. Kullanıcıyı, bütün aşamalı inşaat projelerinde gerekli olan, gerilme tarihçesinin değerlendirilmesi ve normalize mukavemet parametrelerini kullanmaya yönlendirme gibi bir avantajı vardır.

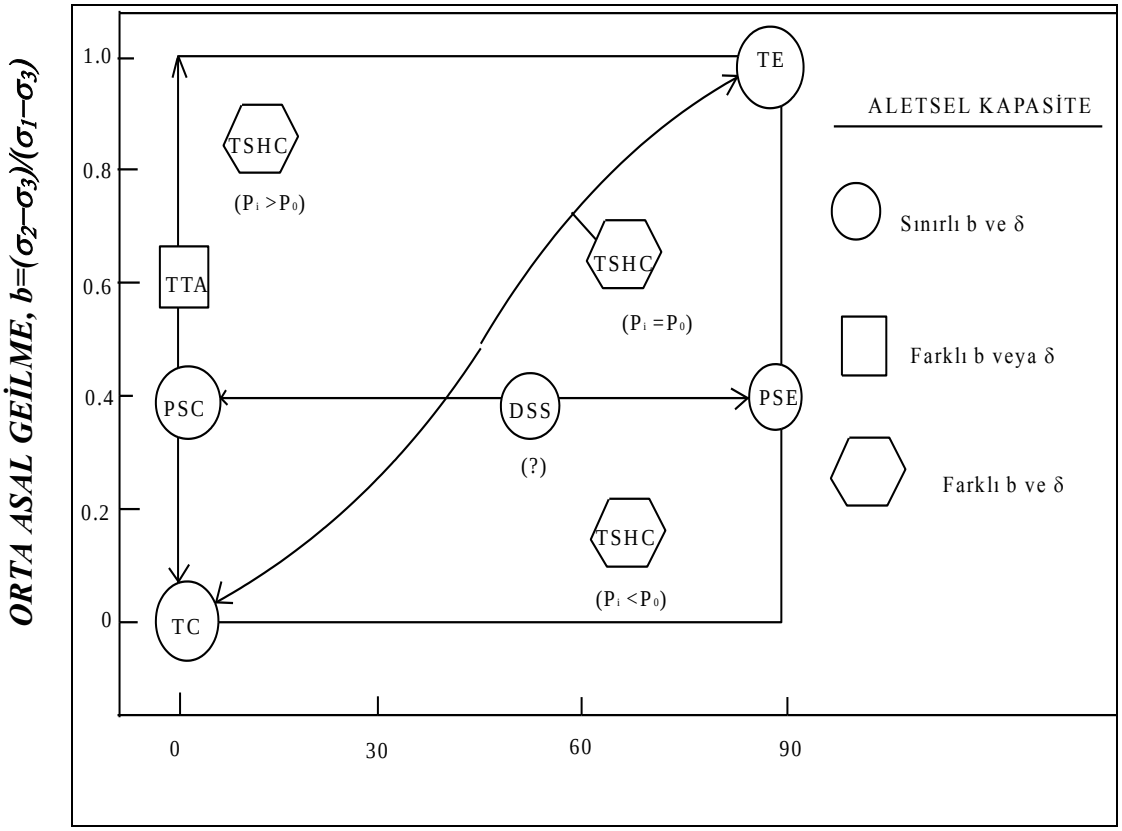
Yenidensıkışma ve SHANSEP yöntemleri K_0 konsolidasyonunu kullanır, otomasyon olmadan bu üçeksenli deney zordur ve pahallıdır. Bu nedenle pek çok laboratuar drenajlı yüklemeden önce σ'_{vc} 'ye ulaşmak için izotropik konsolidasyon ile ($\sigma_{hc}=K_0.\ \sigma'_{vc}$) basitleştirilmiş yöntemi kullanırlar. İlk adımda izotropik kosolidasyon ile "akma zarfi" gerilmesi şartıyla bu mantıklıdır (Germaine ve Ladd 1988; Lacasse ve Berne 1988). Her iki yaklaşım gerilme-şekil değiştirme-mukavemet anizotropilerini değerlendirmek için numunenin farklı göçme modlarında kesilmesini gerektirirler. Son olarak şu nokta anlaşılmalıdır ki, aşırıkonsolide depozitlerde çalışırken Yenidensıkıştırma yöntemi zemini yeniden yükler, SHANSEP yöntemi ise zemini ilgili AKO değerine boşaltır. Bu durumda özellikle her iki yöntem aşamalı inşaat için değerlendirilmelidir, zeminin cinsine ve numune kalitesine bağlı olarak değişen potansiyel hatalar söz konusudur ve gelişmiş CK_0U deneylerini gerektirirler. Ayrıca her iki yöntem gerilme tarihçesinin dikkatle değerlendirilmesini gerektirir. [12, 14, 19]

4.3.4. Zamanın Etkisi

CK_0U deneylerinde zemin davranışı üzerinde zamanın iki tip etkisi vardır: Kesmeden önce konsolidasyona izin verilen zaman; kesme süresince uygulanan şekil değiştirme hızı (veya yükleme hızı). Birinci tip etki sabit efektif gerilme altında "yaşlanma" (ikincil sıkışma bir boyutlu sıkışmaya eşittir) olarak bilinir, rijitlik ve önkonsolidasyon basıncı (σ'_p) artırır dolayısıyla zeminin drenajsız mukavemeti artmış olur. Mesri ve Castro (1987) ikincil sıkışma ve bir boyutlu sıkışma eğrisinin eğimi arasında, hem Yenidensıkıştırma hem de bakir sıkışma eğrileri için, herhangi bir zemin için geçerli, tekil bir ilişki olduğunu gösterdi. Yaşlanma etkisi bu nedenle düşük AKO değerlerine sahip numuneler için çok önemlidir, geçerli CK_0U verileri elde etmek için yaşlanma miktarı standardize edilmelidir.

Kohezyonlu zeminler üzerinde yapılan UU ve CU deneyleri şekil değiştirme hızı ($\dot{\varepsilon}$) artışı ile yüksek mukavemet değerleri vermektedir, dolayısıyla zaman (t_f) kısalmaktadır. Bu etki $\lambda=(\Delta c_u/c_{uo})/\Delta\log\ \dot{\varepsilon}$ denklemiyle ifade edilebilir, c_{uo} referans mukavemetidir, örneğin $\dot{\varepsilon}$=%1 saatlik deformasyon için mukavemet gibi. Lacasse (1979) tarafından yapılan kapsamlı literatür araştırması ve takip eden çalışmalar şu eğilimleri göstermektedir: AKO=1 olan killer

üzerinde yapılan ve (t_f) nin birkaç dakika ile birkaç saat arasında değiştiği CIUC deneylerinde $\lambda=0.1\pm0.05$ elde edilmektedir; büyük kesme hızlarında λ genellikle artmaktadır; yüksek AKO' ya sahip zeminlerde λ çok daha büyük değerler vermektedir; kesme tipi λ' yı etkilemektedir, üçeksenli deneylerden değerler basit kesme deneyine göre çok büyük değerler elde edilmektedir. Bu davranışlar ve ilgili mekanizmalar henüz tam olarak anlaşılamamıştır ve CK_0U deneyleri için şekil değiştirme hızı ile ilgili ispatlanmış bir çözüm halen yoktur. Fakat uygulamalara ve sınırlı miktarda arazi tecrübesine dayalı genel tecrübe sonucunda önde gelen araştırma, danışman laboratuarları şu sonuca varmışlardır: Üç eksenli deneylerde saatte %0.5-%1 eksenel şekil değiştirme; ve basit kesme deneylerinde saatte %5 kesme şekil değiştirmesi uygun sonuçlar vermektedir. [12,14]



Şekil 4.5 Kesme deneyi cihazlarıyla CK0U deneylerinde elde edilen gerilme sistemleri.

4.3.5. CK_0U Deney Programları İçin Gerilme Sistemleri

Mevcut kesme cihazlarını karşılaştırırken genellikle iki değişken uygulanan gerilme sistemlerinin temel farklılıklarını açıklamak için yeterlidir: Orta asal gerilmenin bağıl büyüklüğü, $b=(\sigma_2-\sigma_3)/(\sigma_1-\sigma_3)$ şeklinde tanımlanır; büyük asal gerilmenin uygulanma yönü ile dikey birikme doğrultusu

arasındaki δ açısı (Şekil 4.3). b ve δ değerlerindeki değişmeler σ_2 ve anizotropi etkilerinden dolayı farklı gerilme-şekil değiştirme sonuçları vermektedir. İdeal olarak, aşamalı inşaat projeleri için yapılan CK_0U deneyleri zeminin gerilme-şekil değiştirme anizotropisini ölçmek için numuneyi temsili bir δ açısı ile kesmelidir. Bu deneyler aynı zamanda arazideki b değerlerini de aynen yansıtmalıdır, genellikle düzlemsel şekil değiştirme durumuna yaklaşılır (b=0.3-0.4). Şekil 4.5'te laboratuar kesme cihazları ile elde edilen b ve δ değerlerinin kombinasyonları gösterilmektedir. CK_0U deneylerinde elde edilen kombinasyonlar şöyledir:

Yönlü Kesme Hücresi (Directional Shear Cell) (DSC): DSC deneyinde, rijit iki plaka arasına yerleştirilmiş kübik zemin numunesinin dört yüzüne normal ve kesme gerilmeleri uygulayarak düzlemsel şekil değiştirme şartları altında δ değerini 0° ile 90° arasında değiştirme kabiliyetine sahip tek kesme deneyi cihazıdır (Arthur ve diğerleri 1981). Bu deneyde ayrıca, büyük konsolidasyon gerilmeleri mümkün değildir, şekil değiştirmeler ölçülür. Anizotropinin ayrıntılı incelenmesi için ideal olmasına rağmen, bu araştırma cihazı halen uygulama için hazır değildir.

Burma kesmeli boş silindir (Torsional shear hollow cell, TSHC) :Cihaz Imperial Kolej' de geliştirildi (Hight ve diğerleri, 1983), δ-b uzayındaki pek çok gerilme durumu elde edilebilir, fakat günümüze kadar olan kullanımı daha çok kumlar ile sınırlıdır. Eşit iç ve numune basıncı ile yapılan deneylerde numune basıncı b değeri sıfırdan bire yükselir ve δ değeri 0° ile 90° arasında değişir, bu durum verilerin yorumlanmasını zorlaştırmaktadır. Bu tür deneyler klasik kil tüp numuneler üzerinde de uygulanmaktadır (Saada ve Townsed, 1981).

Gerçek üçeksenli cihaz (True triaxial apparatus, TTA): Asal gerilmelerin rahatlıkla değiştirilebildiği bir deneydir, dolayısıyla b değerlerinin araştırılması için uygundur fakat anizotropi açısından kullanımı sınırlıdır (Şekil 4.5' te de gösterildiği gibi δ=0° ile sınılıdır).

Düzlemsel şekil değiştirme sıkışma/uzama (Plane strain compression/ extension, PSC/E): Bu cihaz δ=0° ve 90° için güvenilir CK_0U veriler sağlamaktadır (Vaid Campanella 1974) fakat aradaki δ açıları için veri sunamazlar.

Basit kesme deneyi (Direct simple shear, DSS): Norveç Geoteknik Enstitüsü (NGI) ve MIT' de anizotropiyi Yenidensıkıştırma ve SHANSEP yöntemlerine göre değerlendirmek için standart prosedürün bir parçası olarak göçme yüzeyinin yatay kısmını taklit amacıyla Geonor DSS (Bjerrum ve Landva 1966) kullanılmaktadır. Nonuniform ve eksik gerilme şekil değiştirme şartlarından dolayı göçmenin $0.5(\sigma_1 - \sigma_3)$ ve δ değerleri DSS'de belirsiz kalmaktadır (Ladd ve Edger 1972).

Üçeksenli sıkıştırma/uzama (TC/E): Geleneksel üçeksenli CK_0U deneylerinde numuneler sadece δ=0° ve 90°'de b=0 ve 1 ile kesilebiliyordu. Bu deneyler düzlemsel şekil değiştirme problemlerinde muhafazakar tepe mukavemetleri vermektedir, bu konuda Ladd ve diğerleri (1977) aşağıdaki sonuçları aktarmaktadır:

- $\delta=0°$, $q_f(TC)/ q_f(PSC)=0.92\pm0.05$
- $\delta=90°$, $q_f(TE)/ q_f(PSE)=0.82\pm0.02$

Özetle, doğal killerin drenajsız gerilme-şekil değiştirme-mukavemet anizotropisini K_0 şartlarında değerlendirirken eldeki tüm mevcut veriler basınç deneylerinde PSC ve TC, uzama denelerinde PSE ve TE deneyleri verilerine dayanmaktadır. [14,19]

4.3.6. Anizotropinin Nedenleri ve Bileşenleri

Başlangıçtaki anizotropi, monotonik kesme süresince zemine uygulanan σ_1 doğrultusunun (δ açısı) değişmesi ile zemindeki gerilme-şekil değiştirme-mukavemet değişimini tanımlar. Doğal killerin bir boyutlu şekil değiştirme tarihçesinden dolayı (K_0 konsolidasyonu ve yük boşalması) ortaya çıkan çapraz-anizotropic davranışın iki bileşeni vardır. Mikro seviyede (parçacık yönelimi ve parçacıklar arası kuvvetler) zemin yapısında gelişen ve makro seviyede bazı zeminlerde görülen iç anizotropi, örneğin ardalı siltli killer. Aynı zamanda killer $K_0\neq1$ şartlarından başlanması durumunda doğrultuya bağlı drenajsız kayma mukavemeti anizotropisi gözlenir, bu anizotropi ilk önce Brinch-Hansen ve Gibson (1949) tarafından tahmin edilmiş ve Jamiolkowski (1985) tarafında başlangıç kayma gerilmesi anizotropisi olarak tanımlanmıştır. Uygulamada her iki bileşenin bileşik etkisi birincil öneme sahiptir, sıkıştırma ve uzama ile kesilen normalize edilmiş mukavemet parametrelerinin uygulandığı killer için anizotropi etkisi Bağıntı 4.8'deki gibi ifade edilir:

$$\frac{q_f(C)}{\sigma'_{vc}} = \frac{\left[K_0 + (1-K_0)\sin\phi'\right]}{1+(2A_f-1)\sin\phi'} \qquad 4.8a$$

burada, $A_f=(\Delta u-\Delta\sigma_h)/(\sigma_v-\sigma_h)$ ve $\Delta\sigma_h=\Delta\sigma_3$ olmaktadır.

$$\frac{q_f(E)}{\sigma'_{vc}} = \frac{\left[1-(1-K_0)\sin\phi'\right]}{1+(2A_f-1)\sin\phi'} \qquad 4.8b$$

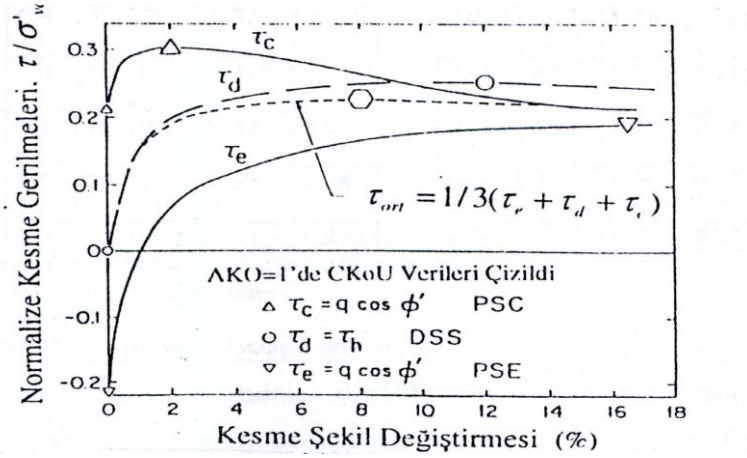
burada, $A_f=(\Delta u-\Delta\sigma_v)/(\sigma_h-\sigma_v)$ ve $\Delta\sigma_v=\Delta\sigma_3$ olmaktadır. İzotropik malzeme özellikleri kabul edilirse $K_0=1-\sin\phi'$ bağıntı 5.12, $\sin\phi'=0.5$ ve $A_f=1.00$ için $K_s=q_f(E)/q_f(C)=0.167/0.333=0.50$, $\sin\phi'=0.4$ ve $A_f=0.75$ için $K_s=0.233/0.300=0.78$ olur. Takip eden veriler göstermektedir ki, $\sin\phi'$ ve A_f iç anizotropi etkilerinden dolayı değişse de elde edilen bu veriler AKO=1, yalın ve plastik killer için başlangıç drenajsız mukavemet anizotropisi olarak tipiktir.

İdeal olarak aşamalı inşaat süresince uygulanan gerilmeler (kesme ve konsolidasyon) ile ortaya çıkan plastik deformasyonların neden olduğu, K_0 şartlarında konsolide edilmiş kilde başlangıç çapraz-anizotropik özelliklerinin değişimini değerlendiren gelişen anizotropinin etkileri de değerlendirilmelidir. Yaygın kesme deneyi cihazları Şekil 4.5'de görülen kompleks asal eksen dönmelerini gerçekçi bir şekilde yansıtmadığı için uygulamada özel durumlar hariç gelişen anizotropi ihmal edilmektedir. [14, 12]

4.3.7. Progresif Göçme ve Şekil Değiştirme Uyumu

Bu bölümde anizotropinin drenajsız kayma mukavemeti üzerindeki etkileri incelenecektir. Şekil 4.5'de bir kil numunesi üzerinde (ϕ'=35°) yapılan düzlemsel sıkışma ve uzama ve basit kesme deneyi sonuçları sunulmaktadır. Köşeli bir göçme yüzeyi için τ_c aktif kısmın (sıkışma) direncini temsil eder, τ_d yatay kısmın kesme mukavemetini temsil eder ve ise τ_e pasif bölgedeki (uzama) davranışı temsil etmektedir. τ_c eğrisi düşük γ_f değerine sahiptir, ardından belirgin bir yumuşama takip eder; τ_e eksi konsolidasyon değerinden başlar ve tepe mukavemetine erişilmesi için büyük şekil değiştirmeler gerektirir; ve τ_d bu iki uç arasına düşer. Bu veriler göstermektedir ki göçme yüzeyinin sıkışma kısmı tepe mukavemetinin ilerisine deforme olmakta ve yatay yüzeyde mukavemetini kaybetmektedir diğer taraftan uzama kısmında tüm mukavemet mobilize olmaktadır. Bu olgu progresif göçme olarak adlandırılır, arazide gerçek kırılma yüzeyi boyunca ortaya çıkan mukavemet yumuşamaya uğrayan kısımlarda tepe mukavemeti toplamlarından küçük olduğunu ifade eder. [14]

Ladd (1975) drenajsız mukavemet analizlerinde progresif göçmeyi değerlendirmek amacıyla yaklaşık bir yöntem olarak şekil değiştirme uyumu yöntemini geliştirmiştir. Koutsoftas ve Ladd (1985) tarafından açıklandığı gibi, bu yöntem gerçek göçme anında bütün potansiyel kırılma yüzeyleri boyunca kesme deformasyonlarının eşit dağıldığını kabul eder. Bu kabule dayanarak, verilen herhangi bir şekil değiştirme için göçme yüzeyinde mobilize olmuş ortalama direnç, $\tau_{ort}=(\tau_d+\tau_c+\tau_e)/3$ olur, dolayısıyla τ_d, τ_c ve τ_e gerilmelerinin kırılma yüzeyi boyunca mukavemete katkıları aynıdır. Şekil 4.6'da görülen AKO=1 olan kil maksimum dirence τ_{ave}/σ'_{vc}=0.225 ve γ=%8'de ulaşılıyor, tepe mukavemetlerinin ortalaması ile kıyaslanırsa 1/3x(0.305+0.225+0.19)=0.25 elde edilir. Göstermektedir ki progresif göçmeden dolayı mevcut direnç %10 oranında azalmaktadır.



4.6 Şekil değiştirme uyumu yöntemi için normalize gerilme-şekil değiştirme verileri

Karşılık gelen mukavemet değerlerini belirlemek amacıyla teorik olarak şekil değiştirme seviyesinin rasyonel olarak seçilmesi için, bütün göçme modlarının göreceli katkısı ve bütün tasarım şartları için arazideki AKO değerlendirilmelidir. Fakat böyle bir hassasiyet pratik değildir, diğer yandan verilen şekil değiştirme uyumu yöntemi ispatlanmış değildir ayrıca gerilme-şekil değiştirme ve gerilme tarihçesi verilerinde belirsizlikler mevcuttur. Sonuç olarak, temel zemini için gerilme tarihçesi açısından kritik stabilite şartlarını temsil eden, maksimum toplam değere yakın τ_{ort} değerleri veren, tasarım şekil değiştirme seviyesi seçilebilir fakat aynı zamanda mantıklı anizotropik mukavemet oranları da vermelidir, örneğin $\tau_c > \tau_d > \tau_e$. Seçilen herhangi bir şekil değiştirmede yapılacak bir hata muhafazakar sonuçlar verecektir.

Tablo 4.1 CK_0U Sıkıştırma, Basit Kesme ve Uzama deneylerinden şekil değiştirme uyumu için elde edilmiş normal konsolide drenajsız mukavemet oranları.(Ladd, 1991)

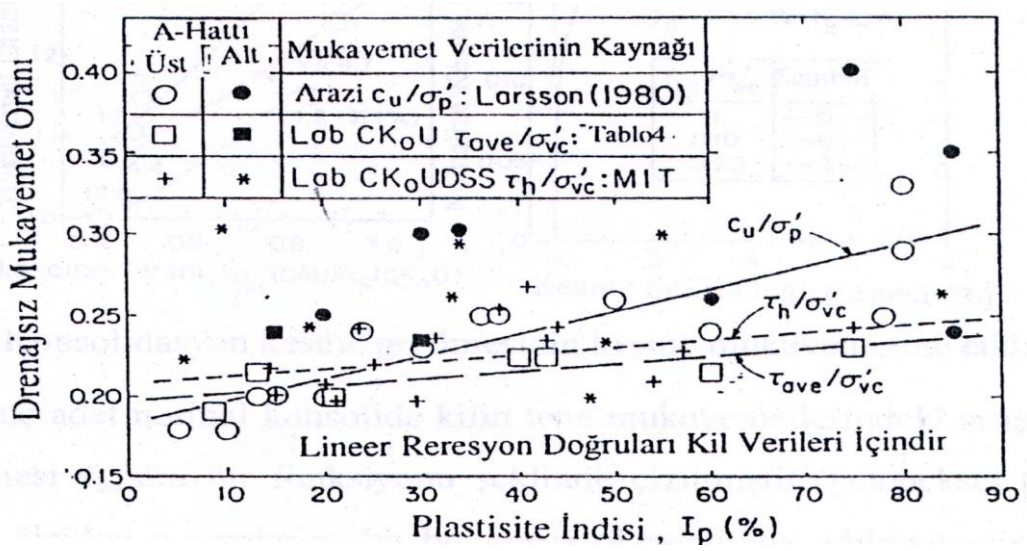
No. (1)	Zemin (2)	İndeks Özellikleri			Maksimum, c_u/σ'_{vc}		Şekil Değiştirme Uyumu c_u/σ'_{vc}					S/U Deneyi[b] (13)	Deneyi Yapan (14)
		BZS (3)	I_P (4)	I_L (5)	q_f(TC) (6)	τ_h (7)	γ^a (%) (8)	τ_c (9)	τ_c (10)	τ_c (11)	τ_{ort} (12)		
1	B2 Deniz Kili	CL	8.5	2.6	0.31	0.23	1.5	0.26	0.22	0.09	0.19	TX	SEBJ
2	B6 Deniz Kili	CL	13	1.9	0.33	0.24	2	0.26	0.225	0.16	0.215	TX	SEBJ
3	Tekrar Sedimante	CL	21	1.0	0.33	0.20	6	0.265	0.2	0.135	0.20	PS	MIT
4	Connecut Vadisi Kili	CL CH	12 39	-	0.25	0.16	6	0.21	0.15	0.20	0.185	PS	MIT
5	Büyük Tuz Gölü Kili	CH	40	1.1	0.37	0.24	8	0.27	0.24	0.16	0.225	TX	MIT
6	AGS Deniz Kili	CH	40	0.6	0.325	0.255	8	0.265	0.25	0.16	0.225	PS	
7	Omaha Nebr Kili	CH	60	0.7	0.315	0.22	10	0.25	0.21	0.20	0.215	TX	MIT
8	Arktik Silt A	ML	15	0.3	0.37	0.245	12	0.305	0.24	0.18	0.24	TX[c]	MIT
9	Arktik Silt B	MH	30	0.7	0.32	0.24	12	0.24	0.24	0.20	0.235	TX	MIT
10	**EABPL Kili**	CH	75	0.85	0.24	0.235	15	0.24	0.23	0.22	0.23	PS/TX[d]	MIT

[a]tasarım kayma mukavemetleri gerilme uyumu için seçilmiştir.
[b]TX=Üç eksenli, PS= Düzlemsel gerilme.
[c]Üçeksenli τ_c %5 artırıldı.
[d]Üçeksenli ve düzlemsel verilerinin yaklaşık ortalaması.

Tablo 4.1'de çok değişken indeks özelliklerine sahip on zeminin ortalama ve kapsamlı CK_0U verilerine şekil değiştirme uyumu yöntemi uygulanarak , AKO=1 için elde edilen drenajsız mukavemet oranları sunulmaktadır. Sonuçlar mukavemet parametrelerini elde etmek amacıyla kesme şekil değiştirmesi artış yönünde sıralanmıştır (1-4 ve 6 nolu zeminler aşırı konsolide olarak değerlendirilmektedir) ve iki hassas kilde yüzde bir-ikiden plastik killerde ve iki Arktik siltte %10-%15'e kadar değişmektedir. Ortalama mukavemetler dar bir aralıkta toplanmaktadır, $\tau_{ort}/\sigma'_{vc}=0.215\pm0.02$ SS (SS: standart sapma); gösterilmeyen veriler %8±4 ortalama tepe mukavemetlerinden daha azdır; üçeksenli deneylere dayanan verilerin verdiği hatalar düşük tarafta kalmaktadır. Yedi CL kili ve CH killeri (ardalı siltli kiler ve iki Arktik silt hariç tutulursa) plastisite indisi ile şaşırtıcı bir uyum göstermektedir, lineer regresyon uygulanarak Bağıntı 4.9 elde edildi:

$$\frac{\tau_{ort}}{\sigma'_{vc}} = 0.20+0.045I_p, \quad r=0.75 \qquad 4.9a$$

$$K_s=\frac{\tau_e}{\tau_c}=0.37+0.72\ I_p, \quad r=0.9 \qquad 4.9b$$



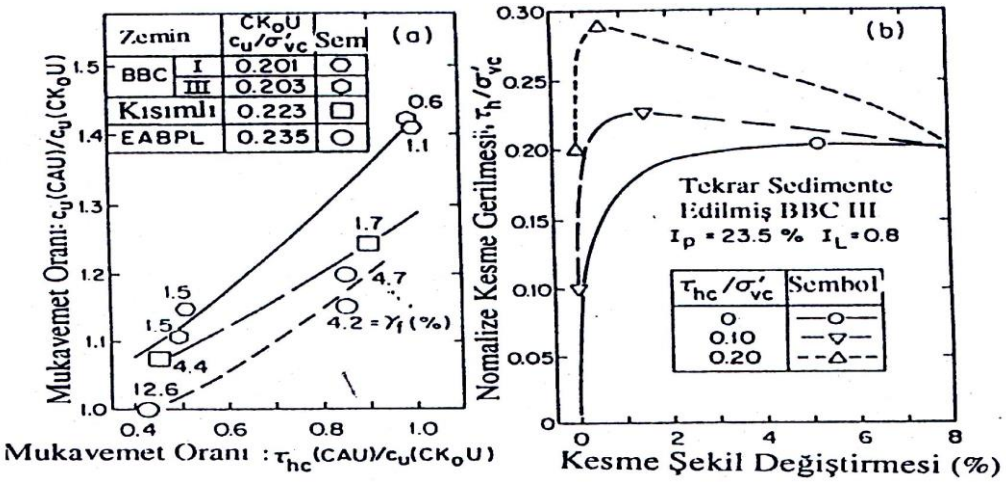
4.7

Sedimanter zeminlerin arazi ve laboratuar drenajsız mukavemetlerinin karşılaştırılması

Göstermektedir ki, yalın killer şekil değiştirme uyumu dikkate alınsa bile belirgin bir drenajsız mukavemet anizotropisine sahiptir. Bu tür zeminler τ_{ort} kullanarak dairesel göçme yüzeyi ile hesap yerine τ_c, τ_d ve τ_e gerilmeleri ile köşeli göçme yüzeyleri kullanımını gerektirirler. Aynı durum ardalı siltli killer için de geçerlidir. [14]

4.3.8. Aşamalı İnşaat Süresince Mukavemet Kazanımı

Bir sedde inşaatı süresince konsolidasyon ile ortaya çıkan c_u artışı hesabı iki basitleştermeyi içerir: Konsolidasyon gerilmesindeki değişmeler σ'_{vc} ile sınırlıdır, bu değer merkez çizgisi haricinde σ'_{1c}'den düşüktür; c_u ile σ'_{vc} arasındaki ilişki bulunurken CK_0U deneyleri kullanılır oysa gerçek konsolidasyon gerilmeleri K_0 şartlarından belirgin sapmalar gösterir. Bu basitleştirmelerden dolayı ortaya çıkan hatalar normal konsolide bir zemin için Şekil 4.3'de gösterilen D elemanı dikkate alınınca çok önemlidir. Bu hata basit kesme deneyi ile yapılan CK_0U ve CAU deneylerinin karşılaştırılması ile yaklaşık olarak değerlendirilebilir, burada CAU bir DSS deneyi numunesinin drenajsız kesmeden önce değişen yatay kesme gerilmelerine (τ_{hc}) konsolide edilmesini ifade eder.



4.8. Konsolidasyon kesme gerilmesinin kesme mukavemetine etkisi

Şekil 4.8'de üç adet normal konsolide kilin tepe mukavemetlerindeki artış başlangıç kesme gerilmesi τ_{hc}'nin bir fonksiyonu şeklinde çizilmiştir, geleneksel CK_0UDSS deneylerinde ölçülen c_u=maks τ_h 'ın bir kesiri olarak ifade edilmektedir. Sonuçlar belirgin bir mukavemet artışını göstermektedir, örneğin gerilme oranı 0.8 için %15-%30 mukavemet artışı seviyesinde. Aynı zamanda göçme anında belirgin bir şekil değiştirme azalması gözlenmekte ve bu CAU deneylerindeki c_u artışlarından dolayı yumuşama eğilimleri ortaya çıkmaktadır, bu durum Şekil 4.8'de Boston Mavi kili için gösterilmektedir. Bu nedenle, aşamalı inşat ile yüklenerek normal konsolide duruma gelen zeminde ortaya çıkan yatay kesme gerilmeleri, sıkışma altında kesme durumuna yaklaşır, bu gerilmeler ise geleneksel CK_0UDSS deneylerinde ölçülenden daha rijit ve güçlü sonuçlar vermektedir. Aşamalı inşaat projelerinde yan dolguların altında kalan numuneler üzerinde uygulanan CK_0U deneylerinden elde edilen mukavemet verileri düşük güvenlik faktörleri vermesi durumunda, AKO=1 olan zeminler için özel CAUDSS deneyleri yapılarak daha büyük potansiyel drenajsız kayma mukavemet oranları araştırılmalıdır. [14]

4.4 Drenajsız Mukavemet Analizi İçin Önerilen Yöntem

4.4.1. Genel Değerlendirme

Drenajsız mukavemet analizi (USA) limit denge analizinin uygulanarak göçmeye karşı güvenlik katsayılarının bulunmasını tanımlar, burada kohezyonlu zeminin drenajsız göçmeye karşı direnci, mevcut konsolidasyon gerilmeleri ve başlangıç gerilme tarihçesinin uygun drenajsız mukavemet-konsolidasyon gerilmeleri ilişkileri kullanılarak birleştirilmesi ile elde edilir. Aşmalı inşaat projeleri için böyle bir analiz Tablo 4.2'de de gösterildiği gibi dört adımdan oluşur. Adım 1 ve 2 birinci yükleme aşamasını drenajsız inşaat kabulü (UU durumu) ile stabiliteyi değerlendirir bu nedenle depozitin başlangıçtaki gerilme tarihçesi (σ'_{vo}ve σ'_{p}) mevcut drenajsız kayma mukavemetini (c_u) belirler. Adım 3 ve 4 takip eden t_n zamanı içinde inşa edilen yüklemeler süresince yapılacak stabilite analizlerini özetlemektedir, şu farkla ki bu adımlarda uygulanan yüklerin birleşimi, geçen zaman zarfında gerçekleşen konsolidasyon gerilme tarihçesini, kısmen veya tamamen değiştirir ve mevcut direnci artırır. Adım 3 ve 4 CU durumuna karşılık gelir, projenin karmaşıklığına bağlı olarak n defa tekrarlanması gereklidir.

Tablo 4.2 Aşamalı İnşaat Analizi İçin Tavsiye Edilen Drenajsız Mukavemet Analizi Yöntemi

Bileşenler (1)	Adım No. 1: başlangıç gerilme tarihçesi ve c_u (2)	Adım No. 2: aşama 1 için güvenlik katsayısı (adım No. 1 artı) (3)	Adım No. 3 gerilme tarihçesi ve t_n zamanındaki c_u (adım No. 1 artı) (4)	Adım No. 4: adım n'deki güvenlik katsayısı (adım No. 1 artı) (5)
Deneysel analizler[a]				
E1-Başlangıç durum değişkenleri	X			
E2-Drenajsız mukavemet parametreleri	X			
E3-Konsolidasyon akımı			X	
Teorik analizler				
T1-Gerilme dağılımı[b]			X	
T2-Konsolidasyon[b]			X	
T3-Limit denge		X		X

[a]Laboratuar ve arazi deneylerinin beraber değerlendirilmesinden elde edilir.
[b]Birleştirilmiş sonuçlar t_n zamanında σ'_{vc} profili verir.

Tablo 4.2 aynı zamanda önceki adımlar için gerekli deneysel ve teorik bileşenleri de göstermektedir. Başlangıç durum değişkenleri E1 olarak ifade edilmektedir, zemin kesitinin özelliklerini (zemin tiplerini, indeks özelliklerini ve zemin suyu durumunu) başlangıçtaki gerilme durumunu (σ'_{vo} ve K_0) ve önkonsolidasyon basıncını (σ'_{p}) ifade eder. Ayrıca, laboratuarda yapılan CU deneylerinden elde edilen drenajsız mukavemet oranları, Adım 1 'de

elde edilen sonuçları geliştirmiş olur. Adım 2'de gerçekleştirilen limit denge analizi birinci aşama inşatı güvenlik katsayısı hesabında kullanılan başlangıç c_u profilini kullanır. Takip eden stabilite analizlerinde (adım 3 ve 4) t_n zamanında teorik gerilme dağılımı ve düşey konsolidasyon gerilme profilinin tahmini için ve konsolidasyon-akım parametrelerinin (permeabilite-sıkışabilirlik özellikleri) bilinmesini gerektirir. Bu analizler muhtemelen yükleme geometrisine, dolgu hızına ve drenaj şartlarına (düşey drenler ile konsolidasyon hızının artırılması durumu) bağlı olarak döngülü tasarım işleminin bir parçası olarak değişecektir. [14]

4.4.2. Gerilme Tarihçesinin Değerlendirilmesi ve Konsolidasyon Analizi

Başlangıç gerilme tarihçesinin değerlendirilmesi inşaattan önce arazideki gerilme durumunun ve önkonsolidasyon basıncının tanımlanmasını kapsar. Bir boyutlu gerilme tarihçesine sahip doğal kil depozitler için σ'_{vo} gerilmesi birim ağırlık ölçümleri ve zemin suyu şartlarının tanımlanması ile belirlenebilir, bununla beraber $\sigma_{ho}=K_0.\sigma'_{vo}$ hesabının sağlıklı yapılması (yanal deformasyonların gerçekçi bir şekilde tahmin edilmesini gerektirir) genellikle zordur. K_0 değerlerinin laboratuar deneyleri ile ölçüldüğü kabul görmüş yöntemler halen yoktur. Mekanik olarak aşırı konsolide kil depositler için ampirik ilişkiler $K_0=f(\phi',AKO)$ (Mayne ve Kulhawy 1982, tarafından verilen) yeterli olabilir. Pek çok projede başlangıçtaki σ'_p profilinin belirlenmesi en önemli çalışmadır, çünkü başlangıç c_u değeri ve zeminde büyük mukavemet artışlarına neden olacak minimum aşama 1 yüklemesi buna bağlıdır. Doğal kil depozitler için yüksek kaliteli odometre deneyi sonuçları arazi deneylerinden elde edilen veriler ile birlikte değerlendirilerek hacimsel değişkenlik belirlenmelidir. İnsanlar tarafından yapılan dolgularda farklı yöntemler gereklidir, çünkü bu zeminler konsolide olmamış durumdadır ve $\sigma'_{vo}= \sigma'_p$ zaman içinde dolgunun kendi ağırlığıyla artmaktadır. USA yöntemi her iki durumda da, Adım 1'de elde edilen c_u profili ile geleneksel arazi ve laboratuar deneyleri arasındaki uyuşmazlıkların giderilmesini gerektirir

Tablo 4.2'deki adım 3 inşaat süresince boşluk basıncı sönümlenmesinin tahmini (σ'_{vc} artışı) amacıyla konsolidasyon analizini gerektirir. Bu tahminler tasarım sürecinde proje fizibilitesini, takvimini ve maliyetini önemli ölçüde etkiler ve büyük belirsizlikler içerir.

4.4.3. Doğal Killerin Bir Boyutlu Konsolidasyonu

Uygulamada genellikle geleneksel Terzaghi teorisine dayalı tablolar kullanılmaktadır fakat sabit konsolidasyon katsayısı (c_v) ve sıkışabilirlik ($m_v=d\varepsilon_v/d\sigma_{vc}$) kabulü temel zemininin konsolidasyonu süresince değişen m_v ve c_v değerlerine sahip olduğu zeminlerde boşluk

basınçları için kötü sonuçlar verir; aşırı konsolide depozitler (σ'_p'ye yaklaşılırken m_v ve c_v'de büyük değişmeler olur); hassas killer gibi gerilmeye bağlı zemin parametrelerine sahip normal konsolide zeminler. Bu problemler nonlineer zemin modelinin kullanıldığı bir sayısal analizi gerektirebilir, bu analizde zemin suyu seviyesi, yüklemelerdeki değişmeler ve sınır boşluk basınçları dikkate alınmalıdır. k değerlerinin m_v ve c_v'den yaralanılarak hesaplanması yanıltıcı olabilir (Tavenas ve diğerleri, 1983) bu nedenle deneysel programlarında artımsal konsolidasyon deneylerinde permeabilitenin doğrudan ölçülmesi gerekebilir. [14]

4.4.4. Laboratuar Mukavemet Deneyleri

Bu bölümde c_u profilinin hesabı ve takiben konsolidasyon ile ortaya çıkan mukavemet artışının tahmini için (Tablo 4.2'teki adım 1 ve 3) drenajsız mukavemet oranı ve gerilme tarihçesi (c_u/σ'_{vc} ve AKO) ilişkilerinin gerekli işlemleri önermektedir. Bu öneriler drenajsız mukavemet analizinde gerekli hassasiyete göre maliyet ve nitelik açısından üç seviyeye ayrılabilir:

- Seviye A – Bütün büyük projelerin nihai tasarımında, temel zemininin önemli drenajsız gerime-şekil değiştirme- mukavemet anizotropisi gösterdiği veya az rastlanır zeminler (fizürlü, ardalı siltli killer, organik) ile karşılaşılması halinde ve inşaat süresince yanal deformasyonların hesaplanması gereken projelerde.
- Seviye B – Normal veya düşük anizotropiye sahip sıradan zeminlerde inşa edilen daha az önemli projelerin öntasrımı ve nihai tasarımında.
- Seviye C – Fizibilite amaçlı öntasarım çalışmalarında ve arazi ve UU tip laboratuar deney programlarından elde edilen ilk mukavemetlerin geçerliliğinin kontrolünde uygulanır.

Seviye A anizotropik mukavemet girdilerinin elde edilmesi için laboratuar CU deneylerini gerektirir, seviye B için izotropik (ortalama c_u) mukavemetler yeterlidir seviye C için ise ampirik bağıntılar kullanılabilir.

Seviye A'da anizotropik c_u/σ'_{vc} ve AKO ilişkilerini elde etmek için uygulanan deney programlarında CK_0U deneylerinde numune farklı göçme modlarında kesilerek şekil değiştirme uyumu yöntemi ile uyumlu gerilme-şekil değiştirme verileri elde edilir. CK_0U deneylerinde zemin tipine, arazideki AKO' ya ve numune kalitesine göre Yenidensıkıştırma veya SHANSEP yöntemleri kullanılır. Anizotropinin drenajsız gerilme-şekil değiştirme davranışı üzerindeki etkilerini değerlendirmek için seçilecek göçme modları mevcut kesme

deneyi cihazlarına, doğal zeminler üzerinde mantıklı veri üretebilme yeterliliklerine ve b değerinde olabilecek değişikliklerin potansiyel etkilerine bağlıdır. Böyle bir deney programı için basit kesme deneyi (DSS) ve düzlemsel şekil değiştirme sıkıştırma/uzama (PSC/E) deneyleri önerilir, PSC/E deneyi yerine genellikle üçeksenli deney verileri şekil değiştirme yöntemine uygulanabilmek amacıyla τ_c gerilmesi 1.05-1.10 katına ve τ_e gerilmesi 1.10-1.20 katına çıkarılarak ayarlanmaktadır.

Uygun olarak gerçekleştirilmiş ve değerlendirilmiş CK_0U deney verilerinden elde edilen c_u/σ'_{vc}-K_0 ilişkileri ile arazide yapılan birinci aşama inşaatını tam olarak temsil etmelidir, fakat bu deneyler ve hesaplar konsolidasyon ile ortaya çıkacak mukavemet artışından dolayı her zaman güvenli taraftadır. Şekil 4.3'da görüldüğü gibi, CK_0U deneylerinden elde edilen sonuçlar yan dolgu veya şev altındaki zemin için nispeten düşük mukavemetler vermesi durumunda AKO=1 olan zeminler için daha büyük c_u/σ'_{vc} oranları elde etmek için CAU basit kesme deneyleri uygulanması önerilir. Pek çok zemin için tipik olduğu gibi, drenajsız kayma mukavemeti oranı $\log c_u/\sigma'_{vc}$ ve logAKO değerleri bir doğruya yakın lineer bir ilişki gösterirse tasarım parametreleri Bağıntı 4.7'de olduğu gibi S ve m ile ifade edilebilir, burada S ve m değerleri sıkışma (τ_c), basit kesme (τ_d) ve uzamadaki (τ_e) göçme değerlerine karşılık gelirler. Dikkat edilmelidir ki S yapılanmış killerde gerilme seviyesine göre değişebilir. Her halükarda log-log çizimi verilerin sunumu ve değerlendirilmesi açısından çok faydalıdır.

Seviye B deney programları için izotropik mukavemet profillerini kullanarak stabilite analizlerini yapmak amacıyla CK_0U basit kesme deneyleriyle c_u/σ'_{vc}-AKO ilişkileri elde edilebilir. 4.9'deki sonuçlar göstermektedir ki, düşük AKO' ya sahip tabakalaşmış, sedimanter zeminler üzerinde yapılan birinci aşama yüklemeleri için dairesel veya köşeli bir göçme yüzeyi boyunca ortalama drenajsız mukavemet tahmininde DSS tepe mukavemeti tatminkar değerler vermektedir. Seviye B sıradan zeminleri içerdiği için SHANSEP yeniden konsolidasyon yöntemi Yenidensıkışma yönteminden daha uygundur, ayrıca $\log c_u/\sigma'_{vc}$-logAKO ilişkisini elde etmek için ve A seviyesi için belirtilen şartlar altında CAUDSS deneylerinin eklenmesi önerilir. Şekil 18'deki veriler Geonor DSS ile elde edildiği için elde edilecek verileri kıyaslayabilmek açısından, deneylerde bu cihazın kullanılması uygundur, sınırlı miktarda yapılan kıyaslamalar göstermektedir ki diğer DSS cihazları yüksek ve standart sapması büyük mukavemet değerleri verme eğiliminde olduğunu göstermektedir. Ayrıca, NGI DSS (Bjerrum ve Landva, 1956) cihazı, (1) göreceli olarak uygulanması basittir ve genellikle sedde stabilitesi için kullanılmaktadır, (2) bu deneyden elde edilen mukavemetler ile sedde temelinde mobilize olan mukavemetler arasında bir uyum vardır, (3) bu deneyden bir

anizotropi indisi elde edilebilir dolayısıyla genel kesme davranışı konusunda faydalıdır [1 s 87, 14]

Seviye B için alternatif bir deney programı c_u/σ'_{vc}-AKO ilişkilerini belirlerken CK_0U üçeksenli uzama ve sıkışma deneylerini kullanabilir. Eğer sonuçlar önce şekil değiştirme uyumu açısından değerlendirilecek ise ortalama mukavemet Tablo 4.1'deki verilere uyumlu bir şekilde dayandırılmalıdır (düşük DSS mukavemetlerinden dolayı, ardalı siltli killer hariç). Bununla beraber CK_0U deneyi özellikle uzamada kesme deneylerinde güvenilir veriler elde etmek için DSS deneyine göre daha fazla numune, işçilik ve tecrübe, dolayısıyla maliyet gerektirir. Seviye B izotropik konsolidasyonlu üçeksenli deneylere dayanmamalıdır, çünkü CIUC mukavemetleri pek çok zemin için arazideki ortalamayı büyük oranda geçmektedir. Seviye C' de mukavemet parametrelerini seçerken

$$\frac{c_u}{\sigma'_{vc}} = S.(AKO)^m \qquad 4.10a$$

m=1 olması halinde,

$$\frac{c_u}{\sigma'_p} = S_p \qquad 4.10b$$

elde edilir. Şekil 4.7' deki verilere dayanarak şu sonuçlar çıkarılabilir: CL ve CH killeri A hattının altında kalan killere göre düşük ve kararlı drenajsız mukavemet oranlarına sahiptir; killerde τ_{ort}/σ'_{vc} korelasyon doğrusu yüksek plastisiteli killer için inşaat tarihçelerinden elde edilen c_u/σ'_p doğrusundan daha güvenilirdir. Şekil 18'deki sonuçlar S ve S_p değerlerinin elde edilmesi için kullanılabilir. Bağıntı 13a kullanılırken aynı zamanda m değeri de tahmin edilmelidir, "Modifiye Cam-Kili" modeli formülasyonunda kullanılan "kritik durum" teorisine göre bu değer, $(1-C_s/C_c)$ şeklinde hesaplanabilir, burada C_s ve C_c kabarma ve sıkışma eğrilerinin eğimini temsil eder (Roscoe ve Burland 1968).

Şekil 4.7'in ve diğer tecrübelerin yorumlanmasından aşağıdaki sonuçlar elde edilmektedir:

- Hassas deniz killeri (I_p<%30, I_L>1);
  S_p=0.20, nominal SS=0.015.
- Homojen CL ve CH, düşük veya normal hassasiyetli sedimanter killer (I_p=%20-%80):
  $S=0.20 + 0.05I_p$,veya basitçe S=0.22.
  $m=0.88(1-C_s/C_c) \pm 0.06SS$, veya basitçe m=0.8.
- Kuzeybatı Amerika ardalı siltli killer:
  S=0.16 (DSS göçme modunun baskın olduğu kabul ediliyor).
  m=0.75.

- Silt ve organik killerin sedimanter depositleri (Atterberg limitleri A-hattının altında olanlar, turba hariç) ve kabuklu killer:

  S=0.25, nominal SS=0.05.

  $M=0.88(1-C_s/C_c) \pm 0.06SS$, veya basitçe m=0.8.

Yukarıdaki $m-(1-C_s/C_c)$ ilişkileri maksimum AKO' su 5-10 olan 13 zemin numunesinden elde edilen CK_0UDSS verilerinin analizine dayanmaktadır.

Seviye A,B ve C temel zemini gerilme tarihçesinin dikkatle değerlendirilmesini gerektirir. Bu gerçeğe ek olarak $c_u(ort)/ \sigma'_{vc}$ ve AKO ilişkileri pek çok zemin için dar bir aralığa düşmektedir (ardalı siltli killer hariç), şu anlama gelmektedir ki, aşamalı inşaat projelerinin tasarımında konsolidasyon deneyi genellikle en önemli deneysel kısmı oluşturur. [12]

4.4.5. Stabilite Analizleri

Bu bölümde limit denge stabilite analizi (Tablo 4.2'deki T3 bileşeni)uygulama açısından, özellikle drenajsız mukavemet girdileri dikkate alınarak değerlendirilecektir. Nihai tasarım analizi güvenlik katsayısını hesaplarken moment dengesini sağlayan, dairesel veya köşeli göçme yüzeyleri kullanan ve bilgisayar ile çözülen bir dilim yöntemini kullanarak moment dengesini sağladığı kabul edilmektedir. Minimum GK değerini araştırırken bilgisayar kullanılması arzu edilir, Bishop (1955) dairesel yay için ve Janbu (1973) köşeli yüzey için bu yolu takip etmiştir. Bununla beraber köşeli yüzey için elde edilen bir çözümün kuvvet ve moment dengesini sağlayan "genel" bir dilim yöntemi ile sağlaması yapılmalıdır, örneğin Morgenstern ve Price (1965) veya Spencer (1967) gibi.

Normal veya düşük anizotropiye sahip zeminlerde öntasarım amacıyla veya ortalama c_u mukavemetlerini elde ederken, önce izotropik mukavemetler kullanılarak yapılan analizleri değerlendirelim. Tablo 5'te birinci adımda elde edilen c_u değerleri bilgisayar koduna bağlı olarak zonlar veya sürekli profiller olarak doğrudan girdi verileri olarak kullanılabilir. Aynı yaklaşım takip eden aşamalarda adım 3'te hesaplanan c_u değerleri kullanılarak uygulanabilir. Fakat, düşey konsolidasyon gerilme (σ'_p) profilini elde etmek için ayrı hesapların yapılması ve c_u değerlerinin elde edilmesi en son olarak girdi mukavemetlerinin elde edilmesi işlemleri uzun ve yorucu olabilir. Bu işlemler iki sedde inşaatı case historysi için yapıldı. Önemli bir kısmının normal konsolide zeminlerden oluştuğu bir inşaatta, bilgisayar kodu AKO=1 bölgelerinde $c_u=S.\sigma'_{vc}$ hesabını otomatik yaparak işlemleri basitleştirir. Bundan sonra gereken çalışmalar efektif gerilme analizinin bir benzeridir, uygulanabilir zeminler için ϕ' ve σ'_n değişkenleri S ve σ'_{vc} ile yer değiştirir.

Aniztropik mukavemetlerin kullanıldığı analizler daha karışıktır, özellikle bilgisayar programlarının çoğu göçme yüzeyi eğiminin değişmesi ile c_u değerini değiştiremez. Dikkate değer bir istisna dairesel yaylar ile sınırlı olsa da Azzouz ve diğerleri (1981) tarafından yapılan üç boyutlu şev stabilitesi programıdır. Azzouz ve diğerleri (1983) şu sonuca vardılar; 17 sedde göçmesi verilerine dayanarak, uç etkileri geleneksel iki boyutlu (sonsuz uzunlukta göçme) güvenlik katsayısını 1.1±0.04SS kadar arttırmaktadır. Yüklemelerin ve zemin şartlarının uniform olduğu ve stabilite durumu sınırda olan sedde inşaatları için bu etki dikkate alınarak stabilite katsayısı %10 artırılabilir. Nonuniform geometrilere sahip önemli sedde inşaatı projelerinde üç boyutlu stabilite analizi yapılması gerekebilir.

İzotropik veya anizotropik drenajsız mukavemet analizi yöntemlerinde, potansiyel bir göçme esnasında bazı tabakaların drenaj durumları hakkında, kayma deformasyonlarından doğan boşluk basınçlarının sıfıra yaklaşması gibi, belirsizlikler olabilir. Bu durum kısmen doygun, aşırı konsolide ve aşırı kumlu zeminlerde görülebilir. Bu tür problemlerde belirsizliği gidermek amacıyla söz konusu zemin tabakaları c'-ϕ' ve c_u mukavemet parametreleri ile analiz edilerek güvenlik katsayısındaki belirsizlik sayısal olarak ifade edilebilir. [14]

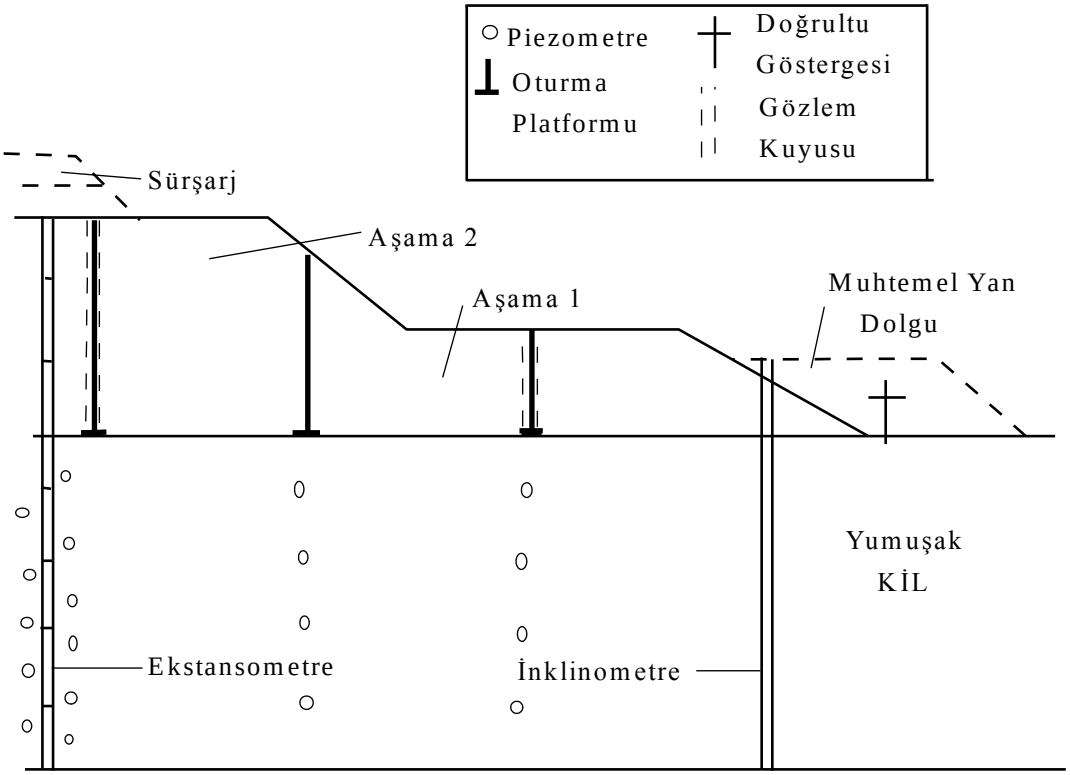
4.5. Arazideki Performansın Gözlemlenmesi

Aşamalı inşaatta tasarım hedeflerine ulaşılması için zeminde belirgin bir mukavemet artışı gerektiği için inşaat süresince göçme riskleri mevcuttur. İnşaat sonrası oturmaları azaltmak için (örneğin binalar, tanklar, yollar için) ön sıkıştırma kullanılması halinde uzun vadeli aşırı deformasyon riski mevcuttur. Göçme ve oturma riskleri bir takım belisizliklerden kaynaklanır bunlar başlangıçtaki zemin şartları, zeminin sıkışabilirliği ve takip eden mukavemet artışı, yükleme hızı ve konsolidasyon, stabilite ve oturma analizi yöntemlerindeki belirsizliklerdir. Bu şartlar altında gözlem yöntemi (Peck 1969) uygulanması tasarımın inşaat ilerlerken değiştirilebilir olması şartıyla maksimum ekonomiye ve tatminkar tasarrufa imkan tanır. Peck'in vurguladığı gibi bu yaklaşımın başarıyla uygulanması şu başlıkları içerir:

- Tasarımcı inşaat süresince ölçülmek üzere uygun parametreleri seçecektir; tasarımda kullanılan hipoteze dayanarak bu parametreleri tahmin edecek (en muhtemel şartlar dikkate alınarak) ve ayrıca olası en olumsuz şartlar da değerlendirilecektir; ve tasarım hipotezinden sapmalar olması durumunda gerekli önlemleri ve değişiklikleri belirleyecektir.
- Arazi ölçümleri gözlemlenen parametrelerin güvenli ve zamanında veri akışı sağlaması.

- Mühendis bu verileri değerlendirerek gerçek şartlar ile uyumunu doğrulamalı ve inşaat süresince alınacak düzeltici önlemleri belirleyip sonuçlarını hesap edebilmelidir.

Şekil 4.9'daki gibi bir aşamalı inşaat projesi için gözlemsel yöntemin avantajları açıklayalım. Bir köprü yaklaşım ayağı seddesi için wick drenler kullanılarak



Şekil 4.9. Aşamalı sedde inşaatı için uygun bir aletsel gözlem kesiti.

konsolidasyon hızı artırılmakta geçici stabilite dolgusu ile aşama 1 yüklemesi yapılmakta, bir yıl sonra aşama 2 yüklemesi ile beraber sürşarj dolgusu yapılarak uzun dönemli ikincil sıkışmalar azaltılmaktadır ve üçüncü yıl sürşarj dolgusu uzaklaştırılarak yol kaplamaları yapılmaktadır. Aşağıdaki kararları verebilmek için arazi peformans verileri gereklidir: Eğer stabilite beklenenden olumsuz ise, aşama 1 tasarım yüksekliğinde azalma veya stabilite dolgularının eklenmesi; tasarlanan konsolidasyon periyodunda aşama 1 veya aşama 2'den sonra değişiklikler yapılması; ve zeminin sıkışabilirliği konusunda elde edilen yeni verilere göre tasarlanan sürşarj kalınlığının değiştirilmesi.

4.5.1. Arazideki Sedde Davranışının Ölçümlendirilmesi

Pek çok durumda seçilen temel zemini parametreleri güvenilir ölçüde muhafazakardır. Tatminkar performanslar ve toleranslı güvenlik katsayılarından dolayı sedde inşaatı güvenle yapılır. Böyle durumlarda pek çok inşaat ölçümleme uygulanmadan yapılır, fakat her zaman bazı belirsizlikler vardır. İnşaat mühendisliği tarihi boyunca pek çok sedde inşaatı yapılmış olmasına rağmen, birden

büyük güvenlik katsayısına sahip olmasına rağmen yıkılmıştır. Buna rağmen göçmesi tasarlanarak inşa edilen bazı seddeler de ayakta kalmıştır. Bu nedenle sedde inşaatında ve tasarımında arazi ölçümlenmesi büyük rol oynar. Arzu edilmeyen performanslar ile sonuçlanabilecek bütün aşamalı inşaat projelerinde, tasarımda resmen gerek görülmese bile, arazide sedde davranışı ölçümlendirilmelidir. Temel zeminin stabilitesini değerlendirmek için anlamlı veriler (konsolidasyon hızı verilerini de içermektedir) sunmak yanında, rutin inşaat kontrolleri için de gereklidir. [14, 7 s 407]

4.5.2. Temel Geoteknik Sorular

Aşağıda yumuşak zemin üzerine yapılan sedde inşaatında ortaya çıkan sorunlar sırasıyla açıklanmaktadır, sıralama önemi göstermemektedir.

Başlangıçtaki arazi şartlarının belirlenmesi: Arazideki başlangıç şartları geleneksel arazi deneyleri ile önceden belirlenir. Fakat aletli gözlemler bazen önemli bir rol oynayabilir. Başlangıçtaki zemin suyu durumu ve zemin suyu seviyesindeki yükselme ve alçalmalar tasarım amacıyla belirlenebilir. Piezometreler daha önceden yerleştirilerek, inşaat öncesi zemin suyu rejimi, artezyenler veya kuyular, yeteri kadar erken kurulması durumunda mevsimsel değişiklikler belirlenebilir.

Aletsel gözlemler ile elde edilebilecek bilgiler: Zeminde yapılacak bir deney seddesi inşaatı ile seçilen zemin parametrelerindeki belirsizlikler ve alternatif inşaat yöntemleri veya inşaat fizibilitesi araştırılabilir. Bu tür ölçümlemelerde amaç daha çok ani bir göçmeyi uyaran verilerin belirlenmesi ve zemindeki konsolidasyon davranışının açıklığa kavuşturulmasıdır. Aynı zamanda analizlerin elde edilen ölçüm verileri ile yeniden değerlendirilmesi ile temel zemini mühendislik parametreleri performans sonuçlarına göre belirlenebilir. Her halükarda temel parametreler düşey ve yatay deformasyonlar ve boşluk basınçlarıdır.

Konsolidasyon ilerleyişinin belirlenmesi: Sedde yapısının üzerinde diğer imalatların yapılabilmesi veya kullanıma açılabilmesi için oturmalarını tamamlamış olması gereklidir. bu amaçla, temel zeminine yerleştirilen piezometreler ile boşluk basıncı sönümlenmesi gözlemlemelidir, ayrıca zemin suyu seviyesindeki oynamaların yanıltıcı etkilerinden sakınmak için sedde çevresine referans piezometreleri de yerleştirilmelidir. Tablo 4.3'te konsolidasyonun belirlenmesi için gerekli ölçümler gösterilmektedir. Her halükarda, temel zeminindeki düşey sıkışma ve yanal deformasyonlar ölçülmelidir. [14, 7 s 408-409]

Tablo 4.3 Konsolidasyonun gelişmesini ölçümlemek için uygun cihazlar.

Ölçüm	Uygun Cihazlar
Sedde yüzeyindeki ve sedde topuğundan ileride zemin yüzeyindeki düşey deformasyonlar.	Gözlem yöntemleri
Sedde temeli yüzeyinin başlangıçtan itibaren düşey deformasyonlarının ölçülmesi.	Oturma platformları. Gömülü plakalar.

	Tek noktalı sıvı seviye göstergeleri. Basınç ölçerli ve sıvı dolu tüpler yerleştirilmiş tüm zemin profili boyunca seviye ölçerler[a] Yatay inklinometre kılıfları.
Alt tabakalardaki deformasyonlar ve sıkışmalar	Spiral ayak oturma ölçerler. İndiksiyon pullu ekstansometre.[b] Tek noktada sıvı seviye göstergeleri.
Boşluk suyu basıncı	Pnömatik ve titreşen telli piezometre. Üstü açık yerleştirilmiş, içine piyezometre yerleştirilebilir borular.
[a]Kılıf veya boru teleskopik bağlantılı olmalı veya plastik boru ile çevrelenmeli. [b]Tahmin edilen düşey sıkışmaya bağlı olarak ölçüm noktalarının zemine dikkatle sabitlenmesi gerektirir.	

Aletsel gözlem için bazı gereklilikler şunlardır:

1. Merkez hattı üzerinde oturmaların (ekstansometre çok noktalı bir oturma ölçüm cihazıdır) ve derinlik boyunca boşluk basınçlarının detaylı ölçümlenmesi, ek olarak kum şilte içine açılan gözlem kuyuları ve yumuşak kil tabakasının altındaki kum tabakaya yerleştirilen piezometreler ile sınırlardaki boşluk basıncı belirlenmelidir. Bu çalışmalar sonucunda elde edilen veriler arazideki sıkışma eğrisinin ve konsolidasyon hızının belirlenmesinde kullanılır.
2. Ekstansometrelerden alınan verileri kontrol etmek için, aşama 1 oturmalarındaki sapmaları değerlendirmek ve sedde profilini belirlemek için oturma platformları kurulmalıdır.
3. Şev ve yan dolgu altına yerleştirilen piezometre gruplarından elde edilen veriler ile gerilme dağılımı analizlerini kullanarak drenajsız mukavemet analizinde gereken σ'_{vc} profilleri hesaplanır ve boşluk basıncı sönümlenmesi ölçülür.
4. Bütün piezometre grupları bir miktar bağıl hata içerir ve piezometrelerin en az yarısı wick drenlerden önce yerleştirilerek başlangıçtaki boşluk basınçları ve dren yerleştirilmesinden dolayı oluşan aşırı boşluk basınçları ölçülebilir. Temsili boşluk basınçları elde etmek için piezometrelerin tam olarak drenlerin ortasına yerleştirimesine özen gösterilmelidir.
5. Dolgu topuğunun yanal deformasyonlarını ölçmek için bir inklinometre yerleştirilmelidir. Düktil kil temeller üzerinde yapılan inşaatlarda doğrultu göstergeleri ortalama aralıklarla yerleştirilmelidir. [14, 7 s 410]

4.5.3. Temel Stabilitesinin Değerlendirilmesi

Aşamalı inşaat projelerinde arazi deney programlarının en önemli kısmını temel stabilitesinin gözlenmesi oluşturur ve bu iki genel yaklaşım ile sağlanabilir. Limit denge yöntemi uygulanarak stabilite için sayısal değerler elde edilebilir ya da arazi deney ve gözlem verileri kullanılarak daha çok niteliksel bir yaklaşımla, gerçek yükleme zamanında tatminkar performanslar belirlenebilir. Aşağıda bu iki yöntemin karşılaştırmalı avantajları açıklanacaktır.

Limit denge yöntemi ile yapılan stabilite analizlerinde drenajsız göçme mukavemetleri kullanılarak güvenlik katsayısı hesaplanmalıdır, çünkü CU durumu stabilite açısından en olumsuz ve muhtemel durumu temsil etmektedir. Bölüm 4.4'te drenajsız mukavemet analizi (USA) ile ilgili öneriler sunulmuştur, bu yöntemde temel zeminin c_u profilini hesaplamak için basitçe düşey konsolidasyon gerilmeleri ve drenajsız mukavemet oranı (c_u/σ'_{vc}) kullanılır. Fakat bu analizler önemli miktarda emek gerektirir, hızlı yüklemeler süresince, arazide uygulanacak pratik grafiksel yöntemler geliştirilmelidir.

Piezometre verileri drenajsız mukavemet analizi ve arazi konsolidasyon davranışının değerlendirilmesi için önemli olmakla beraber, nadiren zemindeki bir göçme durumu için doğrudan uyarıcı olmaktadır, çünkü göçme durumu tasarımda kullanılan güvenlik katsayılarından büyük değerlerde gerçekleşmekte ve boşluk basıncı artışı göçmeden hemen önce veya göçme esnasında artmaktadır. Bu durumda konsolidasyon şekil değiştirmelerinden çok kesme gerilmelerinden doğan drenajsız deformasyonlardan dolayı ortaya çıkan düşey ve yatay hareketler kullanılarak stabilite irdelenebilir. Çözüm önemli ölçüde temel zeminin gerilme-şekil değiştirme özellikleri irdelenerek bulunabilir. Bu amaçla Ladd (1991), Vaughan'ın (1972) arazi kırılganlık indisinde değişiklikler yaparak kil sedde davranışında kırılgan ve düktil temel zeminlerin farklılıklarını açıklamak için yeni bir indis elde etmiştir. Temel kırılganlık indisinin yeni tanımı:

$$FBI = \frac{\bar{c}_u - \bar{c}_r}{\bar{c}_u} \qquad 4.12$$

$\bar{c}_u$ değişkeni göçme esnasında göçme yüzeyi boyunca mobilize olmuş ortalama drenajsız mukavemetini, $\bar{c}_r$ değişkeni ise göçmeden sonra büyük şekil değiştirmeler için ortalama drenajsız mukavemetleri temsil eder. FBI değeri hassas killer için bir değerine hassas olmayan killer içinse sıfır değerine yaklaşır.

Vaughan'ın (1972) mantığını izleyerek (fakat burada sıkıştırılmış killerden çok doğal killere uygulanmaktadır) Ladd(1991) FBI değerleri için zemin özellikleri ve temel zeminin vereceği tepkilere göre değerlendirerek Tablo 4.4'de verilen değerleri önermektedir. İnşaat tarihçeleri göstermektedir ki, kırılgan killerdeki göçmeler hiçbir işaret vermeden, düzgün kesme yüzeyleri boyunca büyük deformasyonlar ile oluşmaktadır. Yükleme süresince kesme gerilmelerinden dolayı ortaya çıkan deformasyonlar küçüktür ve ölçülmesi zordur, göçmeden birkaç saat önceye kadar da hızlanmazlar (Dascal ve diğerleri 1972; LaRochelle ve diğerleri 1974). Bu zeminler için oturma ölçümleri ve yanal deplasmanlar ile ilgili yapılan ölçümler çok hassas olmaları ve yüklemelerin yeteri kadar yavaş yapılarak drenajsız hariç akma deformasyonlarına müsaade edilmesi durumları hariç göçme hakkında fikir vermez.

Tablo 4.4 Tahmin edilen zemin özellikleri ve temel davranışı için zemin kırılganlık indisinin (FBI) sınır değerleri.

FBI Değeri= $(\bar{c}_u - \bar{c}_r) / \bar{c}_u$ (1)	Tipik bir zemininin drenajsız gerilme şekil değiştirme davranışı. (2)	Zemin Tepkisi	
		Yükleme süresince (3)	Göçme anında (4)
Bire Yakın (Kırılgan Davranış)	• Göçme anında küçük şekil değiştirme, yüksek rijitlik ve tepe noktasından sonra belirgin yumuşama davranışı • Yüksek hassasiyete sahip killer.(genellikle çimentolaşmış ve/veya yalın killer)	• Yüksek E_u/c_u oranlarından dolayı küçük drenajsız kesme deformasyonları, düşük GK değerlerinde büyük plastik akma yüzeyleri oluşur. • İyi belirlenmiş göçmeden önce çok az uyarı verir.	• Belirgin kayma yüzeyi boyunca aşırı mukavemet düşüşlerinden dolayı ani ve büyük deplasmanlar. • Kırılma yüzeyi boyunca büyük boşluk basıncı artışları.
Sıfıra yakın (Düktil davranış)	• Göçme esnasında büyük şekil değiştirmeler, düşük rijitlik ve tepe noktasından sonra az miktarda yumuşama. • Düşük hassasiyette organik ve plastik killer.	• Düşük E_u/c_u oranlarından dolayı büyük drenajsız kesme deformasyonları, düşük GK değerlerinde büyük plastik akma yüzeyleri oluşu. • İyi belirlenememiş göçmeden önce pek çok uyarı verir.	• Deformasyonlar göçme yüzeyi ile sınırlı değildir, göçme yüzeyi çevresinde göreceli olarak küçük fakat devam eder. • Boşluk basıncında küçük değişmeler gözlenir.

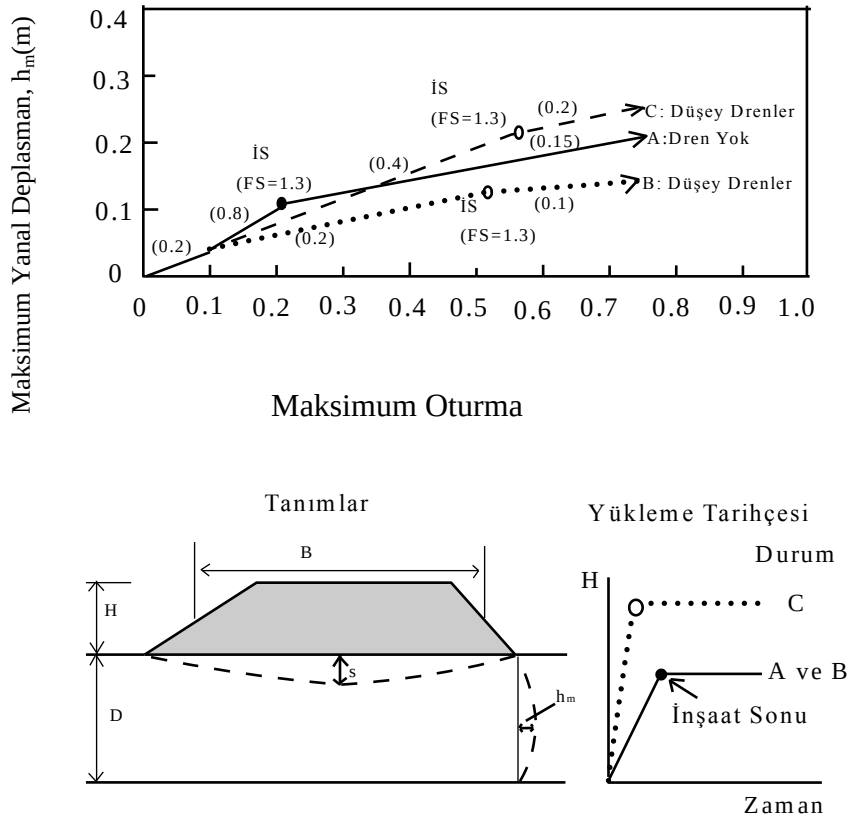
Aksine düktil zeminlerde yapılan inşaatlarda arazi ölçümleri stabilite için açık deliller sunar. Genel deformasyonlar çok büyüktür hatta doğrultu göstergelerinin gözle muayenesi problemli alanların belirlenmesi mümkündür. Bununla beraber, bu gözlemler tek bir kayma yüzeyinde değil de bir bölgedeki deformasyonları yansıttığı göçmenin tanımlanması daha zordur.

4.5.3.1. Düktil Zeminlerde Oturmalar ve Yanal Deplasmanların Analizi

Ladd (1969) Fore River Test projesi üzerinde yaptığı oturma ve deformasyon analizlerinde şu sonuçlara varmaktadır: Temel zeminindeki drenajsız kesme deformasyonlarından kaynaklanan hareketler büyük oturmalara neden olur, dolayısıyla ilerleyen bir göçmeyi gösterebilir. Bu davranış düktil zemin davranışının yanında şev geometrisine ve konsolidasyon gerilmelerinin bağıl büyüklüğüne de bağlıdır. Ayrıca düşey drenler konsolidasyon oturma hızını artırdığı için drenajsız kesme gerilmelerinden doğan deformasyonları gizlemektedir. Yanal deformasyonların ölçülmesi stabilite ile ilgili en açık verileri sunar, çünkü yanal deformasyonlar doğrudan doğruya drenajsız kesme gerilmelerinden kaynaklanır ve konsolidasyon oturmalarından çok az etkilenir. Tavenas ve diğerleri (1979) ispat etmektedirler ki sedde temelindeki yanal deplasmanlar ve düşey oturmalar arasındaki ilişkiler drenajsız ve drenajlı deformasyonların göreceli önemleri hakkında faydalı yaklaşımlar sağlamaktadır. Basit yükleme geometrilerini içeren (Şekil 4.9)

21 inşaat tarihçesi için inklinometre ile ölçülmüş topuktaki maksimum yanal deplasmanlar (h_m) ve sedde orta ekseninde ölçülmüş maksimum oturmalar (s) arasındaki ilişkiler analiz edilmiştir. Özellikle h_m ve s grafiği eğimi ilişkilerini inşaat süresince ve inşaattan sonra alınan verilere dayanarak incelediler ve yanal deplasman eğrisini (h-z) irdeleyerek bazı önemli sonuçlara vardılar. Kolaylık olması açısından h_m ve s arasındaki ilişki deformasyon oranı olarak adlandırılacak ve $DR=dh_m/ds$ şekline tanımlanacaktır. Düşey dren kullanılmadan aşırı konsolide depozitler üzerinde yapılan tek aşamalı 15 sedde inşaatından elde verilere dayanarak Tavenas ve diğerlerinin (1979) elde ettiği sonuçlar aşağıda özetlenmektedir:

1. Başlangıçtaki yükleme süresince ortaya çıkan önemli miktardaki drenaj, (yüksek aşırıkonsolide c_v değerlerinden dolayı) drenajsız analizde hesaplanandan çok daha az yatay deplasmanlara neden olur; sonuçta $DR=dh_m/ds=0.18\pm0.09SS$ elde edilir.



Şekil 4.10. Maksimum yanal deplasman ile maksimum oturma arasındaki şematik ilişki.

2. İlerleyen yükleme adımlarında temel zeminin önemli bir kısmı normal konsolide duruma geçtiği için göreceli olarak büyük yatay deplasmanlar gözlenir, öyle ki bu aşamada drenajsız kesme deformasyonlar zemin davranışında baskın duruma gelmektedir; bu aşamada $DR=0.9\pm0.2$ olmaktadır.

3. h-z eğrisindeki maksimum deplasmanlar yaklaşık olarak temeldeki minimum drenajsız mukavemete sahip bölgeler ile çakışmaktadır.

B/D değerleri 0.9 ile 10 arasında değişen 12 kadar seddenin takip eden birkaç yıl içerisindeki deformasyonlarının gözlenmesinden şu sonuçlar çıkarılmıştır:

1. Maksimum yatay deplasman oturmalar ile doğru orantılı olarak artmaya devam eder; DR=0.16±0.07 elde edilmiştir ve DR şev geometrisindeki değişikliklerden etkilenebilir.
2. Normal konsolide zeminin kalınlığı zaman içinde artmaması durumunda h-z doğrusu yaklaşık olarak aynı kalır.

Bu davranıştan dolayı inşaat sonunda ölçülen deplasmanlar zamanla birkaç katına çıkmaktadır. Özetle, arazideki deformasyon verilerinin yorumlanması ile temel stabilitesi hakkında uyarılar elde edilebilir, bu yorumlama çalışmaları önemli miktarda tecrübe, muhakeme ve probleme göre farklı çizim teknikleri gerektirir. Dolgu yüksekliği (H), oturma (s), ve yatay deplasman (h) ölçümleri yanında temel stabilitesini değerlendirmek amacıyla Ladd (1991) aşağıdaki gözlemlerin de grafiğe aktarılmasını önemektedir:

1. Periyodik h-derinlik çizimleri ile zayıf bölgeler belirlenmeli ve maksimum yanal deplasman (h_m) değerleri yerleştirilmelidir.
2. s ve (h_m) değerleri H ekseninde çizilerek, (h_m) ile potansiyel problemler daha açık bir şekilde belirlenebilir.
3. h_m-s grafiği kısmen drenajlı ve drenajsız davranışın karşılaştırması ve önceki davranışın dikkate alınması için uygundur.
4. Sabit yükleme periyotları süresince (stabilite kritik duruma gelince önemle tavsiye edilir), dh_m/ds ve dh_m/dt değişimlerinin zamanın ve H'ın bir fonksiyonu olarak ifade edilmesi. Çünkü dh_m/dt konsolidasyona bağlı ise zamanla azalmalıdır, hızdaki zamanla artış aşırı drenajsız kesme deformasyonlarını ve gelişen bir göçmeyi gösterebilir.

5. Muar Deney Dolgusu Analizi

5.1 Giriş

Muar Deney Dolgusu yumuşak killer üzerinde aşamalı inşaat konusunda çalışan araştırmacılar arasında çok iyi bilinen bir çalışmadır. Deney 1989 yılında, Kuala Lumpur'da yapılan "Malezya Deniz Killeri Üzerinde Deney Seddesi" konulu konferanstan önce yapılmış, konuyla ilgili önde gelen araştırmacılar (A. S. Balasubramaniam, J. P. Magnan, A. Nakase, ve H. G. Poulos) deneyin sonucunu tahmin etmek üzere davet edilmiştir. Bu tahminlerin konusu maksimum sedde yüksekliği, önceden belirlenmiş noktalardaki boşluk basıncı ve deformasyonların inşaat süresince değişiminden oluşmaktadır. Bu tahminlere ek olarak, sempozyumdan birkaç hafta önce 27 davetliye dağıtılan deney seddesi verileri, bu davetliler tarafından da değerlendirilmiş ve maksimum sedde yüksekliği ve göçme yüzeyi hakkında sözlü ve yazılı sunumlar yaparak görüşlerini bildirmişlerdir. Ölçülen sedde performansı sonuçları ayrıntılarıyla bu sempozyumda açıklanmıştır. Göçme anındaki dolgu yüksekliği için yapılan tahminler 2.8 m. ile 9.5 m arasında değişmektedir, gerçek göçme yüksekliği ise 5.4 m.'dir. tahmin edilen göçme yüzeylerinin çoğu gerçek göçme yüzeyinden çok farklıdır ve pek çok durumda çemberin orta noktası prensibi ihlal edilmiştir. Bazı tahminciler boşluk basınçları konusunda iyi tahminlerde bulunmuşlardır, düşey deplasman tahminleri bazı durumlarda tatminkar bir tutarlılıkla tahmin edilmiştir. Fakat bütün yatay deformasyon tahminleri çok kötüdür. [6]

5.2 Muar Deney Seddesi

5.2.1 Muar Kili

Güneybatı Asya yumuşak killerinin daha çok geçmişteki deniz suyu seviyesinin iniş çıkışları ile oluşmuştur. Malezya Yarımadası batı sahilleri 20 m. derinliğinde 25 km. uzunluğunda sahil düzlüklerinden oluşmaktadır. Deney seddesi Muar'dan 30 km. içerde, kauçuk üretilen

tarlalarda bulunmaktadır diğer bir tanımlama ile Batı Malezya sahilinin güneybatısında bulunan Malaka'nın 50 km. doğusundadır. [6, 9]

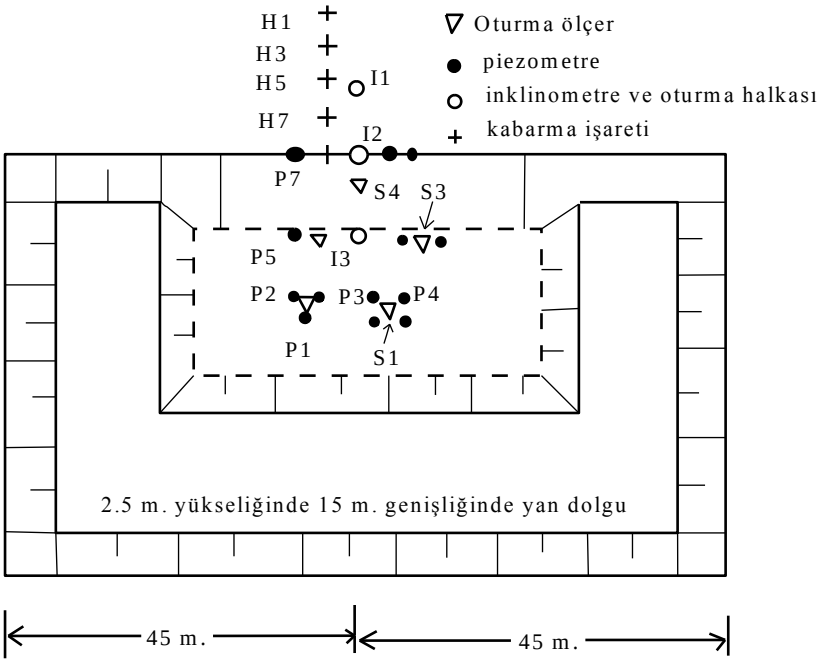
Tablo 5.1 Muar Deney Seddesinin Zemin Profili

Derinlik	Zeminin Tanımlanması		Tane Dağılımı (%)				σ'_c, kPa	$\frac{C_c}{1+c_o}$	k_h, m/s
			Kil	Silt	Kum	Çakıl			
0m.-2m.	KABUK	Yeşilimsi kahverengi, renkli, kırmızı KİL, kökler, kök boşlukları ve yan bağlantıları mevcut.	62	35	3	0	110	0.3	-
2m.-5m.	ÇOK YUMUŞAK, ÜST KİL	Hafif yeşilimsi gri KİL, çok az kabuk parçaları mevcut, çok ince kum tabakacıkları var, yer yer düşey bitki kökleri ve çürümüş organik maddeler var (<%2)	45	52	3	30	40	0.5	$4x10^{-9}$
5m.-10m.	YUMUŞAK ALT KİL	Gri KİL, içinde az miktarda kabuklar mevcut, çok ince kum tabakacıkları ve çürümüş organik maddeler (<%2)var.	50	47	3	0	60	0.3	$1x10^{-9}$
15m.-19m.	SİLTLİ KİL	Grimsi kahverengi siltli KİL, az miktarda çürümüş organik maddeler mevcut.	20	36	44	0	60	0.1	$2x10^{-7}$
19m.-	KUM	Koyu gri, siltli, orta ve kaba taneli KUM (SPT>20)	4	20	71	5	-	-	-

Tablo 5.1'de deney alanın profili ve profili oluşturan zeminlerin tane dağılımı, önkonsolidasyon basınçları, permeabilite katsayıları, verilmektedir, Ek A'da ise yine aynı zemin profilinin su muhtevası değerler, Atterberg Limitleri, arazi vane ve piezokon direnci deney sonuçları verilmektedir. Açıkça görülmektedir ki, Muar Kili'nin üzerinde 2 m. kalınlığında, su muhtevası %100'e varan, ve genellikle likit limitini geçen, güçlü bir kabuk tabakası vardır. Plastisite indisi genellikle %40 ve %50 arasında değişmektedir. Veyn kesme aleti ile ölçülen kesme mukavemeti, 3 m. derinlikte 8 kPa'dır ve derinlikle beraber s_u/σ_v oranı ile doğru orantılı 0.27 ile 0.37 aralığında artmaktadır. Piezekon direnci deneyi açıkça kabuk bölgesini tespit etmekte ve 8.5 m. derinlikteki yumuşak kilden daha az yumuşak kile geçiş bölgesini belirgin bir şekilde ayırt etmektedir. Şekil 5.1 ve Ek A'da sunulan veriler yanında deney seddesi inşaatından önce büyük miktarda arazi ve laboratuar deneyleri yapılmıştır. Kil tabakalarının mekanik ve fiziksel özelliklerinin belirlenmesinden ayrı, AIT (Asya Teknoloji Enstitüsü) tarafından zeminin mühendislik özelliklerini belirlemek amacıyla detaylı laboratuar deneyleri yapılmıştır. Bu deneyler basit kesme, serbest basınç, konsolidasyonsuz drenajsız üçeksenli (UUC), konsolidasyonlu drenajsız üçeksenli (CIU), konsolidasyonlu drenajlı üçeksenli (CD) laboratuar permeabilite deneyleri ve odometre deneylerinden oluşmaktadır. Göreceli olarak yaygın olan bu deneyler yanında üçeksenli deney cihazı ile sabit gerilme oranlı deneyler, farklı gerilme izleri için deneyler ve anizotropik konsolidasyonlu drenajsız (CAU) deneyler yapılmıştır. Bu gelişmiş deneyler özellikle arazideki deformasyon ve boşluk basınçlarının tahminine yöneliktir. [6]

5.2.2. Deney Seddesi

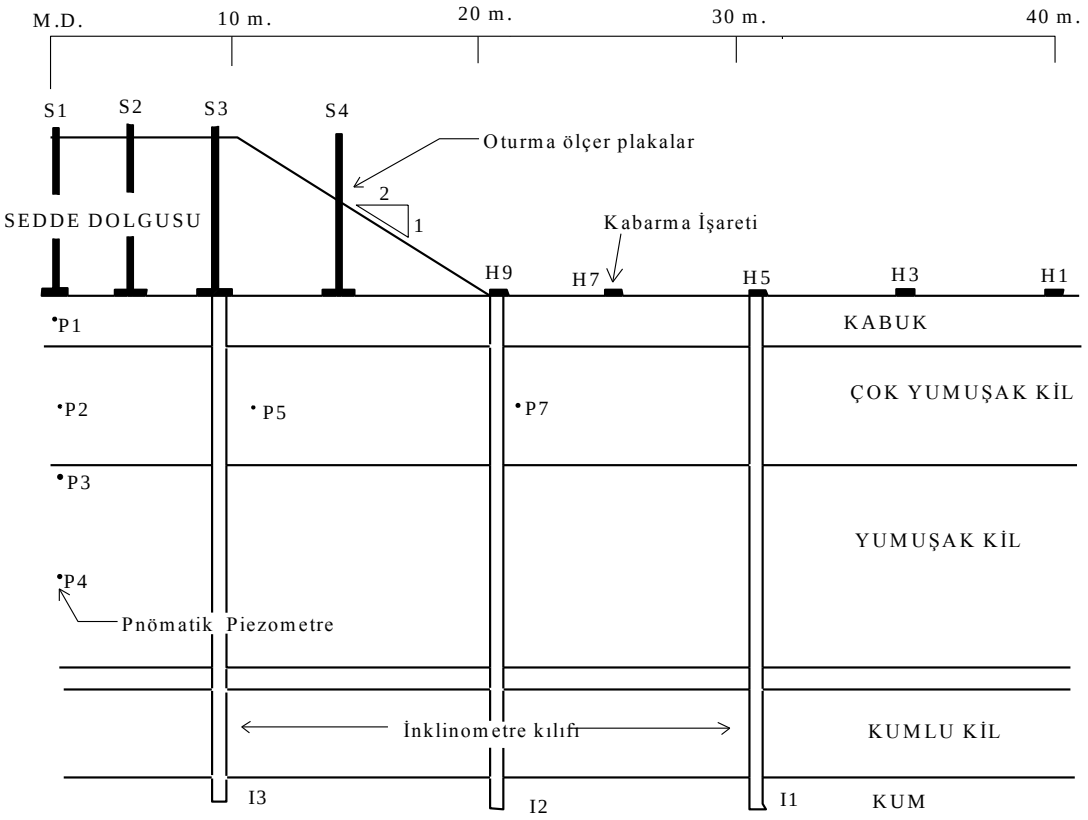
Deney kesiti (Şekil 11) 55 m. genişliğinde, 90 m. uzunluğunda ve 2.5 m. yüksekliğinde sedde inşaatının üç tarafında 15 m. genişliğinde alan bırakan, bir temel dolgusu üzerine kurulmuştur. Sedde yapısının temeli 40m. uzunluğunda ve 60 m. genişliğinde olmaktadır. Deneyden önce zemine yerleştirilen ölçüm cihazların yerleşim planı Şekil 5.2'de ve seddenin ortasından geçen kesitteki aletsel yerleşim Şekil 5.1'de verilen planda görülmektedir.



Şekil 5.1 Muar Deney seddesinin ölçümlenmesini gösteren aletsel yerleşim.

Sedde zemindeki ağaçların sökülmesinden hemen sonra otlar temizlenmeden inşa edilmiştir. Dolgu 0.2 m. yüksekliğinde tabakalar halinde ve 0.4 m./hafta hızında göçme oluncaya kadar inşa edilmiştir. Dolgu malzemesi kumlu kil sınıfında ayrışmış granitten oluşmaktadır (%4 çakıl, %50 kum, %8 silt, %38 kil). Ortalama Atterberg limitleri LL=%108, PL=42, PI=%62 olarak belirlenmiştir. Sıkıştırılmış malzemenin yoğunluğu çeşitli arazi yöntemleri ile (kum konisi ve çekirdek kesici) 2.04 kg./dm^3 olarak tespit edildi. Sıkıştırılmış malzemenin su muhtevası %13.9 ile %21.6 arasında değişmektedir, ortalama değeri %16.2'dir. Sıkıştırılmış dolgudan kesilerek alınan ve doygun hale getirilen 100 mm. çapında numuneler üzerinde yapılan dört adet konsolidasyonlu drenajlı üçeksenli deneylerde (CD) elde edilen sonuçlar Ek A'da sunulmaktadır. Mohr gerilme dairesi göçme durumu için çizilerek c'=14 kPa ve ϕ'=31° elde edildi. Şu nokta vurgulanmalıdır ki, kesme deneylerinde kullanılan CD deneylerinde kullanılan numunelerin sıkıştırılmış yoğunlukları ortalaması 1.50 kg./dm^3'dür,

arazideki ortalama 1.77 kg./dm^3 değeri ile kıyaslanınca CD deneyinde kullanılan numunelerin doygunlaştırma esnasında şişmiş oldukları anlaşılmaktadır. [6, 9, 20]



Şekil 5.2 Muar Deney Seddesinin merkezinden alınan ve aletsel ölçümlemeyi gösteren kesit

5.2.3. Yapılması İstenen Tahminler

Yukarıda özetlenen detaylı geoteknik veriler Sempozyum'dan birkaç ay önce davetli dört tahminciye dağıtıldı. Daha önce deney seddesi göçme yüksekliğine kadar inşa edilmesine rağmen, sonuçlar tahminciler hatta organizatör tarafından organizatör bilinmiyordu. Tahminler Lambe'nin (1975) sınıflandırmasına göre C sınıfında olmakla beraber bu anlamda A sınıfının gereklerini sağlamaktadır. Dört tahminciden her birine yumuşak kil zemin üzerinde inşa edilen sedde ile ilgili aşağıdaki altı soruya cevap vermeleri istendi:

1. Seddenin yıkılma yüksekliği ve göçme yüzeyi şekli.
2. 4.5 metre derinlikteki P2, P5 ve P7 piezometrelerinde (Şekil 5.1 ve 5.2) yüklemenin her metresinde gözlenen aşırı boşluk basınçları.
3. Seddenin orta ekseninde yüklemenin her metresinde zemin derinliği boyunca ortaya çıkan aşırı boşluk basınçları.
4. Sedde kesiti boyunca yüklemenin her metresinde gerçekleşen düşey deformasyonlar.

5. I1, I2 ve I3 inklinometrelerinde 4.5 metre derinlik boyunca yüklemenin her metresi için yanal deformsyonlar.
6. I1, I2 ve I3 inklinometrelerinde göçme esnasında ortaya çıkan yatay deformasyon profilleri.

Bu altı sorunun cevaplanması için karşılaştırmaları kolaylaştırmak amacıyla standart bir cvap sayfası oluşturularak tahmincilere dağıtıldı. Diğer 27 tahminciye Şekil 5.1 ve Ek A'daki veriler standart sonuçların sunulacağı bir tahmin dosyası ile dağıtıldı. [6]

5.2.4. Gözlemlenen Sedde Performansı

Seddenin inşaatına 27 Kasım 1988'de başlandı, ve tam olarak 100 gün sürdü, 3 Şubat 1989 tarihinde 5.6 metre yüksekliğe ulaşan sedde göçtü. Fakat seddenin göçmeden önceki son yüksekliği araştırıldığı için seddenin maksimum inşa yüksekliği 5.4 metre olarak elde edildi. Başlangıçtaki bir takım problemler ve aşırı yağışlardan dolayı sedde göçmesinde bir kontrol unsuru olarak inşa edilen taban platformunun tamamlanması 20 gün sürdü, fakat seddenin geriye kalan kısmının inşaatı sabit bir hızda devam etti. Sedde göçme yüksekliği olan 5.4 metreye ulaşmak için 0.7 metrelik taban platformu ile beraber toplam 22 tabaka sıkıştırıldı. Dolayısıyla ilk tabakadan sonra ortalama tabaka kalınlığı 0.22 metre ve ilk tabakayla beraber ortalama inşaat hızı 55 mm/gündür, ilk tabakadan sonraki ortalama hız ise 60 mm/gün şeklindedir. [6]

Kumlu kilin her tabakası 1 ton kapasite ile çalışan titreşimli silindir her tabakaya 3 pas geçerek, 20 cm.lik tabakalar halinde sıkıştırılmıştır. Sıkıştırılmış zeminin ortalama yoğunluğu 2.04 kg/dm^3'tür. Sedde 4 metre yüksekliğe erişinceye kadar haftada iki defa arazi ölçüm cihazlarından okumalar alındı. 4.6 metre inşaat yüksekliğine erişinceye kadar her tabakadan önce ve sonra, 4.6 metreden sonra ise her gün arazi ölçüm cihazlarından okumalar alındı. 1 Şubat 1989 sabahı 22. tabaka serildi ve 5.4 metre yüksekliğe ulaşmak üzere sıkıştırma başladı. Öğleden sonraya kadar her hangi bir çatlak gözlemlenemedi. 2 Şubat sabahı yaklaşık sedde merkezi boyunca (P2 ve P4 arasında) ilerleyen küçük bir çatlak gözlemlendi. Aynı gün içerisinde herhangi bir dolgu işlemi yapılmadı ve çatlak genişliği 20 mm.ye yükseldi. 3 Şubat sabahı saat 10:00'da çatlak 30 mm.ye genişlemişti fakat göreceli olarak herhangi bir düşey deplasman yoktu, ve seddeyi 5.6 metre yüksekliğe ulaştırmak için 23. tabaka serildi. Öğleden sonra saat 2:00'de sedde dolgusunun tamamlanmasından hemen sonra, ani bir göçme ile sedde yıkıldı. [6, 9]

5.2.5. Gözlemlenen Göçme Şartları

Seddenin göçme yüksekliği 5.4 metre olarak belirlendi. Dolgunun ulaştığı son yükseklik 5.6 metre olmakla beraber 5.4 metre yükseklikte tespit edilen sedde merkezi boyunca oluşan çatlakların göçme şarlarını sağladığına karar verildi. Şu nokta vurgulanmalıdır ki, göçme esnasında sedde 0.7 metrelik düşey deplasman yapmıştır, dolayısıyla, seddenin göçme yüksekliği 5.4 metre ile kıyaslanırsa, göçme anındaki sedde tepesinin yüksekliği 4.7 metre idi. Gerçekten davetli araştırmacılara göçme anındaki sedde yüksekliği sorulmuştu ve bu durumda 4.7 metre yüksekliği ayrı bir önem kazanmaktadır. Göçme yüzeyinin sedde tepsinde kalan kısmı düşey doğrultuya yakın gerçekleşmiştir. Yüzeydeki oturma göstergeleri, kabarmaları gözlemlemek amacıyla zemine yerleştirilen işaretler ve inklinometreler göçmeden hemen sonra yeterli bir hassasiyetle göçme yüzeyinin belirlenmesini sağlamıştır.

5.3. Sonlu Elemanlar Kullanılarak Yapılan Çözüm

Çalışmanın bu kısmında, Muar Deney seddesinin tanıtıldığı ve bazı çözümlerin sunulduğu Brand ve Premchit (1989), Poulos ve diğerleri (1989) ve Magnan (1989) kaynaklarda verilen zemin özellikleleri ve parametreleri, tanıtıcı diğer bilgiler de yardımıyla davetli dört bilim adamına sorulan sorulara Plaxis7.2 yazılımı ile cevap arandı. Lambe'nin (1975) sınıflandırmasına göre bu analizler tam olarak inşaattan sonra yapılan ve sonuçların bilindiği C1 sınıfı hesap ve tahminlere girmektedir. Bununla beraber, kullanılan yazılımın sınırlamaları mevcuttur, zemin davranışındaki belirsizlikler vardır ve kaynaklarda sunulan parametrelere sadık kalınmıştır. Sonuçlar değerlendirildiğinde görülecektir ki, tahmin için davet edilen bilim araştırmacılar için belirsizliğini koruyan, aşırı konsolide kil kabuğun davranışı, deformasyonların tahminindeki belirsizlikler gibi konular bu analiz için ve bu analizi şu an yapacak herhangi bir mühendis için geçerlidir. Ayrıca elde edilen sonuçlar deney sonuçlarından önemli ölçüde farklı olmakla beraber genel davranış açısından uyumludur, bu hesaplar yardımıyla sonuçları bire bir önceden belirlemek mümkün olmasa da göçmenin nasıl gelişeceği, deplasman ve boşluk basınçlarının genel davranışı ve mertebeleri hakkında fikir vermek açısından son derece önemli ve yol göstericidir.

5.3.1. Zemin Parametrelerinin Belirlenmesi

Zemin parametreleri belirlenirken büyük ölçüde ISTAEMC 1989 Sempozyumu Konferans bildirilerine sadık kalınmak ile beraber bazı belirsizlikler ve problemler ile karşılaşılmıştır. Analizdeki en önemli belirsizlik unsurları kil kabuğun parametrelerinin seçiminde, yumuşak kilin kesme mukavemeti parametrelerinin seçilmesinde, genellikle ihmal edilen sedde dolgusunun stabiliteye katkısı ve zemin tabakalarının drenaj durumlarını belirlenmesinde ortaya çıkmıştır. Diğer

yandan, temel zemini homojen mi kabul edilecektir yoksa sürtünme açısı, kohezyon, sıkışma eğrisi eğimi (λ), kabarma eğrisi eğimi (κ) gibi yumuşak kilin davranışını etkileyen ve göçe zarfını belirleyen parametreler bir zemin tabakası içinde sabit mi kabul edilecektir? [9].

Aşırıkonsolide kil tabakası bir yoruma gitmeden drenajsız şartlarda ve kaynaklarda sunulan parametreler kullanılarak analizde değerlendirildi. Aynı yol izlenerek, zemin özellikleri her tabakada homojen kabul edilerek, çok yumuşak kil ve yumuşak kil tabakaları için kaynaklarda sunulan veriler bire bir kullanıldı. Sedde dolgusu için kaynaklarda sunulan efektif mukavemet parametreleri ile Mohr-Coulomb zemin modeli kullanılarak drenajlı şartlarda analiz edildi.

Permeabilite katsayısı k'nın 10^{-4} cm/s ve 10^{-7} cm/s arasındaki değerlerinde göçme anında drenajlı veya drenajsız şartların geçerli olacağı konusunda belirsizlik vardır (Duncan, 1996), zeminde ortaya çıkabilecek deplasmanlar ve bu deplasmanların dağılımları dikkate alınarak kesme şekil değiştirmelerinin tetiklediği aşırı boşluk basınçları öngörülebilir ve dolayısıyla göçme anındaki drenaj durumu belirlenebilir. Zemin profilinin en alt tabakasını oluşturan kumlu kil tabakasının stabilitesi değerlendirilirken bu problem ile karşılaşıldı, göçme esnasında ortaya çıkan ve 10 cm'e varan toplam deformasyonlar dikkate alınarak drenajsız çözüm önerildi. Dolgu ve kil kabuğu yüksek permeabilitelerinden dolayı drenajlı şartlarda değerlendirildi.

Yumuşak kil tabakaları ve kum silt tabakası için permeabilite anizotropisi değerlendirilerek, $k_h/k_v=2$ kabul edildi, dolgu ve kil kabuk için permeabilite anizotropisi dikkate alınmadı. [9] Sonlu eleman analizinde kullanılan zemin parametreleri, analiz şartları kullanılan zemin modelleri Tablo 5.2'de sunulmaktadır.

Tablo 5.2 Analizde Kullanılan Zemin Parametreleri

Zemin Tabakası	Sedde Dolgusu	Kil Kabuk	Çok Yumuşak Kil	Yumuşak Kil	Kumlu Kil	Birim
Zemin Modeli	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Modifiye Cam Kili	Modifiye Cam Kili	Mohr-Coulomb	-
Analiz Tipi	Drenajlı	Drenajlı	Drenajsız	Drenajsız	Drenajsız	-
Sürtünme Açısı, ϕ'	30°	27°	27°	27°	30°	°
Kohezyon, c'	14	10	0,5	0,5	2	kN/m^2
λ^*	-	-	0,22	0,13	-	-
κ^*	-	-	0,05	0,03	-	-
Elastisite Modülü, E	25000	17000	4500	6000	9000	kN/m^2
Permeabilite, k_x,	0,001	0,2	0,00035	0,000086	0,017	m/gün
Islak Birim Ağırlığı, γ_d,	18	18	16	16	17	kN/m^3
Kuru Birim Ağırlığı, γ_k,	20.5	20	18	18	19	kN/m^3

5.3.2. Dolgu İnşaatının Modellenmesi

Dolgu için 8 metre maksimum yükseklik seçilerek, ilk üç metre birer metrelik parçalara ayrıldı, geriye kalan 5 metrelik kısım 0.5 metrelik parçalara ayrıldı. Birer metre kalınlığında üç tabaka ve yarım

metre kalınlığında on tabaka olmak üzere dolgu inşaatı toplam on üç tabakadan oluşmaktadır. Dolayısıyla seddenin ilk üç metresi için analiz hassasiyeti bir metre ve üç ile sekiz metre arasındaki hassasiyet ise yarım metredir. Kullanılan yazılım daha hassas yükleme kalınlıklarına izin vermektedir fakat bu zaman alıcıdır ve diğer belirsizlikler değerlendirilirse böyle bir hassasiyete gerek yoktur. Dolgu inşaatının her bir tabakasının yüklenmesini tanımlamak için "aşamalı inşaat" analizi kullanılarak, 1 metrelik tabakalara 17.5 gün inşaat süresi 0.5 metrelik tabakalara 8.8 günlük inşaat süresi tanımlandı. Plaxis yazılım konsolidasyon hesaplarında kullanıcıya uzun konsolidasyon süreleri önermekte ve 20 gün mertebesinde yükleme adımlarına izin vermemektedir, bu nedenle analizde sadece "aşamalı inşaat" hesabı ile tanımlanan süreler içindeki konsolidasyon oturmaları ve boşluk basıncı sönümlenmeleri hesaplandı.

Plaxis yazılımı drenajlı ve drenajsız mukavemet parametrelerini kullanarak, iki farklı yöntemle drenajsız analiz yapabilmektedir. Fakat drenajsız parametrelerin kullanılması halinde aşırı boşluk basıncı hesaplanmamakta ve toplam gerilmeler ile efektif gerilmeler tek bir değer olarak elde edilmektedir, bu durumda piezometrelerde boşluk basıncı hesabı yapılması mümkün olmayacaktır. Bu nedenle drenajsız olarak analiz edilen çok yumuşak ve yumuşak kil tabakaları analiz edilirken drenajlı parametreler kullanılmıştır.

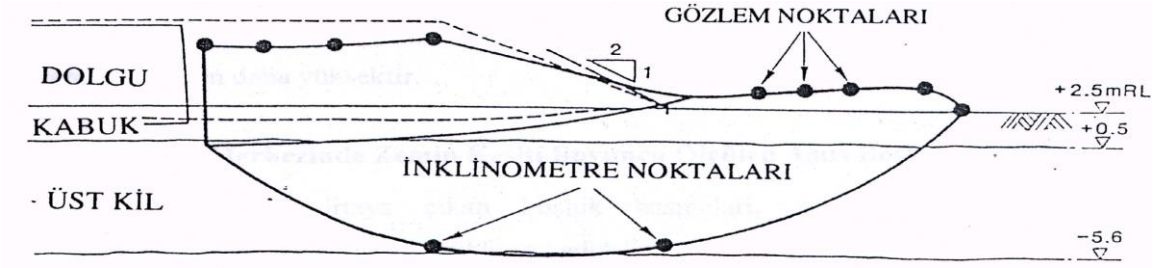
Dolgu ve temel zemini homojen 5 parçaya ayrıldı. Hesaplarda 15 düğüm noktalı üçgen eleman kullanıldı. Hesaplar önce düşük eleman sayısı (coarse mesh) ile yapıldı ve aşamalı olarak artırıldı (very fine mesh). Artan eleman sayısı sonuçlar üzerinde önemli bir değişikliğe neden olmadı.

5.4. Analizin Sonuçları

Bu bölümde Plaxis yazılımından elde edilen sonuçlar ile gerçek sonuçlar birlikte sunularak karşılaştırılacak ve sedde davranışı irdelenecektir.

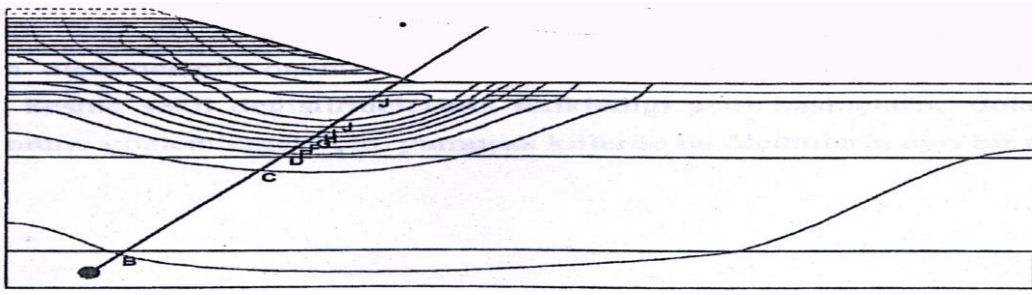
5.4.1. Maksimum Sedde Yüksekliği ve Göçme Yüzeyi Dairesinin Derinliği

Muar seddesi göçme yüzeyi kesiti, Şekil 5.3' te verilmektedir.



Şekil 5.3 Muar Deney Seddesi Göçme Yüzeyi Kesiti

Plaxis yazılımı ile hesaplanan göçme kesiti Şekil 5.4'te sunulmaktadır.



Şekil 5.4 Plaxis 7.2 Yazılımı ile Hesaplanan Muar Deney Seddesi Göçme Kesiti

Hesaplanan değerler Şekil 5.3 ve Şekil 5.4'te verilen sonuçlar Tablo5.2'de özetlenmektedir. Şekil 5.3'te görüldüğü gibi göçme çok yumuşak kil tabakası alt sınırında ve yatayda sedde topuğunun en altında kesme dairesi dip yaparak göçme gerçekleşmiştir. Hesaplanan göçme yüzeyi ise sedde topuğunun altında dip noktası yapmakta (J eğrisi) ve çok yumuşak kil tabakasının üst bölgesinden geçmektedir.

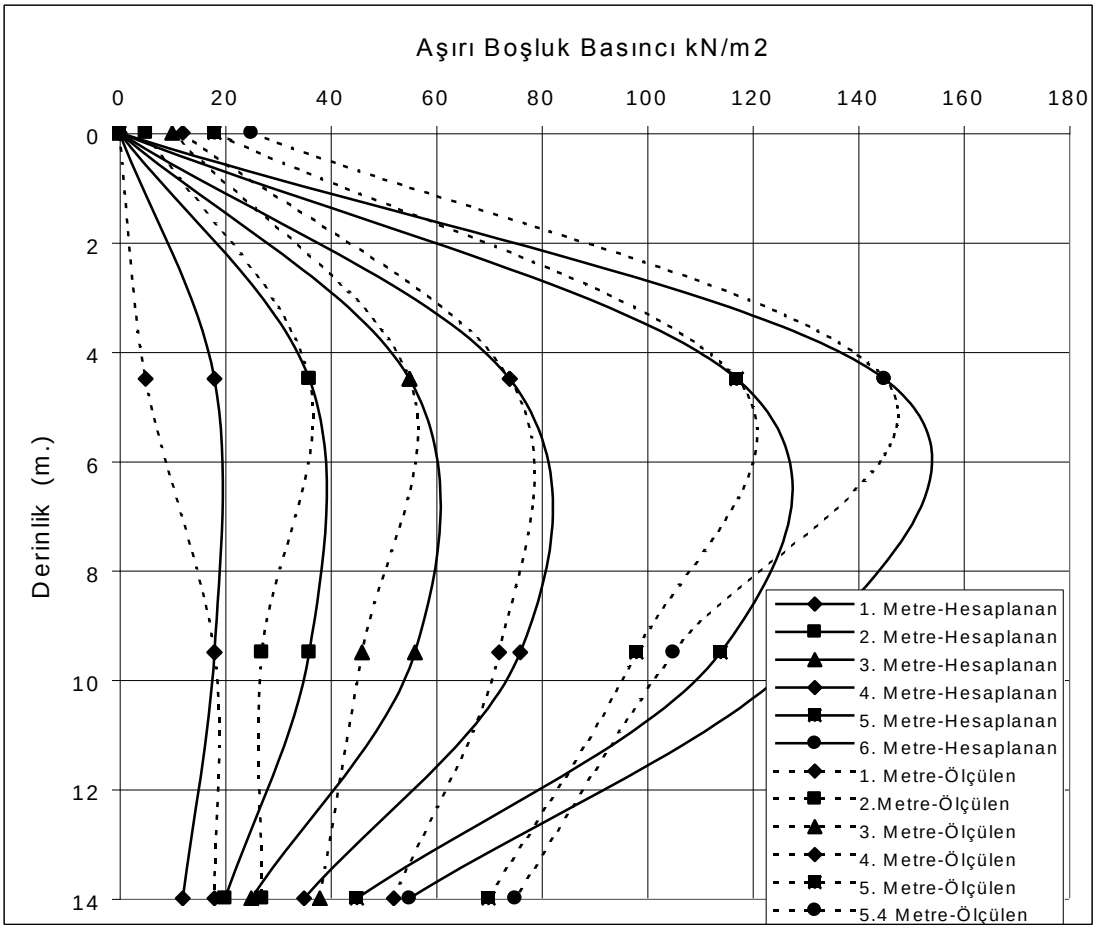
Tablo 5.3. Muar Deney Seddesinde Göçme Anında Ölçülen ve Plaxis Yazılımından Elde Edilen Sedde Yüksekliği ve Kesme Yüzeyi Derinliği Sonuçları

	PLAXİS 7.2	GERÇEKLEŞEN
Göçme anındaki sedde yüksekliği	7 metre	5.4 metre
Kayma yüzeyi derinliği	3 metre	7 metre

Hesaplanan göçme yüzeyi yerleşimi yatayda yaklaşık olarak gerçekleşenle uyuşmakla beraber düşeydeki yerleşimde önemli ölçüde sapma vardır. Hesaplan maksimum sedde yüksekliği gerçekleşenden %30 daha fazladır. Hesaplanan göçme derinliğinin de düşük olduğu dikkate alınırsa, yukarıda açıklanan belirsizlikler sonuçlarda etkili olmuştur: Sedde temel zeminini oluşturan yumuşak kil tabakaları, kil kabuk ve sedde dolgusu mukavemetleri yüksek tahmin edildiği, kil kabuk için öngörülen drenaj şartları güvenliksiz tarafta olduğu sonucuna varılır. Plaxis7.2 yazılımı artan sürtünme açıları için (ϕ) aşırı emniyetli mukavemet artışları hesaplamaktadır, dolayısıyla analizde dolgu ve kil kabuk mukavemetlerinin etkisi gerçekleşenden daha yüksektir.

5.4.2. Sedde Merkezinde Zemin Kesiti Boyunca Ölçülen Aşırı Boşluk Basınçları

Sedde merkezinde ortaya çıkan boşluk basınçları, yumuşak kilin düşük permeabilitesi ve kısa süreli yükleme adımları dikkate alınınca sedde dolgusu yüklemeleriyle orantılıdır. Davetli bilim adamları aşırı boşluk basınçları için genellikle doğru tahminlerde bulundular. Bununla beraber zemindeki drenaj şartlarındaki ve zemin özelliklerindeki belirsizliklerden dolayı aşırı boşluk basınçlarının ölçülmesinin önemi vardır. Diğer yandan doğrudan yüklemeler ile orantılı olmayan ve kesme şekil değiştirmelerinin tetiklediği aşırı basınçların, dolayısıyla gelişen göçme durumunu gözlemlemek için, yumuşak killerde bu ölçümlerin ayrı bir önemi vardır.



Şekil 5.5. 4.5 Metre Derinlikte P2, P5 ve P7 Piezometrelerinde Ölçülen ve "Hesaplanan Aşırı Boşluk Basınçları

Sonuçlar

Şekil 5.5'de ölçülen değerler ile birlikte sunulmakta ve sonuçları aşağıda maddeler halinde değerlendirilmektedir:

I. Ölçülen ve hesaplanan aşırı boşluk basınçları arasında yüklemenin her aşamasında sayısal farklılıklar mevcuttur, fakat genel eğilimler açısından tam bir uyum gözlenmektedir, yükleme ve göçme bölgeleri eğilimleri son derece yakındır. Hesaplanan değerler maksimum sedde yüksekliğini farklı verse de boşluk basıncı değerleri ve davranışı açısından yol göstericidir.

II. Ölçülen aşırı boşluk basınçları ve hesaplanan aşırı basınçlar yüklemenin başlangıç adımlarından itibaren göçme yüksekliğine 1 metre kalıncaya kadar, özellikle yumuşak kil bölgesinde, 20 kN/m^2 mertebesinde ki bu yaklaşık olarak bir metre dolgu yüksekliğine eşittir, düzenli olarak artmaktadır. Fakat hesaplanan ve ölçülen aşırı basınçlar, göçme yüksekliğinden yaklaşık bir metre önce 25 kN/m^2 mertebesinde ani artış göstermektedirler, dolayısıyla sedde yüksekliği ile orantılı artan bölge ile değerlendirilirse aşırı boşluk basınçlarındaki ani artışların kesme şekil değiştirmeleri tarafından tetiklendiği sonucuna varılır. Bu kısımlarda artık drenajsız şekil değiştirmeler baskındır ve ortaya çıkan aşırı boşluk basınçları yüklemeden kaynaklanan basınçlardan yaklaşık 1 kat daha fazladır. Sonuç olarak, göçme yüksekliğine yaklaşık bir metre kala yumuşak kil davranışına tamamen drenajsız durum hakimdir.

III. Yüklemenin 5. metresinden sonra ölçülen değerlerdeki 0.4 metre yüklemesi için yaklaşık 20 kN/m^2'dir yani yüklemeden gelen 8 kN/m^2'lik artışın 2.5 katı bir artış söz konusudur. Bir önceki yükleme adımındaki 1 oranıyla kıyaslanırsa yumuşak kilde aşırı boşluk oranı artışlarının artma eğilimine girdiği ve göçme durumuna yaklaşıldığı sonucuna varılır. Hesaplanan aşırı basınçlarda 1 metre dolgu yüksekliği artışı için artı basınç yaklaşık 25 kN/m^2 mertebesinde kalmaktadır bu ise yaklaşık olarak 1 metrelik dolgunun getirdiği yüke eşittir. Plaxis yazlımı hesaplanan 7 metre göçme yüksekliği için aşırı boşluk basıncı sonuçları verememektedir. Çeşitli formlarda alınan sonuçlar 6 metre dolgu yüksekliğini geçmemektedir, ayrıca bu değerler dolgu yükünden gelen artışlara karşılık gelmektedir ve kesme şekil değiştirmelerinin tetiklediği artışlar hesaplanamamıştır.

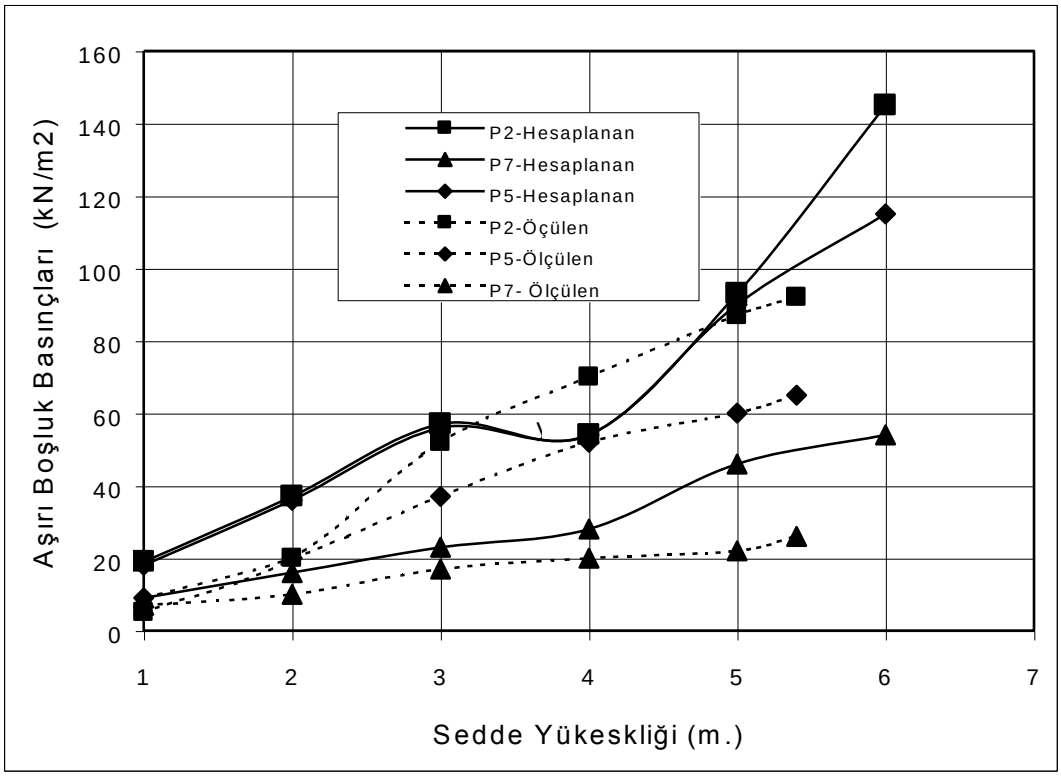
IV. Maksimum aşırı boşluk basıncı farkları ölçülen ve hesaplanan değerler için yaklaşık 5-6 metre derinlikleri arasında gerçekleşmiştir, bu sonuç kabaca göçme yüzeyinin sedde merkezi altındaki derinliği ile uyuşmaktadır.

V. Ölçülen aşırı boşluk basınçlarında 5. ve 5.4 metrede yükleme ile ortaya çıkan aşırı boşluk basınçları, bu adıma kadar zeminde gerçekleşmiş drenaj davranışı da dikkate alınarak, drenajsız yükleme deneylerinden elde edilen aşırı boşluk basıncı-gerilme durumu verilerine dayanarak, drenajsız deformasyon miktarı, hızı ve göçmeye ne kadar yaklaşıldığı hakkında tahmin yapmak mümkün olabilir.

Sonuç olarak, dolgu yüksekliğinin 4. metresine kadar ölçülen ve hesaplanan aşırı boşluk basınçları yüklemeler ile orantılıdır, 5. metre ölçülen ve hesaplanan değerler ise dolgu yüklemesinin yaklaşık iki katıdır, 5. metre yüklemesinin tamamlanması ile zeminde deformasyonlar ve şekil değiştirmelerin tetiklediği aşırı basınçlar ortaya çıkmıştır. 5.4 metre dolgu yüksekliğine gelince aşırı basınç artışı yükleme basıncının 2.5 katına yakındır. 4. metre dolgu yüksekliğinden itibaren zeminde drenajsız şekil değiştirmeler hakimdir. Plaxis yazılımı 5. metredeki aşırı basınçları hesaplamakla beraber 6. metrede sadece dolgu yükünü aşırı basınç olarak hesaplamış ve göçme yüksekliği olarak bulunan 7. metre için herhangi bir sonuç vermemiştir.

5.4.3. P2, P5 ve P7 Piezometrelerinde Hesaplanan Aşırı Boşluk Basınçları

Üçüncü soru ise kil kabuk tabakasının hemen altında bulunan yumuşak kil tabakasının tam ortasında ortaya çıkan aşırı boşluk basıncının yüklemenin her metresi için belirlenmesiydi. Bu amaçla zeminde üst kil tabakasının ortasına gelecek şekilde 4.5 metre derinliğe yerleştirilen, sedde topuğu üzerindeki P7, şevin tepe noktasına isabet eden P5 ve sedde merkezine yerleştirilmiş P2 piezometrelerinden okumalar alındı ve sonlu elemanlar analizinde bu noktalardaki aşırı boşluk basınçları hesaplandı. Aşırı boşluk basınçlarının hesabı ve gözlenmesi özellikle konsolidasyonu devam eden yumuşak kil tabakaların konsolidasyon durumunu, dolayısıyla ortaya çıkan mukavemet artışını değerlendirmek ve arazideki drenaj durumundaki belirsizlikler tahmin edebilmek için son derece önemlidir



Şekil 5.6 Sedde Yüksekliği Artışıyla Yumuşak Kil Tabakası Ortasında (P2, P7, P5) Ölçülen ve Hesaplanan Aşırı Boşluk Basınçları

Sonuçlar Şekil 5.6'de ölçülen değerler ile beraber sunulmaktadır, veriler aşağıda maddeler halinde değerlendirilmektedir:

I. Ölçülen ve hesaplanan değerler ortak eğilimlere sahiptir: Yüklemenin 3. metresine kadar ve 3. metresinden sonra her iki eğri grubu aynı kararlı eğilimler göstermektedir.

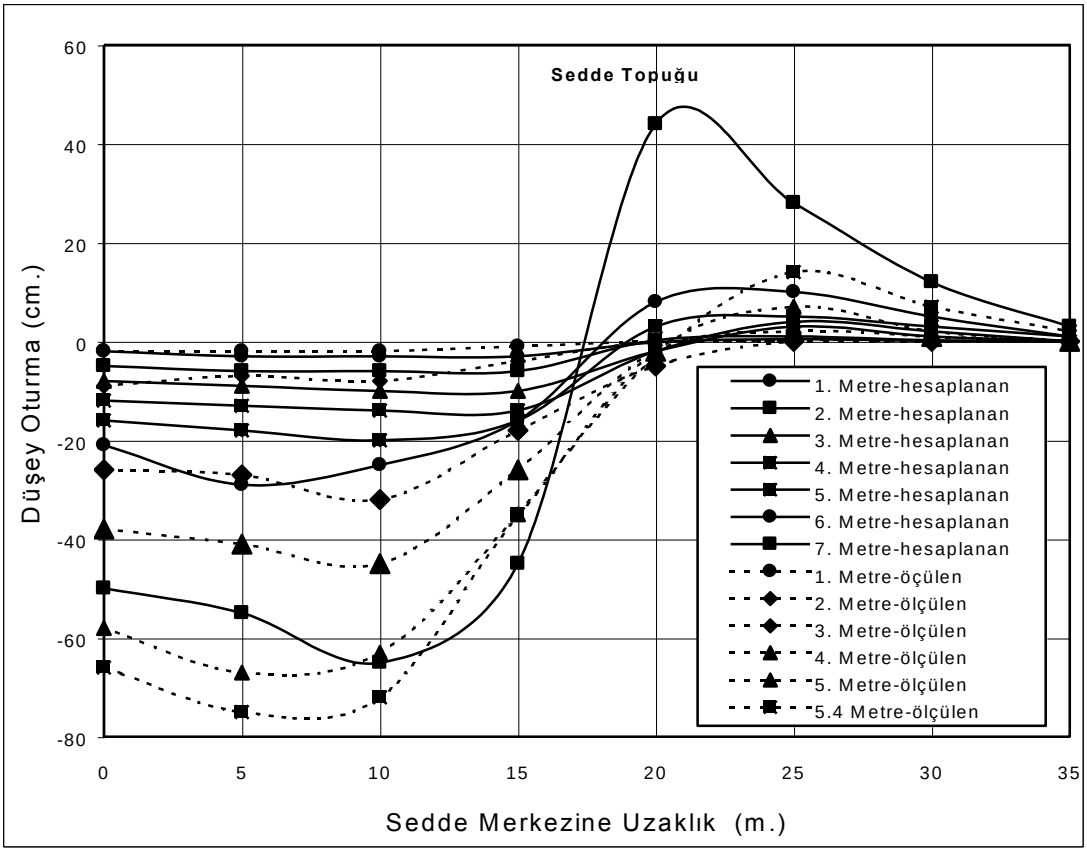
II. Ölçülen değerlerde yükleme yüksekliğinin 3. metresinden sonra farklı bir eğilim gözlenmekle beraber, göçmeye dair herhangi bir uyarı gözlenmemektedir. Hesaplanan değerlerde P2 piezometresi yüklemenin 6. metresinde yüksek değerler vermesine rağmen bu genel eğilimine uygundur.

Sonuç olarak, hesaplar ve gözlemler arasında ortak eğilimler vardır fakat sonuçlar göçme ile ilgili her hangi bir uyarı vermek açısından yetersizdir.

5.4.4. Sedde Zemindeki Düşey Deplasmanların Dolgunun Her Metresi İçin Değişimi

Sedde zemindeki deplasmanlar göçmenin nasıl geliştiği konusunda en açık verileri sunar. Tanım olarak göçme, deformasyonların belli bir sınırı aşarak yapının güvenlik ve kullanım kriterlerini yitirmesi anlamına gelir. Zemindeki her şekil değiştirmenin bir gerilme karşılığı olmasına rağmen değişen permeabilite ve drenaj şartlarından ve kısmi göçmelerden dolayı boşluk basınçları her zaman sağlıklı sonuçlar vermez. Grafik 5.5'de verilen sedde merkezindeki aşırı boşluk basınçları göçme hakkında önemli uyarılar vermekle beraber Grafik

5.6'de verilen yumuşak kil tabakası içindeki aşırı boşluk basınçları göçme hakkında herhangi bir fikir vermemektedir. Aşırı boşluk basınçları kesme deformasyonlarından kaynaklandığı için aşırı boşluk basınçlarını tahmin ederken de deformasyonlar birincil öneme sahiptir.



Şekil 5.7 Sedde Temelinde Her Yükleme Adımı İçin Hesaplanan ve Ölçülen Düşey Deplasmanlar

Sedde temlindeki düşey deplasmanlar Şekil 5.7'te verilmektedir, sıfır metre sedde merkezine, onuncu metre şev tepesine ve yirminci metre ise sedde topuğuna karşılık gelmektedir, sonuçlar aşağıda maddeler halinde yorumlanacaktır:

I. Ölçülen ve hesaplanan deplasmanlar ortak eğilimler göstermekle beraber göçme durumuna yaklaşılırken hesaplanan deplasmanlar sedde topuğuna yaklaşarak maksimum değere ulaşırken, ölçülen deplasmanlar şev tepesi boyunca tepe noktaya erişmektedir. Ölçülen ve hesaplanan deplasmanlar göçme anında yaklaşık aynı değerlere ulaşmaktadır.

II. Ölçülen deplasmanlar dolgu yüksekliğinin 4. metresine kadar dolgu yüküyle orantılı artmakta ve yükleme yüksekliğinin 5. metresinde ise tepe deplasmanı bir önceki adıma göre 2 kattan daha fazla artmaktadır. Aynı durum hesaplanan deplasmanlarda yüklemenin 6 ve 7. metrelerinde gözlenmektedir. Bu durum göçme için açık bir uyarıdır.

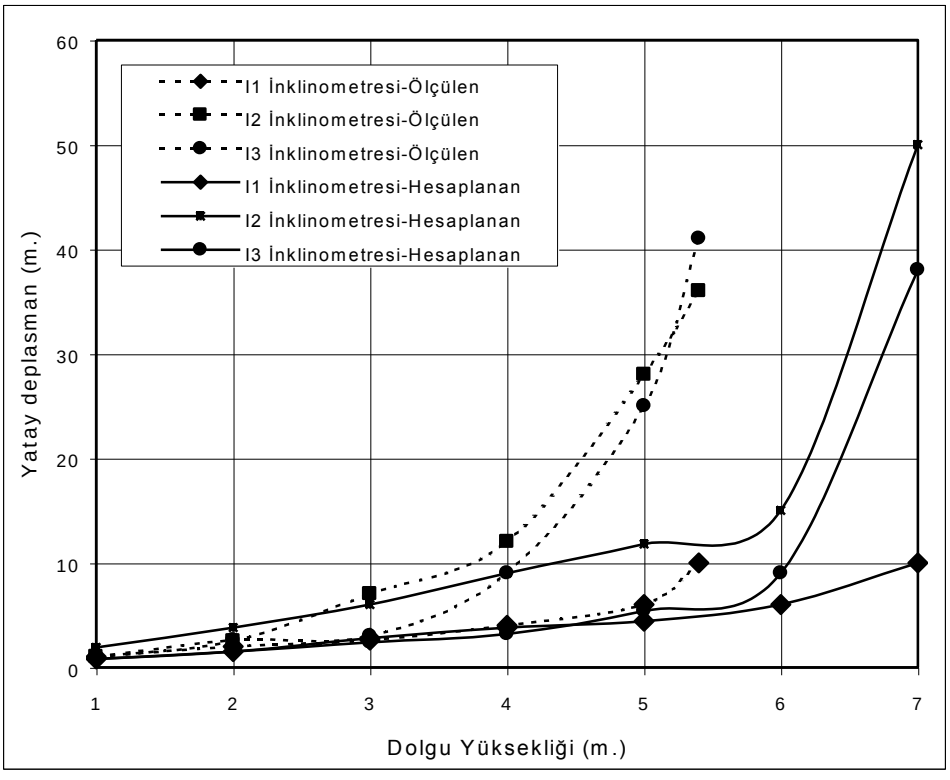
III. Hesaplanan düşey deplasmanlar şaşırtıcı bir şekilde göçmeden önce (dolgu yüksekliği 5-6 m. arası) çok küçük artışlar vermektedir. Diğer taraftan şev topuğunda önemli ölçüde kabarmalar gözlenmektedir.

IV. Hesaplanan deplasmanlar göçme anında şev topuğunda büyük kabarmalar vermektedir, ölçülen deplasmanlarda ise şev topuğundan 5 metre kadar ilerde büyük kabarma deplasmanları gözlenmektedir.

Sonuç olarak, sedde temelindeki düşey deplasmanlar göçme anında uyarı vermemekle beraber bir önceki yükleme aşamasında ölçülen ve hesaplanan deplasmanlar zeminde büyük plastik deformasyonlar vermekte ve son yükleme adımında sedde topuğunda ve ilerisinde büyük kabarmalar gözlenmektedir.

5.4.5. I1, I2, ve I3 İnklinometrelerinde 4.5 Metre Derinlikte Ölçülen ve Hesaplanan Yanal Deplasmanlar

İnklinometrelerde yatay deplasmanların ölçüldüğü noktalar tam olarak yumuşak kil tabakasının ortasına gelmektedir, I3 inklinometresi zemin topuğundan 10 metre ileride I2 tam topuğun altında, I3 ise şev tepesinin altın topuktan 10 metre geridedir. Sonuçlar Şekil 5.8'de sunulmakta ve değerlendirmesi aşağıda maddeler halinde yapılmaktadır:



Şekil 5.8. I1, I2 ve I3 İnklinometrelerinde Ölçülen Yatay Deplasmanlar

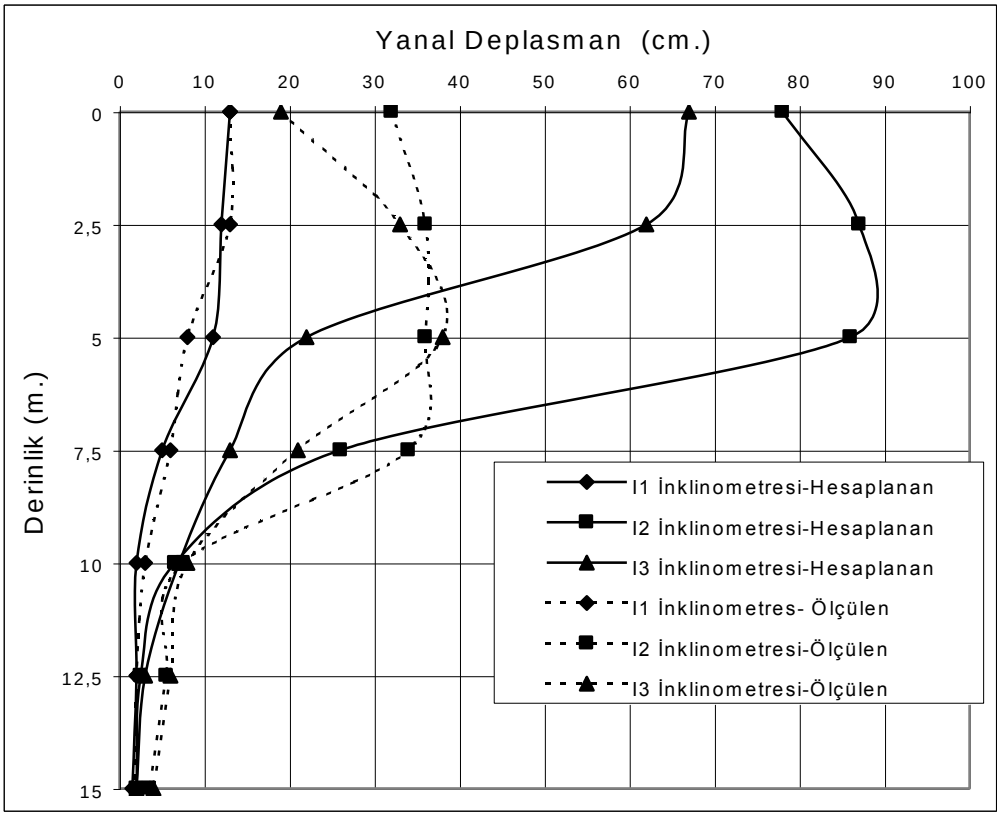
I. Ölçülen ve hesaplanan yatay deplasmanlar arasında sayısal farklılıklar olsa da yüklemenin başlangıç ve ilerleyen yüksekliklerinde ortak eğilimler vardır. Hesaplanan deplasmanlardan şev tepesinin altındaki I3 ve sedde topuğu altındaki I2 inklinometresi göçmeyi dolgu yüksekliğinin 6. metresinde uyarmakla beraber I1 inklinometresi göçme ile ilgili herhangi bir uyarı vermemektedir. Ölçülen değerlerde ise (I3 hariç) dolgu yüksekliğinin 4. metresinde belirgin bir kırılma noktası göçme uyarısı olarak çok anlamlıdır.

II. Sedde kesitinde kabarmaların gözlendiği bölgeye yerleştirilen I1 inklinometresi ne hesaplanan ne de ölçülen değerlerde göçme uyarısı açısından hiçbir uyarı vermemektedir. Ölçülen ve hesaplanan deplasmanlarda en açık göçme uyarısını sedde tepesinin altına yerleştirilen I3 inklinometresi vermektedir.

Sonuç olarak hesaplanan yatay deplasmanlar (I2,I3) dolgu yüksekliğinin 6. metresinde belirgin bir göçme uyarısı vermektedir, ölçülen değerlerde ise en belirgin uyarı sedde tepesinin altına yerleştirilen inklinometreden elde edilmiştir. Dolayısıyla göçme anında sedde tepsinin altında önemli yanal deplasmanlar gelişmektedir.

5.4.6. Göçme Anında I1, I2 ve I3 İnklinometrelerindeki Yanal Deplasmanın Düşey Profilinin Çıkarılması

Göçme anında zemin profilinde ortaya çıkan deplasmanlar için ölçülen ve hesaplanan değerler Şekil 5.9'da verilmektedir. Sonuçlar aşağıda maddeler halinde açıklanmıştır:



Şekil 5.9 I1, I2 ve I3 İnklinometrelerinde Göçme Anındaki Toplam Yanal Deplasmanlar

I. Plaxis yazılımıyla hesaplan ve ölçülen değerler ile en az uyuşan sonuçlar zemin profilindeki yanal deplasmanlardır denilebilir. 10 ve 15. metre derinlikte ölçülen ve hesaplanan değerler önemli ölçüde birbirine yaklaşmaktadır. Diğer yandan zemin topuğunun 10 metre ilerisine yerleştirilmiş olan I1 inklinometresi için ölçülen ve hesaplanan değerler gayet iyi bir uyum içindedir.

II. Ölçülen ve hesaplanan sonuçlara göre maksimum yanal deplasman sedde topuğunun altındaki I2 inklinometesinde ortaya çıkmıştır. Diğer taraftan şev tepesi altında yumuşak kil tabakasının ortasında ölçülen deplasman (I3 inklinometresi) kesitin en büyük değeridir.

III. Ölçülen değerlerde, I2 ve I3 inklinometrelerindeki kesit boyunca yukarıdan aşağıya doğru artan yanal deplasmanlar, seddenin dairesel bir kayma yüzeyi boyunca dönerek yıkıldığını göstermektedir. Sedde tepesi altında kalan I2 inklinometresi bu açıdan dikkate alınırsa, ölçülen 8 metre göçme derinliğiyle beraber değerledirilince, 7.5 metre derinlikte (yaklaşık olarak yumuşak kil tabakasının bittiği nokta) ölçülen 32 cm.'lik yanal deplasman bölgesi göçme derinliği ile uyuşmaktadır.

IV. Diğer yandan maksimum yatay deplasman sedde topuğu altında ölçülmüştür, bu sonuç kayma yüzeyindeki dairesel hareketin yanında bu bölgede zeminde bir akma olduğunu göstermektedir.

Özetle, ölçülen ve hesaplanan değerler kayma yüzeyi boyunca büyük yanal deplasmanların olduğu bölgede uyuşmamaktadır. Ölçülen deplasmanlar kayma yüzeyinin yerleşimine dair fikir vermektedir.

5.5 Sonuçlar ve Öneriler

Muar deney seddesi için bu bölümde yapılan analizler ve değerlendirmelerden çıkarılan sonuçlar özetlenecek ve önerilerde bulunulacaktır.

5.5.1. Sonuçlar

Plaxis7.2 yazılımı ile elde edilen sonuçlar eğilimler açısından ölçülen sonuçlar ile büyük ölçüde uyuşmaktadır ve zemin davranışı açısından yol gösterici bir önemi vardır. Fakat daha önce de belirtildiği gibi yarışmaya davetli bilim adamları boşluk basınçları konusunda ölçülen değerler ile uyuşan tahminlerde bulunmuşlarsa da özellikle yatay deplasmanlar konusunda yapılan tahminler ölçülen değerlerden tamamen farklıdır. Deplasmanlar yönlü büyüklüklerdir ve yükleme anında zemindeki gerilme dağılımını bire bir yansıtırlar, bir anlamda yükleme sürecince zeminde ortaya çıkan gerilme durumlarının bir toplamıdırlar. Dolayısıyla deplasmanların hesabı zemindeki gerilme dağılımının ve zeminin gerilme-şekil değiştirme davranışının tam olarak modellenmesini gerektirir. Bunlara ek olarak, sedde temelinde gerçekleşen farklı gerilme durumlarının hesaplarda dikkate alınması, drenaj şartlarındaki belirsizlikleri giderilmesi ve davranış açısından belirsiz olan tabakalar (kil kabuk, sedde dolgusu) için uygun kabuller yapılması gereklidir.

Deney seddesinde araştırılan sorular ile sınırlı kalmak kaydıyla, göçmeyi önceden uyarmak açısından en sağlıklı sonuçlar sedde merkezi altında yapılan aşırı boşluk basıncı ölçümleri ve sedde temeli altında yapılan düşey deplasman ölçümleridir.

III. Sedde merkezi altında zemin profili boyunca elde edilen aşırı boşluk basınçları, göçmeden önce temel zemininde drenajsız şartların hakim olduğunu göstermektedir, bu sonuç bu çalışmada vurgulanan drenajsız mukavemet analizi ile uyumludur.

KAYNAKLAR

[1] **Mitchel, J. K**. 1976. Fundemantals of Soil Behaviour. John Willey and Sons. Londra.

[2] **Hight, D. W. Jardine R. J**. 1987 "Embakments On Soft Clays" Bulletin of The Public Works Research Center, Atina. Speacial Publication

[3] **Lambe, T. W., Whitman**, R. V, 1969, Soil Mechanics. John Willey and Sons. Singapur.

[4] **Potts D.M., Zdravkovic L.** 2001.Finite Element Analysis in Geotechnical Design-Theory .Thomas Telford. Londra.

[5] **Potts D.M., Zdravkovic L.** 1999. Finite Element Analysis in Geotechnical Design-Application. Londra.

[6] **Brand E. W., Premchitt J**. 1989"Comparison of The Predicted and Observed Performance of The Muar Test Embankment" Brand E. W., Premchitt J., Int. Symposium On Trial Embankements On Malaysian Marine Clays. Kuala Lumpur.

[7**] Duncliff J., Green G. E**. 1993. Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performence. John Willey &Sons, Inc. New York, 1993.

[8] **Duncan J. M** . 1996.Limit Equilibrium and Finite Element Analysis of Slopes. ASCE Geotechnical Journal, **122-7.**

[9] **Magnan, J. P.,** 1989 .Experience-Based Prediction of The Performence of Muar Flats Trial Embankment To Failure., Magnan, J. P., Int. Symposium On Trial Embankements On Malaysian Marine Clays. Kasım 1989, Kuala Lumpur.

[10] **Chai J. C., Bergado D. T.,**1993 "Some Techniques for Finite Element Analysis of Embankments on Soft Ground" Chai J. C., Bergado D. T., Canadian Geotechnical Journal, **30**, 710-719.

[11] **Olson R.E.** 1998.Settlement Of Embankment on Soft Clays., ASCE Geotechnical Journal , **124-4**, 1998,

[12] **Ladd, C.C.** 1985"Overview of Clay Behaviour-Recent Developments in Measurement and Modeling of Clay Behaviour for Foundation Design" Ladd, C.C. , MIT Special Summer Course.

[13] **Hvorslev M**. 1965 "Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes"

[14] **Ladd C.C.,** 1991."Stability Evaluation During Staged Construction" ASCE Journal of Geotechnical Engineering, **117**, No.4.

[15] **Worth, C. P**.1984, "Interpretation of in Situ Soil Tests", Geotechnique, 34, No

[16] **Bowles ,J. E**.1988 "Foundation Analysis and Design" McGraw-Hill Book Company, Singapur.

[17] **Ladd C. C. Foot, R**. 1974. "New Design Procedure On Soft Clays" ASCE Journal of Geotechnical Engineering, **100(7)**, 763-786.

[18] Plaxis Finite Element Code For Soil ande Rock Analysis, version 7.2 User Manul7.2 Manual, 1998, A. A. Balkema, Roterdam/Brookfield.

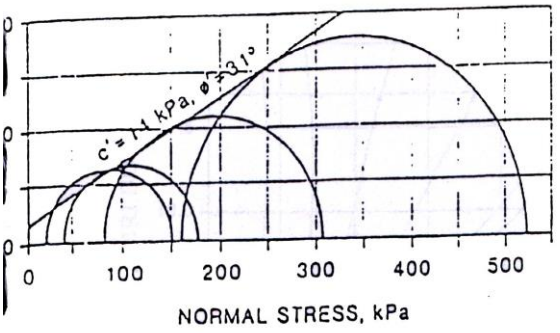
[19] **Germaine J. T.,**1985. "Laboratory Measurement of Clay Behaviour". MIT Special Summer Lecture.

[20] **Poulos, H. G., Lee C. Y., Small, J. C.,** 1989 "Prediction of Embankement Performence on Malaysian Marine Clays", Int. Symposium On Trial Embankements On Malaysian Marine Clays., Kuala Lumpur.

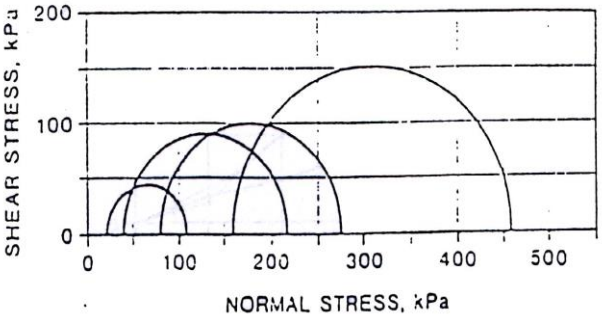
EK:A

MUAR DENEY SEDDESİNİN BRANDT VE PREMCHIT (1989) TARAFINDAN YAYINLANAN ZEMİN ETÜDÜ VERİLERİ VE DENEY SUNUÇLARI

DOLGU MALZEMESİ İÇİN YAPILAN ÜÇEKSENLİ DENEYLERDEN ELDE EDİLEN TOPLAM VE EFEKTİF GERİLME PARAMETRELERİ

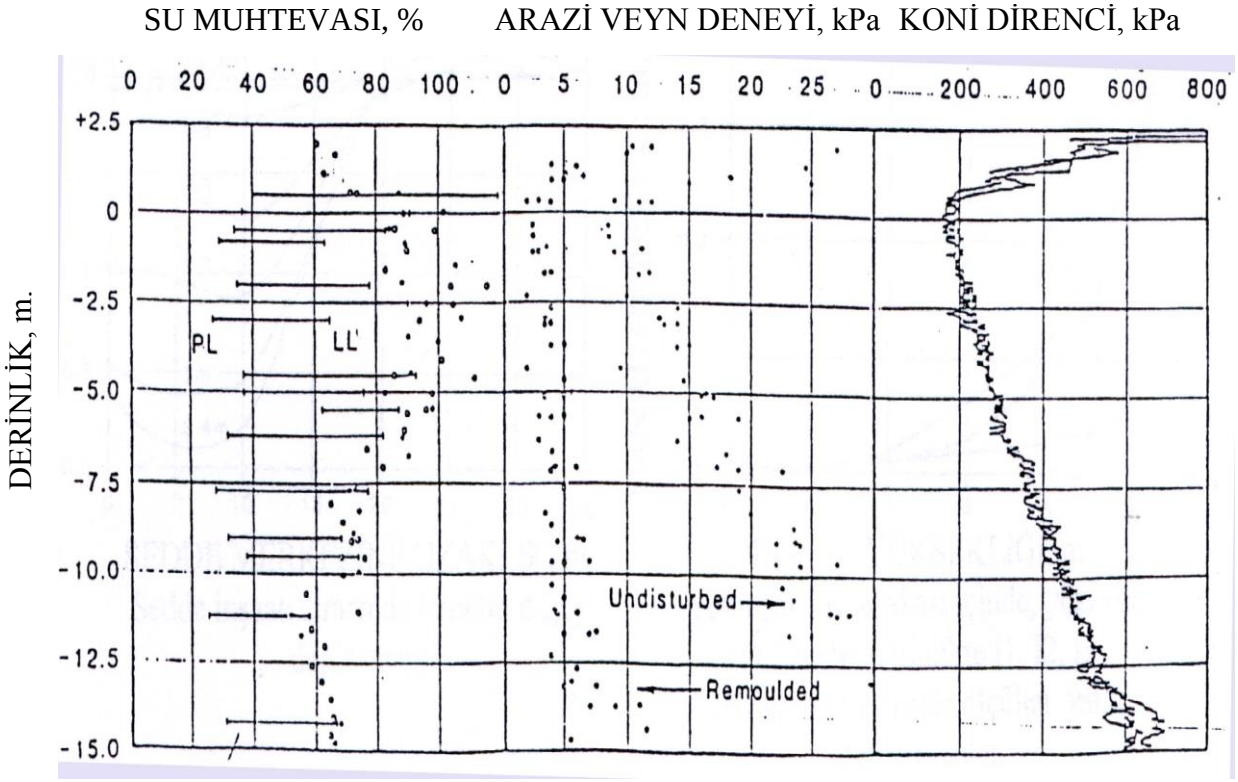


A-EFEKTİF GERİLME PARAMETRELERİ

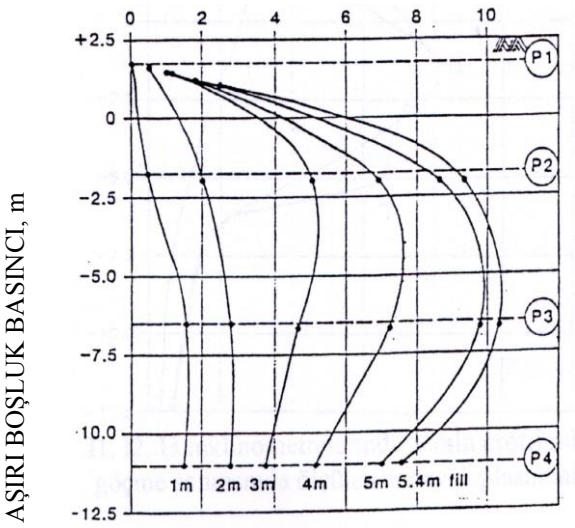


B-TOPLAM GERİLME PARAMETRELERİ

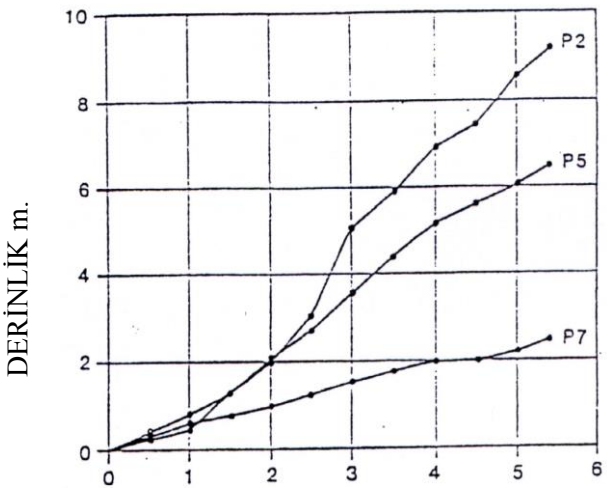
SU MUHTEVASI, ARAZİ VEYN DENEYİ VE KONİ DİRENCİ DENEY SONUÇLARI



AŞIRI BOŞLUK BASINCI ÖLÇÜMLERİ

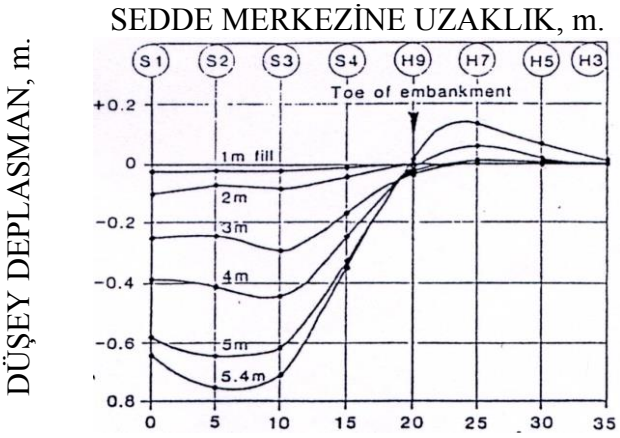


AŞIRI BOŞLUK BASINCI
İnşaat süresince sedde merkezi altında ölçülen aşırı boşluk basıncı.

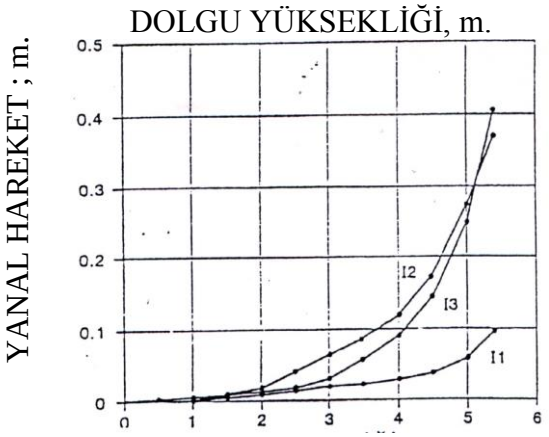


DOLGU YÜKSEKLİĞİ
P2, P5 ve P7 piezometrelerinde ölçülen aşırı boşluk basınçları.

DEPLASMAN ÖLÇÜMLERİ

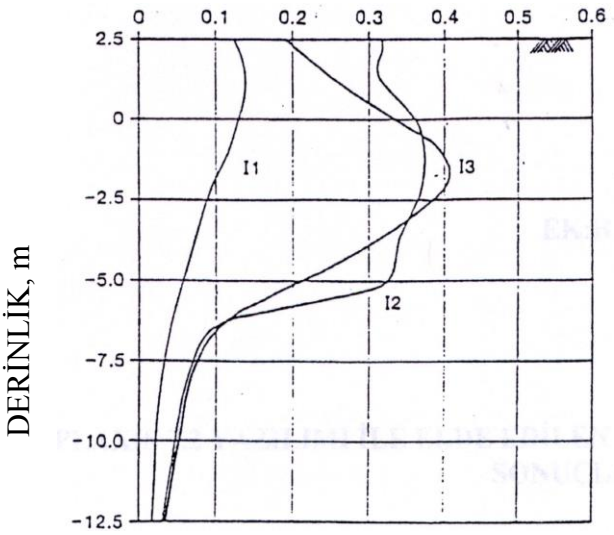


Sedde inşaatı sırasında temelin düşey deplasmanı



Yumuşak kil tabakası içinde, yüzeyden 4,5 metre derinlikte I1, I2, I3 inklinometrelerinde ölçülen yatay deplasmanlar.

YATAY DEPLASMAN, m.

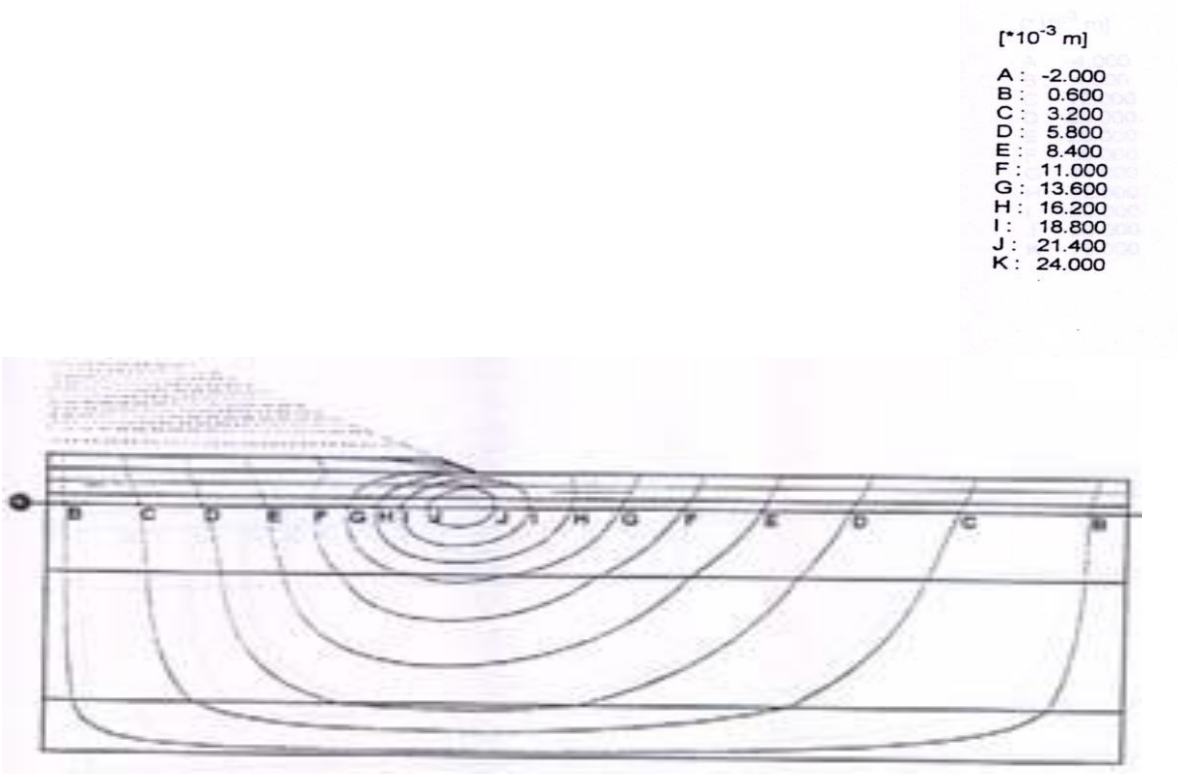


I1, I2, I3 inklinometrelerinde zemin profilinde göçme sonrasında ölçülen yatay deplasmanlar.

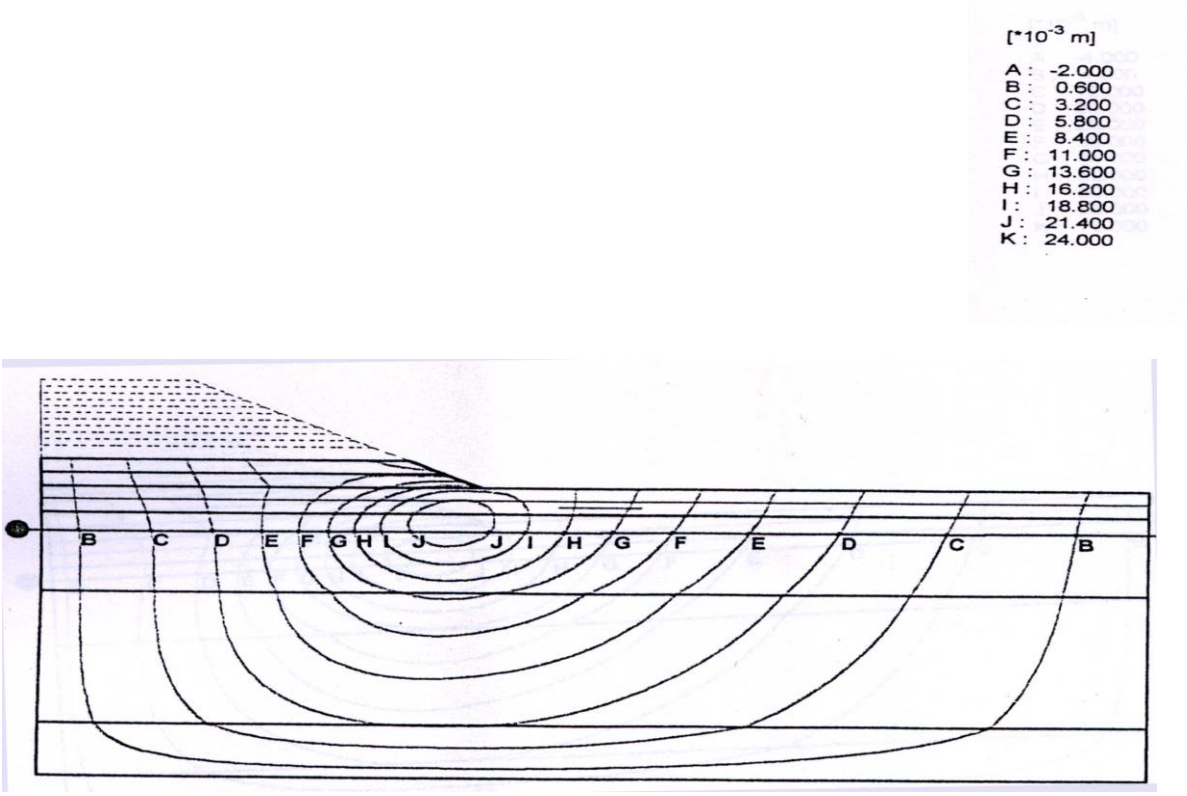
EK:B

PLAXİS 7.2 YAZILIMI İLE ELDE EDİLEN BOŞLUK BASINCI VE DEPLASMAN SONUÇLARI

YATAY DEPLASMANLAR

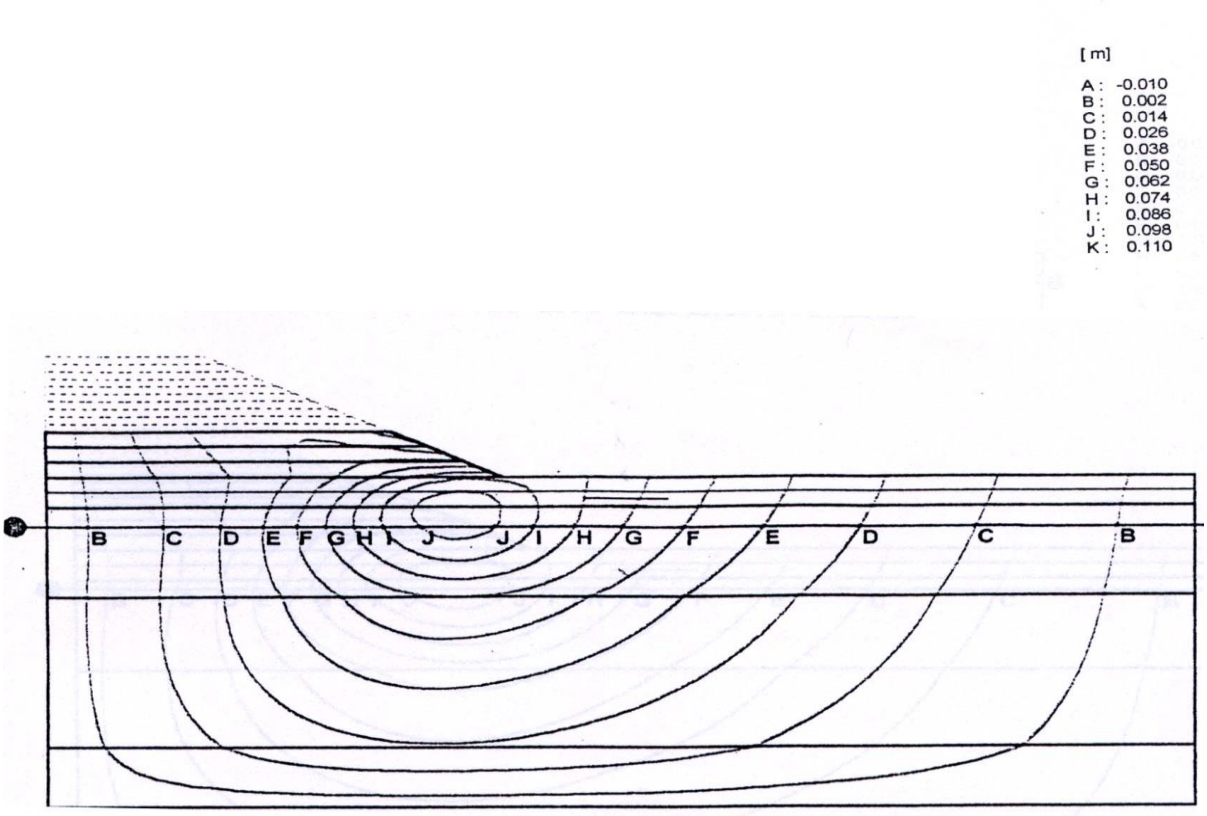


DOLGU YÜKSEKLİĞİ 1 METRE İÇİN

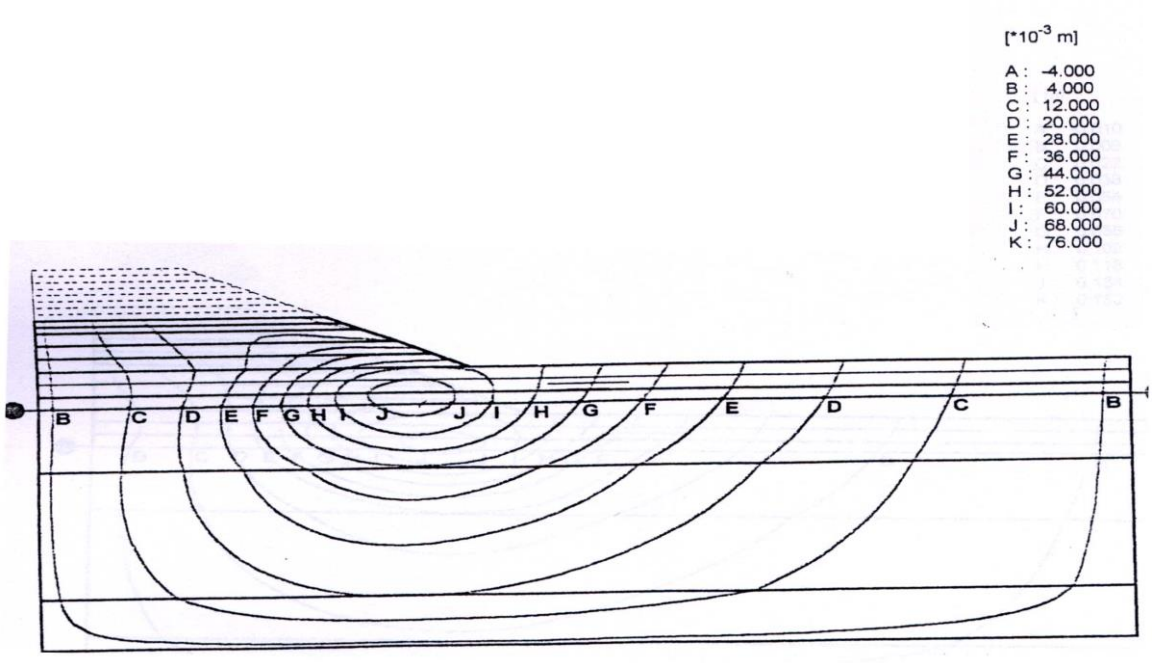


DOLGU YÜKSEKLİĞİ 2 METRE İÇİN

YATAY DEPLASMANLAR

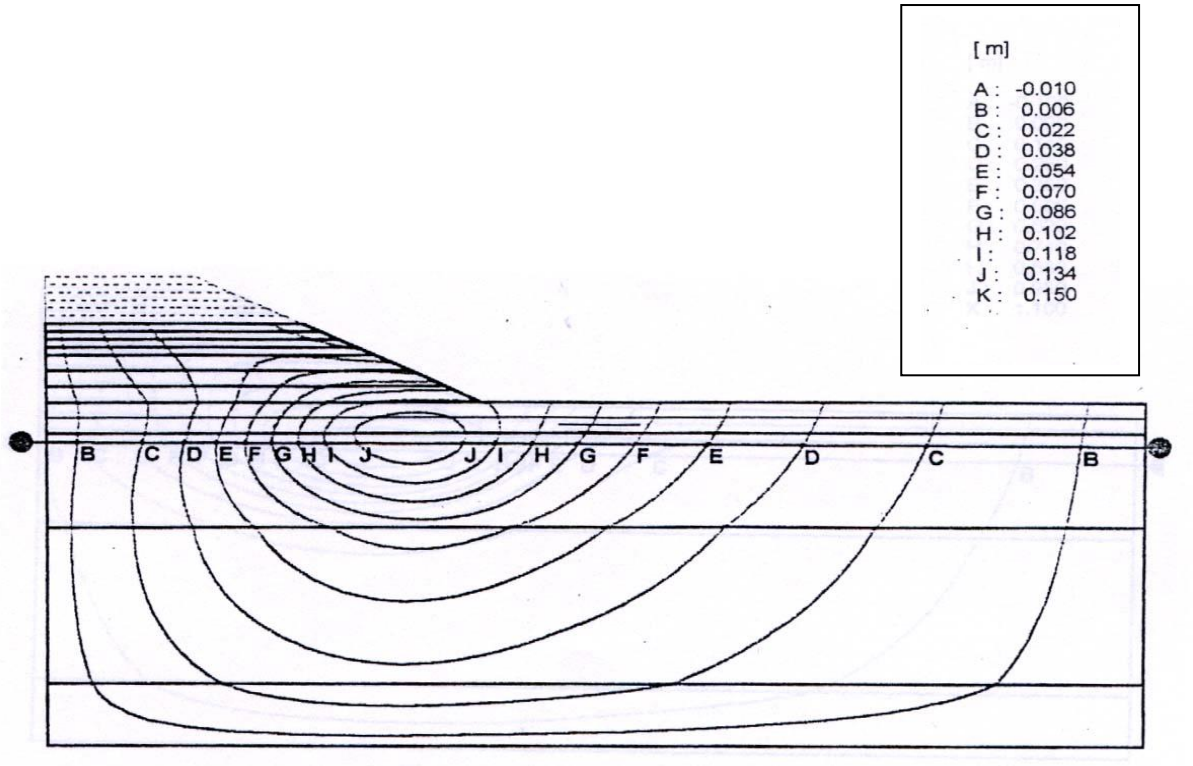


DOLGU YÜKSEKLİĞİ 3 METRE İÇİN

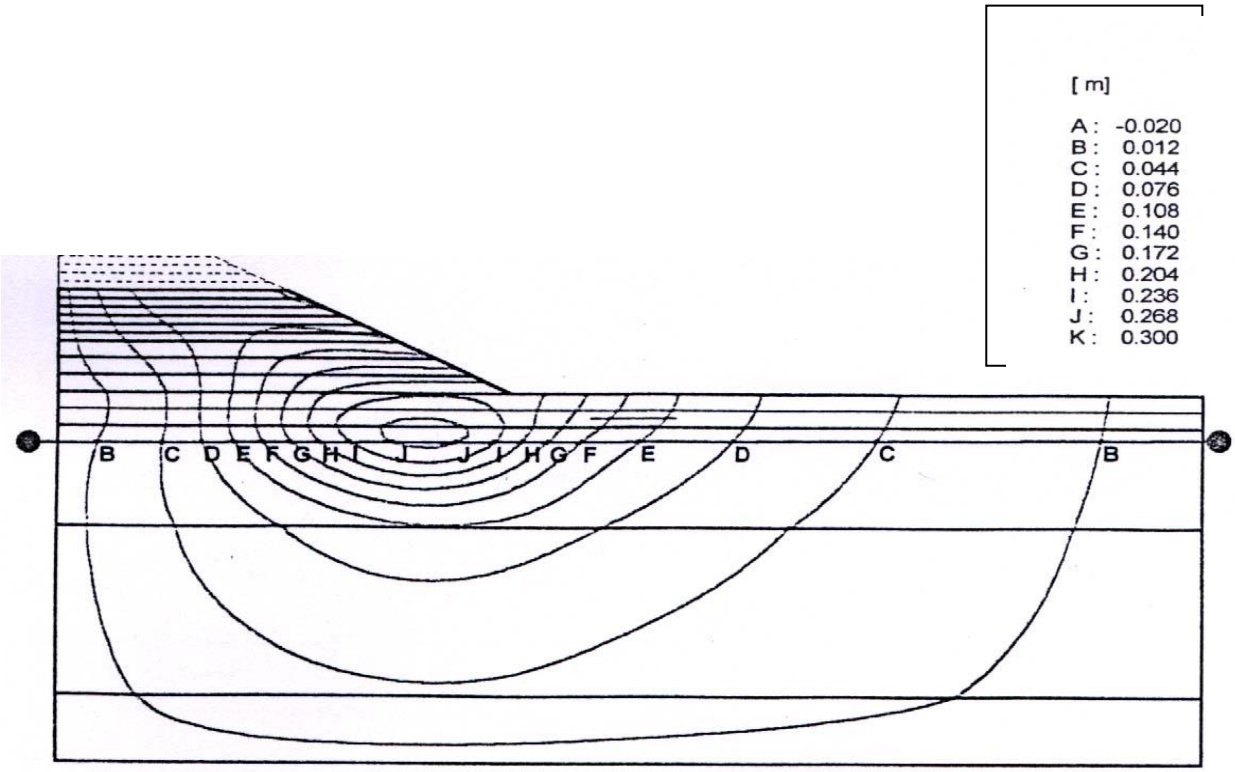


DOLGU YÜKSEKLİĞİ 4 METRE İÇİN

YATAY DEPLASMANLAR

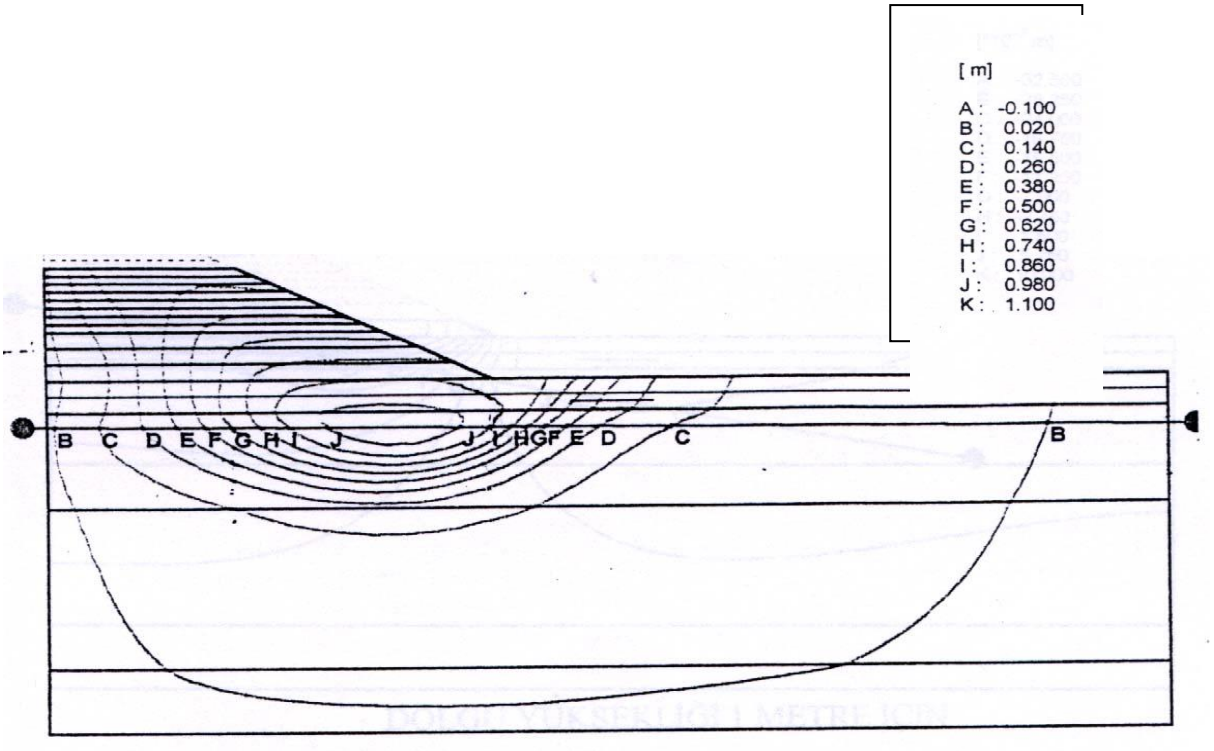


DOLGU YÜKSEKLİĞİ 5 METRE İÇİN



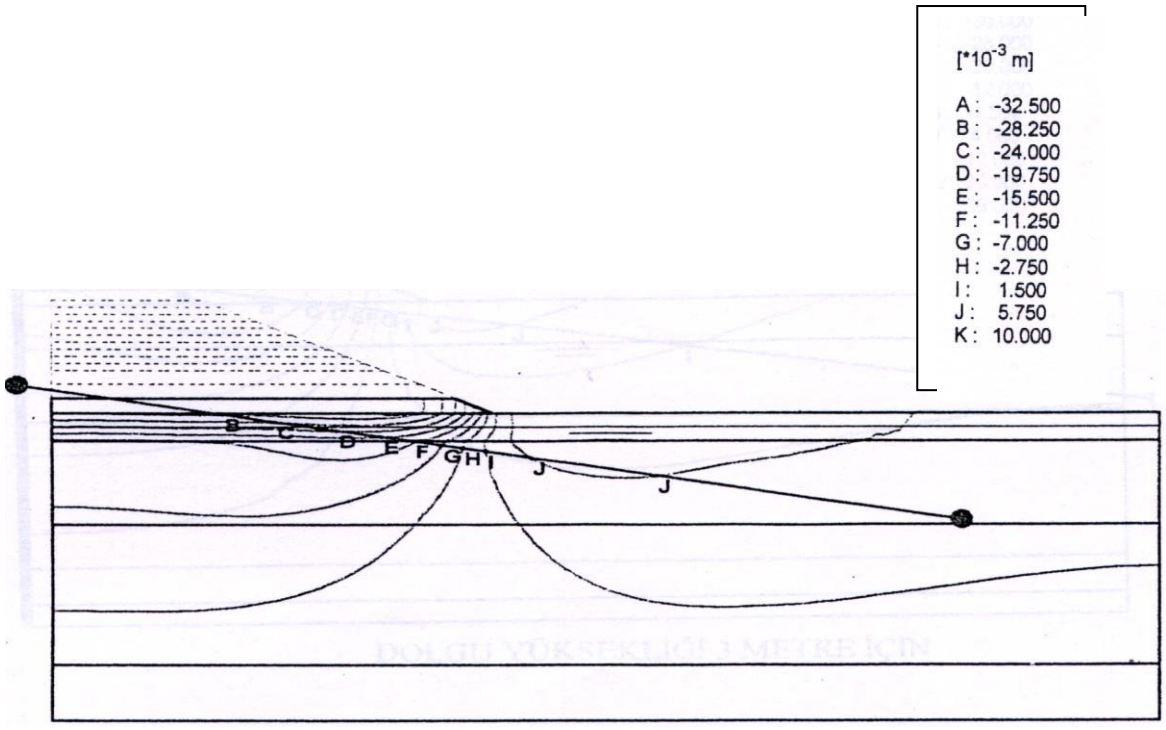
DOLGU YÜKSEKLİĞİ 6 METRE İÇİN

YATAY DEPLASMANLAR

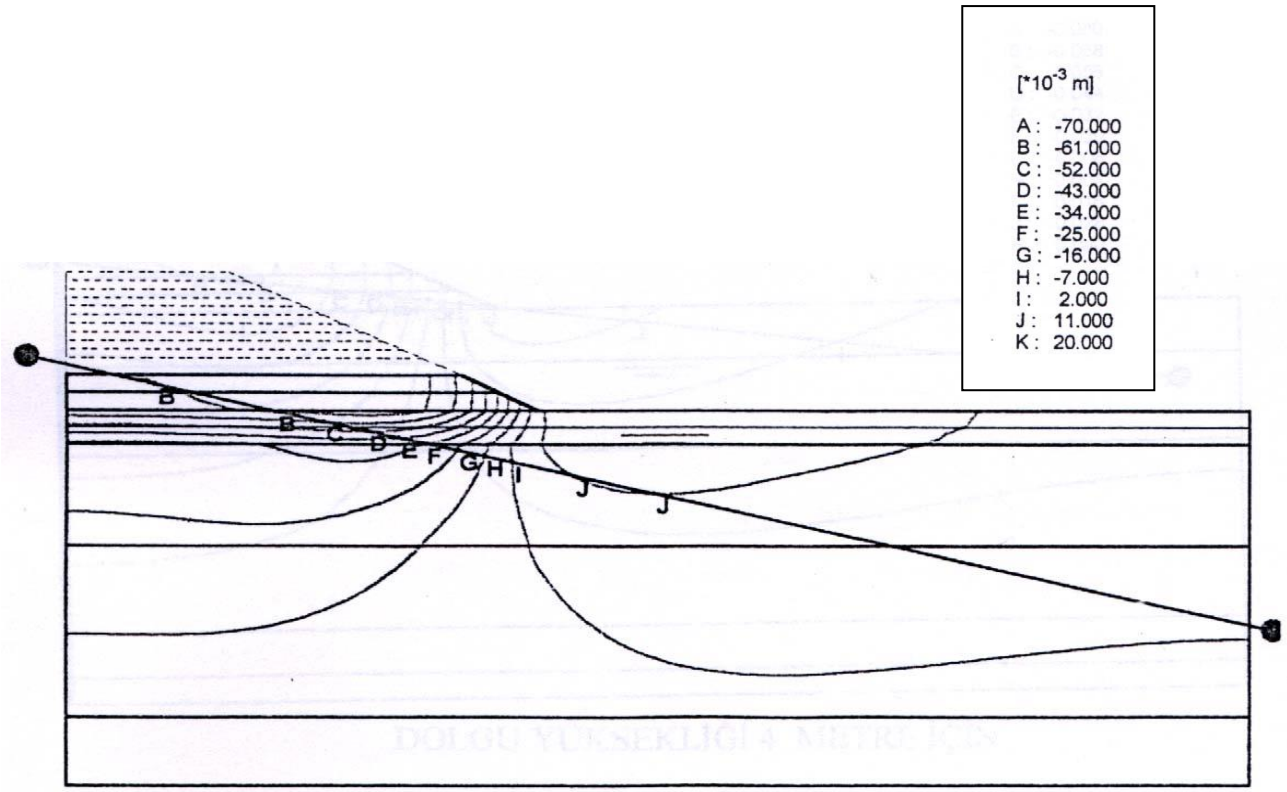


DOLGU YÜKSEKLİĞİ 7 METRE İÇİN

DÜŞEY DEPLASMANLAR

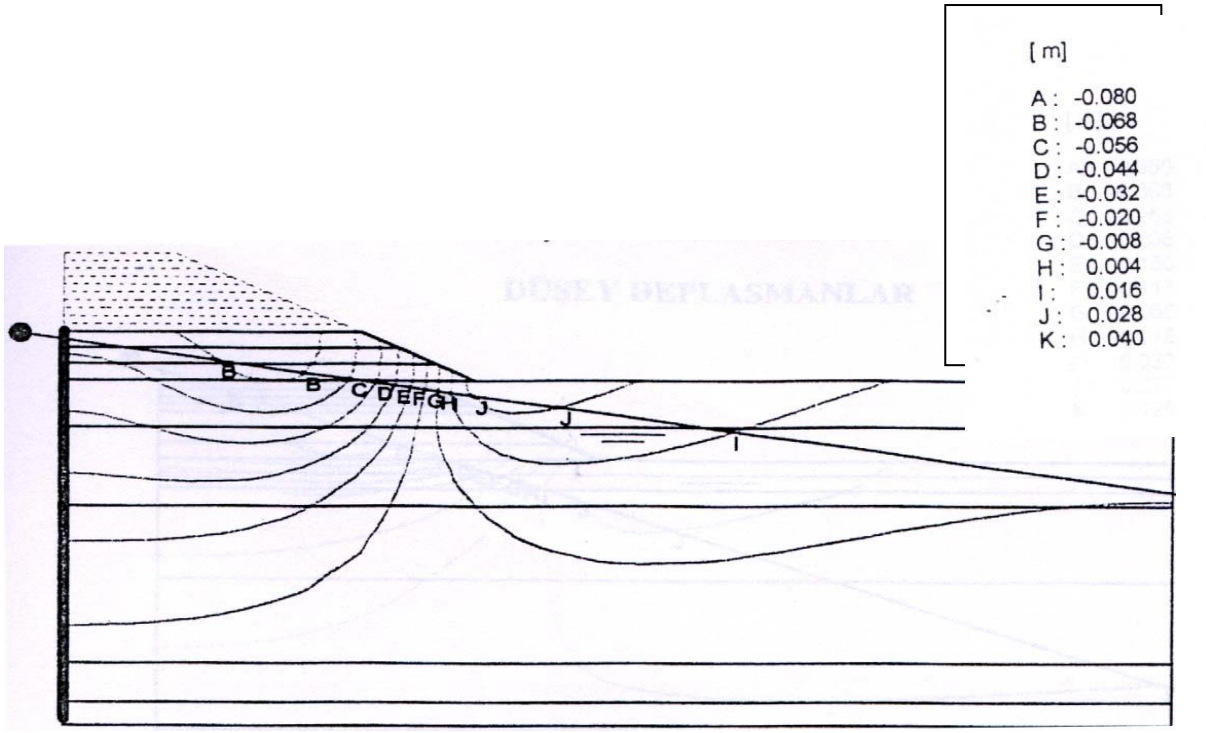


DOLGU YÜKSEKLİĞİ 1 METRE İÇİN

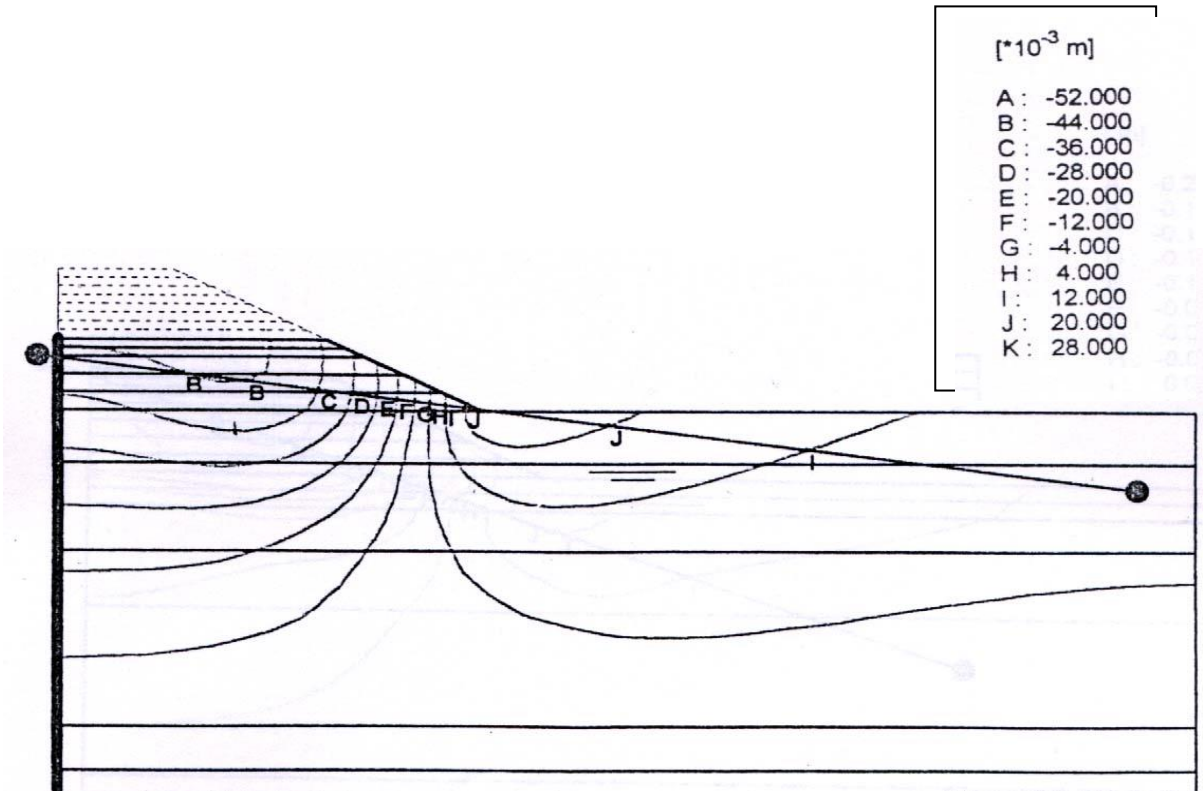


DOLGU YÜKSEKLİĞİ 2 METRE İÇİN

DÜŞEY DEPLASMANLAR

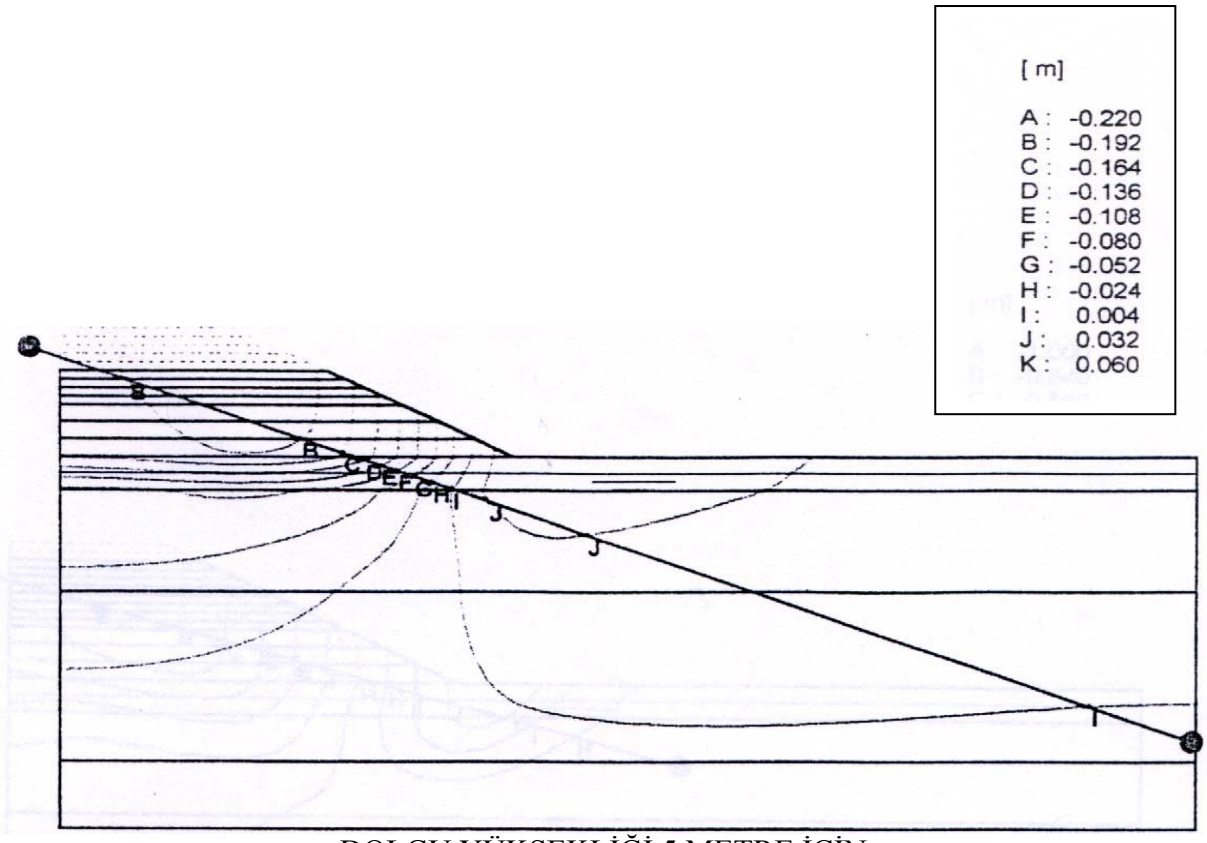


DOLGU YÜKSEKLİĞİ 3 METRE İÇİN

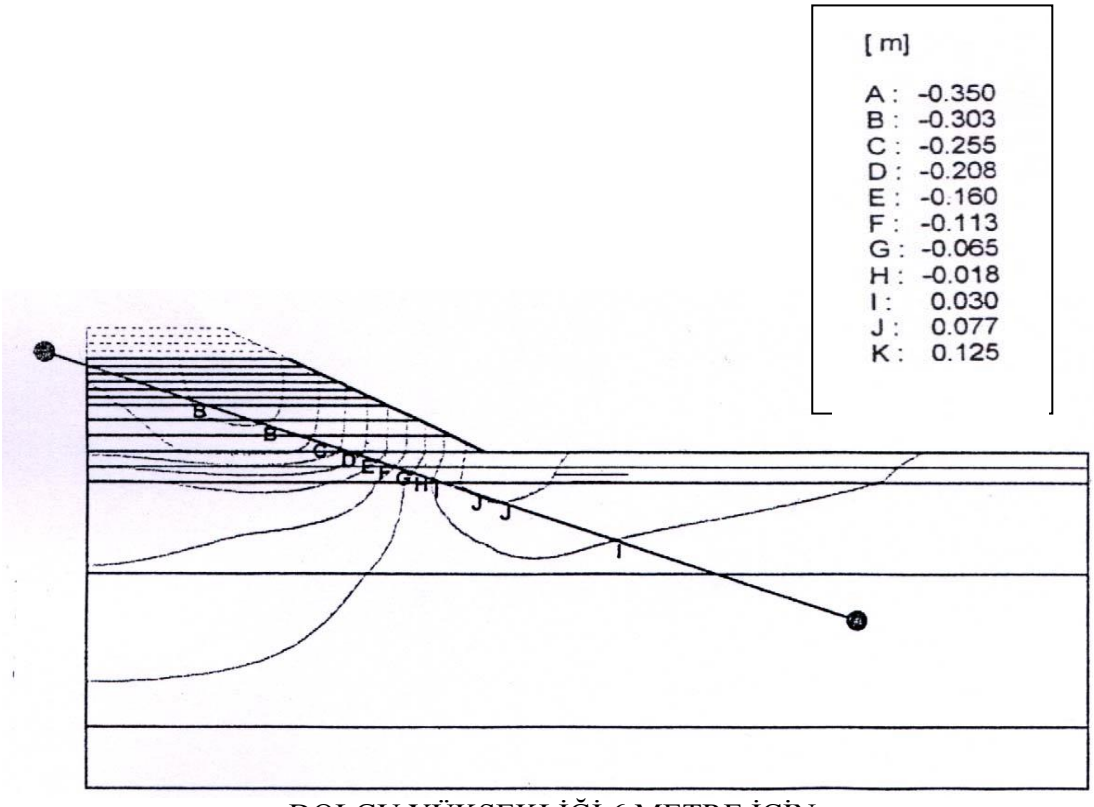


DOLGU YÜKSEKLİĞİ 4 METRE İÇİN

DÜŞEY DEPLASMANLAR

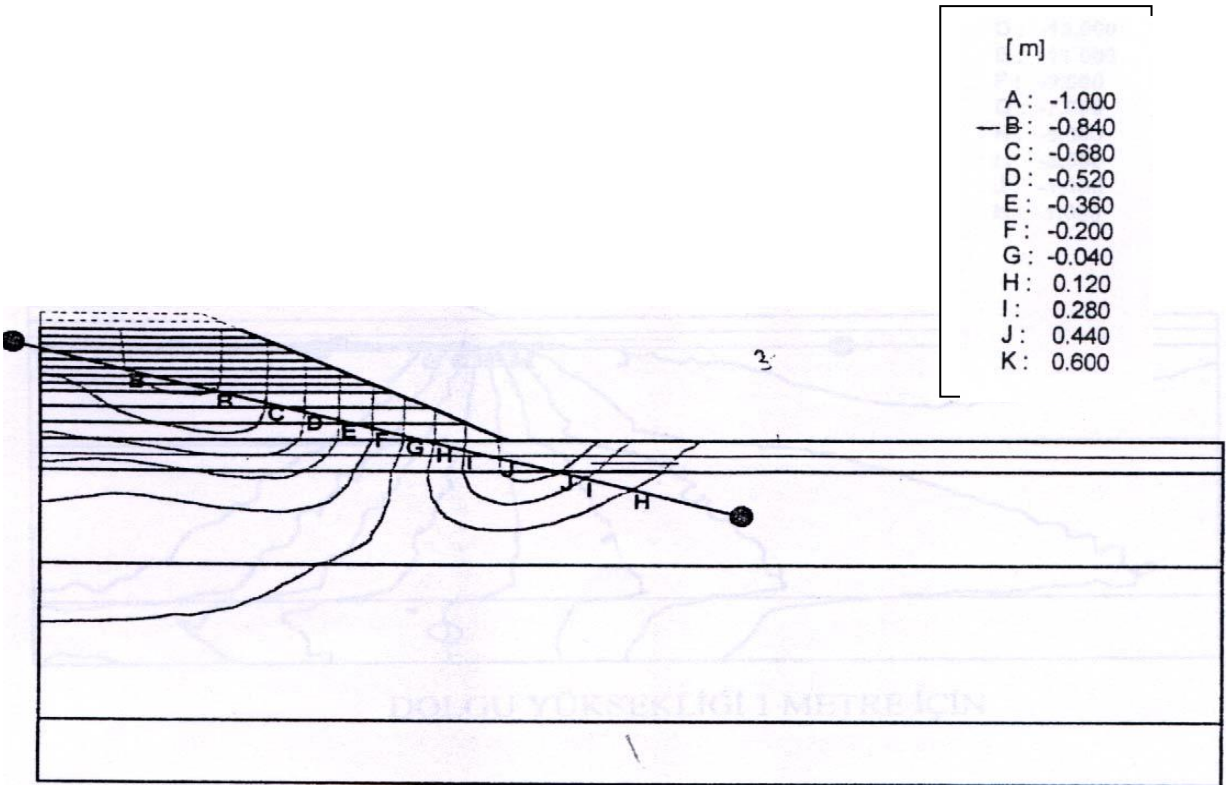


DOLGU YÜKSEKLİĞİ 5 METRE İÇİN



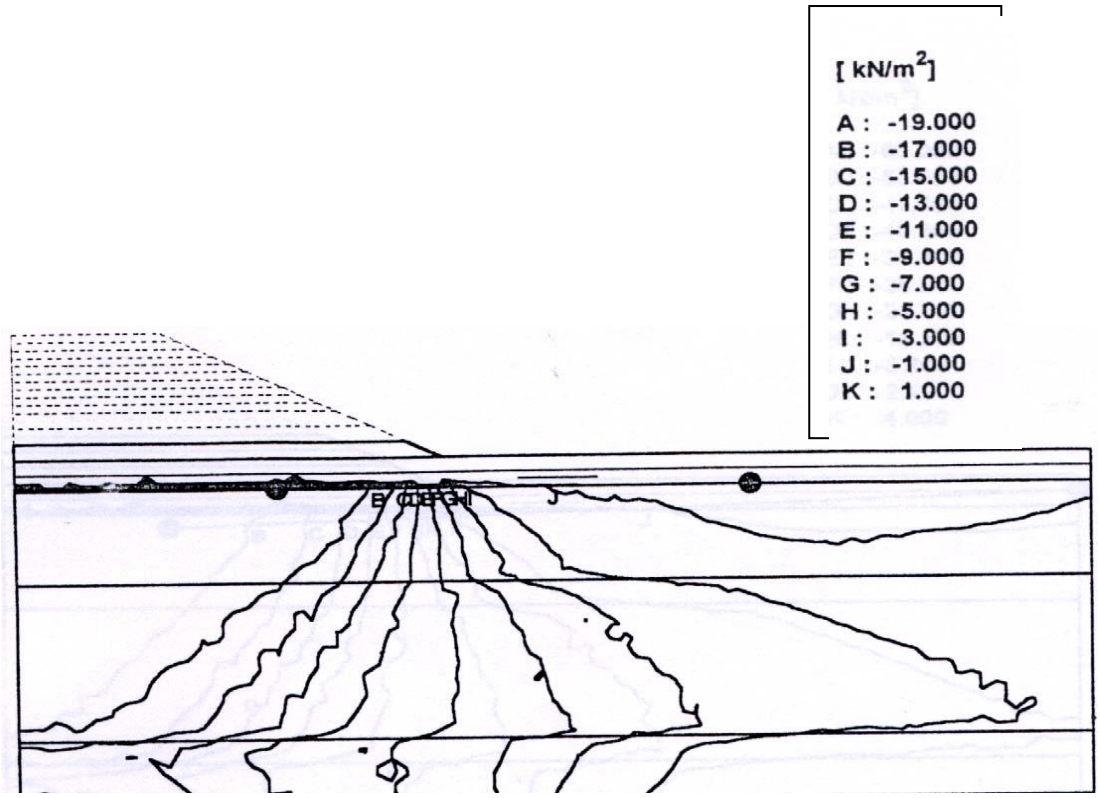
DOLGU YÜKSEKLİĞİ 6 METRE İÇİN

DÜŞEY DEPLASMANLAR

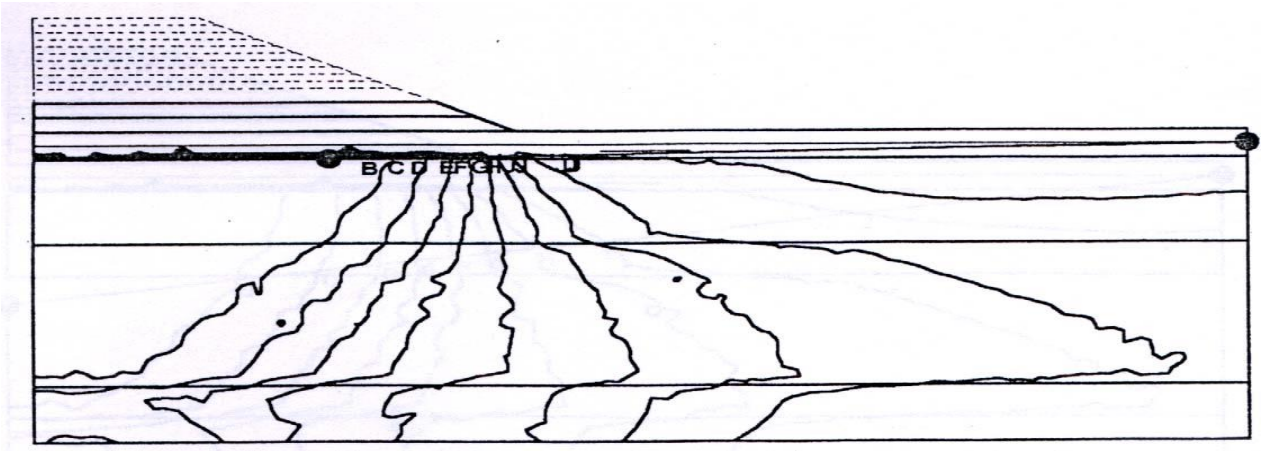


DOLGU YÜKSEKLİĞİ 7 METRE İÇİN

AŞIRI BOŞLUK BASINÇLARI

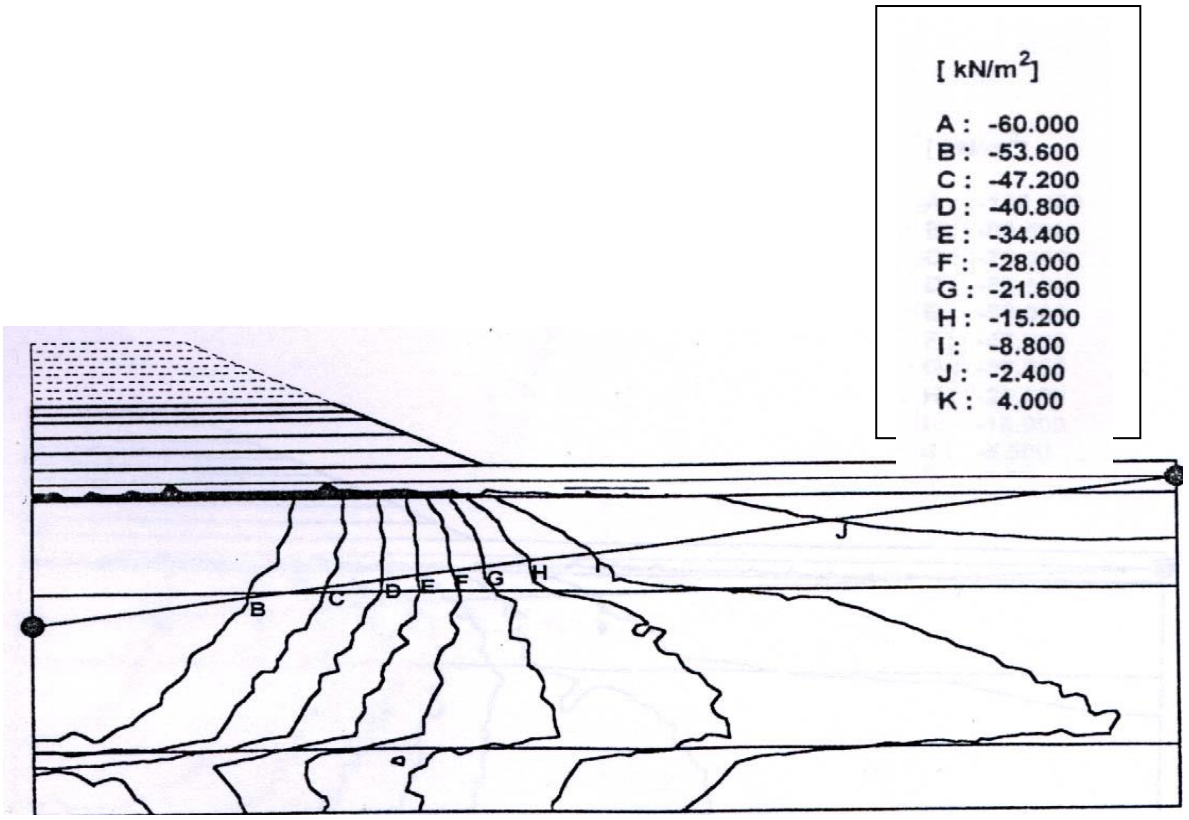


DOLGU YÜKSEKLİĞİ 1 METRE İÇİN

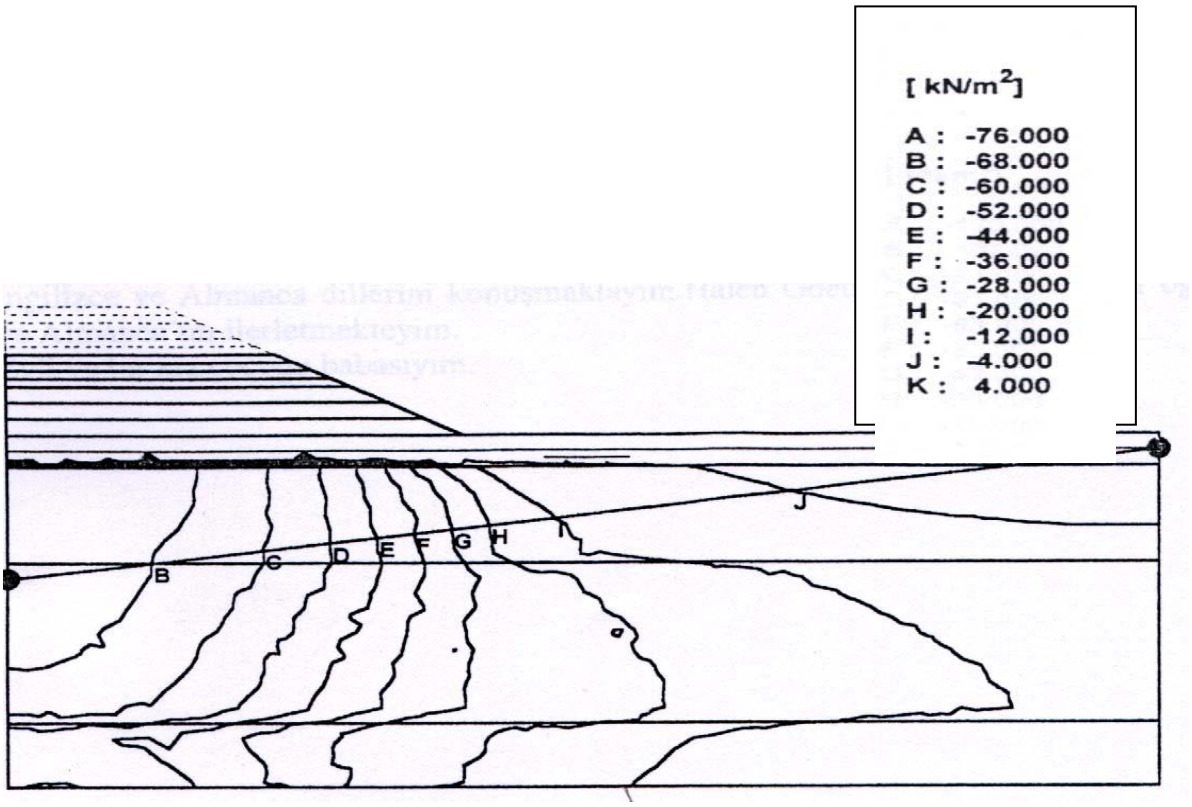


DOLGU YÜKSEKLİĞİ 2 METRE İÇİN

AŞIRI BOŞLUK BASINÇLARI

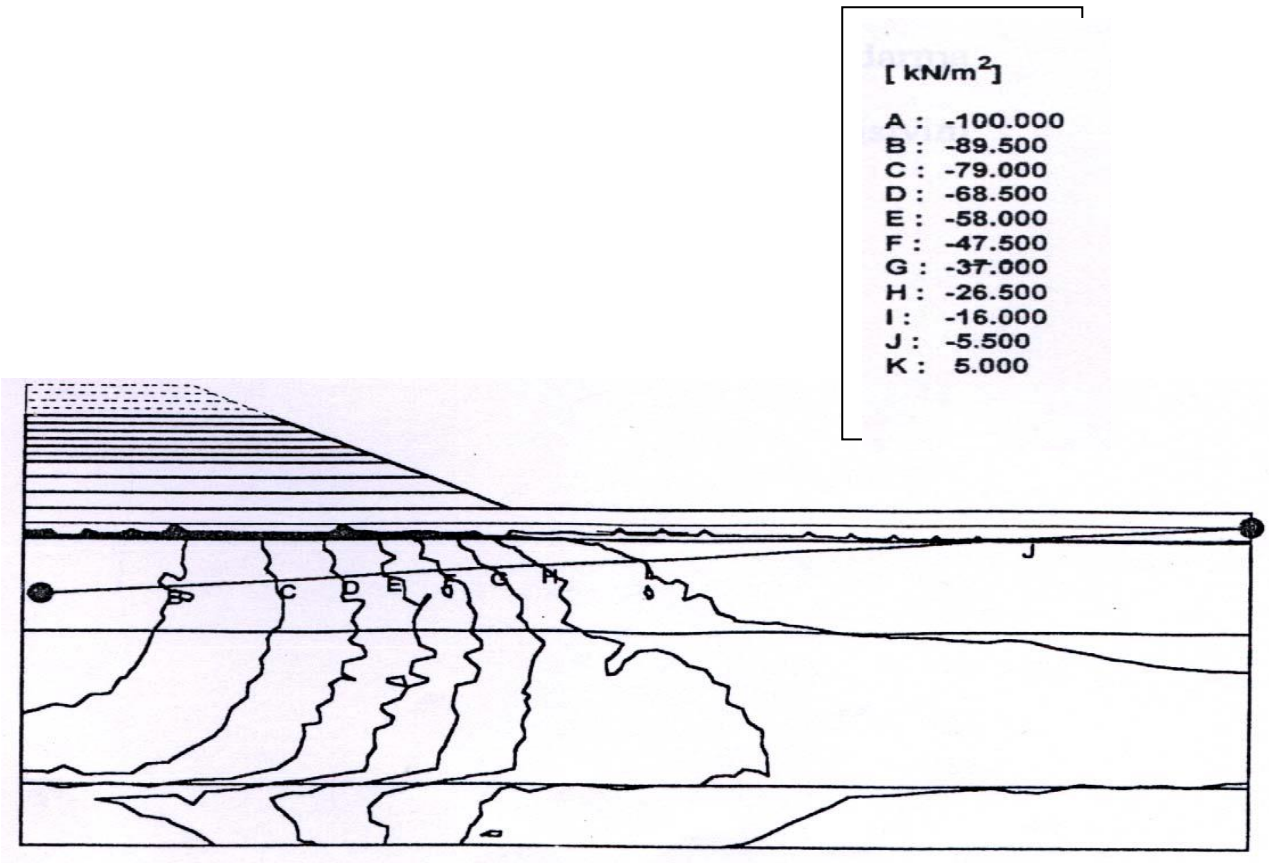


DOLGU YÜKSEKLİĞİ 3 METRE İÇİN

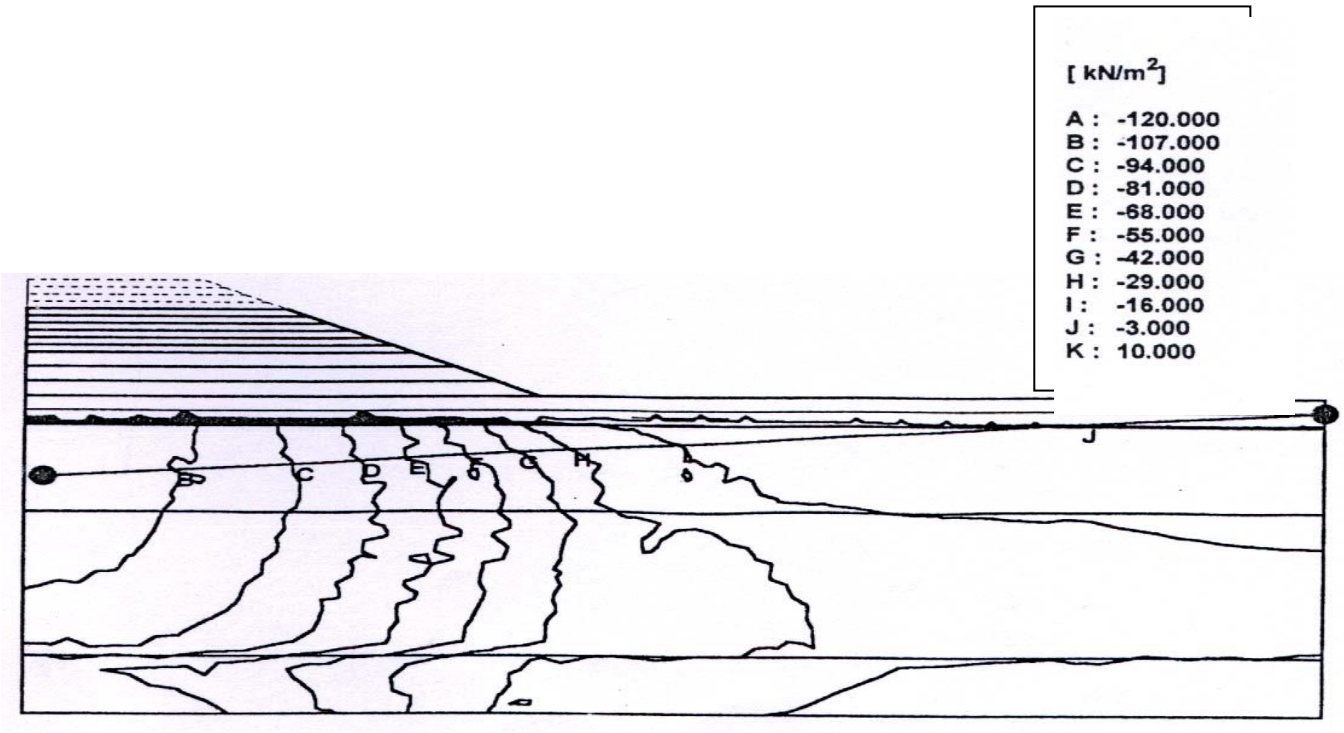


DOLGU YÜKSEKLİĞİ 4 METRE İÇİN

AŞIRI BOŞLUK BASINÇLARI



DOLGU YÜKSEKLİĞİ 5 METRE İÇİN



DOLGU YÜKSEKLİĞİ 6 METRE İÇİN

ÖZGEÇMİŞ

1971 yılında İstanbul'da doğdum. 1988 yılında Çatalca Lisesi matematik bölümünden, 1995 yılında Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümünden mezun oldum.
1995 yılından beri özel sektörde inşaat mühendisi olarak çalışmaktayım.
1996-97 yılları arasında vatani görevimi tercüman asteğmen sıfatıyla Güvercinlik Jandarma Hava birliğinde tamamladım.
İngilizce ve Almanca dillerini konuşmaktayım.Halen Goethe Enstitüsü'nün bir öğrencisiyim ve Almanca'mı ilerletmekteyim.
Evli ve bir kız çocuğu babasıyım.